

VI-3

未固結地山トンネルの坑口部における現場計測結果にもとづく解析例

北海道開発コンサルタント(株) 正員 岡田正之
 北海道開発局札幌開発建設部 石見隆夫
 北海道開発コンサルタント(株) 池田五郎
 北海道開発コンサルタント(株) 正員 重清浩司
 北海道開発コンサルタント(株) 須田英嗣

1. はじめに

山岳トンネルの坑口部では一般に土被りが薄く、地山がアーチアクションによって保持できない部分であることから、一般部に比べ剛な支保構造が用いられ、さらにRC構造の覆工が採用されている¹⁾。坑口部の範囲については地形・地質条件や立地条件などにより異なると考えられる。北海道開発局では、崖錐などの未固結層が厚く堆積している土砂地山の場合、今までの施工実績から土被り2D程度以上(D:トンネル掘削幅)になるとグラウンドアーチが期待できるとして、坑口部の範囲を土被り2Dまでと定めている²⁾。

本研究では土砂地山における変位計測結果をもとに地山の弾性係数等を推定する逆解析を行い、その結果を基に順解析により地山の塑性域(緩み域)を推定し、解析的な面から土砂地山の坑口部の範囲と覆工構造について検討する資料を得ることを目的とした。



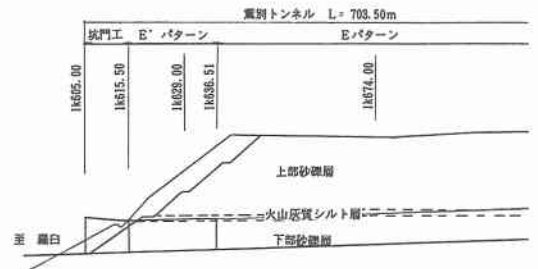
図-1 蕨別トンネル位置図

2. トンネル概要

今回解析対象としたトンネルは、延長703.5mの2車線道路トンネルであり、土被りが9m~19.5mと全体に薄い”土砂トンネル”である(図-1)。

2.1 地形・地質概要

本トンネルの地質は第四紀更新世の蕨別層であり、砂礫層と火山灰質シルト層に区分される。当トンネルの地質図を図-2に示す。火山灰質シルト層は砂礫層内に厚さ1.5m程度を有して挟在する。上部砂礫層は径2~30mmの円~亜円礫を60~80%含有し、部分的に50~100mmの礫を混入する層でトンネル断面では天端付近から上部に分布する。



計測項目		坑内	坑外
A	坑内観測	●	●
	天端沈下	●	●
	内変位	●	●
B	地表面沈下	●	●
	坑外地中変位	●	●
	坑内地中変位	●	●
計	ロックボルト曲げ応力	●	●
	ロックボルト曲げ応力	●	●
	吹付けコンクリート応力	●	●
測	鋼製支保工脚部軸力	●	●
	鋼製支保工脚部軸力	●	●
	ルーフボルト曲げ応力	●	●
B	覆工応力(コンクリート)	●	●
	覆工応力(鉄筋)	●	●
	坑内温度	●	●
計	坑内温度	●	●
	坑外温度	●	●

図-2 地質図及び計測項目図

A Study of Analysis Based on Field Measurement at Tunnel Entrance on Uncemented Ground.
 by Masayuki OKADA, Takao ISHIMI, Goro IKEDA, Kouji SHIGEKIYO and Eiji SUDA

下部砂礫層は径2～100mmの円～垂円礫を50～80%（部分的に巨礫を混入）含有する層でトンネル天端付近から下部に分布する。上下部砂礫層間に挟在する火山灰質シルト層は全体的にやや締まり、部分的に細礫を含有するシルト層でトンネル天端付近にほぼ水平に分布する。

