

地山のひずみ軟化特性が 地山と支保特性曲線に及ぼす影響に関する考察

熊坂博夫

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

山岳トンネルでは、掘進時に切羽とその周辺地山が一時的に大気圧下の無支保状態となるため、切羽から支保設置までの地山の自立性や安定性の評価は最終的な地山と支保の相互作用による安定性の確保とともに重要である。本報告では、地山のひずみ軟化特性を考慮した場合、その特性が地山・支保特性曲線に及ぼす影響について検討した。その結果、切羽からの距離が大きくなるにしたがって支保反力は小さくなる。ただし、今回用いた地山物性で、切羽距離が0mから0.25mとなる際に、支保効果の発現の遅れ（支保の建込みの遅れ）により支保に作用する地圧および支保反力が増加するというFenner-Pacher曲線と類似した結果が得られた。

Key Words : the strain softening property of ground, effects of dilation, tunnels, stability analysis, sequential tunnel excavation

1. はじめに

山岳トンネル工法では、掘進時に切羽とその周辺地山の壁面が一時的に大気圧下の無支保状態となる。このため、地山と支保の相互作用により形成される最終的なトンネル構造体の安定性を確保することと同様に、掘削直後の切羽周辺における自立性の評価と判定は重要である。この掘削時や最終的なトンネル周辺の地山の安定性は、その応力状態が弾性状態である場合と降伏している場合に分けて評価や判定がなされている。地山が弾性応力状態、すなわち、地山に降伏領域（ゆるみ領域）が生じない場合、トンネル周辺の地山の安定性は確保できていると判断され、降伏している場合はトンネル周辺の地山に生じるひずみ量を用いて地山の安定性の評価や判定がなされている。

そのため、このトンネル周辺地山の安定性の評価や判定基準を設定するため、掘削後のトンネル壁面やその周辺地山中の変形挙動について様々な計測が行われ、その応力状態やひずみ量分布と地山あるいはトンネル構造体の安定性との対応関係などが検討されている。

また、地山の変形挙動と応力分布を予測や把握す

ることを目的とした検討が、理論解析と数値解析との両面から行われてきている。この理論解析では主に円形のトンネルを対象として、地山の力学モデルと初期地圧条件および支保との相互作用を考慮したときの地山の変形や応力分布について、種々の解が求められるとともに報告されている。一方、数値解析では、多くの解析事例において地山の力学モデルは弾性体、非線形弾性体や完全弾塑性体として取り扱われている。ただし、近年ではひずみ軟化を考慮した検討事例も見られるようになってきている。ここで、前者の力学モデルがよく利用される理由には、必要となる地山の力学モデルの入力データが少なくすむことや後者の数値解析的な課題として軟化時の体積ひずみ増分や要素形状に依存した影響が顕著に生じる場合があるため、その取り扱いに十分な注意が必要となることなどの理由が考えられる。

一般に、トンネルの計画や建設時の地質調査において、前述のひずみ軟化モデルが必要としているデータを得るための試験等が実施されることは少ない。また、実施されていたとしても検討対象地点で解析に用いるための地質データは極めて制限されている。

このため、トンネルの力学的な安定性の評価にお

いては、地山強度比に見られるように地山の代表的な特性である一軸圧縮強度に基づいて判定がなされてきている。

本報告では、前述の状況を踏まえ、地山の一軸圧縮強度が何らかの方法で推定された場合において、Aydan ら^{1),2),3)} が提案した軟岩の応力～ひずみモデルを解析コードFLAC⁴⁾ に組み込み、これをトンネルの逐次掘削解析に適用し、地山特性曲線と支保特性曲線を求めて考察した結果について報告する。

2. 区分線形ひずみ軟化モデルとその定式化について

Aydan ら^{1),2),3)} は、三軸試験で得られる応力～ひずみ曲線において、軸ひずみを弾性限界ひずみ ε_1^e 、ピークひずみ、軟化開始ひずみ ε_1^s 、流動開始ひずみ ε_1^f を用いて五つの状態に区分し、この曲線を四つの直線関係で表わすことを提案している。地山材料の応力～ひずみ関係の模式図を図-1に示す。

