

地山の力学特性が支保特性曲線と 最終支保反力に及ぼす影響について

Effects of mechanical properties of ground on the support characteristic curve
and final support reaction

熊坂博夫

Hiroo Kumasaka

正会員 博士(工学) 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島三丁目4番17号)

E-mail : h.kumasaka@mac.com

Sequential excavation analysis was conducted to identify the effects of mechanical properties of ground on the support characteristic curve and final support reaction.

As a result, it was found that the final support reaction was nearly the same in elastic and elastoplastic models where the shotcrete after application had high stiffness but that there was great difference in final support reaction between the two models where the shotcrete had small stiffness as the ground was deformed substantially near the tunnel face in the elastoplastic ground.

Key Words : tunnel stability analysis, effects of mechanical properties of ground, characteristics of the support curve, hardening velocity of the shotcrete, final support reaction.

1. はじめに

現在の山岳トンネルの標準工法¹⁾では、「掘削に伴う応力解放に伴う地山の変形を許容し、変形が収束した段階を地山とトンネルが安定した状態と評価し、…地山が持つ支保機能を活用する」ことを設計の基本的な考え方としている。また、「支保工は、トンネルの掘削後、周辺地山と一体となり、早期に安定化を図るように設計しなければならない」と述べられている。したがって、トンネルが安定する状態の予測・評価と支保設計において、解析的手法を用いて検討する場合には、掘削に伴う地山の变形挙動および地山と支保工の相互作用を考慮することが重要となる。このため、従来より掘削時の地山や支保の挙動に関して施工経験や計測結果の工学的な解釈(例えば、ゆるみ地圧やFenner-Pacher曲線について)やその解釈に基づく理論的研究や数値解析的な研究が行われるとともにそれらについて様々な討

議が進められてきている²⁾。

このトンネルの安定性評価や支保設計を目的として行われる数値解析や理論解析の基本的な考え方として特性曲線法を用いることが定着している。この特性曲線法は、掘削に伴う切羽近傍の地山と支保について、本来三次元的な事象を二次元の力学問題に置換する手法であり、力学的に理解しやすかつ理論解析や数値解析において取扱い易い手法となっている。このため、今日のようにコンピュータがハードとソフトの両面において発達し、身近なパーソナルコンピュータを用て三次元の安定解析が比較的容易に行えるようになって、トンネルの安定解析ではこの手法を用いた二次元解析が多用されている。

著者は、強度が比較的低い堆積軟岩において地圧が高い場合のトンネルの安定性について検討を行っている。この高地圧条件下でトンネルの安定性評価と支保設計を高度化するには、切羽近傍での地山と

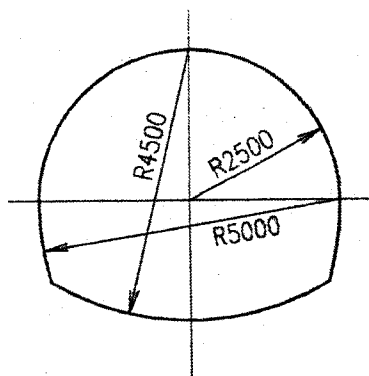


図-1 坑道内空断面形状と寸法⁷⁾

支保の力学的挙動をできるだけ詳細に把握することが重要と考えている。

そこで、これまで一般的な吹付けコンクリートの硬化特性とトンネルの掘進速度を考慮した逐次掘削解析を実施し、切羽直近の吹付けコンクリートは掘削による応力再配分の影響を最も受けるのに対し、剛性の発現が小さいため、支保の変形は大きいが支保反力（≡支保効果）は小さくなる結果を得た。加えて、釣合状態となる支保反力（本論文では“最終支保反力”と呼ぶこととする）が地山特性曲線と支保特性曲線の交点上にならないことやトンネル周辺地山の応力状態が弾性状態に回復することなど、従来の特性曲線法による解析では表現できない場合もあることを報告している^{3),4)}。

また、この解析方法を用いて吹付けコンクリートの弾性係数をパラメータとし、地山を弾性体と弾塑性体とした場合のそれぞれの支保特性曲線を求め、吹付けコンクリートの剛性が先行変位と応力解放率に及ぼす影響や地山を弾性体とした場合には特性曲線法と同様に最終支保反力は地山特性曲線上となるが、地山を弾塑性体とした場合には、必ずしも特性曲線法上にはなく交点の値よりも大きくなる場合があることを報告している^{5),6)}。

一方、この検討⁶⁾において、地山を弾性体と弾塑性体とした場合に支保特性曲線の変位量は異なるが最終支保反力は両者でほぼ同程度となる結果が得られていた。そのため、特性曲線法を用いた支保設計においては、地山を弾性体と簡易化し、支保のみを様々な力学特性を考慮してモデル化することで検討して良いことになり、解析・設計の簡便化を図ることが可能となる場合もあると考えられる。しかしながら、上述の結果は、一つの地山の物性に対して得られたものであり、地山の変形特性が支保特性曲線と最終支保反力に及ぼす影響は明らかとなっていない。