2. 2 トンネル諸元

トンネル名：一般国道335号標津町薫別トンネル

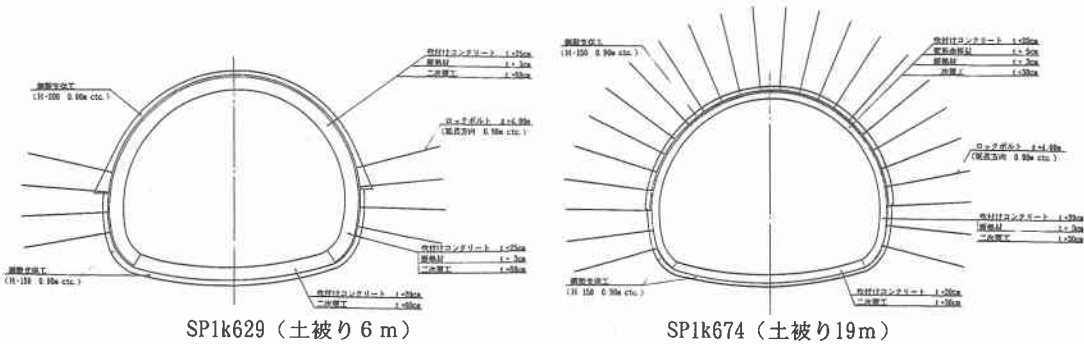
トンネル延長：703.5m（道路中心線長：703.59m）

換気断面積：55.3㎡

掘削方式：機械掘削（上半：カッターローダー 80.3kW級、下半：バックホウ）

掘削工法：上半断面先進ショートベンチカット工法

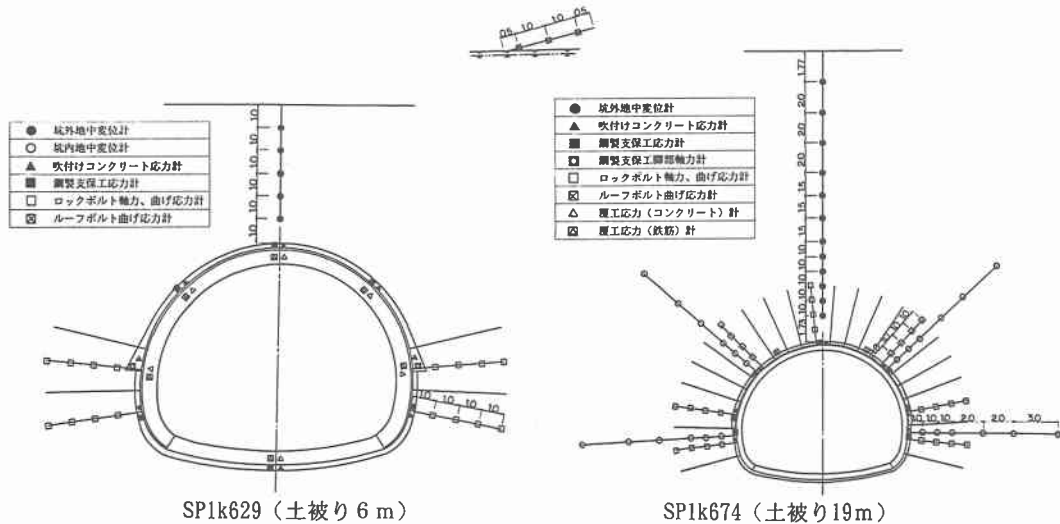
当トンネルの標準断面を図－3に示す。



図－3 標準断面図

2. 3 計測概要

計測断面は、起点側坑口付近のSP1k629（土被り6m：0.5D）とSP1k674（土被り19m：1.5D）の2断面である。両地点の計測項目は図－2と図－4に示すとおりである。



図－4 計測器配置図

3. 逆解析

3. 1 入力データの検討

解析手法は、桜井による直接逆解析法^{3), 4)}を用いた。解析の手順は、まず上半掘削の解析を行う。ただし上半掘削解析は、下半掘削解析のための予備解析として位置づけ、下半掘削部分の内空変位と坑内地中変位の計測開始までの先行変位を求めるために、ある程度仮定した条件で解析を行うこととする。そして、その解析結果を加味して下半掘削の逆解析で地山の弾性係数の推定をおこなう。

解析に用いるデータは坑外・坑内地中変位計測、および内空変位・天端沈下計測結果とした。内空変位、天端沈下、坑内地中変位はトンネル断面を掘削し支保工設置後から計測を開始するため、その計測値には計測開始までの先行変位が含まれていない。そこで坑外地中変位計のデータより求めた先行変位比率を用いて掘削開始からの変位を補正した。先行変位比率については SP1k629 (土被り6m) で50%、SP1k674 (土被り19m) で42%となった。下半部分の計測データについては、上半掘削解析により求められる計測開始までの変位を測定値に足すことにより補正した。