本報告では、このモデルを有限差分法コードFLAC⁴⁾ 中のひずみ軟化モデルに組み込んで解析を行っている。そこでは、ひずみ軟化の状態を示す硬化パラメータ $\varepsilon^{(p)}$ は偏差塑性ひずみ $e_{ij}^{(p)}$ を用いて次式で与えられる。

$$\varepsilon^{(p)} = \sqrt{\frac{1}{2} e_{ij}^{(p)} e_{ij}^{(p)}} \quad (1)$$

塑性ひずみ ε_1^p と ε_3^p には以下の関係がある。

$$\varepsilon_3^p = -\alpha_f \cdot \varepsilon_1^p, \varepsilon_3^p = -\alpha_g \cdot \varepsilon_1^p. \quad (2)$$

ここに、係数 α_f と α_g はダイレイタンシー角 ϕ_f 、 ϕ_g を用いて次式で表される。

$$\alpha_f = \frac{1 + \sin \phi_f}{1 - \sin \phi_f}, \quad \alpha_g = \frac{1 + \sin \phi_g}{1 - \sin \phi_g}. \quad (3)$$

なお、上式のダイレイタンシー角 ϕ_f 、 ϕ_g は図-1のA'B'、B'C'の体積増加を示す勾配 f, g から求められる。

これらの関係を用いると式(1)の硬化パラメータ $\varepsilon^{(p)}$ は図-1の軸ひずみ ε_1^e 、 ε_1^s 、 ε_1^f に対応してそれぞれ次式で表される。

$$\varepsilon_s^{(p)} = \sqrt{\frac{1}{3} (1 + \alpha_f + \alpha_f^2) (\eta_s - 1) |\varepsilon_1^e|} \quad (4)$$

$$\varepsilon_f^{(p)} = \varepsilon_s^{(p)} + \sqrt{\frac{1}{3} (1 + \alpha_g + \alpha_g^2) (\eta_f - \eta_s) |\varepsilon_1^e|} \quad (5)$$

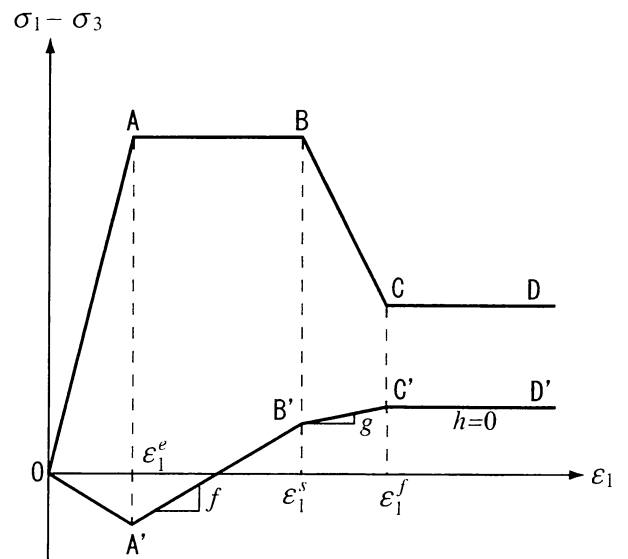


図-1 区分線形ひずみ軟化モデル

図において、OABCDは軸差応力と軸ひずみの関係であり、OA'B'C'D'は軸ひずみと体積ひずみの関係を示す折れ線である。

$$\varepsilon_1^e = \frac{K-1}{E} \sigma_3 + \varepsilon_0. \quad (6)$$

ここに、 E は地山の弾性係数、 ε_0 は換算一軸圧縮強度から得られる限界ひずみである。また、 η_p 、 η_s 、 η_f は、弾性限界ひずみとその他のひずみの比で状態ひずみ比と呼ばれ、次式のように定義される。

$$\eta_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e}, \eta_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e}, \eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e}. \quad (7)$$

Aydan ら²⁾ は、この状態ひずみ比が一軸圧縮強度 σ_c を用いて次式のように与えている。

$$\eta_p = 2\sigma_c^{-0.17}, \eta_s = 3\sigma_c^{-0.25}, \eta_f = 5\sigma_c^{-0.32}. \quad (8)$$