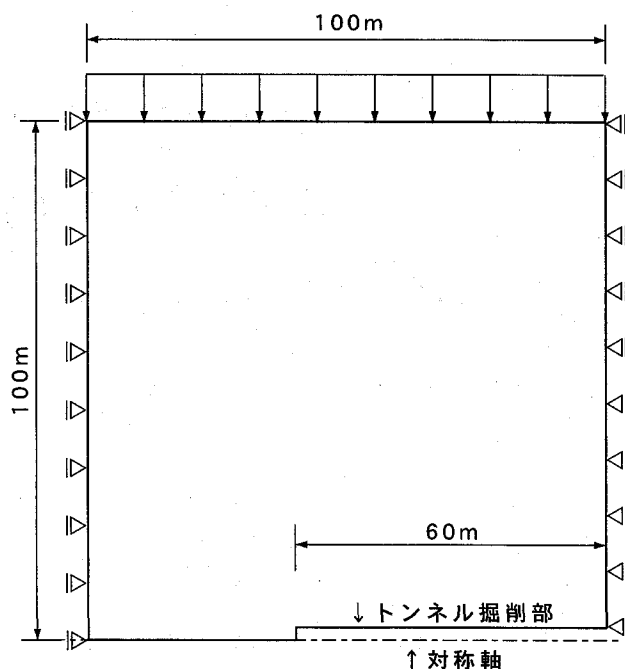


図-2 解析モデルと境界条件

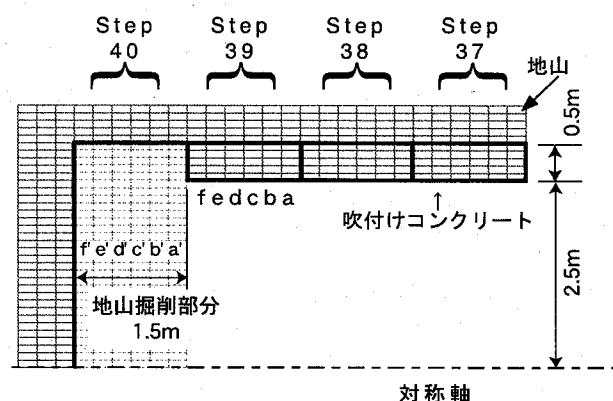


図-3 切羽近傍のモデル

そこで、本論文では地山条件をパラメータとして、地山を弾性体あるいは弾塑性体として得られる支保特性曲線と最終支保反力がどのように変化するかについて検討を行ったので報告する。

2. 検討条件と解析方法について

(1) トンネル断面と解析モデル

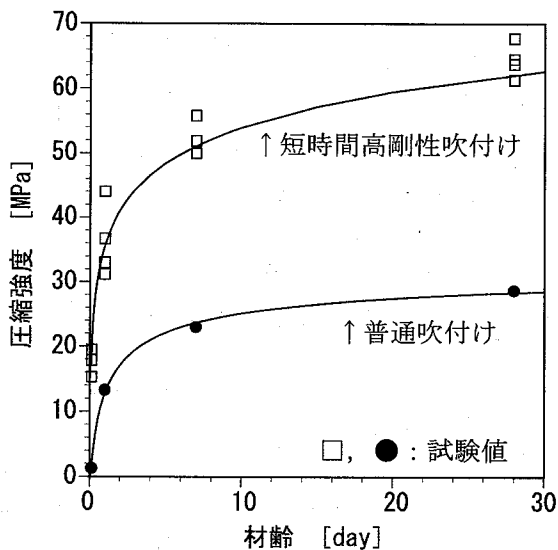
検討対象はこれまでと同様に軟岩における地層処分施設の処分坑道⁷⁾とした。断面形状と寸法を図-1に示す。本論文では、軸対称解析を用いるため、内径が5mの円形断面とした。支保は吹付けコンクリートのみを考慮し、地層処分における検討⁷⁾と同様に厚さは0.5mとした。

表-1 解析条件

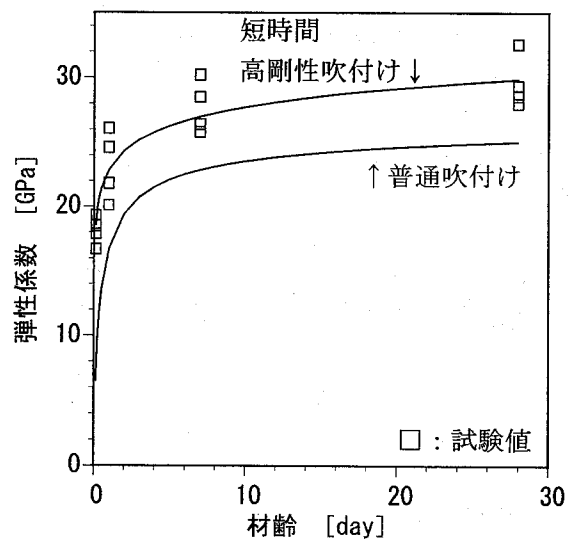
深度	m	300, 500, 700
初期地圧	MPa	6.474, 10.79, 15.11
掘進長	m	1.5
切羽の速度	m/月	92.0
サイクルタイム (分)	掘削	269
	吹付け	145
	RB+その他	66
	合計	480

表-2 岩盤データセットの物性⁷⁾

岩盤データセット		SR-C	SR-D	SR-E
粘着力(c)	MPa	3.0	2.0	1.0
内部摩擦角(ϕ)	Degree	28.0	27.0	25.0
一軸圧縮強度	MPa	15.0	10.0	5.0
換算一軸圧縮強度	MPa	10.0	6.5	3.1
引張り強度	MPa	2.1	1.4	0.7
弾性係数	MPa	3500	2500	1500
ポアソン比	—	0.3	0.3	0.3



(a) 材齢と圧縮強度の関係



(b) 材齢と弾性係数の関係

図-4 短時間高剛性吹付けと普通吹付けコンクリートの材齢と圧縮強度、弾性係数の関係⁴⁾

解析全体領域と境界条件を図-2に示す。図に示されるように解析領域は100m×100mとし、境界の影響を受けないよう最終切羽位置を境界より60mとした。

(2) 切羽進行速度と掘削のモデル化

地層処分施設の施工計画⁸⁾では、実稼働日数を23日/月で、切羽の速度を92m/月としている。この計画を参考に、稼働5日で週休2日とし、サイクルタイムを掘削、吹付けコンクリート、ロックボルト、その他の項目に分けて算定した。その結果を表-1に示す。

なお、地層処分施設の設計および施工検討^{7),8)}ではインバートは別途施工されるが、本論文では、

軸対称解析であることより、吹付けコンクリートはインバートも含めて一体として施工されると設定した。そのため、本論文の解析結果は支保による支持効果が強く評価されると考えられる。

切羽近傍の要素分割状況を図-3に示す。要素はトンネル近傍の地山と吹付けコンクリートをそれぞれ0.1m×0.25mに分割した。したがって、図に示されるように掘削部分はa'～f'、吹付けコンクリートはa～fに細分化される。図中のStep-40は最終の掘削部を意味し、Step-39, Step-38, …は切羽面からの一掘進長ごとの区間を示している。