解析メッシュは、切羽観察記録 (図-5) と地質調査結果をもとにトンネル天端付近に厚さ2m程度のシルト層を挟在する砂礫層からなる地山とし、支保材として厚さ25cmの吹付けコンクリートを考慮した。

3. 2 地山物性値の評価

地山および吹付けコンクリートの弾性係数比を変化させて解析を実施し、入力変位と解析変位の誤差がもっとも小さくなった時の結果を採用した。

SP1k629 (土被り6m) では、砂礫層、シルト層、吹付けコンクリートの弾性係数比がそれぞれ1:1.4:130の時に最も誤差が小さくなった。このときの逆解析結果は、

$$\sigma_{x0} / E = -2.84 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{y0} / E = -2.25 \times 10^{-3}$$

$$\tau_{xy0} / E = 1.97 \times 10^{-4}$$

である。ここで、 σ_{y0} は土被り圧 γh (γ :単位体積重量、 h :土被り厚)に等しいと仮定すると、砂礫層の弾性係数は534kgf/cm²となり、シルト層の弾性係数は534×1.4=748kgf/cm²となる。

SP1k674 (土被り19m) では、砂礫層、シルト層、吹付けコンクリートの弾性係数比がそれぞれ1:0.4:100の時に最も誤差が小さくなる。このときの逆解析結果は、

$$\sigma_{x0} / E = -3.45 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{y0} / E = -3.02 \times 10^{-3}$$

$$\tau_{xy0} / E = 3.34 \times 10^{-5}$$

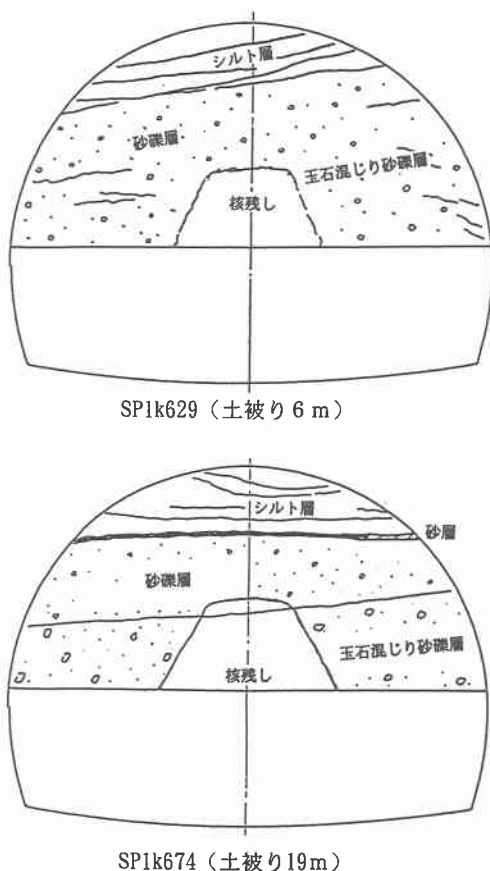
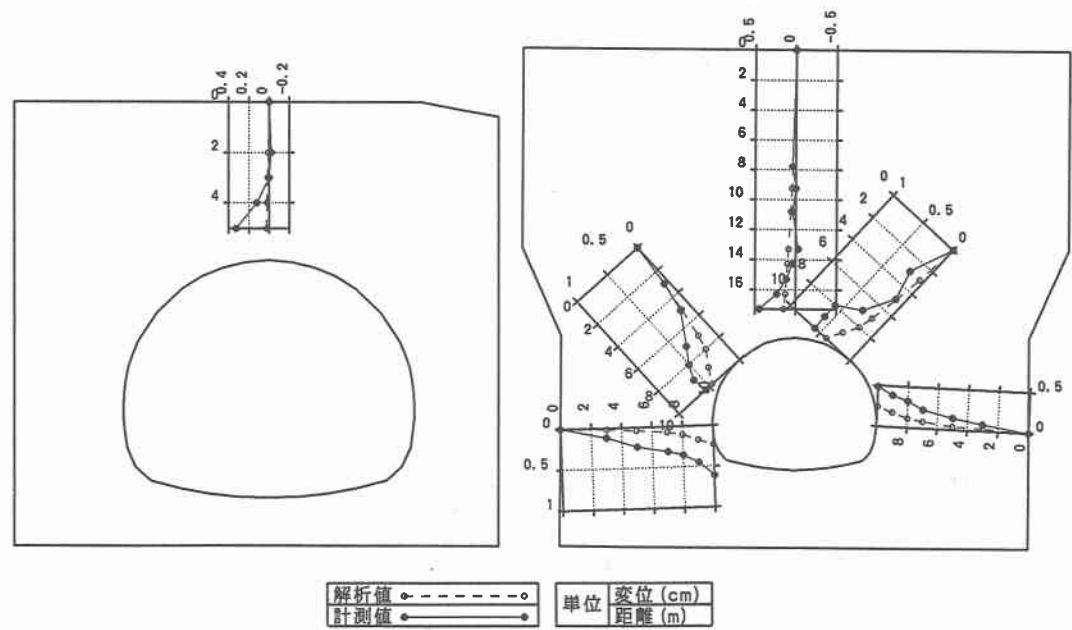