本報告のひずみ軟化モデルは、硬化パラメータ $\varepsilon^{(p)}$ を用いて、ひずみ軟化時の強度定数 ϕ と c の低下を次式で表現している。

$$0 \leq \varepsilon^{(p)} \leq \varepsilon_s^{(p)}: \phi = \phi_p, c = c_p.$$

$$\varepsilon_s^{(p)} \leq \varepsilon^{(p)} \leq \varepsilon_f^{(p)}:$$

$$\phi = \phi_p, c(\varepsilon^{(p)}) = c_p + \frac{c_r - c_p}{\varepsilon_f^{(p)} - \varepsilon_s^{(p)}} (\varepsilon^{(p)} - \varepsilon_s^{(p)})$$

$$\varepsilon_f^{(p)} \leq \varepsilon^{(p)}: \phi = \phi_p, c = c_r. \quad (9)$$

ここに、 ϕ_p 、 c_p 、 c_r はそれぞれピーク強度時の内部摩擦角と付着力および残留強度の付着力である。なお、本報告では残留強度の付着力 c_r は拘束圧に依存性を考慮して。

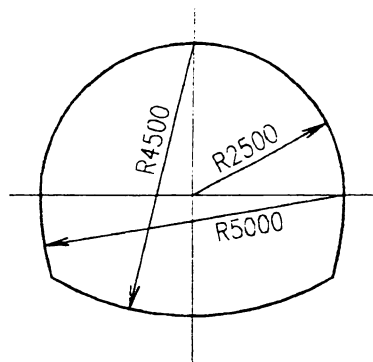


図-2 坑道内空断面形状と寸法⁵⁾

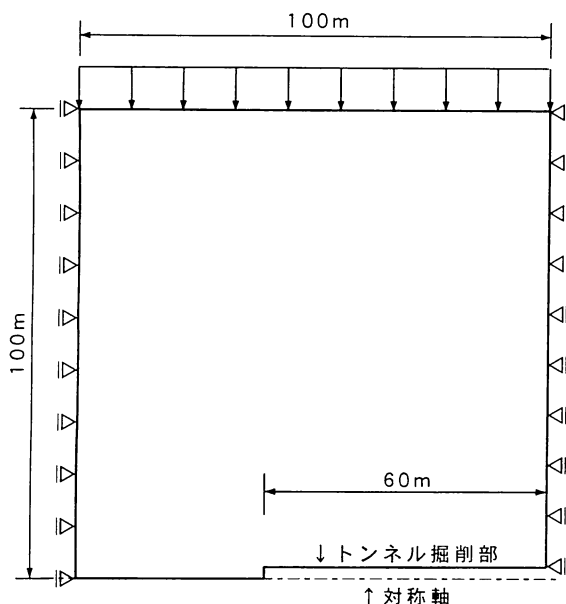


図-3 解析モデルと境界条件

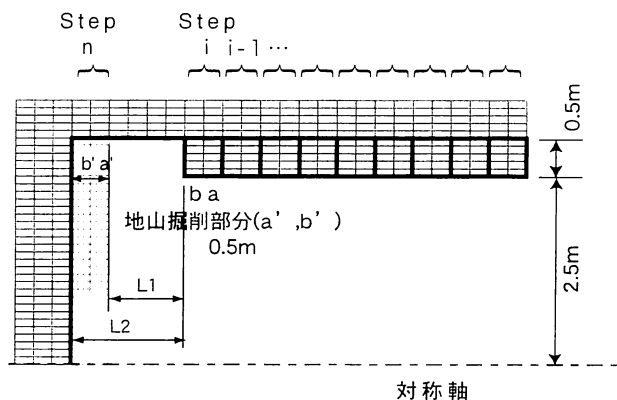


図-4 切羽近傍のモデル

表-1 解析条件

深度	m	500
初期地圧	MPa	10.79
掘進長	m	0.5
サイクルタイム (分)	掘削	135
	吹付け	70
	RB + その他	35
	合計	240

表-2 岩盤データセットの物性⁵⁾

岩盤等級		D	E
弾性係数	MPa	2500	1500
ポアソン比	—	0.3	0.3
内部摩擦角 ($\phi = \phi_p = \phi_r$)	Degree	27.0	25.0
粘着力(c_p)	MPa	2.0	1.0
粘着力(c_r)	MPa	0.282	0.390
一軸圧縮強度	MPa	10.0	5.0
換算一軸圧縮強度	MPa	6.5	3.1
η_s	—	1.8769	2.2538
η_f	—	2.7432	3.4673

