

# 豊浜トンネル岩盤崩落： 海食崖の不安定性に与えるノッチの影響

Rock-fall at Toyohama Tunnel in 1996:  
effect of notch growth on instability of coastal cliff

赤崎久美子\*・松倉公憲\*\*

Kumiko AKASAKI and Yukinori MATSUKURA

## I はじめに

北海道積丹半島の国道229号線の豊浜トンネル西側入り口において、1996年2月10日、トンネル上部の海食崖が崩落した。崩落の原因に関してはすでにいくつかの調査報告や研究がなされてきた（たとえば、豊浜トンネル崩落事故調査委員会，1996；Watanabe et al., 1996；北海道古平町国道229号岩盤崩落調査委員会，1997，川村，1997；菊池・水戸，1998；山岸ほか，1999）。たとえば、崖の背面亀裂や崖基部のノッチが崩落に与える影響については、これらの多くの研究で定性的には指摘されており、特に背面亀裂の進展に関しては凍結破砕や間隙水圧等のプロセスなどが推定されている（たとえば、豊浜トンネル崩落事故調査委員会，1996；Watanabe et al., 1996；福田ほか，1996）。しかし崖基部のノッチがどのように崩落と関わっているかについての定量的議論はほとんどなされていないようである。そこで本稿では、崖の自立高さという観点から、その不安定性を吟味し、その上で、崩壊に与えるノッチの効果について考察する。

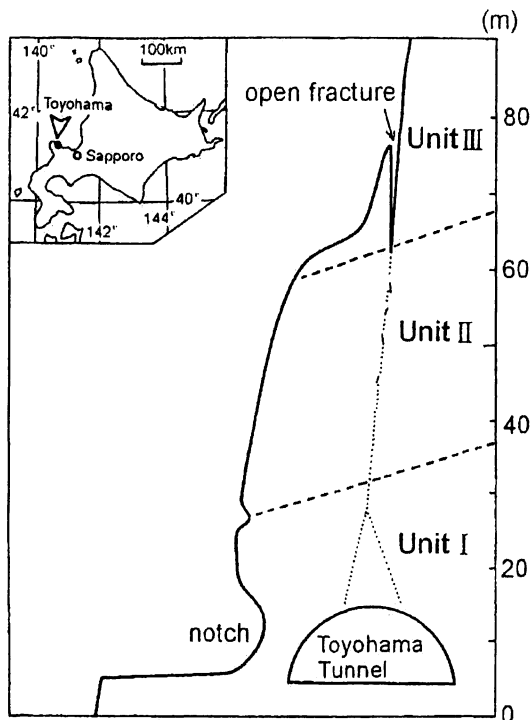
## II 地形・地質概観

豊浜トンネルは、積丹半島の東海岸の古平町豊浜に位置する。1996年2月10日午前8時8分頃、岩盤がトンネル上に崩落し、ちょうど通りかかったバスと乗用車が下敷きになり、20名が犠牲になった。この付近は、高さが150mを超える海食崖が海岸に迫っており、国道はその崖と海岸の間を縫うように走っている。崩落はトンネル西側入り口の上部の崖で起こった。第1図に崩落前の崖の断面を示した。標高80mから10mの間の比高70mの崖が10-15mほど崩落した。崩落の幅は最大で50m（平均30m）、崩落の奥行き（厚さ）は最大で13m（平均で7m）、崩落ブロックの体積はおよそ11,000 m<sup>3</sup>ほどと見積もられている（たとえば、豊浜トンネル崩落事故調査委員会，1996）。

周辺海食崖を含めて、崖は新第三紀中新世・尾根内累層の安山岩質ハイアロクラスタイトとその二次堆積物からなる。崩落付近の地質構成は主に、上中下の3層（それぞれ、ユニットI，ユニットII，ユニットIIIと呼ぶ：第1図参照）に区分でき、走向はN45-70°Nであり、北に10-30°傾いている。

