

# 薬液注入改良された砂質地盤の 変形過程における止水特性について

森川義人<sup>1</sup>・所武彦<sup>2</sup>・高橋則雄<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 (株) 青木建設 施工本部 土木設計部 (〒150 東京都渋谷区渋谷二丁目17-3)

<sup>2</sup>正会員 日本総合防水(株) 研究開発部 (〒351 埼玉県和光市下新倉398)

<sup>3</sup>正会員 日本総合防水(株) 研究開発部

トンネル掘削や開削工事での止水工法は非常に重要であり、薬液注入工法が頻繁に使用されている。注入による止水性が問われるのは掘削時や切羽接近時においてであり、注入範囲も変形状態にあると考えられる。しかし、現実には施工時の変形を考慮した止水性の評価はほとんど論じられておらず、変形を伴わない止水性の評価に限られている。本研究では、注入固結砂の変形過程における止水性について、室内で作成された固結砂供試体を用いて三軸圧縮試験下での透水試験を行った。試験結果について砂地盤の動水半径と薬液ホモゲルの脆性度により整理し、変形中透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon_c (k_{(1,2)})$  に着目して、限界ひずみ  $\epsilon_0$  を指標値とした変形過程における止水性の評価と予測の提案を行った。

*Key Words : chemical grouting, coefficient of permeability, brittleness, hydraulic radius, critical strain*

## 1. まえがき

未固結地盤での止水および湧水対策、あるいは地山の安定を目的とした補助工法として、薬液注入工法が頻繁に使用<sup>1)</sup>されている。砂質地盤における薬液注入工法は浸透性に優れた水ガラス系薬液がよく用いられるが、注入固結体の強度はセメント系の改良に見られるような大きな強度発現性はなく、変形係数もあまり大きくはならない。従って、注入改良地盤はトンネル掘削や開削工法等施工時の応力状態の変化により常に変形を伴った改良体である。一般に薬液注入後の止水効果は注入前後の透水試験結果をもって判断することが多いが、応力状態の変化がほとんどない条件での評価を行っているのが現状である。しかし、止水性は掘削等の施工時における変形を伴った条件下でこそ確保されるべきであり、止水性の評価としても重要であると考えられる。

実際の注入現象では改良範囲全てに均一に浸透注入されることはなく、浸透注入された領域の大きさとその連続性によって改良範囲全体の止水性が支配されている。従って、浸透注入領域の変形に伴い止水領域の連続性が減少すれば、注入範囲全体の止水

性が次第に低下していくと考えられる。

森らは注入固結砂の強度発現に密接な関係のあるダイレイタンスーが、せん断変形中の透水係数の増加に大きな影響を及ぼしていることを指摘<sup>2)</sup>している。一方、注入固結砂の破壊形態は、ホモゲルの脆性度、および砂の粒度分布から決まる動水半径によって異なることを筆者の一人が報告<sup>3)</sup>しており、固結砂の変形過程における透水係数の変化も破壊形態と密接な関係があると予想される。

そこで、本研究では室内で作成された浸透注入固結砂供試体を用いて、三軸圧縮試験下での透水試験を実施し、変形過程における透水係数の変化を測定した。実験結果から、固結砂の変形過程において透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon_c (k_{(1,2)})$  が存在し、固結体の性状や応力状態等により異なる値を示すことが判った。

ところで、薬液注入後の掘削等で変形を伴う固結体の止水性を評価できる指標があれば実務的に有用と考えられる。そこで、変形過程において透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon_c (k_{(1,2)})$  に着目し、限界ひずみ  $\epsilon_0$ <sup>4)</sup> を指標値とした検討を行うことによって、その予測法の提案を行った。

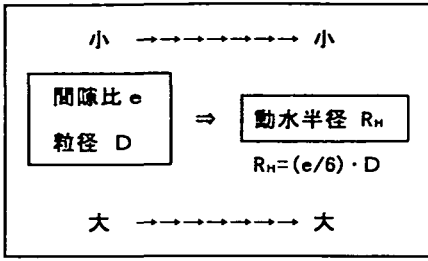


図-1 動水半径と空隙比および粒径の関係図

## 2. 砂の動水半径とホモゲルの脆性度

注入された固結砂の強度発現は、砂の相対密度、粒径、及びホモゲルの強度に大きく影響されることが経験的に知られている。砂の相対密度が大きく、粒径が小さいほど砂の表面積が大きくなり、砂とマトリックス間のせん断抵抗力が増加するからである。

そこで筆者の一人は、砂の相対密度と粒径の大きさを総合的に表現できる砂の動水半径 $R_H$ を用いて、固結砂の粘着力の定量的評価方法の提案<sup>3)</sup>をしている。動水半径は空隙の体積を砂の表面積で除したもので空隙の径深の大きさを表し、砂を均一粒径と仮定した場合には空隙比と粒径の積として表される<sup>4)</sup> (関係図を図-1に示す)。しかし、一般に砂は均一粒径ではなく、粒度分布により砂の表面積は異なる。従って、代表粒径(20%粒径等)によって動水半径を求めるには、粒度分布による砂の表面積の補正を行わなくてはならない。飽和土の透水係数を推定するKozeny-Carman式ではCarmanの形状係数<sup>5)</sup>を用いることによって粒径に対する砂の表面積の補正を行っており、Taylor, Terzaghi, Zunkerらの提案式<sup>6)</sup>も同様に形状係数による補正を行っている。一方、筆者の一人は粒度分布による砂の表面積の違いを考慮した動水半径を求める上で、式(1)に示すような係数 $\lambda$ <sup>3)</sup>による補正を行った。補正係数 $\lambda$ はいくつかの粒度分布の異なる砂について、それぞれの均等係数と比表面積の関係を求めたもの<sup>3)</sup>である。動水半径が小さい程、粒径が小さく相対密度が大きい状態を示している。また、動水半径は粒度分析結果により比較的容易に求めることができる。

$$R_H = (1/\lambda) \cdot (e/6) \cdot D_a \quad (1)$$

ここで  $R_H$ : 動水半径 (ホモゲルで充填された状態)

$\lambda$ : 補正係数 ( $\lambda = f(U_c)$ )

$e$ : 空隙比 (マトリックスはホモゲル)

$D_a$ : 代表粒径 (20%粒径)

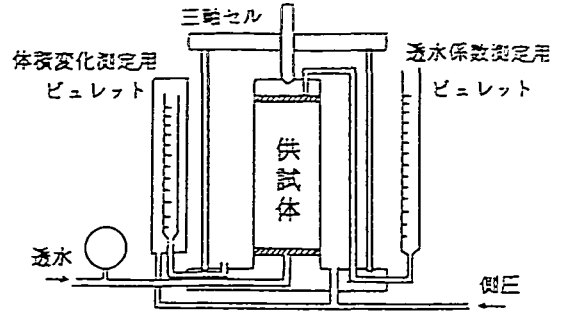


図-2 三軸圧縮試験下での透水試験

また、注入固結砂の強度発現はその破壊性状により異なる。固結砂の破壊性状はマトリックスを形成しているホモゲルの破壊形態に大きな影響を受け、特に動水半径 $R_H$ が大きい場合にはホモゲルの破壊形態の影響が大きい。そこで、筆者の一人はホモゲルの破壊形態を薬液の種類や配合設計によるものではなく、客観的な表現法としてホモゲルの脆性度 $B_{RH}$ を用いることを提案<sup>3)</sup>した。脆性度は圧縮応力( $\sigma_c$ )と引張り応力( $\sigma_t$ )の比であり、室内試験によるホモゲル供試体を作成し強度試験を行うことによって簡易に求めることができる。

