

急崖における不連続面の力学的挙動に関する一考察

A Study on the Mechanical Behavior of Discontinuity in Steep Cliffs

北海道大学工学部資源開発工学科

藤井 義明

Dept. of Mineral Resources Development Engineering, Faculty of Engineering, Hokkaido University

Yoshiaki FUJII

Abstract

Numerical analyses were carried out on vertical and horizontal sections of steep cliffs with discontinuities. It was clarified, for the vertical section, that a cohesionless discontinuity tends to grow if the cliff has a notch at its base. For the horizontal section, a secondary crack appeared at the end of the cohesionless and inclined discontinuity and reached the free surface under little tectonic stress.

It is thought that the existence of tectonic stress and the loss of cohesion on the discontinuities due to the freezing of the rock surface are included among the factors that influenced the slope collapse at the Toyohama tunnel. An estimated scenario of the slope collapse is also given.

はじめに

豊浜トンネル事故調査委員会では崩落メカニズム解明のため3次元応力解析が行われた（豊浜トンネル崩落事故調査委員会、1996）。同解析では、崖面の形状が忠実に模されており、当該崩落のメカニズム解明のために有効と考えられる。

しかしながら、将来の崩落を予防するための一般的知見を得るために、むしろ、簡略化した形状のモデルについて解析を行った方が望ましいといえる。また、当該解析では不連続面の成長は引張応力に基づいて評価されているが、より正確には、破壊力学を用いるべきである。

以上を考慮し、ここでは、線形破壊力学に基づいて、鉛直・水平の両断面モデルを用いて急崖における不連続面の挙動について検討する。また、解析結果に基づいて崩落の要因について考察し、崩落のシナリオを推定する。

鉛直断面の解析

当該斜面の鉛直断面を簡略化したモデルを用い、不連続面の成長に注目して破壊力学に基づく2次元数値解析を行う。

Table 1に示す物性値を用いた解析にはFig.1に示す2次元モデルを用いた。(a)はノッチがない場合、(b)はノッチがある場合である。ここで、ノッチとは、海食によるものでもいいし、あるいは、トンネルをノッチとみなしてもよい。

初期地圧として供試体の自然含水状態における単位体積重量によるかぶり圧とポアソン比から水平方向変位拘束の仮定の下で評価される側圧係数 0.28 に対応する水平地圧を負荷した後、自由境界の境界条件を満たすように掘削を行った。崖面には長さ 10~60 m の屈曲した初期不連続面が存在するものと仮定し、その先端の応力拡大係数を評価した。

不連続面の応力状態については、粘着力と引張強度は既に失われており、以下の式に従うものと仮定した。

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi \quad (1)$$

$$\sigma \geq 0 \quad (2)$$

ここで、 τ はせん断応力、 σ は直応力、 ϕ は摩擦角 (40.7°) である。解析には、間接法タイプの境界要素法の一種である 2 次元変位きい違い法 (Crouch and Fairhurst, 1973) を用い、応力拡大係数は不連続面先端付近の変位から評価した。この方法の詳細については文献 (藤井・石島、1992) を参照されたい。