\* 第一学群・自然学類・学生（現在、東京海上火災株式会社）

\*\* 地球科学系



第1図 豊浜トンネル岩盤崩落斜面の断面（川村，1997，をもとに一部改変）

崩落した岩盤の背面には 既存節理（第1図の openfracture: 以下，背面亀裂と呼ぶ）があったと推定されている（川村，1997）。この亀裂はもちろん，垂直に近い崖が海側に倒れ込もうとする力によって形成された，いわゆる引張亀裂と考えられる。崩壊はこの背面亀裂に沿って起こっている。崩壊後の1週間後に崩落ブロックの除去が行われ，崖の背後の崩落面（すなわち引張亀裂面）が観察が可能となった。それによれば褐色に変色（酸化色）した部分がパッチ状に，ユニットIとユニットIIの境界まで観察され，崩壊直前には崖のかかなりの深さまで引張亀裂が断続的に進展していたと考えられている（豊浜トンネル崩落事故調査委員会，1996）。

さらに，豊浜トンネル崩落事故調査委員会（1996）により，崩落岩盤の基部には，最大の奥行きが2 mほどのノッチが形成されていたことが推定されている（第1図：この図は，川村，1997，の第7

図を基にしているが，そこにはノッチが明瞭に描かれている）。

### III 海食崖の限界自立高さと背面クラックの影響

この崩落は，崩落岩盤が壁面に沿ってすべり落ちるという形態をとったと考えられる。そこで，この崩落の形態をせん断破壊と見なし，Culmann の安定解析を適用する。崩壊潜在面がのり先を通る平面破壊と仮定して，Culmann の安定解析を用いれば，斜面の限界高さ  $H$ ，および破壊面の角度  $\beta$  はそれぞれ以下の式で与えられる（たとえば，Taylor, 1948, pp.453-455; Carson, 1971, pp.100-101, 116-118）。

$$H = \frac{4c}{\gamma} \frac{\sin i \cos \phi}{[1 - \cos(i - \phi)]} \quad (1)$$

$$\beta = \frac{1}{2}(i + \phi) \quad (2)$$

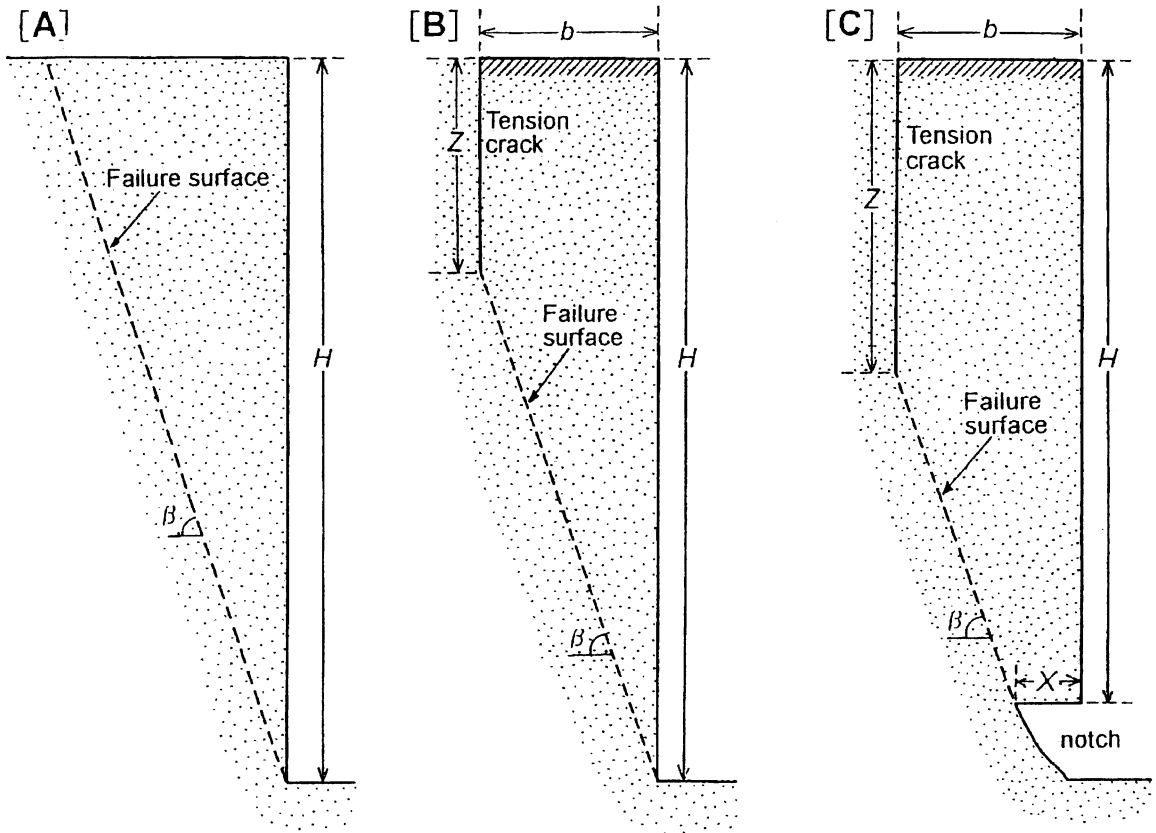
ここで， $i$  は初期（崩壊前）の斜面勾配， $\gamma$ ， $c$ ， $\phi$  はそれぞれ，斜面構成物質の単位体積重量，粘着力，せん断抵抗角（内部摩擦角）を示す。なお，この解析では，崖の中の応力分布がランキンの主動状態にあると仮定している。