固結砂の圧縮応力 $\sigma_c$ は一軸圧縮試験により、引張り応力 $\sigma_t$ はBrazilian試験により求めた。以上より、本研究では固結砂の破壊形態を支配するホモゲルの脆性度 $B_{RH}$ と砂の動水半径 $R_H$ をパラメータとした検討を行った。

## 3. 実験方法

### (1) 三軸圧縮下における透水試験

固結砂供試体( $\phi 5\text{cm} \times h 10\text{cm}$ )の変形過程における透水係数の測定は図-2に示すような通常の三軸圧縮試験機に透水量測定用二重管ビュレット(最小目盛り0.1cc, 容量50cc)を接続した装置により行った。7日間恒温(20°C)水中養生させた供試体を三軸セル内にセットし、軸圧縮荷重速度0.1%/minのひずみ制御で荷重しながら49 kPaの通水により二重管ビュレットで透水量を目視して測定した。荷重速度の設定はJSF T 524によると、供試体内の空隙水圧が発生しないように0.5%/min以下となっているが、固結砂の場合は過小な荷重速度によりせん断中のゲルに離漿水が発生することも考えられるため、上記の設定とした。試験は三軸圧縮(排水条件)試験下での定

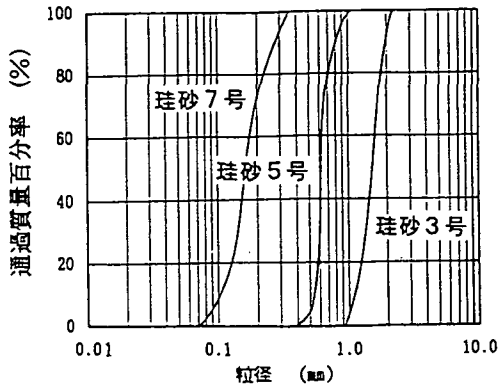


図-3 砂の粒度分布

表-1 砂の物理定数

砂の種類	比重 G <sub>s</sub>	20%粒径 D <sub>20</sub> (mm)	均等係数 U <sub>c</sub>	e <sub>max</sub>	e <sub>min</sub>
珪砂3号	2.640	1.15	1.39	0.747	1.017
珪砂5号	2.637	0.57	1.27	0.715	1.055
珪砂7号	2.635	0.12	1.70	0.679	1.198

表-2 注入前の供試体試料砂

砂の種類	空隙比 e	相対密度 D <sub>r</sub> (%)	補正係数 λ	動水半径 R <sub>d</sub> (mm)	透水係数 k (cm/sec)
珪砂3号	0.754	97	0.749	0.193	1.05 × 10 <sup>-1</sup>
珪砂5号	0.729	96	0.787	0.086	7.23 × 10 <sup>-2</sup>
珪砂7号	0.786	79	0.670	0.023	3.72 × 10 <sup>-3</sup>

水位透水試験となるが、拘束圧がほとんど作用しない状態から作用する状態まで4段階を想定して実施した。拘束圧σ<sub>s</sub>は68.6, 245, 441, 637 kPaとし、試験中供試体とゴムスリーブの間から漏水していないことを十分に確かめた上で試験を行った（拘束圧の最小の値は透水時に供試体とゴムスリーブ間に漏水が発生しない程度の差圧が必要である）。なお、透水係数は式(2)により求めた。

$$k = \frac{v}{i} = \frac{98 \cdot H_0 \cdot (1 - \epsilon_1/100)^2 \cdot Q}{P \cdot 1000 \cdot A_0 \cdot (1 + \epsilon_v/100) \cdot 60} \quad (2)$$

ここで k:透水係数 cm/sec  
H<sub>0</sub>:供試体高さ(初期) cm  
A<sub>0</sub>:供試体断面積(初期) cm<sup>2</sup>  
ε<sub>1</sub>:軸圧縮ひずみ %  
ε<sub>v</sub>:体積ひずみ %  
Q:透水量 cm<sup>3</sup>/min  
P:透水圧力 kPa

表-3 使用薬液の配合

GSG	配合比 (%)		ゲル時間 (min)
脆性度BrH	水ガラス	グリコゲール	
2.90	35	3	20
13.04	50	15	15

表-4 ホモゲルの脆性度

薬液の種類	qu(kPa)	σ <sub>t</sub> (kPa)	脆性度BrH
水ガラス35%	54.88	18.91	2.90
水ガラス50%	1660.12	127.30	13.04

JIS 3号水ガラス:配合比率は体積比による

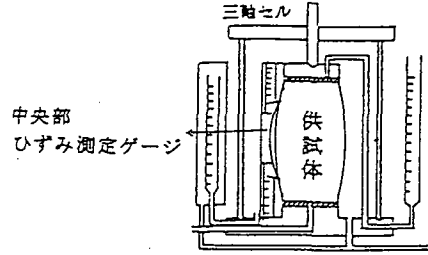


図-4 供試体の変形

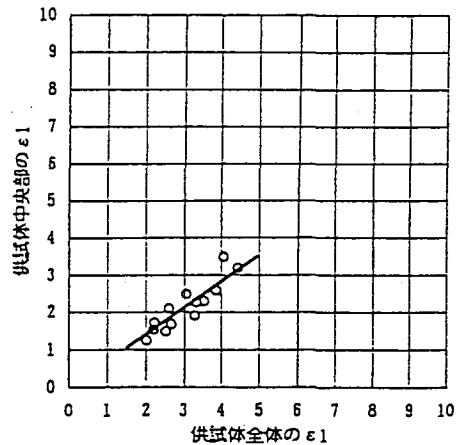


図-5 供試体全体と中央部分の軸ひずみε<sub>1</sub>の関係

(2) 一軸圧縮試験とBrazilian試験

一軸圧縮試験は、φ5cm×h10cmの供試体にトリミング整形しひずみ制御1%/minの載荷速度で行った。

また、Brazilian試験は岩石の引張り強さ試験法(JIS M 030)に従って行い、供試体の直径:長さ = 1:1とした。

(3) 固結砂供試体の作成と試験条件

供試体の作成は、φ5cm×h20cmの円筒モールド内に試料砂を所定の相対密度が均一に精度良く管理できる空中落下方式<sup>7)</sup>によって充填した。珪砂3号と5号の場合は、かなり密詰め状態でも均一浸透注入が可能であるが、珪砂7号の場合は相対密度を大きく密詰めにしすぎると薬液の浸透性が低下し薬液の充填性が均質とならない可能性があるため、や

