

未固結、小土被り地山におけるトンネル掘削へのひずみ軟化解析の適用

大林組 正会員 ○中岡健一, 畑 浩二, 木梨秀雄, 黒田裕之
 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 梶田 寛, 中島活哉

1. はじめに

現在工事中の北陸新幹線、魚津上中島トンネルは、玉石混じり砂礫を主体とした未固結地山に小土被りで掘削されている。このような未固結地山にトンネルを掘削すると、せん断帯と呼ばれるせん断ひずみの大きな降伏領域が、トンネル側壁から地表へと進展することがあるとされている。また、本トンネルのように小土被りであれば、せん断帯が地表に達する可能性があり、地表面陥没が生じるリスクがある。この現象は通常用いられる弾塑性モデルでは再現できないため、筆者らはせん断帯の発生・伸展を評価できるひずみ軟化解析¹⁾の実用化を進めた。ここでは本トンネルに対してひずみ軟化解析を行ない、過大な沈下や陥没のリスクについて検討を行なった。

2. ひずみ軟化モデルの概要

本モデルは、芥川らによるひずみ軟化モデルを三次元に拡張¹⁾したもので、遠心模型実験レベルで適用性が検証されている²⁾。このモデルは①強度定数、②せん断弾性係数の低減、によりひずみ軟化を考慮している。粘着力と内部摩擦角（以下、 c および ϕ と呼ぶ）はともに、降伏が始まるせん断ひずみからの増分に応じて低減する。一方、せん断弾性係数は式(1)～(3)に示すように、低減パラメータ m をすべり線に沿った応力-ひずみ関係行列 D' に導入し、ひずみ軟化を考慮している。一軸圧縮試験における各モデルの応力-ひずみ関係の比較の概念を図-1に示す。

3. トンネルの概要

魚津上中島トンネルの断面を図-2に示す。縦断は図-3に管理値設定区間とともに示した。施工手順は、先ず、天端から2m上方までの範囲を全線にわたり置換改良を施す。次に、上半を置換改良土の一部とともに掘削し、上半支保工を施工後、下半を掘削する。最後に下半の支保工を施工する。ベンチ長 30～50mのショートベンチ工法で、吹付けコンクリート厚さは15cm、鋼製支保工はH-150で1mピッチである。

4. ひずみ軟化解析

(1) 物性の設定

地山の変形係数は孔内水平載荷試験、 c と ϕ のピーク値はN値から推定された値を用いる。残留時における c 、 ϕ は乱した試料の三軸圧縮試験により設定した。ただし、 ϕ は設定したピーク値と大差がなかったため、 c のみ低減を考慮した。表-1に各物性を示す。

$$D' = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2G & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & mG & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$m = 1 - (1 - m_r)(1 - e^{-a}) \quad (2)$$

$$a = 100\alpha(\gamma - \gamma_c) \quad (3)$$

m_r : m の残留値

γ : すべり線に沿ったせん断ひずみ

γ_c : 降伏が始まるせん断ひずみ

λ, G : ラメの定数

α : 低減率の度合いを決めるパラメータ

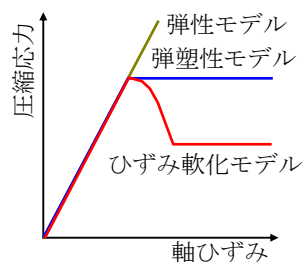


図-1 応力-ひずみ関係

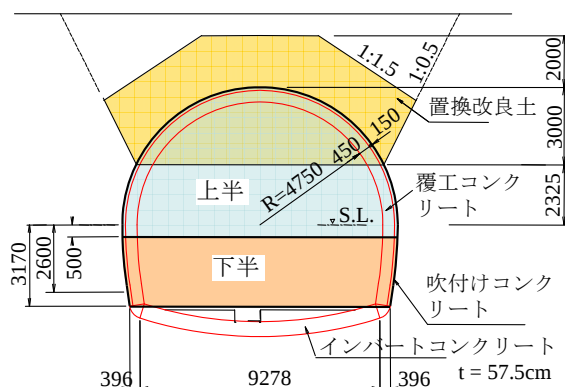


図-2 トンネル横断

キーワード ひずみ軟化、地表面沈下、小土被りトンネル、未固結地山、せん断帯

連絡先 〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640 (株)大林組 TEL 042-495-1015

改良土のパラメータは、一軸圧縮試験結果のフィッティングにより求めた。支保工は弾性体とした。

(2) 解析断面

図-3 にトンネル縦断面図を示す。トンネルは図の左側から掘削され、徐々に土被りが小さくなる。トンネルを3区間に分割し、それぞれの代表土被り (6.8, 5.5, 4.1m) における断面の解析から各区間のトンネル安定性評価と沈下量の管理基準値の設定を行なった。ここでは、区間 A (土被り 6.8m) の断面の安定性評価について述べる。

