

1. まえがき 第三紀層泥岩地帯におけるトンネル掘削時にみられる膨張性の原因として、これまで泥岩の吸水膨張、せん断破壊、粘弾塑性変形、吸水による有効応力の変化などが挙げられている。なかでも、仲野¹⁾と太田・谷本²⁾は、せん断に伴うダイラテンシーを基本的要因として挙げている。これまで数例のトンネルでの測定変位を検討した結果³⁾では、内空変位量は土かぶりとの相関が高い。しかも、ある土かぶり高さを境として急に変位量が増加している。一方、せん断によるダイラテンシーは過圧密比の高い粘性土ほど大きく、しかも破壊に近づくとき急激に増大するという性質がある。このことから、本研究では、「第三紀層泥岩の膨張変形は、過圧密比の高い泥岩の破壊時に急増するダイラテンシーによるものである。」という仮説を設け、若干の計算と泥岩の試験によりその裏付けを試みている。

2. ダイラテンシーを考慮したFEMによる簡易弾塑性解析

2.1 計算法 泥岩地帯における地山の膨張現象が、ダイラテンシーによってマクロ的に説明できるかどうかを検討するため、簡便に膨張量等が計算できるように、次のような簡易解析法を用いる。

(1) 平面ひずみ問題とする。

(2) 地山の破壊曲線は岩石のようなぜい性材料には比較的適切であると言われる次式による。

$$\tau^2 = \tau_R^2 \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_t}\right) \dots (1)$$

(3) 塑性化計算は、まず弾性計算から出発する次のような直接反復法により行う。予め弾性係数の値を弾性時のそれより下げて何段階か準備しておき、反復計算の各段階において、式(1)の破壊曲線をはみ出した要素の弾性係数をそれまでより1段階下げ、破壊曲線をはみ出した要素がなくなるまで反復する。

(4) ダイラテンシーは、塑性化のある段階以降の要素に体積ひずみ ϵ_v を初期ひずみとして与えることにより考慮する。

2.2 計算例

第1白坂トンネルの土かぶり $H = 150\text{m}$ の箇所について解析する。用いるデータは次のようである。

$$E = 3 \times 10^5 \text{ tf/m}^2,$$

$$\nu = 0.45, q_u = -200$$

$$\text{tf/m}^2, \sigma_t = 20 \text{ tf/m}^2,$$

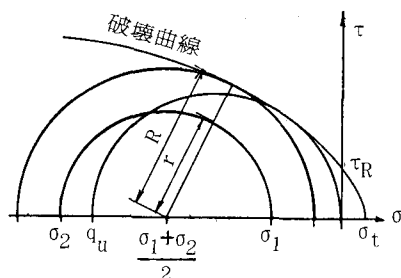


図-1 地山の破壊曲線

表-1 弾性係数及び体積ひずみ

		E tf/m ²	ϵ_v		
			ケース 1	ケース 2	ケース 3
弾性		3×10^5	0.0	0.0	0.0
塑性	1	3×10^4	0.0	0.0	0.0
	2	1×10^4	0.0	0.03	0.04
	3	5×10^3	0.0	0.04	0.05
	4	3×10^3	0.0	0.04	0.05
	5	1.5×10^3	0.0	0.04	0.05
	6	1×10^3	0.0	0.04	0.05
	7	5×10^2	0.0	0.04	0.05

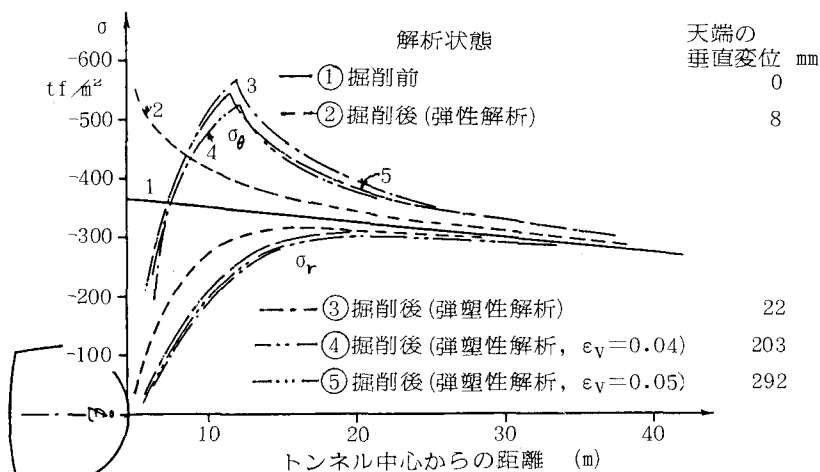


図-2 トンネル中心側壁方向の半径方向応力と接線方向応力

$\gamma = 2.5 \text{ tf/m}^3$, $H = 150 \text{ m}$, $\epsilon_v = 0.0 \sim 0.05$ 。トンネルの掘削断面形状は幅9.2 m, 高さ7.5 mの馬蹄形で、解析範囲はトンネル中心から上下、左右各50 m間とし、要素分割による節点数 240, 要素数 430である。掘削前の各要素の応力状態は、その点の土かぶり重量に等しい等方圧を受けているものとした。なお、塑性化計算のための低下弾性係数の段階と体積ひずみは表-1の値を用いている。