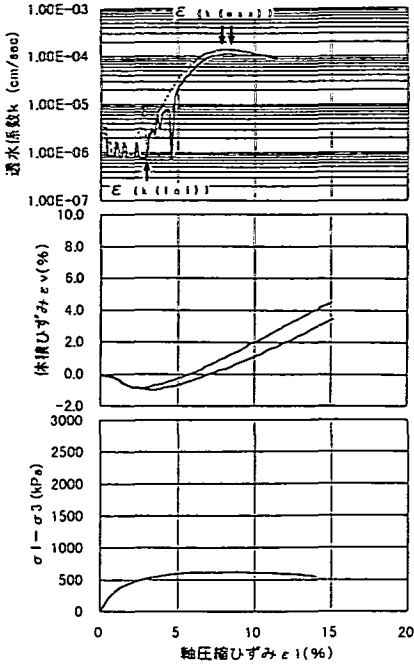


図-6 軸ひずみと透水係数, 体積ひずみ, 軸差応力の関係 ( $B_{RH}=2.90, R_H=0.193\text{mm}, \sigma_s=245\text{kPa}$ )

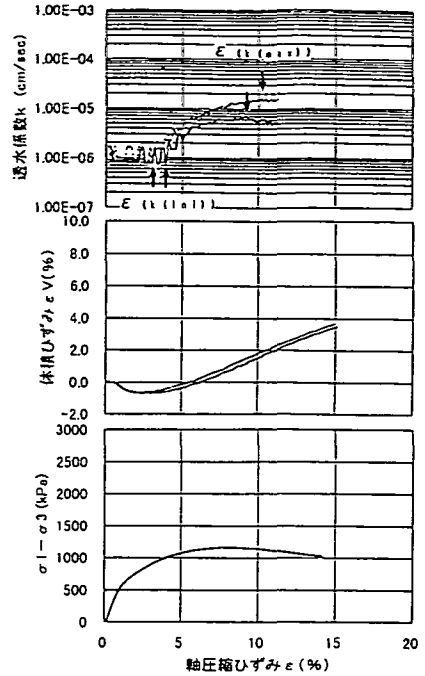


図-7 軸ひずみと透水係数, 体積ひずみ, 軸差応力の関係 ( $B_{RH}=2.90, R_H=0.086\text{mm}, \sigma_s=441\text{kPa}$ )

や密詰めの状態とした。砂充填後のモールド内に蒸留水を9.8kPaの注入圧で約500cc 通過させモールド内の空気を排除し飽和状態にした。注入圧力は珪砂3号と5号は49kPa, 珪砂7号は19.6kPa で行った。砂の粒度分布, 物理定数, および注入前の供試体試料砂を各々図-3, 表-1, 2に, 薬液の配合を表-3に示す。またホモゲルの脆性度BrHを表-4に示す。

#### 4. 実験結果

##### (1) 供試体の端面拘束による透水係数への影響

三軸圧縮試験中の供試体の変形は, 一般に図-4のような樽型となる。これは, 供試体の端面拘束によるものであるが, 測定される供試体の透水係数も端面拘束の影響を受けたものとならざるを得ない。一方, 試験データから得られる透水係数の計算は, 式

(2) に示すように実際には樽型となる変形を円筒形を保つものと仮定しており, 計算される透水係数に相当する軸ひずみ  $\epsilon_1$  は, 実際にはもう少し小さい値であると考えられる。そこで, 図-4に示すように端面拘束の影響がないと考えられる供試体中央部分の軸ひずみ  $\epsilon_1$  を同時に測定し, 供試体全体の軸ひずみ  $\epsilon_1$  との関係調べると図-5に示すように全体の軸ひずみ  $\epsilon_1$  の約75%であった。従って, 透水係数  $k$  と軸ひずみ  $\epsilon_1$  の関係については, 供試体中央

部分で測定した軸ひずみ  $\epsilon_1$  を用いることとする。

##### (2) 変形と透水係数の変化の特徴

実験結果の中からホモゲルの脆性度  $B_{RH}$ , 動水半径  $R_H$ , さらに拘束圧の異なる例を図-6~11に図示し, それぞれについての特徴を述べる。各例は, 軸圧縮ひずみ  $\epsilon_1$  と透水係数  $k$ , 体積ひずみ  $\epsilon_v$ , および軸差応力  $\sigma_1 - \sigma_3$  の関係を示す。ただし透水係数  $k$  に関しては, 前述のように供試体中央部分で測定したものを示している。また, 透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon_1(k_{(1.1)})$  と, 透水係数が最大となる時のひずみ  $\epsilon_1(k_{(m.2)})$  を各グラフにそれぞれ矢印(↑)で示した。ここで, 透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon_1(k_{(1.1)})$  とは, 試験開始直後しばらく透水係数の小さな変動を伴ってほぼ一定の値が続いた後, 急激に透水係数が大きくなり始める時の軸ひずみを指す。一方, 透水係数が最大となる時のひずみ  $\epsilon_1(k_{(m.2)})$  とは,  $\epsilon_1(k_{(1.1)})$  後の透水係数が最大の値を示す時の軸ひずみのことを指す。この両者の軸ひずみはグラフ全体を見て, 比較的大きな透水係数の変化を対象としたものであり, 試験中のデータのばらつき等の小さな変化は考慮していない。さらに実験結果の中には,  $\epsilon_1(k_{(1.1)})$ , および  $\epsilon_1(k_{(m.2)})$ , あるいはその両方が明白でない場合が存在するが, このような場合には  $\epsilon_1(k_{(1.1)})$  および

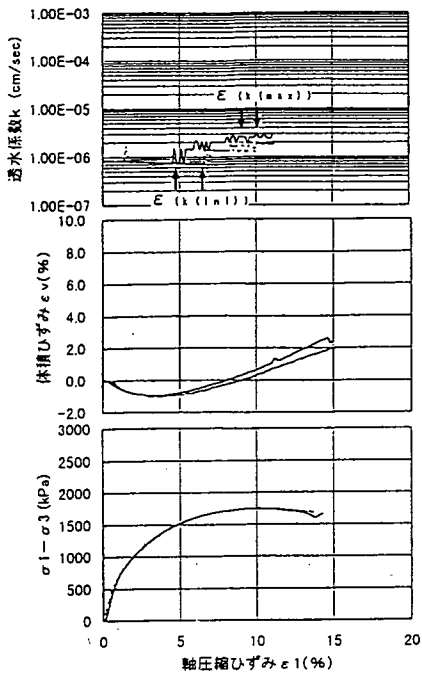


図-8 軸ひずみと透水係数, 体積ひずみ, 軸差応力の関係  
( $B_{rH}=2.90$ ,  $R_H=0.023\text{mm}$ ,  $\sigma_s=637\text{kPa}$ )

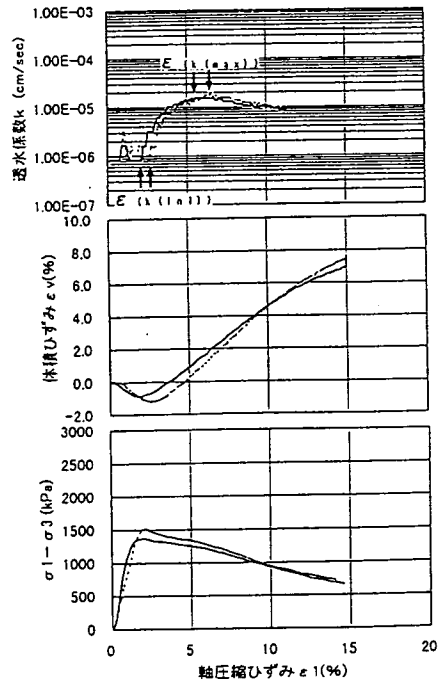


図-9 軸ひずみと透水係数, 体積ひずみ, 軸差応力の関係  
( $B_{rH}=13.04$ ,  $R_H=0.193\text{mm}$ ,  $\sigma_s=245\text{kPa}$ )