デル化を単純化して表すことができる軸対称解析を用いるため、内径が5m、掘削径(D)が6m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⁵⁾と同様に厚さは0.5mとした。

解析全体領域と境界条件を図-3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⁶⁾を参考に、稼働5日で週休2日とし、一掘進長を0.5mとした場合の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^{5), 6)}で

3. 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

検討条件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⁵⁾を対象とした。断面形状と寸法を図-2に示す。本報告では、逐次掘削によるモ

はインバートは別途施工されるが、本報告では、軸対称モデルを用いた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。

切羽近傍の要素分割状況を図-4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 $0.1\text{m} \times 0.25\text{m}$ 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',b' 、吹付けコンクリートは a,b に細分化される。図中の Step- n は切羽掘削部を意味し、Step- i , Step- $i-1$, … は切羽面から $L1$ の距離において吹付けコンクリートが設置された区間を示している。

(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^{5),6)}に用いられている軟岩系岩盤等級はSR-AからEの五つに区分されている。本報告では地山の変形特性の影響を把握するために岩盤等級DとEの二つの岩盤等級の地山を利用した。この軟岩系岩盤等級の地山の諸物性値を表-2に示す。なお、表中の換算一軸圧縮強度はMohr-Coulombの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。

設置深度は表-1に示すように500m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

本報告では、吹付けコンクリートの硬化特性の影響を考慮し、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^{7)~10)}を用いて検討した。

(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は掘削部分を 0.25m ごとに行なうこととして、2回 (a',b') 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方目とした。

…

Step- m ：切羽からの距離に相当する Step- j に支保要素を設置し、Step- $(j-1)$ ~ 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- j 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。(図-4において $n \rightarrow m$, $i \rightarrow j$ とすることで本文と対

表-3 解析ケース

解析ケース		吹付け時の 切羽距離 ($L1$)	掘削後の 切羽距離 ($L2$)
No	岩盤データセット		
case-01	D	0.0	0.5
	E		
case-02	D	0.25	0.75
	E		
case-03	D	0.5	1.0
	E		
case-04	D	1.0	1.5
	E		
case-05	D	3.0	3.5
	E		
case-06	D	6.0	6.5
	E		
case-07	D	9.0	9.5
	E		

応する)

…

最終ステップ：最終掘削状況(図-4)に示されるように、Step- $(n-1)$ で掘削し、吹付けコンクリートを設置し、Step- n 部分の地山を図の a',b' の順に掘削解析を実施して計算を終了する。