(3) 地質条件と設置深度

地層処分施設の坑道安定性の検討^{7),8)}に用いら

れている軟岩系岩盤データセットはSR-AからEの5つに区分されている。本論文では地山の变形特性の影響を把握するためにSR-CからEの三つの岩盤データセットを利用した。この軟岩系岩盤データセットの諸物性値を表-2に示す。なお、表中の換算一軸圧縮強度はMohr-Coulomb降伏条件を用いて粘着力(c)と内部摩擦角(ϕ)から算定した強度である。地山の力学モデルは弾性体と弾塑性体とし、この弾塑性体ではMohr-Coulomb降伏条件を用いた関連流れ則にしたがう完全弾塑性体とした。

設置深度は表-1に示すように300, 500, 700mとし、初期地圧はこの土被り相当の等方地圧とした。

(4) 吹付けコンクリートの物性設定について

本論文では、吹付けコンクリートの硬化特性の影響を考慮するために、大深度における地層処分の坑道の支保として活用することを目的に開発された3時間で剛性(弾性係数)が 18kN/mm^2 (GPa)以上となる吹付けコンクリート^{9),10),11)}(本論文では“短時間高剛性吹付けコンクリート”と呼ぶこととする)と通常の吹付けコンクリート¹²⁾(本論文では“普通吹付けコンクリート”と呼ぶこととする)を用いて検討することとした。

それぞれの材齢と強度、弾性係数の関係は吹き付け試験等により材齢との関数として求めて解析に用いた⁴⁾。それぞれの材齢と物性値の近似曲線を図-4に示す。図に示される様に、両者は吹き付け直後の物性に大きな違いがある。

(5) 解析手順

解析手順は以下の通りとした。

Step-0: 初期地圧の設定

Step-1: 境界に隣接する一掘進部分を掘削0.25mごとに行なうこととして、6回(a' ~ f')の掘削解析を行う(この場合は支保は設置されていない)。この掘削開始を月曜日の1日目とした。

...

Step-i: Step-(i-1)に支保要素を設置し、Step-(i-1) ~ Step-1の区間の支保(吹付けコンクリート)の弾性係数と強度定数をStep-1からStep-iまでのそれぞれの経過時間により材齢と物性との関係から設定して、掘削解析を実施する。

...

最終ステップ: 最終掘削状況(図-3)に示されるように、Step-39が掘削し吹付けコンクリートを設置し、Step-40部分の地山を図の

表-3 解析ケース

解析ケース		地山の 力学 モデル	支 保	深度 (m)
No.	岩盤 データ セット			
case-01	C	完全 弾塑性	短時間高剛性 吹付け	300.0
	D			
	E			
case-02	C	完全 弾塑性	普通吹付け	
	D			
	E			
case-03	C	弾性体	短時間高剛性 吹付け	
	D			
	E			
case-04	C	弾性体	普通吹付け	
	D			
	E			
case-05	C	完全 弾塑性	短時間高剛性 吹付け	500.0
	D			
	E			
case-06	C	完全 弾塑性	普通吹付け	
	D			
	E			
case-07	C	弾性体	短時間高剛性 吹付け	
	D			
	E			
case-08	C	弾性体	普通吹付け	
	D			
	E			
case-09	C	完全 弾塑性	短時間高剛性 吹付け	700.0
	D			
	E			
case-10	C	完全 弾塑性	普通吹付け	
	D			
	E			
case-11	C	弾性体	短時間高剛性 吹付け	
	D			
	E			
case-12	C	弾性体	普通吹付け	
	D			
	E			

a', b' ... f' の順に掘削解析を実施して計算を終了する。

なお、解析は有限差分法コードFLAC¹³⁾を用いた。

(6) 解析ケース

解析ケースは、表－1に示されるように土被りを300, 500, 700mの三つの深度とし、地山は表－2の三つの岩盤データセットとし、それぞれについて弾性体と弾塑性体とした場合に対して、吹付けコンクリートを二種類の材料とした。解析ケースを表－3に示す。表に示されるように全部で36ケースについて計算を行った。

(7) 数値解析から得られる支保特性曲線の算出方法について

切羽通過後、吹付けコンクリートが設置された位置における支保特性曲線を、今回の解析モデルから得られる結果を用いて以下のように求めた。

切羽後方の支保特性曲線を求めたい位置の地山と吹付けコンクリートの各要素および節点を図－5に示す。図中に示されるように、変位 $\hat{u}$ と支保反力 $\hat{P}_i$ の算出点（図中の○）は、地山と吹付けコンクリートの要素の境界上にあり、これらの要素が共有する節点 m, n の中間点とする。したがって、この地山の変位 $\hat{u}$ はこの二つ節点 n, m の半径方向変位 u_n, u_m の平均値として次式で表すこととする。

$$\hat{u} = \frac{1}{2}(u_m + u_n). \quad (1)$$

地山と吹付けコンクリート境界に生じる支保内圧（反力） $\hat{P}_i$ は各要素の半径方向の要素長が短い場合（今回は10cm）に、半径方向応力 $\sigma_{g,r}, \sigma_{s,r}$ を用いて次式で近似できると仮定した。

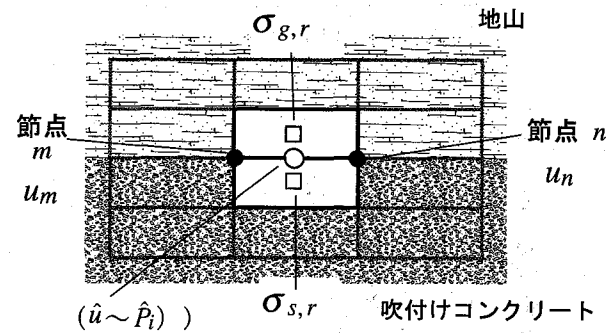
$$\hat{P}_i = \frac{1}{2}(\sigma_{g,r} + \sigma_{s,r}). \quad (2)$$