図-5 切羽観察記録

である。このとき砂礫層の弾性係数は 1258kgf/cm^2 となり、シルト層の弾性係数は $1258 \times 0.4 = 503\text{kgf/cm}^2$ となる。

入力変位と解析変位の比較を図－6と表－1に示す。図表より両者は工学的に十分の精度で一致しており、解析結果は妥当と考えられる。



SP1k629（土被り 6 m）SP1k674（土被り 19 m）

図－6 入力変位と解析変位の比較（坑外・坑内地中変位）

4. 順解析

4. 1 解析概要

順解析は、逆解析により得られた地山の物性値を入力し、トンネル掘削後の周辺地山の緩み域の推定を行うことを目的とする。解析手法は、トンネル解析で一般に用いられている二次元平面ひずみによるFEM解析とした。地山および吹付けコンクリートについては三角形または四角形アイソパラメトリック要素とし、Drucker-Pragerの降伏条件による弾塑性体としてモデル化した。

解析の手順は、まず初期地山応力解析を行い初期地山応力分布を求める。次に支保を考慮しないで全断面を掘削し 100%応力解放を行う素掘りの状態での解析と、通常のトンネル施工の手順を考慮に入れた解析（支保考慮、分割施工）を行い、両者を比較した。

入力物性値を表－2に示す。地山の単位体積重量については地山試料試験結果を用い、他の地山物性値については、逆解析により推定した弾性係数からNA TM地山分類表を用いて推定した。支保を考慮した場合の支保工設置までの先行応力解放率については、坑外地中変位計のデータより求めた先行変位比率を用いた。

表－1 入力変位と解析変位の比較（内空変位、天端沈下）

測定位置	SP1k629		SP1k674	
	計測値	解析値	計測値	解析値
内空				
A 測線	-2.00	-1.12	-1.90	-4.18
B 測線	-4.70	-3.78	-4.90	-4.55
変位				
C 測線	-8.10	-7.42	-8.40	-10.43
D 測線	-3.70	-4.98	-2.00	-6.85
天端沈下	2.40	3.54	2.10	6.17

4. 2 解析結果

解析の結果、図-7～10のような塑性域図が求められた。SP1k629（土被り6m）については、素掘りの状態（図-7）ではトンネル上部の地山が全体的に塑性化（引張り破壊）しておりトンネルの安定が保たれていない。これに対し支保工を考慮した場合（図-8）はトンネル周辺の地山に2～3mの塑性域が発生

するものの素掘りの状態に比べるとかなり小さくなっている。また吹付けコンクリートの許容圧縮応力（180kgf/cm²）に対して十分に余裕があると言える。

SP1k674（土被り19m）については、素掘りの状態（図-9）でも塑性域の発生範囲はトンネル上部で2m程度であり、支保工を考慮した場合（図-10）はほとんど塑性域が発生しないことが分かる。

