

東京都立大学 今田 徹

日本道路公団 唐沢 弘 島田 巖乃

(株)応用地質調査事務所 近藤 達敏 土屋 浩

1. ま え が き

仲野¹⁾ はトンネル掘削のための地山評価に当たって土被りを考慮することが重要であることを強調し、垂直応力 σ_v に対するその位置の岩石の一軸圧縮強度 q_u の値の比(q_u/σ_v)によって地山の安定性を推定した。この考え方は、「地山強度比」として今日では広く受け入れられている。トンネル周辺地山が破壊するか否かは、地山強度比が2を下まわるか否かによって判定される。しかし、地山強度比のみでは、トンネル掘削時の壁面変位量がどの程度になるかは推定できない。そこで、筆者らはトンネル掘削時の壁面変位量の目安を与える指標として、新たに「地山変形率」を提案する。

2. 地山変形率の考え方

地山変形率の考え方を図-1に示した。均一な地山中に掘削された円形トンネル周辺地山のひずみ ϵ は、トンネル直径 D 、内空変位量 U 、地山の弾性係数 E 、単位体積重量 γ 、土被り H 等によって近似的に次のように表わされる(図-1のa)。

$$\text{ひずみ } \epsilon = \frac{U}{D} \approx \frac{\gamma H}{E} \quad \dots\dots\dots (1)$$

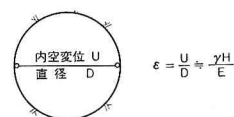
従って、トンネル縦断面内において土被り H が順次増加する(図-1のb)と、ひずみ ϵ も土被り H に比例して増加する。そして、ひずみ ϵ が地山の性質によって定まる一定の限界 ϵ_c を越えると、周辺地山に破壊領域が生じ、種々の変状が発生するものと考えられる(図-1のc)。そこで、トンネル掘削位置における地山の弾性係数 E に対する土被り応力 γH の比を百分率で表わして「地山変形率 δ 」と定義する。²⁾

$$\text{地山変形率 } \delta = \frac{\gamma H}{E} \times 100 (\%) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ひずみ ϵ はほぼ地山変形率 δ に等しいので、地山変形率 δ によってトンネル掘削時の壁面変位量を推定することができる。

3. 折爪トンネルにおける地山の見掛弾性係数

東北自動車道八戸線折爪トンネルには第三紀中新世の緑色凝灰岩類(四ツ役層屑小祝部層、写真-1)が分布し、この区間を掘削する際には大きな壁面変位が生じた。このため、図-2に示したように本坑断面内に円形導坑を掘削することによって地山の変形を制御する工法が採用された。導坑と本坑の直径比は1:3.35である。同一区間で導坑と本坑、2回の掘削が実施されるので、

a) 円形トンネル周辺地山のひずみ ϵ 

b) 縦断面内における土被りHの変化

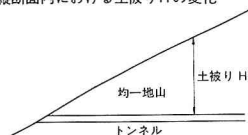
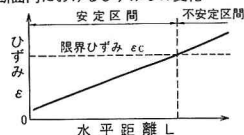
c) 縦断面内におけるひずみ ϵ の変化

図-1 地山変形率の考え方

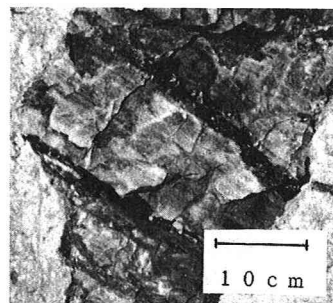


写真-1 泥質凝灰岩の様相

上半 STA 96' + 67.0

下半 STA 96' + 85.0

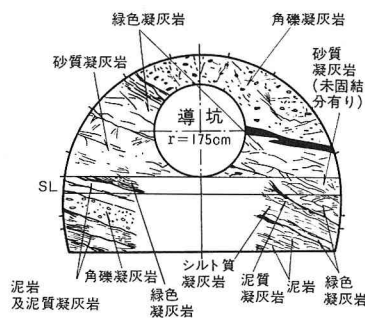


図-2 切羽での地質状況と円形導坑

掘削期間中における地山物性値の変化の有無が確認できる。図-3は導坑掘削時と本坑掘削時の見掛弾性係数 E' を対比したものである。

見掛弾性係数 $E' = \frac{rHD}{U}$ (3)

緑色凝灰岩が分布する区間の見掛弾性係数は、 $400 \sim 1000 \text{ kgf/cm}^2$ の値を示し、導坑掘削時と本坑掘削時との間に顕著な差は生じていない。