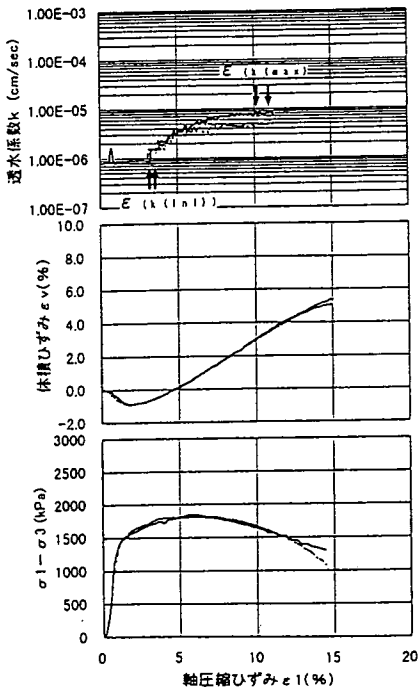


図-10 軸ひずみと透水係数, 体積ひずみ, 軸差応力の関係  
( $B_{rH}=13.04$ ,  $R_H=0.086\text{mm}$ ,  $\sigma_s=441\text{kPa}$ )

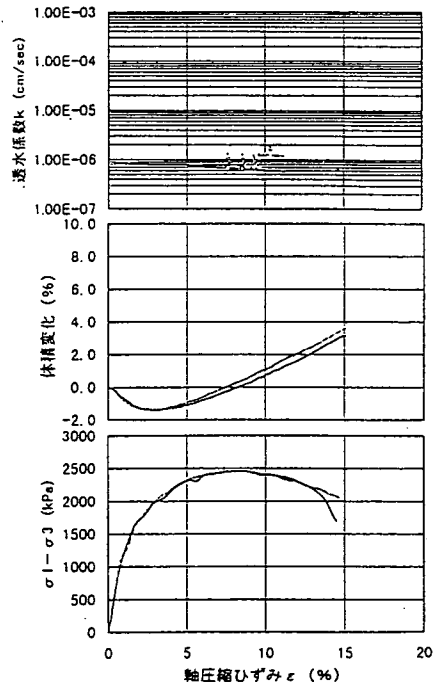


図-11 軸ひずみと透水係数, 体積ひずみ, 軸差応力の関係  
( $B_{rH}=13.04$ ,  $R_H=0.023\text{mm}$ ,  $\sigma_s=637\text{kPa}$ )

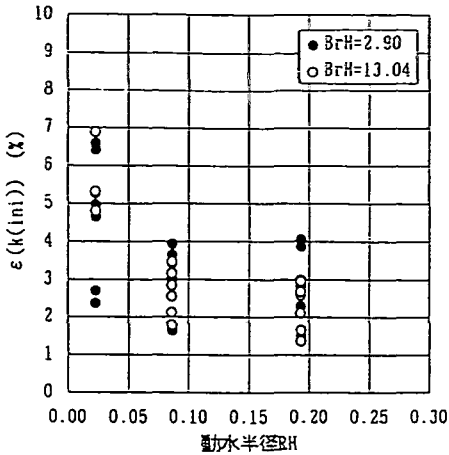


図-12 動水半径 $R_H$ と $\varepsilon(k(ini))$ の関係

$\varepsilon(k(max))$ としての認識はしなかった。以下より図示した各グラフの特徴を示す。

- ① 図-6はホモゲル脆性度 $B_{rH}=2.90$ ，動水半径 $R_H=0.193mm$ ，拘束圧 $\sigma_s=245kPa$ の場合を示したものである。透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\varepsilon(k(ini))$ は2.5~3.0%であり，それ以下のひずみで透水係数 $k=10^{-6}cm/sec$ 前後を示していた。透水係数の最大値は $k=10^{-4}cm/sec$ 前後を示し約100倍になっている。また， $\varepsilon(k(ini))$ は体積ひずみ $\varepsilon_v$ の変化率が正に転じる軸ひずみ $\varepsilon_1$ とほぼ一致し，この時点での応力 $(\sigma_1-\sigma_3)$ はピーク応力には達していない。また，透水係数が最大となる時のひずみ $\varepsilon(k(max))$ はピーク応力時のひずみとほぼ等しいか，やや大きい値である。
- ② 図-7はホモゲル脆性度 $B_{rH}=2.90$ ，動水半径 $R_H=0.086mm$ ，拘束圧 $\sigma_s=441kPa$ の場合を示したものである。透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\varepsilon(k(ini))$ は3~4%であり，それ以下のひずみで透水係数が $k=10^{-6}cm/sec$ 前後であるのに対し，透水係数の最大値は， $k=10^{-5}cm/sec$ 前後と約10倍になっている。また， $\varepsilon(k(ini))$ での応力 $(\sigma_1-\sigma_3)$ はピーク応力には達しておらず，透水係数が最大となる時のひずみ $\varepsilon(k(max))$ はピーク応力時のひずみよりも大きい値となっている。
- ③ 図-8はホモゲル脆性度 $B_{rH}=2.90$ ，動水半径 $R_H=0.023mm$ ，拘束圧 $\sigma_s=637kPa$ の場合を示したものである。透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\varepsilon(k(ini))$ は5~7%であるが， $\varepsilon(k(ini))$ を境にして透水係数の変化量は，

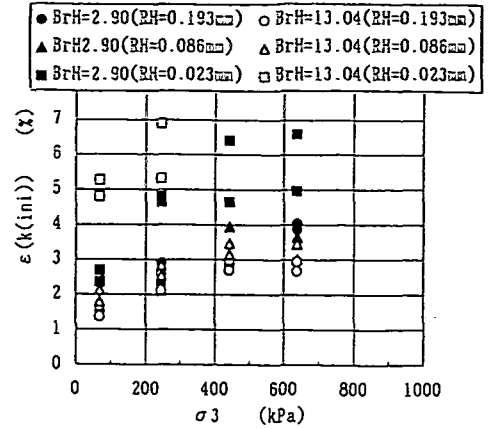


図-13 拘束圧 $\sigma_3$ と $\varepsilon(k(ini))$ の関係

$k=7 \times 10^{-7}cm/sec$ から $k=2 \sim 3 \times 10^{-6}cm/sec$ に増加している程度で，さほど大きくはない。また， $\varepsilon(k(ini))$ は体積ひずみ $\varepsilon_v$ が正に転じる時の軸ひずみ $\varepsilon_1$ とほぼ等しく，その時の応力 $(\sigma_1-\sigma_3)$ はピーク応力には達していない。