(6) 解析ケース

解析ケースを表-3に示す。二つの岩盤等級と7つの切羽からの吹付けコンクリート設置距離を組み合わせた表に示されるように全部で14ケースについて計算を行った。

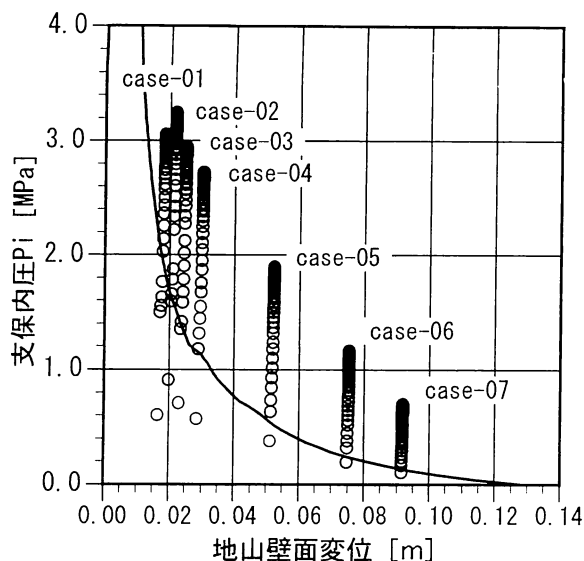
4. 解析結果と考察

(1) 切羽距離をパラメータとした支保特性曲線

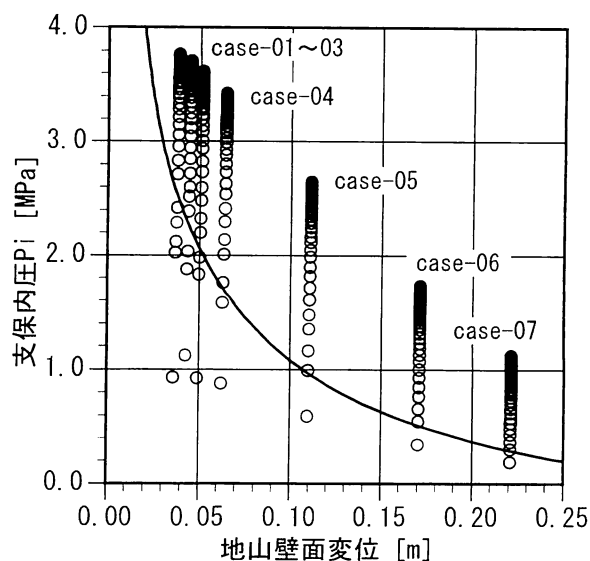
岩盤等級DとEのそれぞれに対して切羽距離をパラメータとした支保特性曲線と円形トンネルの数値解析から得られた地山特性曲線を図-5に示す。

図に示されるように、切羽からの距離($L1$)が大きくなるに従って収束した支保反力(最終支保反力)は小さくなる。ただし、岩盤等級Dでは切羽からの距離が $L1=0.25\text{m}$ (case-02)の場合、切羽からの距離が $L1=0$ (case-01)の場合よりも最終支保反力の方が大きいことがわかる。しかし、岩盤等級Eの場合にはこのような計算結果は得られなかった。

そのため、切羽距離の変化すなわち支保の建込みの遅れにより支保に作用する地圧、すなわち、支保反力が増加するというFenner-Pacher曲線が今回の計算方法で表現できる可能性があることが示され