したがって、これらの支保特性曲線 $\hat{u} \sim \hat{P}_i$ の関係は切羽後方の各要素（本論文では234要素）でそれぞれ求めることができる。この関係は、一掘進区間（ $a \sim f$ の要素）ごとに変動する。そこで、本論文では、一掘進区間内の各要素（ $a \sim f$ ）の変位 $\hat{u}$ と支保反力 $\hat{P}_i$ を算術平均した値を各区間での支保特性曲線の関係（ u^L, P_i^L ）として用いる。

$$u^L = \frac{1}{6}(\hat{u}^a + \hat{u}^b + \hat{u}^c + \hat{u}^d + \hat{u}^e + \hat{u}^f). \quad (3)$$

$$P_i^L = \frac{1}{6}(\hat{P}_i^a + \hat{P}_i^b + \hat{P}_i^c + \hat{P}_i^d + \hat{P}_i^e + \hat{P}_i^f). \quad (4)$$

この（ u^L, P_i^L ）について、吹付けコンクリート設置後の掘進区間ごとの要素 $a \sim f$ の掘削について計算、記憶することで支保特性曲線として求めることができる。



図－5 地山変位と吹付けコンクリートの支保反力の算定

3. 解析結果と考察

(1) 岩盤データセットと吹付けコンクリートごとの支保特性曲線と地山特性曲線の解析結果

岩盤データセット SR-C ～ E に対して短時間高剛性吹付けと普通吹付けコンクリートごとの支保特性曲線と地山特性曲線を図－6に示す。

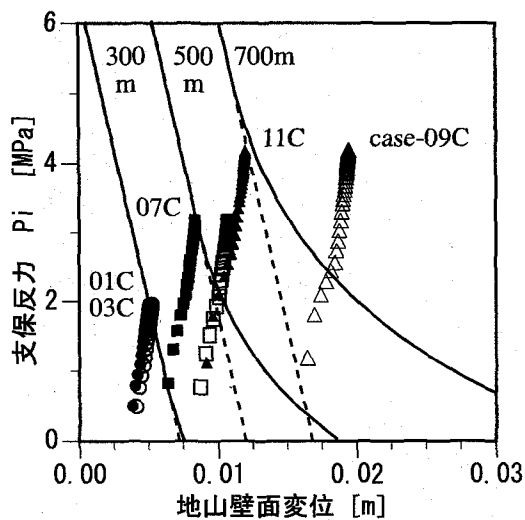
各解析ケースより以下のことがわかる。

- ・各解析ケースで地山を弾性体とした場合の支保特性曲線（●，■，▲）の最終支保反力はほぼ破線で示される地山特性曲線上にあることがわかる。これは岩盤データセット（弾性の変形特性）や吹付けコンクリートの種類（硬化特性や強度特性）によらず成立している。
- ・一方、地山を弾塑性体とした場合、支保特性曲線（○，□，△）の最終支保反力は岩盤データセットや吹付けコンクリートの種類によらず最終支保反力は地山特性曲線上にはのらない。
- ・各解析ケースにおいて深度が深くなる（＝初期地圧が大きくなる）と地山変位と最終支保反力は大きくなる。特に、短時間高剛性吹付けはその傾向が顕著である。
- ・一方、普通吹付けの場合、吹き付け直後の掘削による地山の変位が短時間高剛性吹付けの場合に比べ非常に大きい。これは、吹き付け直後（3時間程度）の支保剛性（吹付けコンクリートの弾性係数）が小さいことおよび強度も小さく降伏していることなどの影響による。

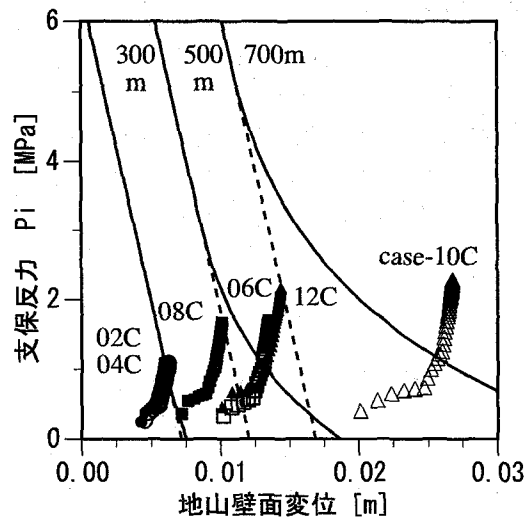
(2) 同一深度において地山の変形特性が支保特性曲線に及ぼす影響について

各深度の岩盤データセット（SR-C ～ E）に対して、地山を弾塑性体とし短時間高剛性吹付けと普通吹付けコンクリートによる支保特性曲線と地山特性曲線を図－7に示す。