- ④ 図-9はホモゲル脆性度 $B_{rH}=13.04$ ，動水半径 $R_H=0.193mm$ ，拘束圧 $\sigma_s=245kPa$ の場合を示したものである。透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\varepsilon(k(ini))$ は2~3%であり，透水係数が最大となる時のひずみ $\varepsilon(k(max))$ は6%前後で，その差は3~4%と比較的小さい(拘束圧 $\sigma_s=68.6kPa$ の場合には両者の差が2%以下となる)。また $\varepsilon(k(ini))$ と $\varepsilon(k(max))$ は両者ともピーク応力時の軸ひずみよりも大きい値となっている。
- ⑤ 図-10はホモゲル脆性度 $B_{rH}=13.04$ ，動水半径 $R_H=0.086mm$ ，拘束圧 $\sigma_s=441kPa$ の場合を示したものである。透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\varepsilon(k(ini))$ は3~3.5%であるが，それ以降の透水係数の値はひずみの進行と共に常に増加を示しており，透水係数が最大となる時の軸ひずみ $\varepsilon(k(max))$ は，ピーク応力時の軸ひずみよりもかなり大きい。また $\varepsilon(k(ini))$ の時の透水係数と $\varepsilon(k(max))$ の時の透水係数の変化量は約10倍である。
- ⑥ 図-11はホモゲル脆性度 $B_{rH}=13.04$ ，動水半径 $R_H=0.023mm$ ，拘束圧 $\sigma_s=637kPa$ の場合を示したものである。透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\varepsilon(k(ini))$ は明確ではなく，全く見られない場合もある。透水係数の変化が認められるのはピーク応力を越えて供試体

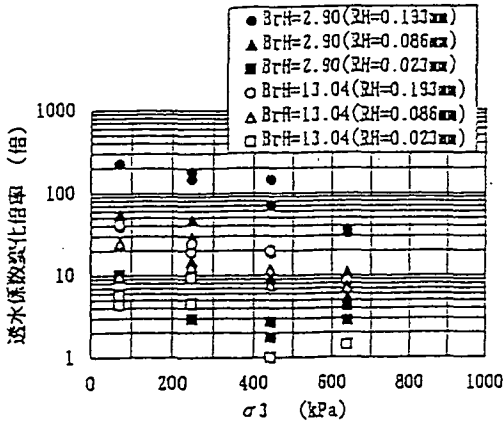


図-14 拘束圧  $\sigma_3$  と透水係数変化倍率

の破壊が顕著になった時点であるが、透水係数の変化量は非常に小さいものである。

## 5. 変形過程における透水係数の変化

固結砂の変形過程における透水係数の変化の特徴を観察すると、透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon (k_{(1n1)})$  がほとんどのケースに見られる。これは“Point of fracture initiation”<sup>9)</sup> と類似のものであり、固結砂の変形過程における止水性を評価する上で着目すべき要素と考える。また各実験結果から、軸ひずみが  $\epsilon (k_{(1n1)})$  から  $\epsilon (k_{(max)})$  に至る透水係数の変化量や変化の特徴が、固結砂の動水半径  $R_H$ 、ホモゲルの脆性度  $B_{rH}$ 、および拘束圧  $\sigma_3$  の大きさと関連性が深いことが予想された。

そこで、得られた実験結果について動水半径  $R_H$  と  $\epsilon (k_{(1n1)})$  の関係、拘束圧  $\sigma_3$  と  $\epsilon (k_{(1n1)})$  の関係を図-12、図-13に示し、さらに  $\epsilon (k_{(max)})$  時の透水係数  $k_{(max)}$  を  $\epsilon (k_{(1n1)})$  時の透水係数  $k_{(1n1)}$  で除したものを ( $k_{(max)}/k_{(1n1)}$ ) を透水係数変化倍率と定義して、拘束圧  $\sigma_3$  との関係を図-14に示した。なお、 $\epsilon (k_{(1n1)})$  が明白でなく透水係数の変化が見られないものがあるが、このような場合は透水係数変化倍率は1とした。

図-12に示すように、透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon (k_{(1n1)})$  はホモゲルの脆性度  $B_{rH}$  が大きい場合には動水半径  $R_H$  が大きい程小さくなる傾向が見られるが、ホモゲルの脆性度  $B_{rH}$  が小さい場合には動水半径  $R_H$  の大きさに関係なく、ばらつきも大きい。また図-13に示すように、ホモゲルの脆性度  $B_{rH}$  が小さい場合には、拘束圧  $\sigma_3$  が大きくな

る程、また動水半径  $R_H$  が小さくなる程  $\epsilon (k_{(1n1)})$  は大きくなる傾向にあるが、ホモゲルの脆性度  $B_{rH}$  が大きい場合にはばらつきが大きい。一方、図-14に示すように、ホモゲルの脆性度  $B_{rH}$  が大きい場合には、透水係数変化倍率は拘束圧  $\sigma_3$  が小さい程、動水半径  $R_H$  が大きい程大きくなる傾向にある。しかし、ホモゲルの脆性度  $B_{rH}$  が小さい場合には、透水係数変化倍率は広く分布し、動水半径  $R_H$  が大きい場合には約100~200倍にも達する。

## 6. 変形中の止水性評価方法の提案

### (1) 限界ひずみ $\epsilon_0$ による $\epsilon (k_{(1n1)})$ の考察

薬液注入された砂地盤が変形過程において透水係数が急激に大きくなる現象は、応力状態の変化による変形で固結体の止水性が変化することであり、例えば切り羽の進行に伴う注入後の地山の止水性を評価する上で重要と考えられる。そこで、透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon (k_{(1n1)})$  を予測することができれば、変形を伴う注入後の地山の止水性を判断する上で非常に有効であると考えられる。そこで、この  $\epsilon (k_{(1n1)})$  の予測について、地山の力学的安定性を計測結果から定量的に評価するために櫻井により提案された限界ひずみ  $\epsilon_0$ <sup>9)</sup> に注目し、実験結果の解析とその考察を行うこととした。

限界ひずみ  $\epsilon_0$  とは一軸圧縮試験によって得られる非線形な応力-ひずみ曲線を双曲線で近似した場合に式(3)によって得られるひずみである。

$$\epsilon_0 = \sigma_0 / E_1 \quad (3)$$

$\epsilon_0$ : 限界ひずみ

$\sigma_0$ : 一軸圧縮強度

$E_1$ : 初期接線弾性係数

また、限界ひずみ  $\epsilon_0$  は式(4)に示すように一軸圧縮試験、あるいは排水条件の三軸圧縮試験では間隙水圧が発生しないので、軸(軸差)応力-軸ひずみ関係においてピーク応力の1/2における割線弾性係数(変形係数)  $E_{s0}$  を用いて求めることができるとしている<sup>10)</sup>。

$$\epsilon_0 = \sigma_0 / E_{s0} \quad \text{あるいは}$$

$$\epsilon_0 = (\sigma_1 - \sigma_3)_1 / E_{s0} \quad (4)$$

$\epsilon_0$ : 限界ひずみ

$\sigma_0$ : 一軸圧縮強度

$(\sigma_1 - \sigma_3)_1$ : ピーク時の軸差応力

$E_{s0}$ : 割線弾性係数(変形係数)