表-2 入力物性値一覧表

物 性 値	SP1k629		SP1k674		吹付け コンクリート
	砂礫層	シルト層	砂礫層	シルト層	
弾 性 係 数 E (kgf/cm ²)	500	700	1300	500	40000
単位体積重量 γ (tf/m ³)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.35
粘 着 力 c (tf/m ²)	1.5	2.1	3.3	1.5	4.5
内部摩擦角 ϕ (度)	15	17	22	15	52
ポアソン比 ν	0.49	0.46	0.42	0.49	0.167

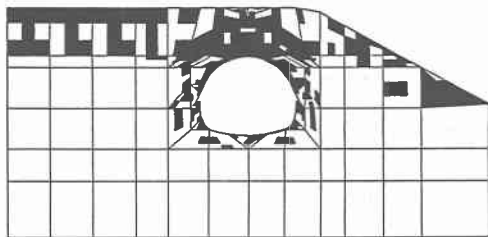


図-7 塑性域図（SP1k629，素掘り）

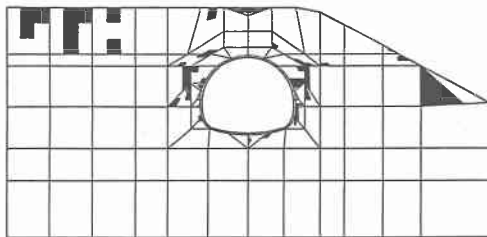


図-8 塑性域図（SP1k629，支保考慮）

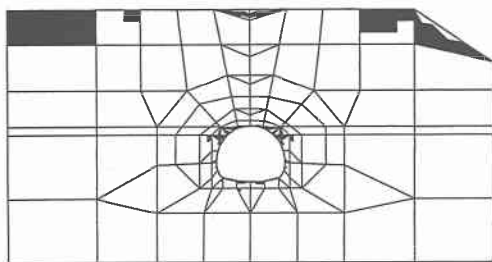


図-9 塑性域図（SP1k674，素掘り）

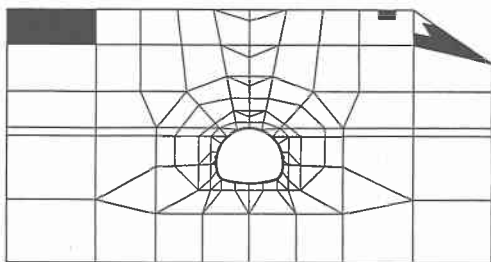


図-10 塑性域図（SP1k674，支保考慮）

5. まとめ

以上の解析の結果、次のことが明らかとなった。

- (1) 土被りが 0.5D 程度の土砂地山の場合、トンネル周辺地山ではグラウンドアーチの形成がやや不十分なために塑性域が発生するものと考えられる。この時、適切な支保を施すことによりトンネル断面は十分安定していると考えられる。したがって、覆工については将来的な土被り荷重の変化や地震の影響等に対する補強のための単鉄筋構造で十分と考えられる。
- (2) 土被りが 1.5D であれば塑性域はほとんど発生しない。これはグラウンドアーチが十分に形成されるためと考えられる。したがって土砂地山における坑口部の範囲としては、土被り 1.5D 程度までと考えられる。

6. おわりに

本解析で得られた知見に加えて、今後は実績データも考慮するなど総合的な見地から判断し、土砂地山の坑口部における覆工構造について検討する必要があると考えられる。

最後に、本解析を実施するに当たり貴重なご助言を頂いた北海道土木技術会道路トンネル研究委員会の関係各位に対し心から感謝の意を表します。また、貴重なデータを提供頂いた北海道開発局釧路開発建設部の関係各位に対し心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，pp. 127～131，平成元年 6 月。
- 2) 北海道開発局建設部道路建設課：道路トンネル設計施工要領，(社)北海道開発技術センター，pp. 38～39，平成 6 年 4 月。
- 3) 桜井春輔，武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文報告集，第 337 号，pp. 137～145，1983。
- 4) 桜井春輔，進士正人：マイクロコンピュータによる空洞掘削時の安定性の評価，土木学会論文集，第 358 号，pp. 37～46，1985。