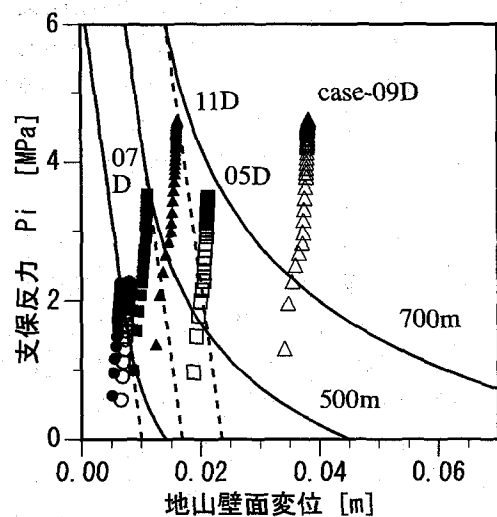
図より以下のことがわかる。



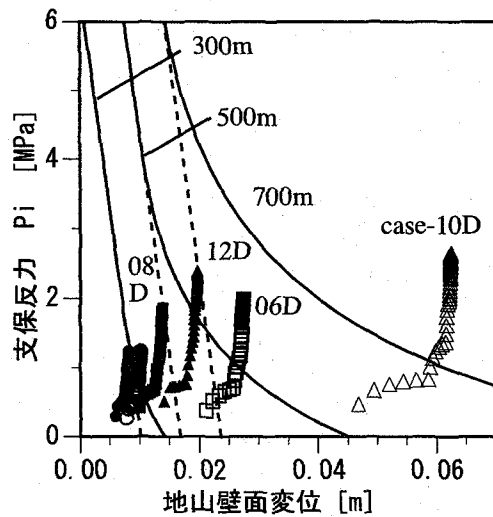
(a) SR-C, 短時間高剛性吹付け



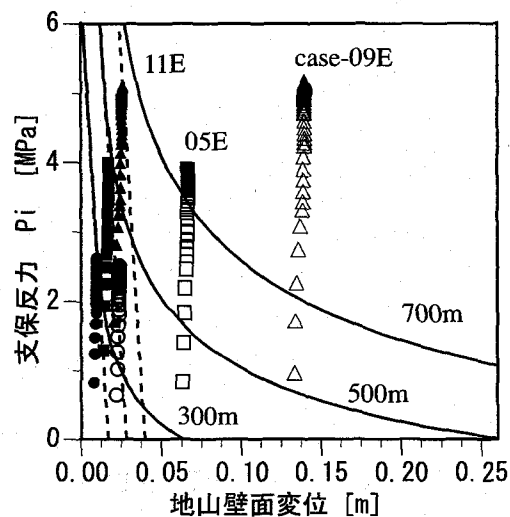
(b) SR-C, 普通吹付け



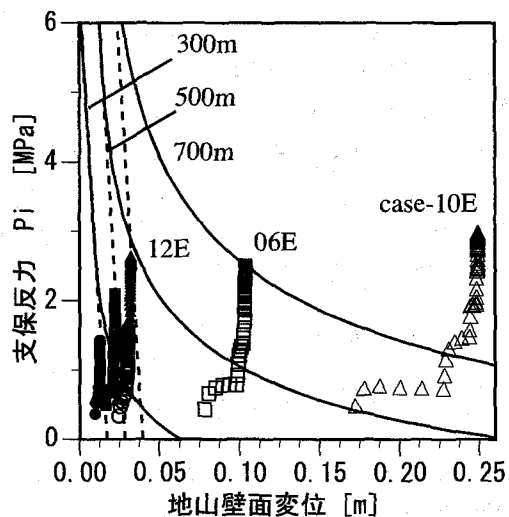
(c) SR-D, 短時間高剛性吹付け



(d) SR-D, 普通吹付け



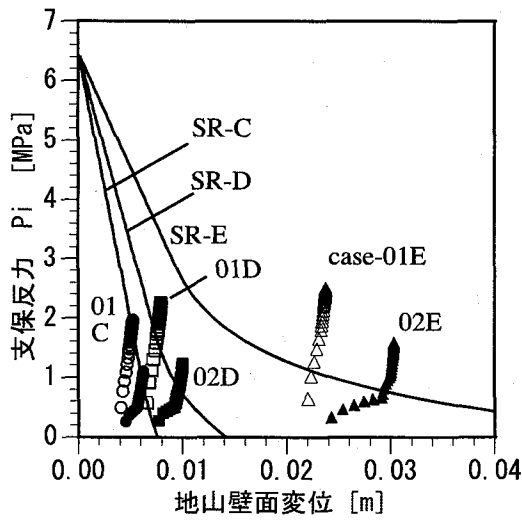
(e) SR-E, 短時間高剛性吹付け



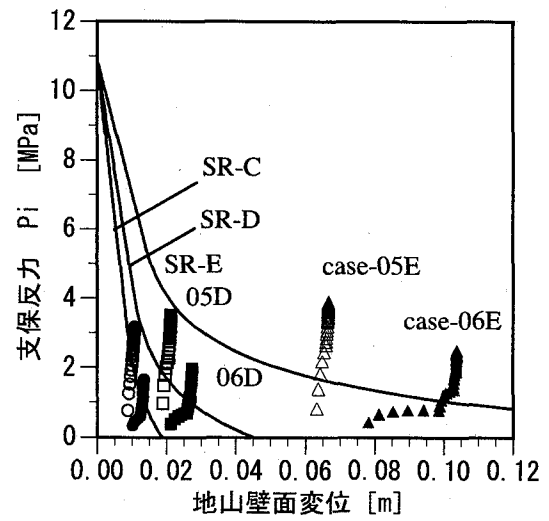
(f) SR-E, 普通吹付け

●, ■, ▲は地山を弾性体, ○, □, △は地山を完全弾塑性体とした場合の数値解析による支保特性曲線
破線は地山を弾性体、実線は地山を完全弾塑性体とした場合の理論解による地山特性曲線

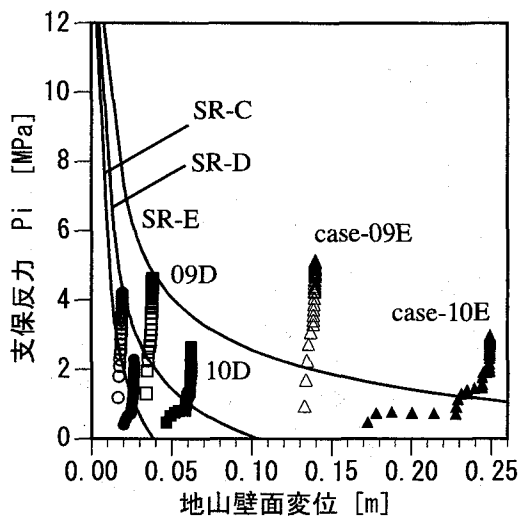
図-6 岩盤データセットと吹き付け材料の組合わせによる支保特性曲線と地山特性曲線



(a) $h=300\text{m}$



(b) $h=500\text{m}$



(c) $h=700\text{m}$

○ (SR-C), □ (SR-D), △ (SR-E)

: 短時間高剛性吹付けコンクリート

● (SR-C), ■ (SR-D), ▲ (SR-E)