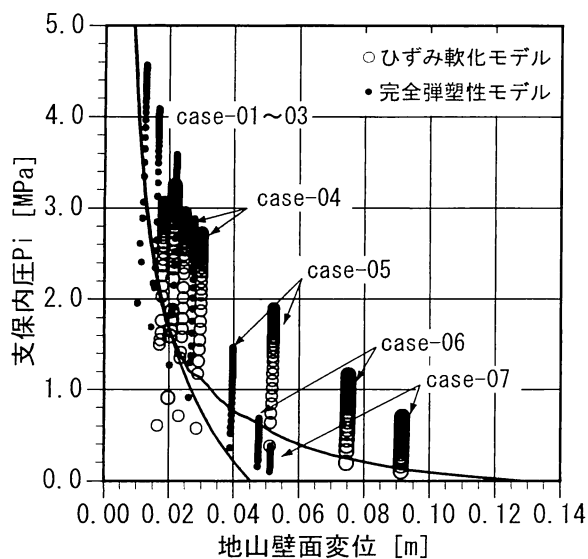
(a) 岩盤等級 D



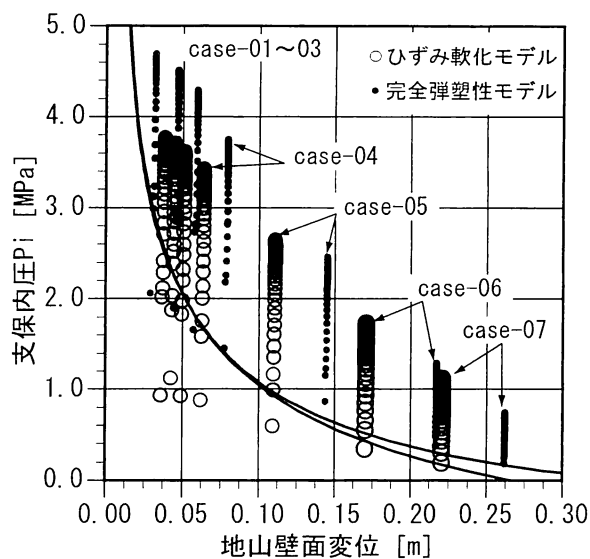
(b) 岩盤等級 E

(注) 実線は地山をひずみ軟化を考慮した弾塑性体とした数値解析による地山特性曲線

図-5 岩盤等級ごとの支保特性曲線と地山特性曲線



(a) 岩盤等級 D



(b) 岩盤等級 E

(注) 実線は地山を完全弾塑性体とした場合の理論解とひずみ軟化を考慮した弾塑性体とした数値解析による地山特性曲線

図-6 完全弾塑性体とひずみ軟化を考慮した弾塑性体の支保特性曲線と地山特性曲線

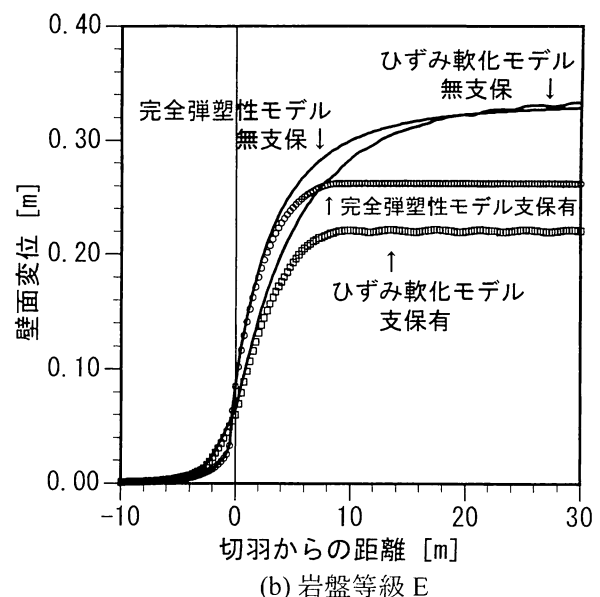
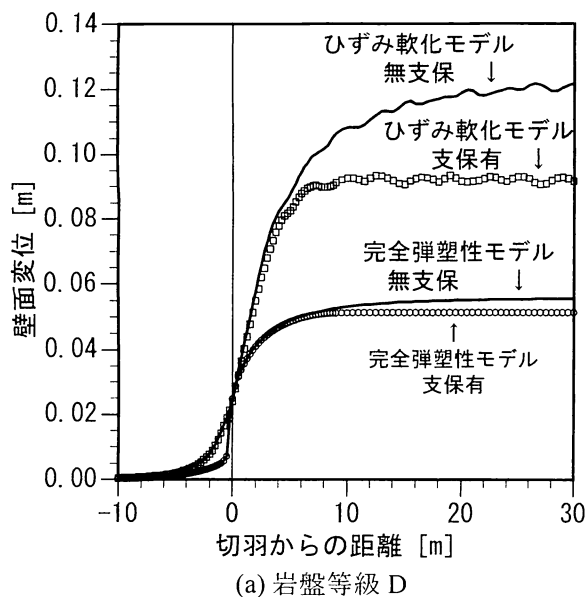
た。ただし、岩盤等級によっては十分にそれを表現できていないこともわかる。

(2) ひずみ軟化モデルと完全弾塑性モデルによる支保特性曲線の比較

岩盤等級 D では、掘削後の切羽と支保の距離が 1.5m 以内となる case-01 から case-04 では、完全弾塑性モデルの最終支保反力はひずみ軟化特性を考慮した場合よりも大きくなるが、掘削後の切羽と支保の距離が 3.5m 以上となる case-05 から case-07

では、逆にひずみ軟化モデルの場合が最終支保反力は大きくなることわかる。また、地山壁面変位はひずみ軟化特性を考慮した場合の方が大きいことがわかる。これは、掘削に伴いひずみ軟化が生じることで支保の荷重分担が増加することによって考えられる。

一方、岩盤等級 E では、最終支保反力は岩盤等級 D と同様の傾向を示すことがわかる。ただし、地山壁面変位は掘削後の切羽と支保の距離が 1m 以内の case-01 と case-02 では、完全弾塑性モデルの



(注) 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-7 完全弾塑性体モデルとひずみ軟化を考慮したモデルの切羽からの距離と壁面変位の関係

地山壁面変位はひずみ軟化モデルの場合よりも小さいか同じ程度であるが、掘削後の切羽と支保の距離が1m以上となる case-03 から case-07 では、逆にひずみ軟化特性を考慮した場合の地山壁面変位が小さくなることからわかる。

(3) 切羽からの距離と壁面変位の関係

完全弾塑性体モデルとひずみ軟化モデルの切羽からの距離と壁面変位の関係を図-7に示す。図は、無支保の場合と切羽から9m離れて支保を実施した case-07 の場合について示している。