解析結果の一部を図-2に示す。この現場における実測変位量は 125~250 mm である。弾塑性解による変位量は小さく、ダイレタンシーを考慮するとほぼ一致する。

3. 泥岩のせん断試験 2次元平面ひずみ条件下で考えると、トンネル掘削前後には、その平均応力は変化せず、せん断応力のみ増大する。この時発生する最大せん断応力は、土かぶり荷重に等しい。そこで三軸圧縮試験では、主に平均応力一定の排水せん断試験を行っている。

実験に使用した泥岩は、北陸新幹線飯山調査坑および能生調査坑で採取した砂質泥岩である。これらの泥岩は、コンシステンシー、粘土鉱物、 $2\mu\text{m}$ 以下含有量の面では、通常の膨張性泥岩と同様な性質をもつが、密度が高く一軸強度も大きい ($70 \sim 140 \text{ kgf/cm}^2$) という特徴がある。現場での内空変位量は飯山542 mで25 mm, 飯山700 mで75 mm, 能生で2.6 mm である。三軸排水試験結果を図-3, 図-4に示す。図-3では通常の側圧一定・軸圧増及び軸圧一定・側圧減の試験を行ったので、平均応力の変化による体積変化を補正して示している。また、図-4では、飽和供試体と不飽和供試体で挙動に差がみられるが、水浸によりサクシヨンが開放され、粒子間結合力が弱められた結果、先行圧密圧力の効果が減退し、過圧密比の小さい試料と同様な結果を得たものと推察する。一方、能生泥岩を細粒化し、再圧密した場合の結果を図-5に示す。過圧密比 20 の場合 4%の体積膨張を示している。乱されない試料で大きな体積変化が確認できなかった点については、1つには、試料土が現場でせん断破壊の履歴を受けている影響が考えられる。また1つには、泥岩がよく締まっているために、せん断時の平均応力を高めている。このため、過圧密比が小さい状態の試験のみを行っている可能性がある。

4. 結論 数値解析では、せん断時のダイレタンシーが4~5%あれば、膨張性を説明できることが確認された。しかし、泥岩のせん断試験では、乱されない試料では1%どまりであり、乱された試料でのみ4%のダイレタンシーがみられる。したがって、仮説の裏付けがなされたとはいえないが、その方向には間違いないものとする。

文献 1) 仲野良紀, トンネルと地下, 6-10, 1975

2) 島昭治郎, 鉄建公団報告, 1980

3) 長 尚他, 27回土質工学会Sym., 1982

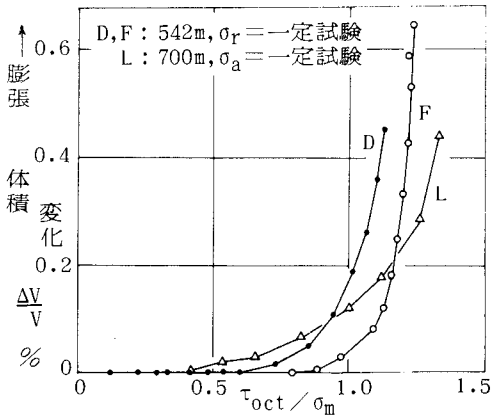


図-3 飯山泥岩排水試験

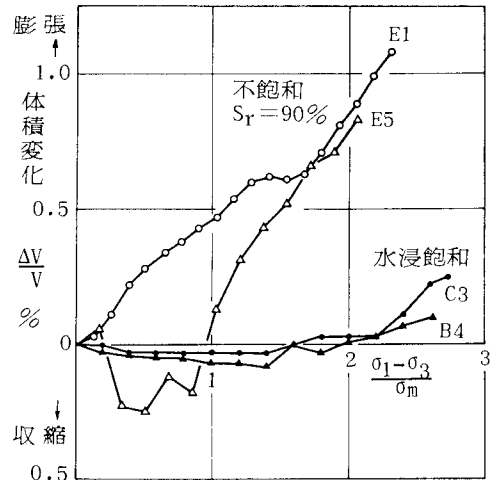


図-4 能生泥岩不攪乱試料排水試験

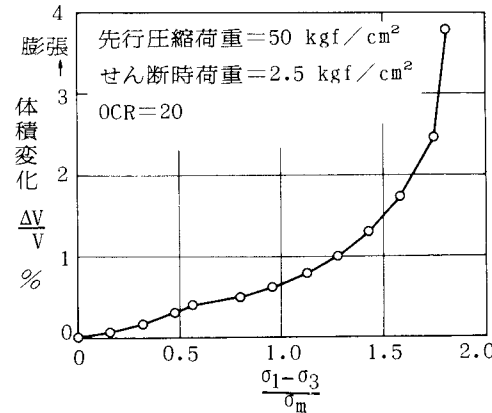


図-5 能生泥岩再圧密試料排水試験