: 普通吹付けコンクリート

図-7 同一深度における岩盤データセット

(SR-C~E) の支保特性曲線と地山特性曲線

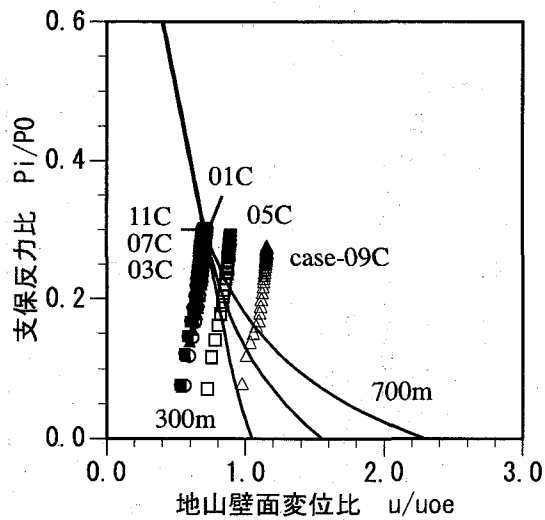
- 各深度の解析ケースとも、吹き付け直後の剛性と強度発現が大きな短時間高剛性は普通吹付けの場合と比べ、最終支保反力は大きく、かつ、地山変位は小さくなる。
- 各深度の解析ケースとも、岩盤データセットがSR-CからEへと弾性係数と強度が小さくなるにしたがって、最終支保反力と地山変位は大きくなる。
- 岩盤データセットSR-Eは各深度において他の岩盤データセットSR-C, Dに比べ著しく地山変位が大きい。短時間高剛性吹付けにおいては、吹き付け前の地山の先行変位量が大きいためである。一方、普通吹付けでは、先行変位量が大きいこととの影響に加え、吹き付け直後の最初の掘削（6つのプロット）によって生じる地山変位が大きいことも影響している。

(3) 地山の变形特性が初期地圧を用いた支保反力比 (P_i / P_o) に及ぼす影響について

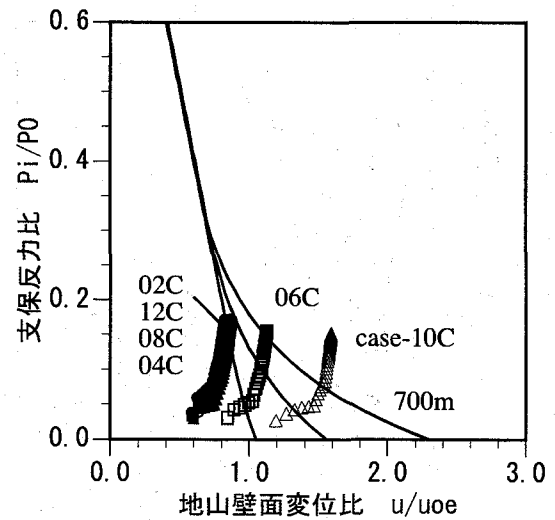
初期地圧 P_o と無支保の円孔の弾性変位 u_{oe} で支保反力 P_i と地山壁面変位 u をそれぞれ正規化した支保特性曲線と地山特性曲線を図-8に示す。

図より以下のことがわかる。

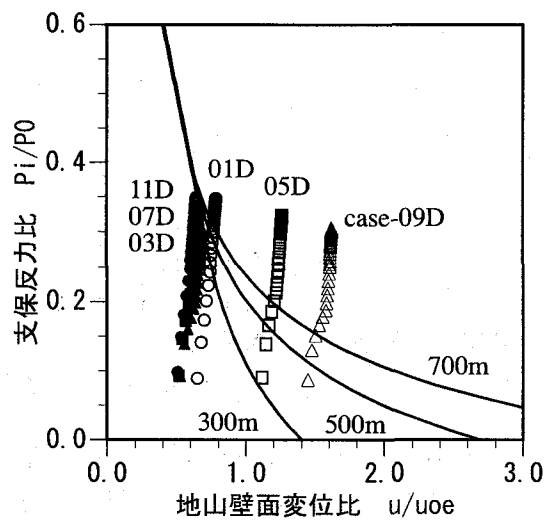
- 支保反力比 (P_i / P_o) は同一の地山特性において深度が大きくなる (= 初期地圧が大きくなる) と、その比は小さくなる。
- この支保反力比 (P_i / P_o) は短時間高剛性吹付けよりも、普通吹付けが小さい。これは、吹き付け直後の弾性係数が小さく地山の变形を許容しているためと考えられる。
- 吹き付け直後の1~3掘進における支保特性曲線の傾きの相違が両者で顕著である。この変位量の差が最終的な支保反力比の差となっており、同様に岩盤データセットSR-CからEに岩盤