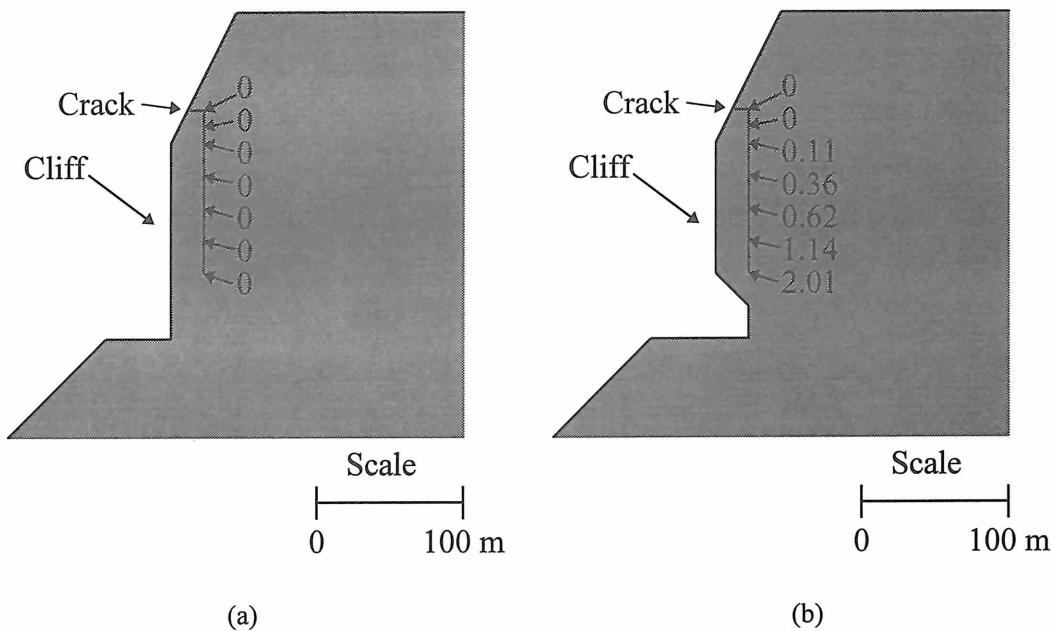


Fig.1 解析に用いた鉛直断面モデル。クラック先端の位置と応力拡大係数 (MPa \sqrt{m}) の関係も示す。(a) : ノッチがない場合、(b) : ノッチがある場合

Table 1 解析に用いた物性値 (藤井、1996)

密度	20 kN/m ³
ヤング率	1.6 GPa
ポアソン比	0.22
破壊靭性値	0.08 MPa \sqrt{m}
摩擦角	40.7°

ノッチがない場合には、不連続面先端の応力拡大係数は、初期不連続面の長さに関わらず 0 である (Fig.1(a))。すなわち、自重による不連続面の成長はないと判断される。

ノッチがある場合にも初期不連続面の長さが 15 m になるまでは、不連続面先端は閉じており、応力拡大係数は 0 である。ところが、初期不連続面の長さが 20 m の場合には $0.11 \text{ MPa} \sqrt{\text{m}}$ になる (Fig.1(b))。これは、自由面側の岩塊の自重が作用し、不連続面が開口したためである。応力拡大係数の値は岩石の破壊靭性値を超えており、不連続面がインタクトな岩石と同等の破壊靭性値を有していたとしても、不連続面は成長すると判断される。

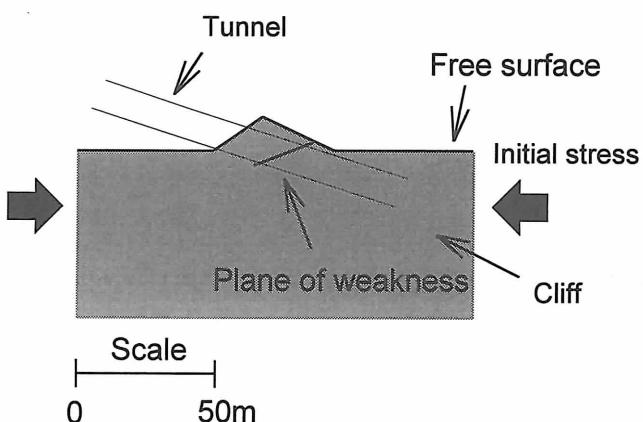
応力拡大係数は、不連続面が長いほど大きくなっている (Fig.1(b))。これは、自由面側の岩塊の寸法、すなわち、重量が大きくなるためであり、一旦成長を開始した不連続面は、不安定的に成長を続けることを示している。ちなみに初期不連続面の長さが 40 m のときの応力拡大係数は、花崗岩の破壊靭性値 ($1 \text{ MPa} \sqrt{\text{m}}$ 程度) をも超えている。