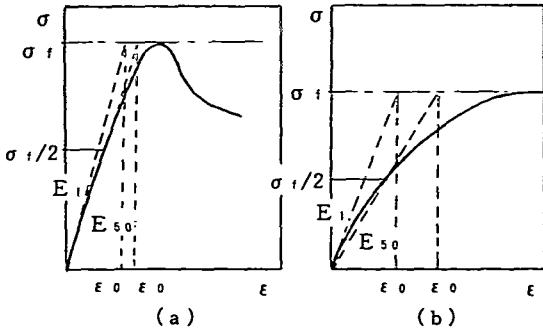


図-15 応力-ひずみ曲線と限界ひずみ  $\epsilon_0$

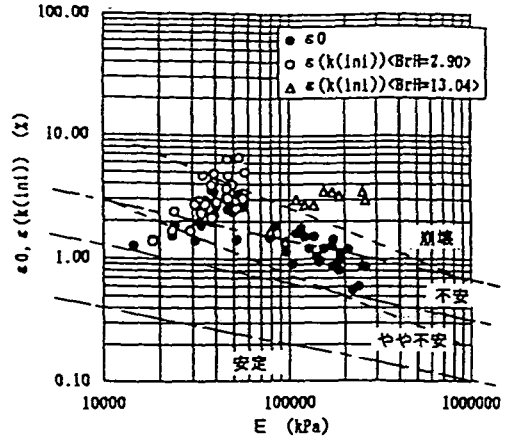


図-17  $E_{50}$ と  $\epsilon_0$ ,  $\epsilon (k(inl))$  の関係

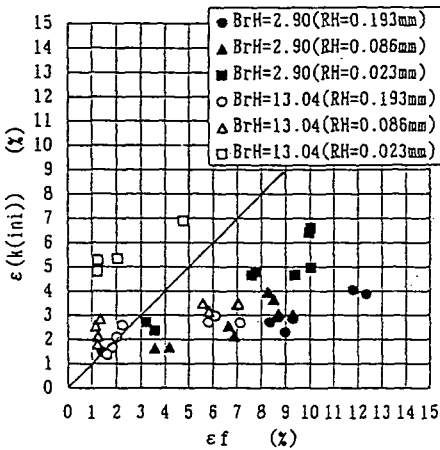


図-16 ピーク応力時のひずみ  $\epsilon_1$  と  $\epsilon (k(inl))$  の関係

ここで、初期接線弾性係数  $E_1$  を用いるか、割線弾性係数  $E_{50}$  を用いるかによって、得られる限界ひずみ  $\epsilon_0$  の大きさに差が生じる。図-15(a) に示すように初期応力状態からピーク応力直前まで弾性的変形を示すケースの場合は、 $E_1$  を用いても  $E_{50}$  を用いても、得られる限界ひずみ  $\epsilon_0$  にあまり差はない。しかし、図-15(b) に示すように初期応力状態では弾性変形であっても次第に非弾性的変形が顕著である場合は、 $E_1$  を用いるか  $E_{50}$  を用いるかによって、得られる限界ひずみ  $\epsilon_0$  に差が生じる。特に、固結砂の破壊形態が延性的である程、両者の差が大きくなる。図-15(a) のような変形を示すケースは、図-9 に見られるようなホモゲルの脆性度  $Br_H$  が大きく、拘束圧の小さい場合に見られる。一方、図-15(b) のような変形を示すケースは、図-6~8 や図-11 に見られるようにホモゲルの脆性度  $Br_H$  が小さいか、大きくても拘束圧が大きい場合に多く見られた。なお、

図-10 のような破壊形態は、それらの中間にあたるようである。拘束圧の大きい条件下における固結砂の変形は、ホモゲルの脆性度  $Br_H$  の大きさに関わらず、図-15(b) のような場合が多いが、岩盤やセメント系改良土に見られるように拘束圧が大きくなるに従い破壊形態が脆性から延性へ転移<sup>11), 12)</sup> する特徴が注入固結砂の場合においても見られる。本研究で着目しているひずみは、透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon (k(inl))$  であり、軸ひずみ  $\epsilon_1$  が 1% 以上経過した応力状態におけるもので、 $E_{50}$  を用いて求めた限界ひずみ  $\epsilon_0$  により近くなる。以上より、 $\epsilon (k(inl))$  との関係を解析する上での限界ひずみ  $\epsilon_0$  は、割線弾性係数  $E_{50}$  を用いて求めるのが適切であると判断した。

ところで、 $\epsilon (k(inl))$  について図-11 に示されるように、ピーク応力を越えるひずみに達してから透水係数の変化が現れる場合が他に数例見られる。そこで、ピーク応力時の軸ひずみ  $\epsilon_1$  と  $\epsilon (k(inl))$  の関係を図-16 に示す。ホモゲルの脆性度  $Br_H$  が小さい場合には両者のひずみは  $\epsilon (k(inl)) \leq \epsilon_1$  の関係にあるが、ホモゲルの脆性度  $Br_H$  が大きく砂の動水半径  $R_H$  が小さい場合には  $\epsilon (k(inl)) > \epsilon_1$  となる場合が数例見られる。このような固結砂の条件においては、変形に伴う引張りによる微小なクラックが多く発生すると考えられるが、拘束圧によりクラックの閉塞が生じたり進展が妨げられると予想される。しかし、変形が進むことによって微小なクラックはさらに増加し続け、ピーク応力を越え供試体全体に達するひずみ状態になって、透水係数の増加が始まると考えられる。しかし、本研究で着目しているのは、変形過程において透水係数が増加し始める時のひずみであり、ピーク応力以下の固結砂の破壊前の



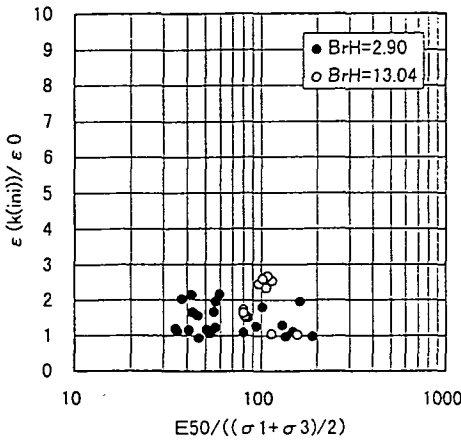


図-18  $(E_{50}/((\sigma_1+\sigma_3)/2))$ と $(\epsilon(k(1n1))/\epsilon_0)$ の関係

応力状態におけるひずみ領域である。従って、変形過程における止水性の評価を行う上で検討の対象となる条件は、固結砂が破壊する前の状態であることから、 $\epsilon(k(1n1)) \leq \epsilon_f$  の関係が満足される実験データについてのみ評価を行うものとする。

図-17 は固結砂の限界ひずみ $\epsilon_0$ 、および透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\epsilon(k(1n1))$ について、固結砂の弾性係数 $E_{50}$ との関係を示したものである。ただし、 $\epsilon(k(1n1))$ については前述のように $\epsilon(k(1n1)) \leq \epsilon_f$  となる場合についてのみ示した。限界ひずみ $\epsilon_0$ は図中の破線で示すように、弾性係数 $E_{50}$ が大きくなるに従い減少の傾向を示している。一方、 $\epsilon(k(1n1))$ は2~7%の範囲に一樣に分布しているが、限界ひずみ $\epsilon_0$ に見られるような弾性係数に依存する傾向は見られず、弾性係数 $E_{50}$ が小さい固結砂の場合は、 $\epsilon_0$ と同様な値を示している。そこで、定性的なトンネル切羽の安定度の区分が報告されており<sup>15)</sup>、一点鎖線で図中に適用すると固結砂の弾性係数 $E_{50}$ が約70000kPaを境にしてそれより小さい場合には、限界ひずみ $\epsilon_0$ は力学的に不安定領域にあり、かつ変形中透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\epsilon(k(1n1))$ とほぼ等しくなることから、注入後の止水性が維持できなくなる危険性に対しても考慮しなくてはならない。

