

切羽前方地山強度の算定方法に関する考察

中日本高速道路(株)富山高速道路事務所 非会員 後藤 圭輝
 清水建設(株)北陸支店土木部 正会員 〇酒井 貴寛
 清水建設(株)土木技術本部地下空間統括部 非会員 楠本 太

1. はじめに

切羽周辺地山性状とトンネル変形挙動特性，トンネル出来形を数値化し，トンネルや切羽の安定性，力学パラメータや施工パラメータ，次施工の判断に資する Data Base system を構築，施工データで学習する山岳トンネル ICT 掘削管理を試行している(図-1)．この中で，トンネルの安定性やトンネル構造評価のための力学パラメータの地山強度 q_u について，岩石試験値や切羽前方地山ノンコア削孔検層の機械データから換算する方法を検討，有意性が示されたので報告する．

2. 現地調査概要

東海北陸自動車道真木トンネル上り線の STA. 127+40～STA. 127+63 に f1 断層の出現が推定され，地山強度比 $cf=1.5$ の地山区分 DII，地山等級 DI を想定していた．この区間の施工にあたり，推定 f1 断層の手前約 30m 位置の STA. 127+91 から STA. 127+21 の 70m 間に山岳トンネル ICT 掘削管理システムを適用し，地山性状の数値化，トンネル挙動特性の工学的評価，Digital 出来形測量確認検査を試行した．

3. 地山物性値の算定

地山強度比 cf が 1 を下回る押出し性地山の地山強度 q_u の算定は，切羽周辺地山の弾性波速度 V_p と点载荷試験の岩石強度 q_u' から地山強度 q_u を算定する事例が報告されている¹⁾．削孔エネルギー E_p からの推定では，標準支保パターンによるトンネルの安定確保が困難でトンネルが変状した低強度塑性地山($cf=q_u/\gamma/h<1$, $\gamma=20\text{kN/m}^3$, $h=200\text{m}$)において， $q_u=1\times 20\times 200/1000=4\text{N/mm}^2$ ，ここでの削孔エネルギーは $E_p<100\text{N/mm}^2$ であった．このことから，削孔エネルギー E_p からの地山強度 q_u の算定は， $q_u=4.0/100\times E_p=0.04E_p$ としている．

これらを参考にして，点载荷試験(JGS3421)の岩石強度 σ_{cpl} (N/mm^2) と切羽前方地山ノンコア先進ボーリングの削孔エネルギー E_p (N/mm^2) から地山等級 DI の地山強度 q_u を算定する式を定める(図-2，表-1)．

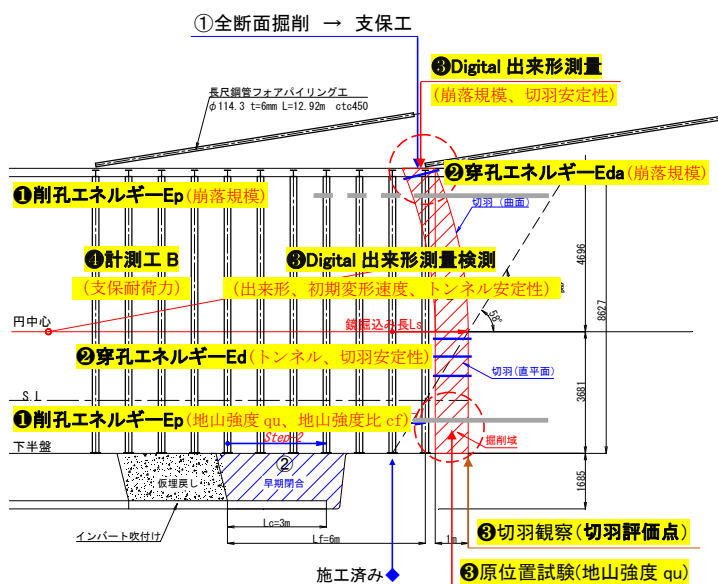
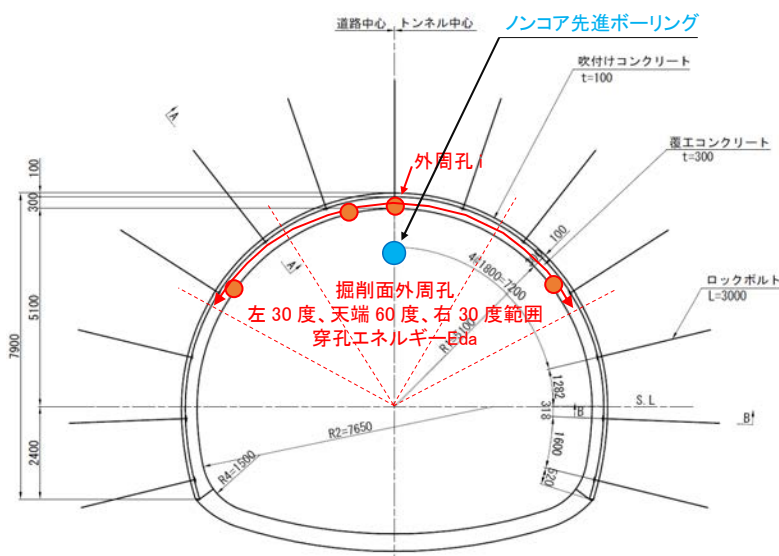