水平断面の解析

箕浦他(1996)によれば崩落面の特徴は以下のようである。まず、崩落面はその方向から、I 面と II 面に大略分類される。このうち I 面は、面積的に崩落面の大部分を占め、方向は現場付近のリニアメントと略一致している。上縁、左縁は茶色に着色されており、かなり以前から開口していたものと考えられる。着色していない部分についても程度の差こそあれ変質が進んでいる。一方、II 面については、変質が進んでおらず、張力によって引き剥がされた際に形成されたと思われる鋤櫛構造がはっきりと認められる。

以上を考慮して、Fig.2 のような 2 次元モデルについても解析を行うことにした。これは当該斜面を上からみた水平断面の形状を簡略化したものであり、1 つの初期不連続面 (箕浦他(1996)によるところの I 面) を有し、水平方向の初期地圧が作用するものと仮定する。

岩盤の物性値や不連続面の応力状態は前項と同様に仮定した。不連続面先端の進展条件としては、モデル I、II の応力拡大係数 K_I 、 K_{II} 双方を考慮し、かつ、不連続面の進展角度がポアソン比に依存しないという特徴を有する Sih の最大引張応力説 (Ingraffea、1983) を採用した (藤井・石島、1992)。



水平断面モデルの平面図。トンネルは参考のため描いたものであり、境界条件には含まれていない

水平応力を1ステップあたり0.01 MPaづつ増加させると、水平応力が0.03 MPaになったときに、初期不連続面の先端から2次不連続面が成長し始め、0.09 MPaのときに自由面に達することがわかった(Fig.3)。すなわち、トンネルの掘削により既に底部の支持力が失われていれば、自由岩盤ブロックは崩落すると判断される。2次不連続面の方向は、ほぼII面(箕浦他、1996)と同じである。

なお、不連続面の成長を考慮せず単位大きさの水平応力を作用させたときのI面上の直応力の分布はFig.4のようになる。岩盤の表面近くで圧縮の直応力は、奥部で引張になっているが、これは、自由面の形状が凸状になっているためである。

解析結果の解釈

鉛直断面の解析では、粘着力を持たない初期不連続面が、自重のみにより、成長する可能性を示した。

水平断面の解析では、崖に斜交する粘着力を持たない不連続面が小さい水平応力の下で成長する可能性を示した。

これらの知見はある程度的一般性を有すると考えられる。しかしながら、本解析結果を豊浜トンネル岩盤斜面崩落の解釈に援用する際には、以下に述べるような不正確さに注意すべきであることを申し添えておく。

すなわち、解析に用いたモデルは、無限に厚い板、あるいは、無限に高い崖を意味するが、実際の崖は有限の寸法を持っている。この点から、本解析は、崩落のしやすさに関して過大な評価を与える可能性がある。

一方、本解析では、間隙水圧を無視し、また、不連続面の成長条件としてインタクトな岩盤の破壊靭性値を用いた。実際の不連続面では間隙水圧が作用し、また、破壊靭性値もインタクトな岩盤のものより小さいことが予想される。したがって、これらの点からは、本解析が崩落