(3) 解析ステップ

解析は①置換改良土施工のための掘削、②置換改良と盛土の施工、③トンネル上半掘削、④上半支保工施工、⑤下半掘削、⑥下半支保工施工、の順で行なった。支保工施工時の応力解放率は 40%とした。

(4) 解析結果

図-4 と図-5 に、土被り 6.8m の断面における局所安全率および最大せん断ひずみの分布を示す。側壁部に安全率 1 以下の降伏領域が見られるが、その領域は改良土 (天端～肩部の青色領域) よりも上方には及ばず、小さな範囲にとどまっている。最大せん断ひずみも、改良土の効果によって側壁部よりも上方あるいは天端付近において小さくなっている。以上から改良土の効果により、トンネルは安定性を維持できると判断した。

図-6 に各トンネル掘削段階の天端、地表面沈下量

を示す。実線は設定した物性による解析結果、破線は管理限界値を求めるために粘着力を最小としたケースである。図-6 から、地表面の沈下量は 14mm と予測した。ただし、地表面沈下量の実測値は 5～6mm と予測値の半分以下となり、実際の地山強度または剛性は、設定値よりもさらに高いものと考えられる。

5. まとめ

本報告では未固結地山、小土被りで施工されるトンネルに対してひずみ軟化解析を適用し、安定性評価を行なった。その結果、置換改良土の効果でせん断帯は発生することはない、過大な沈下や地表面陥没のリスクは小さいと予測した。

今後の課題として、本地山のように玉石が混じっており、乱さない試料の採取が困難な場合の地山強度定数を正確に設定する方法が挙げられる。

参考文献

- 1) 中岡健一，畑浩二，芥川真一：低土被りトンネル掘削に伴う地表面沈下の予測手法に関する研究，土木学会第 62 回年次学術講演会，pp.3-157, 2007.
- 2) 中岡健一，畑浩二，芥川真一：ひずみ軟化モデルの粘性改良土および砂質土への適用性に関する研究，トンネル工学論文集第 19 巻，pp.51-58, 2009.

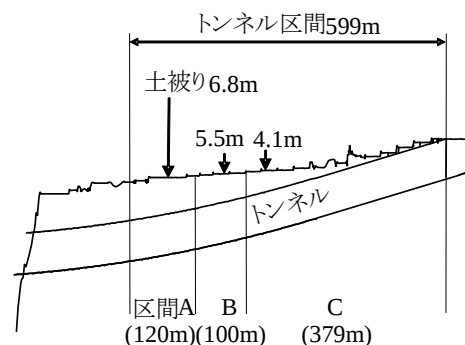


図-3 トンネル縦断面図

表-1 解析用物性値

	D MPa	ν	ピーク値		残留値
			c MPa	φ	c MPa
表土 (地表から約 1m)	20	0.35	0.022	35	0.004
砂礫 (表土下～底盤)	85	0.35	0.02	45	0.004
砂質土 (底盤以深)	77	0.35	0.02	37	0.004
改良土	210	0.35	0.28	35	0.14
埋戻土	80	0.35	0.02	25	0.004

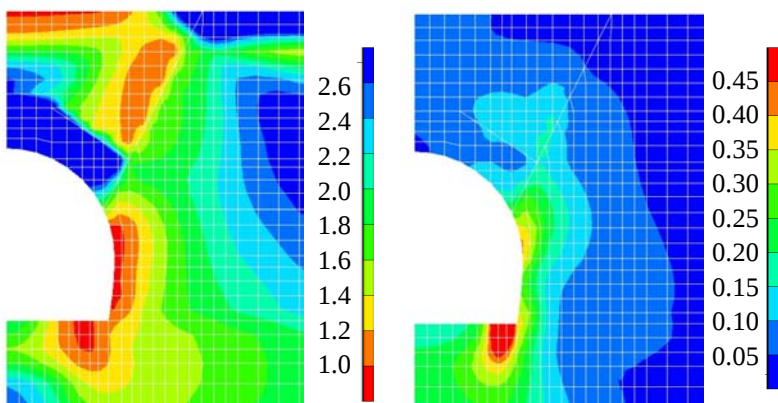


図-4 局所安全率の分布

図-5 最大せん断ひずみの分布

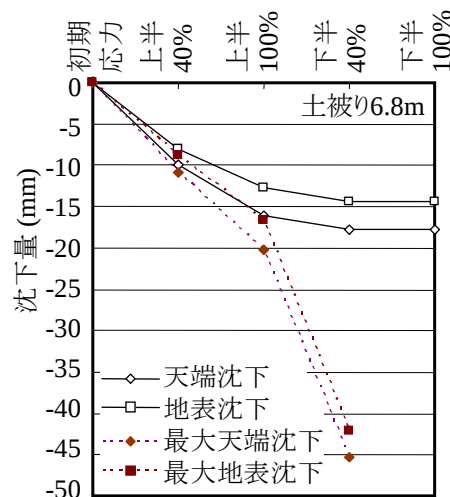


図-6 各ステップの沈下量