崖が垂直の場合（第2図-A）の限界高さと破壊面の角度は，(1)式，(2)式に，それぞれ  $i = \pi/2$  を代入することにより，以下のように得られる。

$$Hc = \frac{4c}{\gamma} \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (4)$$

ところで，崖を構成する尾根内層の火砕岩および含角礫成層火砕岩の物性は，北海道古平町国道229号岩盤崩落調査委員会（1997）によって，以下のよう



第2図 岩盤崩落の形状 (A:せん断破壊, B:引張亀裂のある場合のせん断破壊, C:引張亀裂とノッチのある場合のせん断破壊)

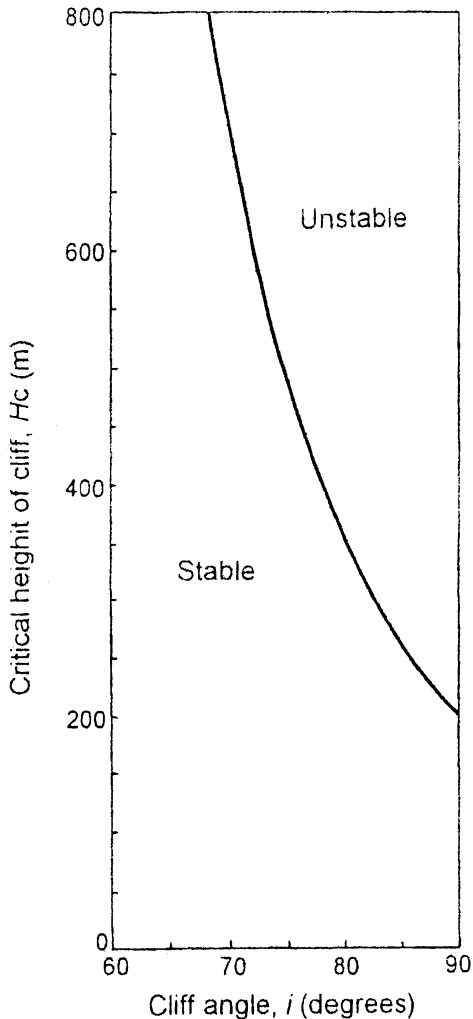
状態で  $1.80\text{--}2.40 \text{ tf/m}^3$  (平均値は  $2.12 \text{ t/m}^3$ ) ,  
飽和状態で  $1.96\text{--}2.32 \text{ tf/m}^3$  (平均値は  $2.13 \text{ t/m}^3$ ) ,  
乾燥状態で  $1.55\text{--}2.16 \text{ tf/m}^3$  (平均値は  $1.94 \text{ t/m}^3$ )  
である. また, 三軸圧縮試験によって得られた粘着力は  $4\text{--}13 \text{ kg/cm}^2$  , せん断抵抗角は  $50\text{--}52^\circ$  であつた.