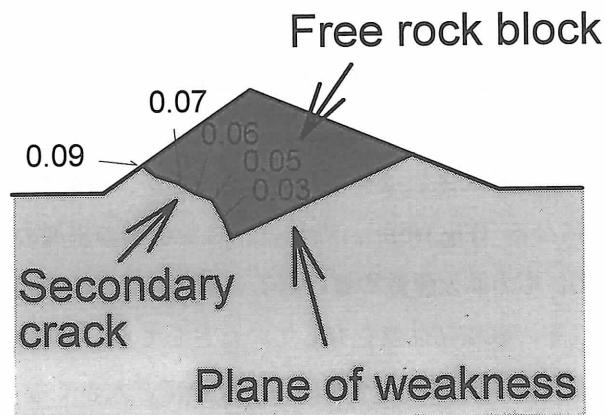


Fig.3 2次不連続面の成長挙動（モデル1）。図中の0.03等の数字は水平応力の値 (MPa) を示す

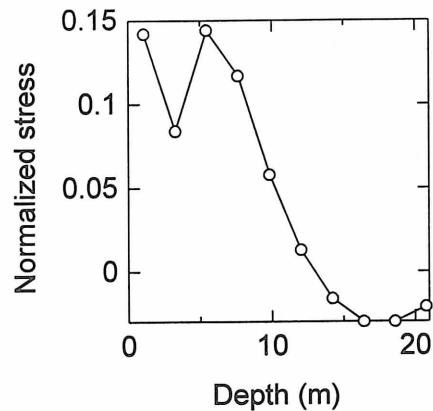


Fig.4

不連続面が成長しないと仮定したときのI面上の直応力の分布（圧縮が正、横軸は自由表面からI面に沿って測った深さ）

のしやすさに関して過小な評価を与える可能性が指摘できる。

崩落の要因

上述の両解析において岩盤が崩落するためには、不連続面が何らかの原因で粘着力を失うことが必要である。また、後者の解析では、これに加え、水平応力の存在が必要となる。これらが実現された要因について以下に考察する。

事故の起きた日に向け、現地の気温は大略低下傾向にあった。崩落斜面がほぼ北向きであることから考慮すれば、当該斜面の岩盤温度は事故が生じたころ低下しつつあったものと考えてよいと思われる。これから、崩落に必要な粘着力の喪失が生じた原因として以下を考えることができる。

- (i) 岩盤表面の凍結による水路の閉塞に伴う間隙水圧の上昇
- (ii) 不連続面の口元に入り込んだ水の凍結膨張
- (iii) 不連続面の口元付近の含水した岩盤の凍結膨張

当該斜面の岩盤表面が凍結していたことは原田・福田(1996)により確認され、凍結深度は50~60 cmと推定される。また、藤井(1996)によれば崩落面の岩盤はほぼ含水飽和状態にあった。以上は、原因(i)の裏付けになるものである。

当該斜面付近で撮影された写真 (Fig.5) には、中央部に写っているある開口不連続面の中に氷柱の形成が認められる。すなわち、原因(ii)が実現される可能性がないとはいえない。

現地岩盤のマトリクスは凝灰岩と同様な組織を有すると考えられるが、凝灰岩は、0 ~ -20°C の範囲で温度が低下するとき、著しく膨張することが明らかになっている (Fig.6、木下他、1996、稻田他、1996)。

また、前述のように当該斜面の岩盤の凍結深度は 50~60 cm である。したがって、岩盤温度の低下に伴い不連続面の口元部付近のみで凍結膨張量が増加した可能性がある。かか



Fig.5 崩落現場付近の開口不連続面中の氷柱

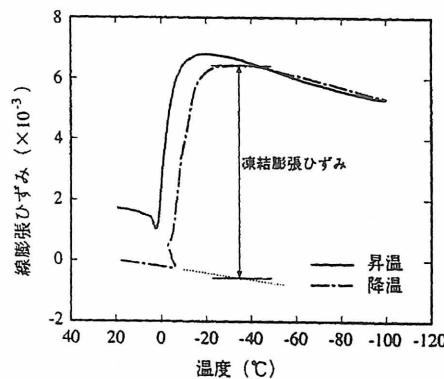


Fig.6 大谷石の凍結ひずみ (木下他、1996 より)

る状況では、不連続面口元にくさびを打ち込んだと同様、不連続面を開口させようが発生し得ると予想されるので、原因(iii)が実現される可能性もまた否定できない。

解析で与えた水平応力の値は特別なものではなく、自重と側面拘束により生じ得る0.5 MPa程度の水平応力よりもずっと小さいものである。むしろ、当該現場が岬の付け根に位置し、また、日本列島の地殻応力が略東西方向であることを考慮すると、当該現場付近には応力集中が生じることが予想されるか