図-1 山岳トンネル ICT 掘削管理概要

図-2 削孔エネルギー E_p 算定位置 (DIb)

キーワード：，地山強度，地山強度比，弾性波速度比，点载荷試験，削孔エネルギー

連絡先：石川県金沢市玉川町5-15. TEL. 076-220-5555, Fax. 076-233-2908, E-mail: sakai_t@shimz.co.jp

4. 地山強度 q_u 算定式

地山等級 D I の地山強度 q_u は、地山の弾性波速度比による方法^{*2}の $q_u=k^2 \times \sigma_{cpl}$ ($k=V_1/V_2$, V_1 は地山等級 D I, V_2 は地山等級 C の弾性波速度)を代用して算定する。

調査区間地山等級 D I の安山岩地山の弾性波速度は $V_1=1000\text{m/s}$, 地山を代表する流紋岩地山の地山等級 C は $V_2=3000\text{m/s}$ であるので, $k=V_1/V_2=1000/3000=0.3$ となり, 地山強度 q_u の算定式は, 岩石強度 $\sigma_{cpl}(\text{N/mm}^2)$ は $q_u=k^2 \times \sigma_{cpl} \div 0.10 \sigma_{cpl}$, 削孔エネルギー E_p は $q_u=k^2 \times E_p \div 0.10 E_p$ となる (表-1)。

5. 地山強度算定結果

調査区間の点載荷試験からの岩石強度 σ_{cpl} とその箇所の岩盤強度の削孔エネルギー E_p は、図-2 に示す。削孔エネルギー E_p と岩石強度 σ_{cpl} の相関は、図-4 に示す。

切羽評価点から、調査区間の地山は地山等級 D I b と判定され、試験値は大きくばらつき、削孔エネルギー E_p と岩石強度 σ_{cpl} の相関はみられない。削孔エネルギー E_p から地山強度を $q_u=0.10 E_p$ で算定すると、図-3 のようになる。地山強度比 cf は、 $cf \geq 2$ となり弾性地山と判定され、トンネルは標準支保パターン D I b で安定する。

6. まとめ

切羽前方地山の削孔エネルギー E_p から地山強度 q_u が算定できることが示され、掘削の以前に、地山強度比 cf が推定できるようになり、地山性状に対応するトンネル構造が選択でき、地山強度比を設計パラメータとする早期閉合パターン施工が可能となる。なお、 $cf < 1$ の低強度塑性地山では、 $q_u=0.04 E_p$ で推定する。

今後は、全地質の地山に適用し、 E_p から q_u を算定する換算式を精査、データを蓄積し、別の機会に報告する予定である。

参考文献 1) 佐藤淳, 谷村浩輔, 楠本太: 押出し性地山の強度評価方法に関する考察, JSCE, VI-766, 2015.

表-1 地山強度 q_u の推定

試験方法	試料強度 $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	換算係数 k^{*2}	地山強度 $q_u(\text{N/mm}^2)$
一軸圧縮試験	岩石強度 σ_c	$k=(V_1/V_2)$	$q_u=k^2 \sigma_c$
針貫入試験(静的)	粘土質 $q_u < 10\text{N/mm}^2$		原位置試験値 q_u
点載荷試験(静的)	岩石強度 σ_{cpl} (破碎質)	$k=(200 \sim 1000)/2000=0.1 \sim 0.5 (cf \leq 2)$	$q_u=k^2 \sigma_{cpl}=(0.01 \sim 0.25) \sigma_{cpl}^{1)}$
		$k=1000/3000=0.3 \text{ (D I)}$	$q_u=k^2 \sigma_{cpl}=0.10 \sigma_{cpl}$
削孔検層(動的)	削孔エネルギー E_p	$cf < 1$ から推定	$q_u=0.04 E_p$
		$k=1000/3000=0.3 \text{ (D I)}$	$q_u=k^2 E_p=0.10 E_p$