(1)式に崖の主体を成すユニットII (火砕岩および含角礫成層火砕岩) の物性値のそれぞれの最小値 ( $\gamma = 2.12 \text{ t/m}^3$  ,  $c = 4 \text{ kg/cm}^2$  ,  $\phi = 50^\circ$ ) を代入した場合の崖の勾配  $i$  と崖の限界高さ  $Hc$  との関係は第3図のようになる. 崖の勾配が  $80^\circ$  では自立高さは  $250 \text{ m}$  ,  $70^\circ$  では自立高さは  $500 \text{ m}$  と大きな値となる. 崖が垂直の場合が(3)式となるので, この式に崖を構成する物質の物性値 (単位体積重量は乾燥, 自

然, 飽和状態のそれぞれの平均値, 粘着力とせん断抵抗角は, それぞれの最大値と最小値) を代入すると, 崖の垂直自立限界高さは最小で  $207.4 \text{ m}$  , 最大では  $712.8 \text{ m}$  となる. また, 破壊面の角度は  $70\text{--}71^\circ$  となる.

このように, 解析で求められる限界自立高さは最小でも  $200 \text{ m}$  を超えており, 豊浜トンネル岩盤崩落現場の  $60\text{--}80 \text{ m}$  ほどの高さをもつ崖は, 崖の物質の強度からは十分安定を保ちうるものである.

しかし, 前述したように, 崩落岩盤の背面には既存節理 (背面亀裂=引張亀裂) があつたことが知られており, これが不安定性を増加させたことは十分考えられる. そこで, 次に背面亀裂を考慮に入れた解析を行つてみよう.



第3図 崖(斜面)の勾配,  $i$ , と限界斜面高さ,  $H$ , との関係

前述のCulmannの解析を応用し, 第2図Bのような垂直な崖の不安定性を考察する. ここで,  $Z$ は背面亀裂の深さ,  $b$ は崖の前面から背面亀裂までの奥行き, とする. この条件下での限界自立高さは, Culmannの解析を応用すると以下のように求まる.

$$H = \frac{c}{(1 - \cot \beta \tan \phi) \gamma \cos \beta} + \frac{b}{2} \tan \beta \quad (5)$$

なお, この場合でも, 崩壊面の角度は(4)式で与えられる.