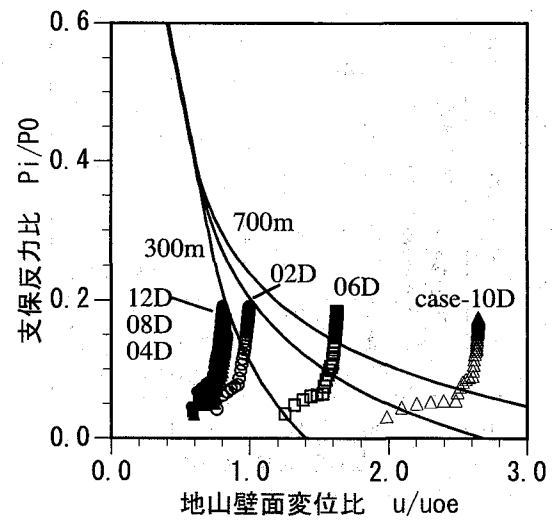
(a) SR-C, 短時間高剛性吹付け



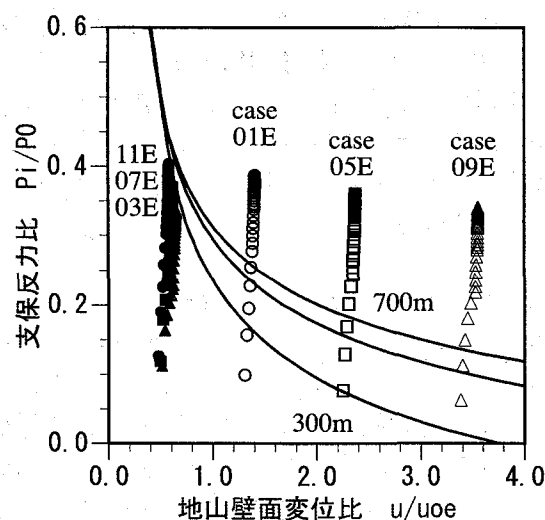
(b) SR-C, 普通吹付け



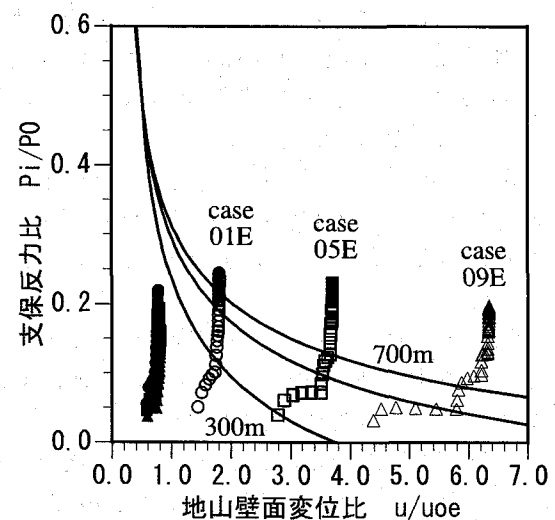
(c) SR-D, 短時間高剛性吹付け



(d) SR-D, 普通吹付け



(e) SR-E, 短時間高剛性吹付け



(f) SR-E, 普通吹付け

●, ■, ▲は地山を弾性体, ○, □, △は地山を完全弾塑性体とした場合の数値解析による支保特性曲線
破線は地山を弾性体、実線は地山を完全弾塑性体とした場合の理論解による地山特性曲線

図-8 正規化した岩盤データセットと吹付けコンクリートの組み合わせによる支保特性曲線と地山特性曲線

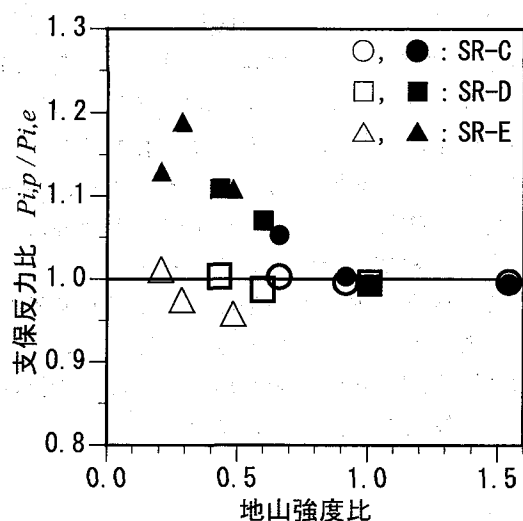


図-9 地山強度比と最終支保反力の比

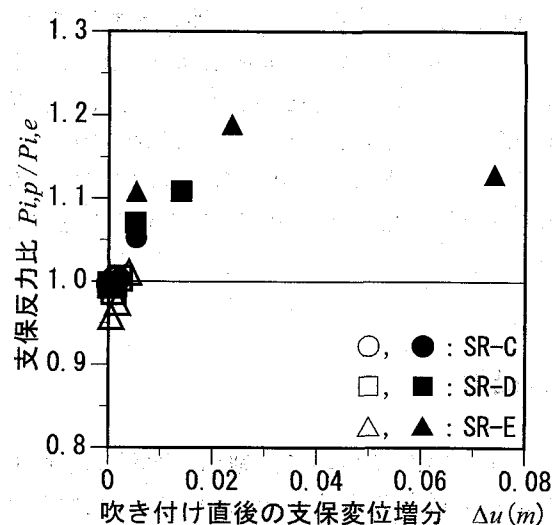


図-10 吹き付け直後の変位増分と支保反力比

物性が低下したときの低減にも影響を及ぼしている。

(4) 地山の力学特性が最終支保反力に及ぼす影響について

最後に、本論文の主目的とした同じ岩盤データセットで地山を弾性体と弾塑性体とにおいて得られる最終支保反力について考察する。

図-6に示されるように、短時間高剛性吹付けの場合には各解析ケースで地山を弾性体と弾塑性体として得られる最終支保反力はほぼ同程度である。一方、普通吹付けでは、深度が浅い（＝初期地圧が小さい）場合には短時間高剛性吹付けと同様にほぼ等しいが、深度が大きい（＝初期地圧が大きい）場合には、地山を弾塑性体とした最終支保反力が大きくなる傾向がみられる。

そこで、表-2の各岩盤データセットの換算一軸圧縮強度を用いた地山強度比と地山を弾性体と弾塑性体とした場合に得られるそれぞれの最終支保反力の比の関係を図-9に示す。

図に示されるように、短時間高剛性吹付けは、地山強度比が変化してもほぼ最終支保反力の比は1.0近傍であり、地山を弾性体あるいは弾塑性体としても最終支保反力はほぼ等しい結果となる。一方、普通吹付けは、地山強度比が1.0以下になると最終支保反力の比は大きくなる。したがって、地山を弾性体と弾塑性体としたときのそれぞれの最終支保反力は必ずしも等しくならないことがわかる。

一方、図-9に示されるように同じ程度の地山強度比の値でも、短時間高剛性吹付けと普通吹付けでは最終支保反力の比に相違が生じることになる。この理由の一つは、図-6から図-8の支保特性曲線

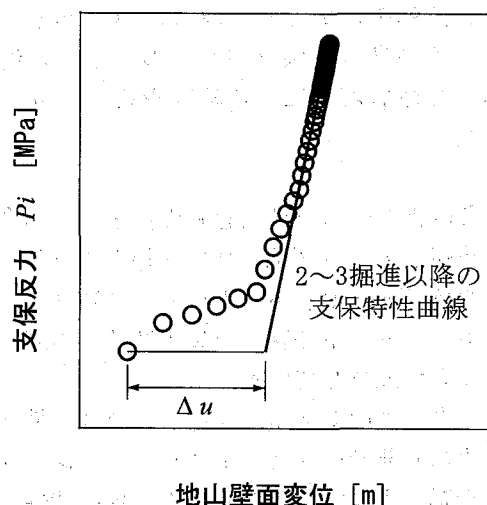


図-11 吹き付け直後の支保の変位増分の定義

の形状の特徴をみると、両者の吹付け直後の硬化特性の違いが影響していると考えられる。そこで、吹き付け直後の変位増分 Δu と支保反力比の関係を図-10に示す。なお、吹き付け直後の変位増分 Δu の定義を図-11に示す。