## (2) $\epsilon(k(1n1))$ の予測に関する一考察

実験の結果から、薬液注入された地盤の止水性は常にそのままの状態が維持され続けるのではなく、ある程度の変形が進むと透水係数が急激に増加し始め、止水性が低下することが分かったが、透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\epsilon(k(1n1))$ は一意的ではなく、固結砂の性状や変形特性等により異なると考えられる。そこで、透水係数が急激に増加し

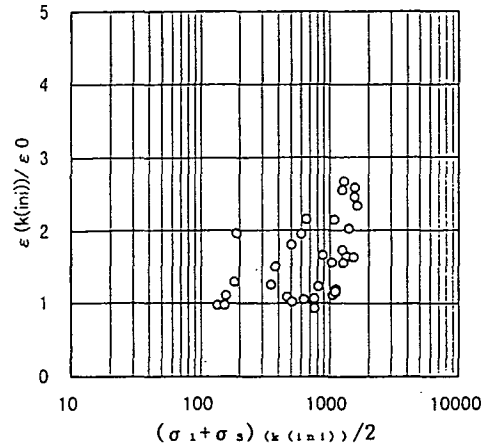


図-19  $((\sigma_1+\sigma_3)k(1n1))/2$ と $(\epsilon(k(1n1))/\epsilon_0)$ の関係

始める時のひずみ $\epsilon(k(1n1))$ の予測に関して、限界ひずみ $\epsilon_0$ との関係と固結砂の変形特性に注目し、考察を行うこととする。

前述のように、透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\epsilon(k(1n1))$ とピーク応力時のひずみ $\epsilon_f$ の関係が $\epsilon(k(1n1)) \leq \epsilon_f$ を満足する条件下において、固結砂の弾性係数 $E_{50}$ に対する $\epsilon(k(1n1))$ と $\epsilon_0$ の比 $(\epsilon(k(1n1))/\epsilon_0)$ の関係を図-18に示す。なお、弾性係数 $E_{50}$ は、ピーク応力時における平均主応力 $(\sigma_1+\sigma_3)/2$ との比をとり、無次元化して示した。図より、実験で得られた範囲内では $\epsilon(k(1n1))$ は弾性係数 $E_{50}$ に対する依存性は見られず、ほとんどが限界ひずみ $\epsilon_0$ の1~3倍の間に分布しており、特にホモゲルの脆性度 $BrH$ が小さい固結砂の場合は、 $\epsilon_0$ の1~2倍に集中している。一方、 $\epsilon(k(1n1))$ 時の平均主応力 $(\sigma_1+\sigma_3)k(1n1)/2$ と $\epsilon(k(1n1))$ と $\epsilon_0$ の比 $(\epsilon(k(1n1))/\epsilon_0)$ の関係を、図-19に示す。図より、 $\epsilon(k(1n1))$ 時における平均主応力 $((\sigma_1+\sigma_3)k(1n1))/2$ が約1000kPaを境にして、それよりも小さい場合には、 $(\epsilon(k(1n1))/\epsilon_0)$ が1~2倍とほぼ横ばいであるが、それ以上の場合には1~3倍に分布し、しかも平均主応力が大きくなる程 $(\epsilon(k(1n1))/\epsilon_0)$ が増加する傾向にある。図-18, 19の結果から、 $(\epsilon(k(1n1))/\epsilon_0)$ は弾性係数 $E_{50}$ による影響よりも、応力状態による影響を受けやすいようである。側圧が大きいほど、また主応力差が大きいほど平均主応力は大きくなる。側圧が大きいほど軸圧縮応力が大きくなり、主応力の増加につながり、また側圧が小さい領域では脆性的破壊形態を示していた固結砂も、ひずみが増加し、応力-ひずみ曲線がなめらかで残留応力を有する延性的変形特性を示すようになる。なお、側圧の増加による延性的な破壊形態への変化は、本実験結果の

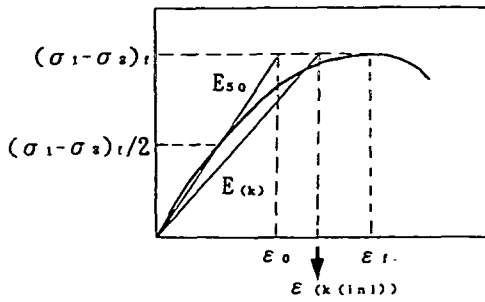


図-20  $\epsilon_0$ と $\epsilon(k(1/n_1))$ の $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$ に対する変化率

応力-ひずみ曲線にも見られることを前述に示した。一方、主応力差は固結砂の粘着力  $c$  や内部摩擦角  $\phi$  が大きいほど大きくなり、ホモゲル強度や砂の相対密度等固結砂の性状によるものである。このように応力状態による影響を考える場合には、側圧  $\sigma_3$  または主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  による影響に支配されると考えられるが、両者が  $\epsilon(k(1/n_1))$  の大きさを支配する上でどのような影響を及ぼしているかを調べるために、側圧  $\sigma_3$  と主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  の比をとって  $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3))_e$  とし、 $\epsilon(k(1/n_1))$  との関係調べてみた。

ここで、 $\epsilon(k(1/n_1))$  は図-18、図-19と同様に、限界ひずみ  $\epsilon_0$  を指標値とした  $\epsilon(k(1/n_1))$  と  $\epsilon_0$  の比  $(\epsilon(k(1/n_1)) / \epsilon_0)$  によって示すものとするが、限界ひずみ  $\epsilon_0$  は式(4)に示すように固結砂のピーク応力時の主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$  を  $E_{s0}$  で除して得られることから、図-20に示すように  $\epsilon(k(1/n_1))$  も同様にピーク応力時の主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$  に対する変化率(弾性係数)を用いて表すこととする。そこで、固結砂のピーク応力時の主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$  を  $\epsilon(k(1/n_1))$  で除した変化率を  $E(k)$  と定義すると、 $\epsilon(k(1/n_1))$  と  $\epsilon_0$  の比  $(\epsilon(k(1/n_1)) / \epsilon_0)$  は  $E(k)$  と  $E_{s0}$  によって、 $(E(k) / E_{s0})$  と表すことができる。また、主応力差に関しては、ピーク応力時における主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$  について考えることとする。そこで、側圧  $\sigma_3$  と主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$  との比  $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3))_e$  をとり、 $(E(k) / E_{s0})$  との関係を示すと図-21のようになる。

図より、 $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3))_e$  と  $(E(k) / E_{s0})$  には相関性が見られ、主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$  に対する側圧  $\sigma_3$  の比が小さいほど、 $(E(k) / E_{s0})$  は小さくなり、 $\epsilon(k(1/n_1))$  は限界ひずみ  $\epsilon_0$  から離れ、破壊ひずみ  $\epsilon_e$  に近づくことを意味している。従って固結砂のピーク応力時の主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$ 、弾性係数  $E_{s0}$  および側圧  $\sigma_3$  が分かれば、 $\epsilon(k(1/n_1))$  は  $\epsilon(k(1/n_1)) = (\sigma_1 - \sigma_3)_e / E(k)$  により予測するこ