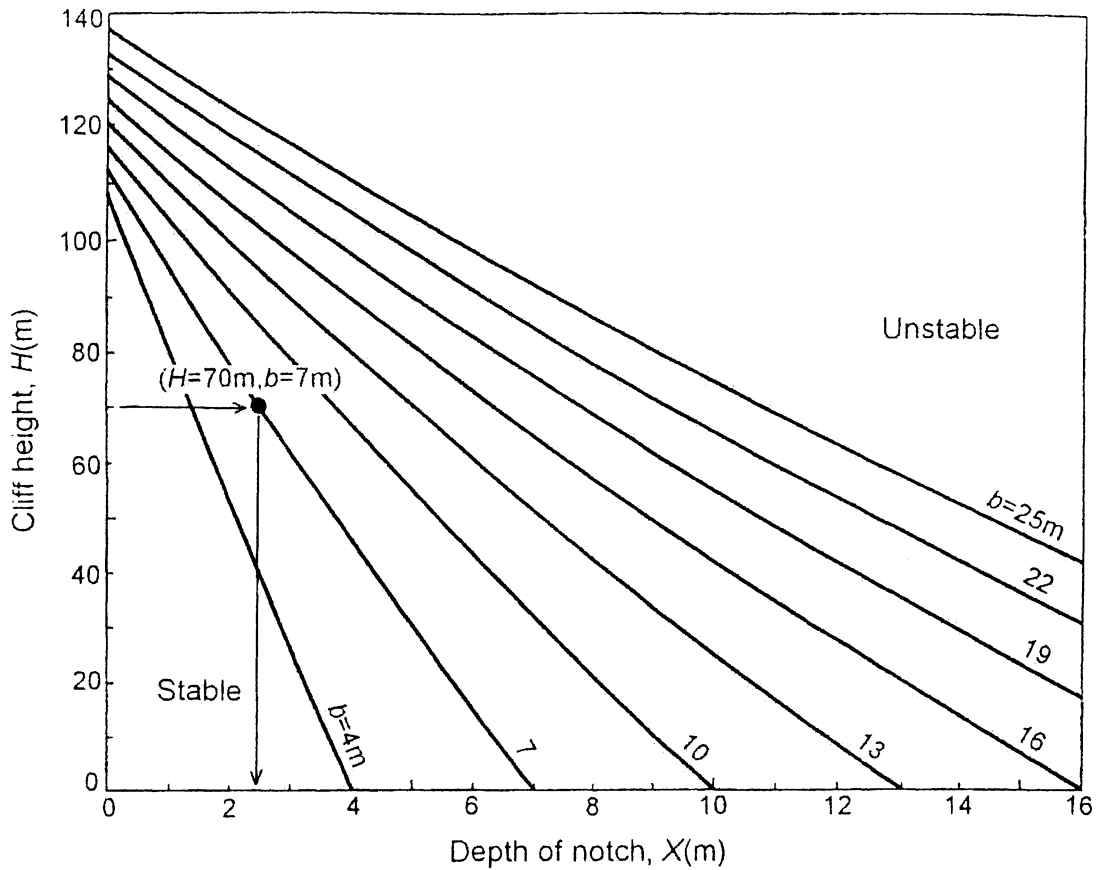
(5)式に前述の岩石物性値 ( $\gamma = 2.12 \text{ t/m}^3$ ,  $c = 4 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi = 50^\circ$ ) を代入して, さらに  $b = 7 \text{ m}$  (崩落岩盤の平均厚さ) を代入すると, 限界自立高さは111 mとなる. したがって, この解析でも, 豊浜トンネル岩盤崩落現場の70 mほどの高さをもつ崖は, 十分安定を保ちうるものであることが導かれる.

#### IV 岩盤崩落に及ぼすノッチの影響

(3)式や(5)式を用いた解析から, 豊浜トンネル岩盤崩落の崖は, 背面亀裂が存在しないケースでの自立高さは200-700 mであるが, 背面亀裂が存在する場合のそれは110 mほどまで低下することが導かれる. しかし, この値でも, 比高80 m足らずの崖が崩落したという事実を説明し得ない. すなわち背面亀裂の存在だけでは崩落を説明し得ないことになる. そこで, 次に崖の基部のノッチの影響を考えてみよう. 崖の基部にノッチがある場合の崖の不安定性については, (5)式を変形した Matsukura (1988, 1991)の解析例がある. それを参考に, 崖の基部に奥行き  $X \text{ m}$  のノッチが形成されているという第2図Cのような崖における安定解析を試みた. このような崖の安全率  $F_s$  は, 以下のように与えられる.

$$F_s = \frac{2c(b-X)\sec \beta}{\gamma[(H+Z)b + (b-X)X \tan \beta] \sin \beta} + \cot \beta \tan \phi \quad (6)$$

この式に崖を構成する物質の物性値 ( $\gamma = 2.12 \text{ t/m}^3$ ,  $c = 4 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi = 50^\circ$ ) を代入し, さらに崖の上部が水平面であることを仮定すると, 臨界条件下 ( $F_s = 1$ ) での崖の高さ  $H$  とノッチの深さ  $X$  (奥行き) との関係が以下のように導かれる.