岩盤等級 D は図-6 で示されたように、ひずみ軟化を考慮した場合、完全弾塑性体モデルの地山壁面変位より大きくなっている。また、吹付けコンクリートの建込みが切羽から9mと離れているため、完全弾塑性体モデルでは無支保と支保有の曲線の相違は小さいが、ひずみ軟化モデルの場合、支保の有無による曲線の相違が大きい。この両曲線が分離するのは切羽から4m程度で、支保の建込みが9mであることから、支保の内圧効果は支保の前方に遠くかつ大きな影響を与えていることがわかる。

一方、岩盤等級 E ではひずみ軟化モデルと完全弾塑性体モデルの無支保の曲線の相違は岩盤等級 D の場合より小さいことがわかる。ただし、ひずみ軟化モデルの方が切羽近傍での地山壁面変位が完全弾塑性体モデルより小さいが、切羽が遠方に行くとひずみ軟化モデルの方が地山壁面変位は大きくなる。そのため、ひずみ軟化モデルの支保有の場合が完全弾塑性体モデルの場合に比べ最終支保反力や地

山壁面変位が小さくなった原因の一つと考えられる。これらに影響を与えるパラメータとして、ひずみ軟化の開始と残留状態の開始を定める状態ひずみ比が考えられる。

なお、図-7のひずみ軟化モデルの解析結果の曲線が小さく変動しているのは、ひずみ軟化時の体積変化を考慮したことや要素形状に依存した影響など数値解析上の影響と考えている⁵⁾。

4. おわりに

本報告では、地山のひずみ軟化特性を考慮した場合、その特性が地山と支保特性曲線に及ぼす影響について検討した。その結果、切羽からの距離が大きくなるにしたがって支保反力は小さくなる。ただし、今回用いた地山物性（岩盤等級 D）で、切羽距離が0mから0.25mとなる際に、支保効果の発現の遅れ（支保の建込みの遅れ）により支保に作用する地圧および支保反力が増加するという Fenner-Pacher 曲線と類似した結果が得られた。

ただし、岩盤等級 E ではこのような現象は見られないことと完全弾塑性体モデルとの比較において、ひずみ軟化特性を考慮したことによる支保特性曲線の特徴を十分に説明するには至っていない。

今後は、状態ひずみ比の設定による影響や軟化時の強度特性および体積変化特性の影響などを定性的かつ定量的に把握することが重要と考えている。

参考文献

- 1) アイダン・オメール, 赤城知之, 伊東孝, 川本眺万: スクィーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について, 土木学会論文集, No. 448, III-19, pp. 73-82, 1992. 6.
- 2) アイダン・オメール, 赤城知之, 川本眺万: スクィーピング地山におけるトンネル挙動の予測方法とその適用, 土木学会, 第 24 回岩盤力学シンポジウム, (41), pp. 196-200, 1992.
- 3) アイダン・オメール, 赤城知之, 川本眺万: スクィーピングレベルの判定基準となるパラメータ (状態ひずみ) について, 土木学会, 第 25 回岩盤力学シンポジウム, (89), pp. 426-430, 1993.
- 4) Itasca Consulting Group, Inc.: FLAC User's Guide, 2000.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 中谷篤史, 高橋圭一, 熊坂博夫, 岩崎昌浩, 寺島勲: 若材齢時に載荷を受けた吹付けコンクリートの力学特性について, トンネル工学論文集, 第 17 巻, 土木学会, pp. 21-30, 2007. 11.

A CONSIDERATION CONCERNING THE EFFECTS OF STRAIN SOFTENING PROPERTY OF GROUND ON SOIL/ SUPPORT CHARACTERISTIC CURVE.

Hiroo KUMASAKA

In this study, the strain softening property of ground was taken into consideration and its effect on the soil/support characteristic curve was examined. As a result, it was found that the reaction of support was smaller as the distance from the cutting face was longer. In this study, however, the earth pressure acting on the support and the reaction of soil increased when the distance from the face increased from 0 m to 0.25 m because the support proved effective belatedly (the erection of the support was delayed). The result was similar to that represented as a Fenner-Pacher curve. The phenomenon was not observed where other physical properties of soil were applied. Then, the cause of the phenomenon was also examined.