これに対して、砂質凝灰岩が分布する区間の見

掛弾性係数は、導坑掘削時に $1000 \sim 10000 \text{ kgf/cm}^2$ 、本坑掘削時に $800 \sim 2000 \text{ kgf/cm}^2$ の値を示し、両者の差が顕著である。こうした現象の発生機構としては図-4のように考えることができる。導坑掘削時の見掛弾性係数 E_1 に対して本坑掘削時の見掛弾性係数 E_2 が小さくなるのは(b)のケースであり、本坑掘削時に強度低下が生じているものと推定される。そこで、折爪トンネルにおける緑色凝灰岩類の平均的な見掛弾性係数 E' としては、破壊前について 6000 kgf/cm^2 、破壊後について 1000 kgf/cm^2 という値を採用することにする。

4. 折爪トンネルにおける地山変形率の計算例

折爪トンネル下り線(延長2272m)における地山強度比 α と地山変形率 δ を図-5に示した。岩石の一軸圧縮強度 qu としては、第三紀層 20 kgf/cm^2 、古生層 500 kgf/cm^2 という値を採用している。また、古生層の弾性係数としては 40000 kgf/cm^2 という値を採用している。

八戸方の第三紀層を2段ベンチ工法で掘削した区間の内約100mについては、縫返しが必要となった。縫返し区間の始点における土被りは60m、地山強度比は1.5、地山変形率は1%となっている。

一方、盛岡方の第三紀層分布区間については、在来工法で順調に掘削が進捗した。この区間の地山強度比は1.5以上、地山変形率は0.2%以下となっている。

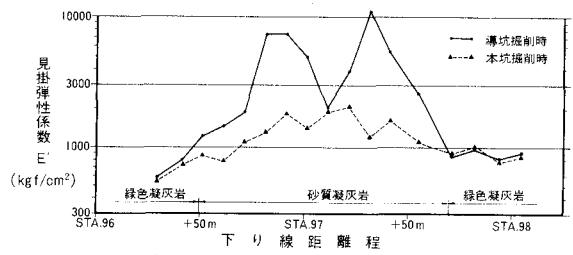


図-3 導坑掘削時と本坑掘削時の見掛弾性係数

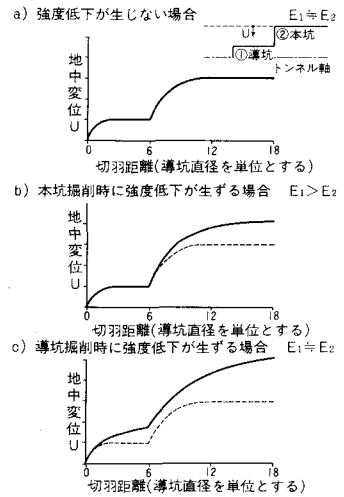


図-4 強度低下が生ずる時期

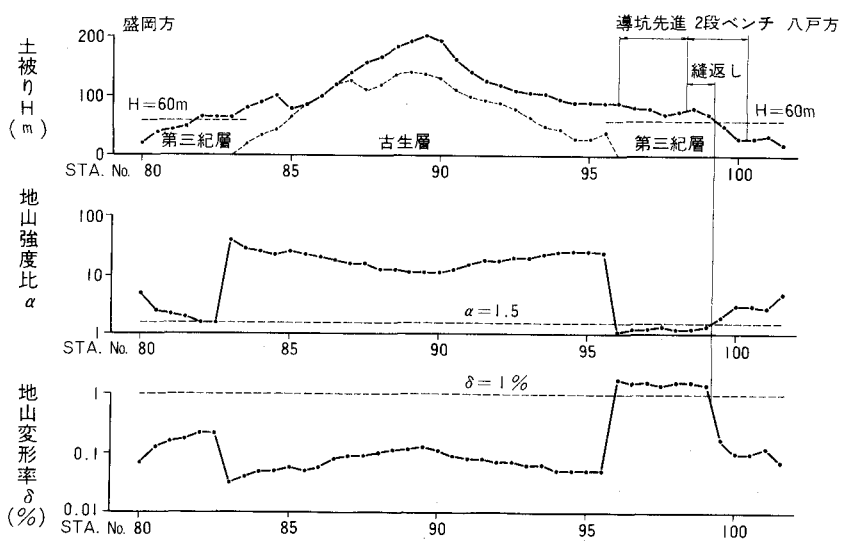


図-5 折爪トンネルの地山強度比と地山変形率

参 考 文 献

- 1) 仲野良紀：水路トンネルの地圧と設計、農業土木試験所報告 第12号、1974。
- 2) 稻見悦彦・他：導坑先進方式のNATMにおける支保設計の考え方、第19回土質工学研究発表会。