第4図 引張亀裂の奥行き,  $b$ , をパラメーターにした, 斜面高さ,  $H$ , とノッチの深さ,  $X$ , との関係

$$H = \frac{1.38}{b} X^2 - \left( \frac{102.83}{b} + 2.75 \right) X + (102.83 + 1.38b) \quad (7)$$

与えるノッチの影響が重要であることを示唆している。

## V おわりに

この $H$ と $X$ との関係を $b$ をパラメーターにして第4図に示した。この図を用い、 $H=70$  m,  $b=7$  mにおける臨界時のノッチの深さを求めると、その値は2.5 mと見積もられる。すなわちこの解析結果は、崩壊時にノッチの深さ(奥行き)がほぼ2.5 mほどであったことを示唆している。

崩落前にノッチの深さが約2 mと見積もられていることは前述した。解析から求められたノッチの深さ2.5 mという値は、この値に近い。このことは、この解析の妥当性を示すとともに、崖の不安定性に

崖の安定解析から、その不安定性に与えるノッチの影響は十分考慮すべきであることが示唆される。しかも、そのノッチは、離水した波食ノッチというより、現在の環境下で風化(凍結破碎ないし塩類風化)により形成され、奥行きが拡大が進行しているノッチである可能性が高い。そのためノッチの拡大による崖の不安定性は時間とともに増大していることになる。このような条件下で、背面亀裂が進展するという条件が重なり、崩落に至ったものと推測さ

れる。背面亀裂の深さやその進展状況を事前を知ることはなかなか難しいが、ノッチの深さ（あるいはその成長速度）を知ることは容易であろう。したがって、崩壊の予知・予測（防災）という観点からも、ノッチの拡大（奥行き成長）には十分な注意を払う必要がある。

### 文献

- 川村信人（1997）：豊浜トンネル崩落事故の地質学的背景。第34回自然災害科学総合シンポジウム，要旨集，4-11.
- 菊池宏吉・水戸義忠（1998）：国道229号線豊浜トンネル上部斜面の岩盤崩落メカニズムに関する地質工学的考察。応用地質，39，456-470.
- 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。
- 福田正己・播磨屋敏生・原田敏一郎（1996）：岩石の凍結—融解による風化が岩盤崩落に与える影響について。月刊地球，通巻207号（18巻9号），574-578.
- 北海道古平町国道229号岩盤崩落調査委員会（1997）：北海道古平町国道229号岩盤崩落調査委員会報告書，地盤工学会，183 p.
- 山岸宏光・山崎文明・畑本雅彦（1999）：岩盤崩落と画像解析—北海道の例—。地すべり，35-4，16-25.
- Carson, M. A. (1971) : *The Mechanics of Erosion*. Pion, London, 174p.
- Matsukura, Y. (1988) Cliff instability in pumice flow deposits due to notch formation on the Asama mountain slope, Japan. *Zeitschrift für Geomorphologie, N.F.* 32, 129-141.
- Matsukura, Y. (1991) : Notch formation processes and cliff instability in pumice flow deposits on the Asama mountain slopes, Japan. *Science Report of the Institute of Geoscience, University of Tsukuba, Sect.,A*, 12, 37-63.
- Taylor, D. W. (1948) : *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 700p.
- Watanabe, T., Minoura, N., Ui, T., Kawamura, M., Fujiwara, Y. and Matsueda, H. (1996) : Geology of collapse of the sea-cliff at the western entrance of the Toyohama Tunnel, Hokkaido, Japan. *Jour. Natural Disaster Sci.*, 18, 73-87.