Fig. 7 は東西方向(図中左右方向)に単位大きさの地殻応力を受ける岬を含む北向き(図中

上向き) の崖面の水平断面モデルである。有限要素法による弾性解析(平面応力状態を仮定し、ポアソン比は 0.22 とする)を行ったところ、Fig.8 に示されるように、水平応力は岬の付け根に集中することがわかった。応力集中の程度はモデルの形状に支配されるが、この場合は 2.2 倍である。また、引張応力は岬の奥部に広く分布している (Fig.9)。

次に、岩盤の応力状態を破壊条件と比較してみる。本解析に用いた有限要素法ソフトは破壊限接近度の表示機能を持たないので、この目的には最小主ひずみの値を用いることにする。詳細は付録に記してあるが、要するに、最小主ひずみの伸び量が大きい程、岩盤は破壊条件に接近していると判断できる。

解析の結果評価された最小主ひずみはFig.10のようになり、岬の付け根に一番大きい伸びひずみが生じていることがわかる。すなわち、崩落岩体が位置する岬の付け根は不安定（圧縮破壊による自由面の剥離現象が生じ易い）だと判断される。

崩落のシナリオ

これまでの解析結果を参考にして、豊浜トンネルにおける崩落のシナリオを以下のように推測した。

トンネル建設前の地形が形成されたときから既に存在している不連続面は、地質年代的長期にわたる地殻応力の集中、熱ひずみ、凍結融解、間隙水圧等の力学的、化学的作用によりトンネル着工時に既に一部が開口していた。

トンネル建設後は、底部の支持力を失ったため不連続面の開口速度は増加した。開口に伴う水の流入量の増加は、岩盤の変質速度の増加をもたらし、結果、開口速度は加速度的に増加する。このような状況の下で、12年の歳月を経て不連続面の大部分が開口した状態になっていた。