*2 $k=(V_1/V_2)$, V_1 地山の弾性波速度, V_2 試料の弾性波速度(道路トンネル技術基準, pp. 83-84)

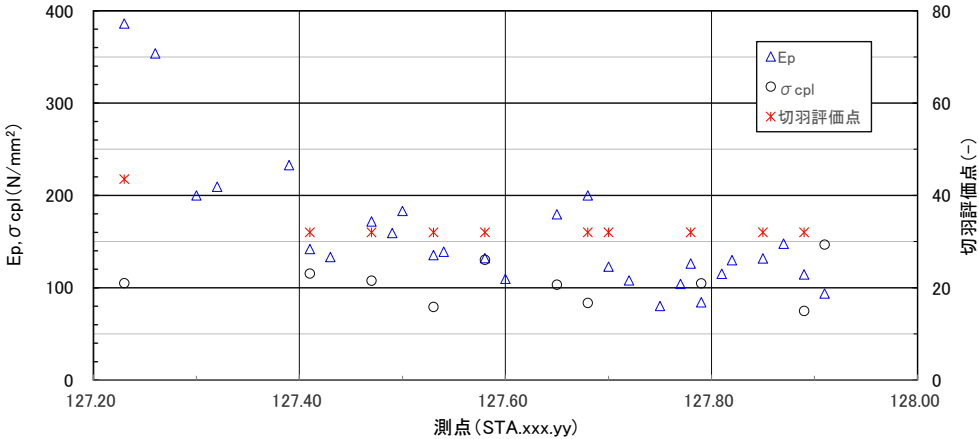


図-2 測点の削孔エネルギー E_p と岩盤強度 σ_{cpl} , 切羽評価点 (D I b)

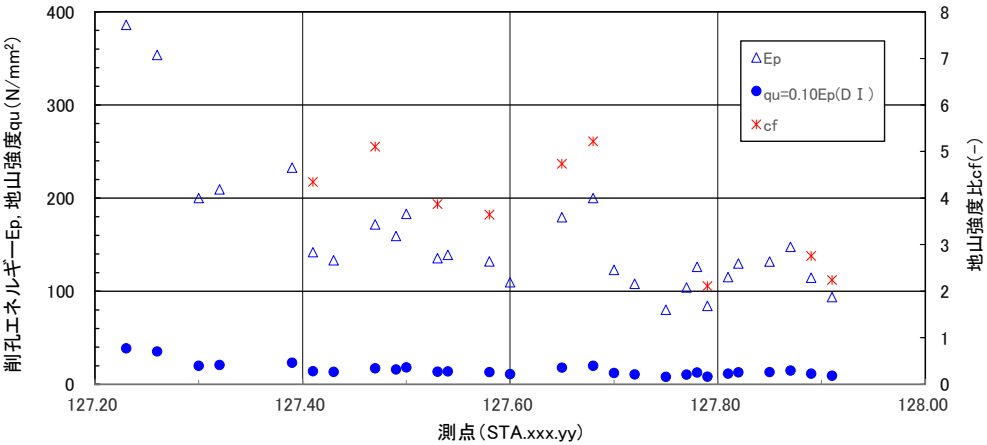


図-3 地山強度 q_u と地山強度比 cf

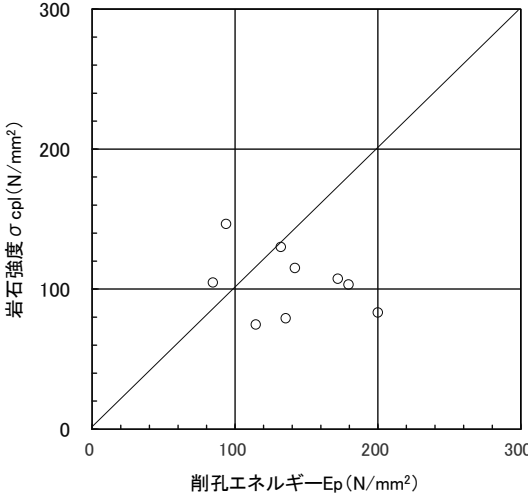


図-4 E_p と σ_{cpl}