図-10に示されるように、吹き付け直後の変位増分 Δu が大きくなると最終支保反力比も大きくなる。このことは、吹き付け直後の吹付けコンクリートの剛性発現が十分でない状態で切羽が掘進すると、剛性が十分に発現した場合に比べ、最終的に支保に大きな地圧が作用することを意味する。また、変位増分 Δu が増加することは、支保の建込みや鋼製支保工などが効きだすことが遅くなることと等価である。すなわち、支保の建込みが遅れ支保反力の最小値の点を超える変位を生じたことにより支保への荷重が増えるという Fenner-Pacher 曲線の考え方

と同様の挙動が存在する可能性を示唆している。

なお、図-9、図-10の岩盤データセットSR-Eにおいて、地山強度比がさらに小さく、変位増分 Δu がさらに大きくなると最終支保反力の比は低下する。このことは、より変形を許容すると支保に作用する地圧が低下する現象もみられることを示している。

4. 結論

既往の検討において、地山を弾性体と弾塑性体において得られるそれぞれの支保特性曲線を比べると変位量は異なるが最終支保反力がほぼ同程度となる結果が得られていた。そこで、本論文では地山物性をパラメータとし、また、地山を弾性体あるいは弾塑性体とした場合に得られる支保特性曲線とその最終支保反力がどのように変化するかについて数値解析による検討を行い、以下の結果を得た。

- ・各解析ケースで地山を弾性体とした場合の最終支保反力はほぼ地山特性曲線上にあり、これは岩盤データセット（弾性の変形特性）や吹付けコンクリートの種類（硬化特性や強度特性）によらず成立している。
- ・一方、地山を弾塑性体とした場合、最終支保反力は岩盤データセットや吹付けコンクリートの種類によらず最終支保反力は地山特性曲線上にはのらない。これは切羽通過時の降伏領域の発生の影響によると考えられる。
- ・吹き付け直後の変位増分が大きくなると最終支保反力比は大きくなる。このことは、吹き付け直後の吹付けコンクリートの剛性発現が十分でない状態で切羽が掘進すると支保に大きな地圧が作用することを意味する。
- ・支保の建込みが遅くなることや鋼製支保工などが効きだすのが遅れることは、この変位増分が増えたことと等価であり、Fenner-Pacher曲線の考え方が成立する可能性を示唆している。

今回の解析的な検討より、吹き付け直後、すなわち切羽近傍における吹付けコンクリートの物性が最終的に支保に作用する地圧（＝支保反力）と関連することが示された。このため、安定解析により地山の安定性の検討や支保設計を行う上で吹付けコンクリートの若材齢の材料特性（硬化特性）を考慮することは重要と考えられる。

本論文では、トンネル断面形状を円形、初期地圧を等方と設定し、吹付けコンクリートの若材齢におけるクリープ等のレオロジー的な挙動は考慮していない。今後はこれらがどの程度の影響を及ぼすかを把握することも必要と考えられる。また、本論文での検討は、吹付けコンクリートの材料特性は若材齢時の力学試験結果を反映しているが、トンネル掘削時の支保効果と地山の挙動については数値解析にのみによる検討である。今後は、地圧の高いトンネルへ短時間高剛性吹付けを適用し、その際の計測等によりその特性を把握する必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会：2006年度制定トンネル標準示方書〔山岳工法〕・同解説，2006。
- 2) 例えば、福島啓一：わかりやすいトンネルの力学，土木工学社，1994。
- 3) 熊坂博夫：掘進長と吹付けコンクリート硬化速度が支保特性曲線に及ぼす影響について，トンネル工学研究論文集，第14巻，pp. 35-44，土木学会，2004. 11。
- 4) 熊坂博夫：吹付け後短時間で大きな剛性を発現する吹付けコンクリートの支保効果について，トンネル工学報告集第16巻，pp. 23-34，土木学会，2006. 12。
- 5) 藤野晃，熊坂博夫，石井卓：吹付けコンクリートの剛性が応力解放率に及ぼす影響について，土木学会第61回年次学術講演会，CS05-038，pp. 281-282，2006。
- 6) Kumasaka, H. : Numerical computation of support characteristic curves for use in tunnel support design and their application to the characteristic curve method, Int. J. JCRM, vol.3, No.1, pp. 1-6, 2007。
- 7) 核燃料サイクル開発機構：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第2次取りまとめ－，分冊2 地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022，1999. 11。
- 8) 黒木繁盛，谷口航，小尾繁，長谷川宏，杉野弘幸，窪田茂，出羽克之：地下空洞の力学的安定性評価，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-037，pp. 43-44，1999。
- 9) 中谷篤史，高橋圭一，熊坂博夫，石田積，岩崎昌浩：小型載荷装置を用いた吹付けコンクリートの若材齢における応力～ひずみ特性に関する検討，トンネル工学報告集第15巻，土木学会，pp. 23-27，2005. 12。

- 10) 栗田守朗, 石田積, 岩崎昌浩, 藤野晃 : 短時間高強度吹付けコンクリートの基礎的性状, コンクリート工学年次論文集, vol. 28, No. 1, pp. 1337-1342, 2006.
- 11) 石井卓, 熊坂博夫, 栗田守朗, 石田積, 岩崎昌浩 : 材齢 3 時間で 18kN/mm^2 の剛性を発揮する吹付けコンクリート, 土木学会第 61 回年次学術講演会, CS05-038, pp. 279-280, 2006.
- 12) 電気化学工業 : パンフレット, デンカナトミック.
- 13) Itasca Consulting Group, Inc. : FLAC User's Guide, 2000.