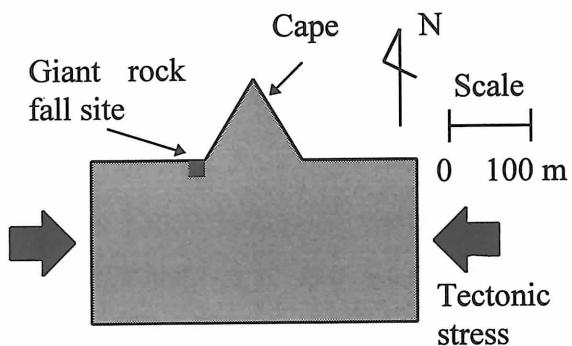


Fig.7

東西方向に圧縮応力を受ける岬を含む北向き崖斜面の水平断面モデル

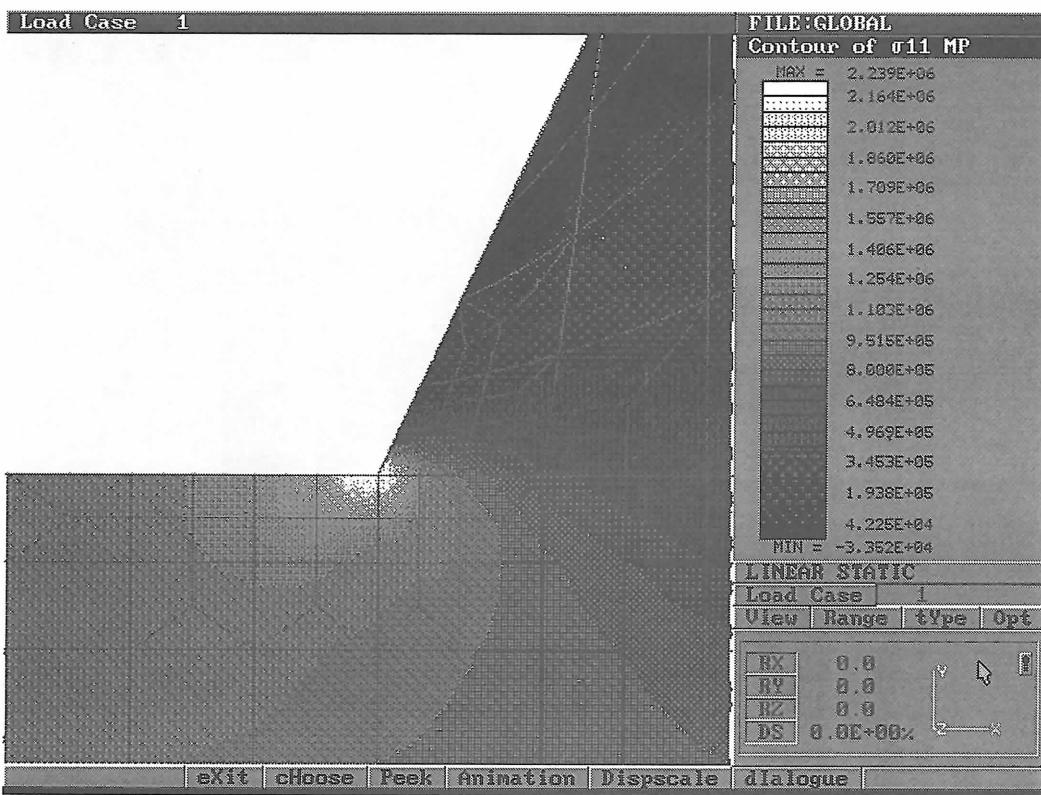


Fig.8 最大主応力の分布（拡大図、岬の付け根の白い部分に圧縮応力が集中している）

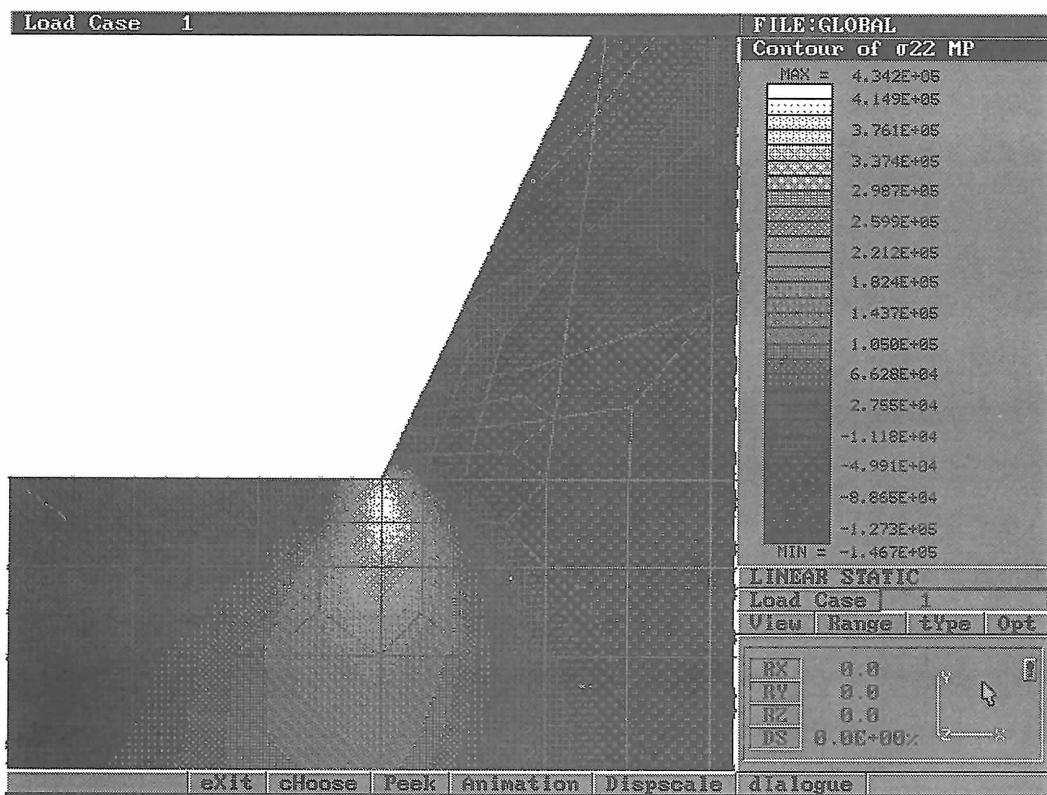


Fig.9 最小主応力の分布（黒い部分に小さな引張応力が生じている）

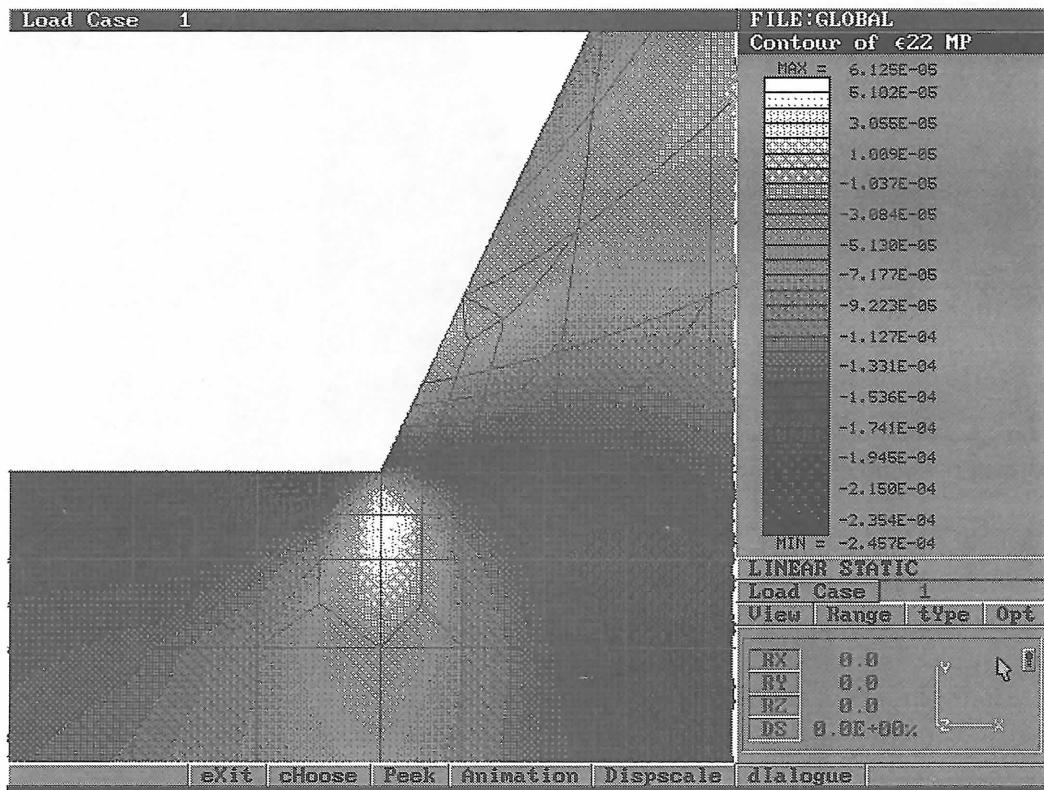


Fig.10 最小主ひずみの分布（岬の付け根からやや離れた黒い部分で伸びが大きい）

崩落直前には、季節変動、ならびに、日変動により気温が低下し、岩盤表面の凍結が進んだ。このため、不連続面を開口させる力は増加した。粘着力を失った不連続面は成長し、遂には自由ブロックが形成された。自由ブロックは重力によって落下し、巻き出し部を破壊した。

まとめ

急崖における不連続面の力学的挙動に関し応力解析を行った。

鉛直断面の解析では、急崖の根元にノッチのある場合に、粘着力の失われたある長さ以上の初期不連続面が不安定的に成長することがわかった。

水平断面の解析では、小さい水平応力の存在の下で、崖斜面に斜交する粘着力の失われた初期不連続面の先端から2次不連続面が生じ、自由面に達することがわかった。

以上の解析結果に基づいて、豊浜トンネル崩落事故の要因の一部に、水平応力の存在、ならびに、岩盤表面で生じる凍結現象に起因する不連続面における粘着力の喪失が含まれ得ると考察し、また、当該崩落のシナリオを推定した。

文献

Crouch, S.L. and Fairhurst, C. (1973): The Mechanics of Coal Mine Bumps and the Interaction

between Coal Pillars, Mine Roof and Floor, U.S.B.M. Contract Report, H0101778

藤井義明(1996)：豊浜トンネル岩盤斜面崩壊に関する材料試験と応力解析、北海道地区自然災害科学資料センター報告、Vol.11、p.77-89

藤井義明・石島洋二(1992)：クラックの開口幅、および、クラック面間の摩擦がダイラタシードに与える影響について、北海道応用地学合同研究会論文集、No.3、pp.98-104
原田鉱一郎・福田正巳(1996)：1996年北海道古平町豊浜付近斜面崩落にかかる岩石の凍結-融解実験、北海道の雪氷、第15号、p.58-61

稻田善紀・木下尚樹・関正造・松尾暁・成行惇・越智健三(1996)：低温の影響を受けた空洞周辺岩盤の熱的挙動に関する一二の知見、土木学会論文集、No.547/III-36、p.211-220

Ingraffea, A. R. (1983): Numerical Modelling of Fracture Propagation, in Rock Fracture Mechanics (ed. by Rossmannith, H. P.), Springer-Verlag, Wien-New York, p.151-208

木下直人・赤川敏・傳田篤(1996)：1. 各種条件における岩石の力学挙動-軟岩、材料、Vol.45、No.2、p.242-247

箕浦名知男・藤原嘉樹・渡辺暉夫(1996)：豊浜トンネル崩壊に関する地質・地形的特徴について、北海道地区自然災害科学資料センター報告、Vol.11、p.31-47

豊浜トンネル崩落事故調査委員会(1996)：豊浜トンネル崩落事故調査報告書

付録 Coulombの破壊条件の最小主ひずみによる表現

平面ひずみ、または、平面応力状態の場合、最小主ひずみ ε_3 は主応力 σ_1 、 σ_3 とヤング率 E 、ポアソン比 ν で(A.1)式のように表される。

$$\varepsilon_3 = \{(1-\nu^2)\sigma_3 - \nu(1+\nu)\sigma_1\}/E, \quad \text{または,} \quad \varepsilon_3 = (\sigma_3 - \nu\sigma_1)/E \quad (A.1)$$

同式を変形すると、

$$\sigma_1 = -E\varepsilon_3/\{\nu(1+\nu)\} + \sigma_3\{(1-\nu)/\nu\}, \quad \text{または,} \quad \sigma_1 = -E\varepsilon_3/\nu + \sigma_3/\nu \quad (A.2)$$

が得られる。この式と(A.3)式の Coulomb の破壊条件との比較から、(A.4)、(A.5)式が得られる。

$$\sigma_1 = q_u + \sigma_3(1+\sin\phi)/(1-\sin\phi) \quad (A.3)$$

$$q_u = -E\varepsilon_3/\{\nu(1+\nu)\}, \quad \text{または,} \quad q_u = -E\varepsilon_3/\nu \quad (A.4)$$

$$\phi = \sin^{-1}(1-2\nu), \quad \text{または,} \quad \phi = \sin^{-1}\{(1-\nu)/(1+\nu)\} \quad (A.5)$$

ここで、 q_u は単軸圧縮強度、 ϕ は内部摩擦角である。

すなわち、弾性解析における岩盤の破壊限接近度は、最小主ひずみにより評価することができる。最小主ひずみが正（縮み）であれば、岩盤の破壊条件は満たされず、負（伸び）の場合には、岩盤が破壊しないために(A.4)式で表される単軸圧縮強度が必要とされる。

ポアソン比は内部摩擦角を決定する。例えば解析に用いたポアソン比0.22の場合は、平面応力を仮定すると内部摩擦角に換算して39.7°になる。