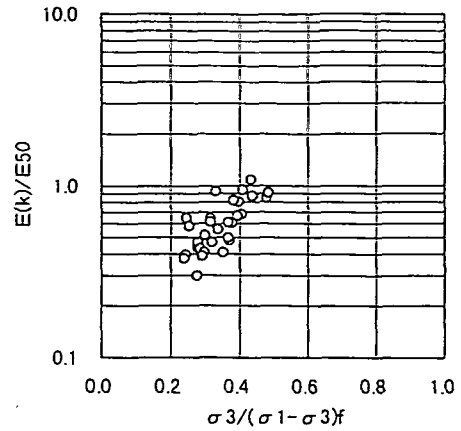


図-21  $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3))_e$  と  $(E(k) / E_{s0})$  の関係

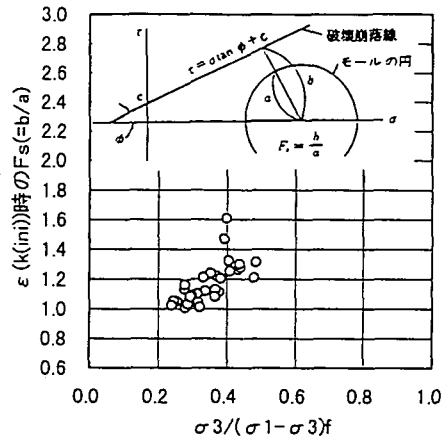


図-22  $\epsilon(k(1/n_1))$  と  $F_s (=b/a)$  の関係

とが可能である。また、 $(E(k) / E_{s0})$  が小さくなるほど  $\epsilon(k(1/n_1))$  が  $\epsilon_e$  に近づき、大きな変形に至って止水性に変化が生じることを意味するが、固結砂が破壊に至るまで弾性的な変形挙動を示す(脆性的破壊形態)場合には、 $\epsilon_0$  と  $\epsilon_e$  の差が小さくなり、 $(E(k) / E_{s0})$  も 1.0 に近い値となるため、止水性の変化が限界ひずみ  $\epsilon_0$  を過ぎた直後で発生し、すぐに破壊に至ることを意味する。

### (3) $\epsilon(k(1/n_1))$ におけるせん断安全率について

変形過程において透水係数が急激に増加し始める時のひずみ  $\epsilon(k(1/n_1))$  について、その評価と予測方法に関する考察を行ってきた。図-21に示すように、 $\epsilon(k(1/n_1))$  の限界ひずみ  $\epsilon_0$  に対する比は側圧  $\sigma_3$  と主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_e$  との比  $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3))_e$  と相関性があることが分かった。そこで、同様に  $\epsilon(k(1/n_1)) \leq \epsilon_e$  を満足する条件下で、 $\epsilon(k(1/n_1))$

における主応力モーメントと三軸圧縮試験により得られたモーメント・クーロンの破壊基準について、せん断安全率 $F_s$ を求めると図-22 のようになった。

図より、 $\epsilon(k(t_{121}))$  時におけるせん断安全率 $F_s$ は $(\sigma_3/(\sigma_1-\sigma_3))_t$ と相関関係にあり、主応力差 $(\sigma_1-\sigma_3)_t$ に対する側圧 $\sigma_3$ の比が小さいほど、せん断安全率 $F_s$ は1.0に近くなっている。これは、図-21の結果の考察を裏付けるもので、 $\epsilon(k(t_{121}))$ は $(\sigma_1-\sigma_3)_t$ に対する $\sigma_3$ の比が小さいほど、破壊ひずみ $\epsilon_f$ に近く、逆に $(\sigma_1-\sigma_3)_t$ に対する $\sigma_3$ の比が大きいほど、限界ひずみ $\epsilon_0$ に近いことを意味するものである。

## 7. まとめ

本研究で得られた結論は以下になる。

- (1) ホモゲル脆性度 $B_{RH}$ の大きい固結砂の場合は、砂の動水半径 $R_H$ が大きい程、変形過程で透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\epsilon(k(t_{121}))$ は比較的小さい傾向にある。またホモゲル脆性度 $B_{RH}$ の小さい固結砂の場合は、拘束圧が大きいほど、 $\epsilon(k(t_{121}))$ は大きくなる傾向にある。
- (2) 砂の動水半径 $R_H$ が大きく、ホモゲルの脆性度 $B_{RH}$ が小さい注入固結砂である程、 $\epsilon(k(t_{121}))$ と $\epsilon(k(m_{22}))$ における透水係数の比(透水係数変化倍率 $=k(m_{22})/k(t_{121})$ )が非常に大きく、拘束圧の小さい場合には約100~200倍にも達する。
- (3) 限界ひずみ $\epsilon_0$ は弾性係数 $E_{s0}$ が大きくなるに従い減少の傾向を示すが、変形過程で透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\epsilon(k(t_{121}))$ は2~7%の範囲に一樣に分布し弾性係数 $E_{s0}$ に依存する傾向は見られない。また、 $E_{s0}$ が小さい領域では $\epsilon_0$ と $\epsilon(k(t_{121}))$ が同様な値を示すことから、限界ひずみ $\epsilon_0$ による力学的安定性の検討と共に止水性が維持できなくなる危険性に対する考慮が必要と考えられる。
- (4) 変形過程で透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\epsilon(k(t_{121}))$ を、限界ひずみ $\epsilon_0$ との比 $(\epsilon(k(t_{121}))/\epsilon_0)$ で示すと、弾性係数 $E_{s0}$ による影響よりも、応力状態による影響を受けやすい。
- (5) ピーク応力時の主応力差 $(\sigma_1-\sigma_3)_t$ に対する変化率(弾性係数)で $(\epsilon(k(t_{121}))/\epsilon_0)$ を表し $(E(k)/E_{s0})$ とする。また側圧 $\sigma_3$ とピーク応力時の主応力差 $(\sigma_1-\sigma_3)_t$ との比をとって $(\sigma_3/(\sigma_1-\sigma_3))_t$ とすると、両者には相関性

が見られる。 $(\sigma_3/(\sigma_1-\sigma_3))_t$ が小さくなるほど $(E(k)/E_{s0})$ が小さくなり、 $\epsilon(k(t_{121}))$ が限界ひずみ $\epsilon_0$ から離れ、破壊ひずみ $\epsilon_f$ に近づくことを意味する。

また $(\sigma_1-\sigma_3)_t$ 、 $E_{s0}$ および $\sigma_3$ が分かれば、 $\epsilon(k(t_{121})) = (\sigma_1-\sigma_3)_t/E(k)$ より $\epsilon(k(t_{121}))$ の値を予測することが可能である。

- (6)  $\epsilon(k(t_{121}))$ 時におけるせん断安全率 $F_s$ は、 $(\sigma_3/(\sigma_1-\sigma_3))_t$ と相関関係にあり、主応力差 $(\sigma_1-\sigma_3)_t$ に対する側圧 $\sigma_3$ の比が小さいほど $F_s$ は1.0に近く、 $\epsilon(k(t_{121}))$ が破壊ひずみ $\epsilon_f$ に近づくことを意味する。これは上述の(5)の結論を裏付けるものである。

本研究では、薬液注入工法で改良された砂質土の変形過程において透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\epsilon(k(t_{121}))$ に着目し、限界ひずみ $\epsilon_0$ を指標値として $\epsilon(k(t_{121}))$ の評価と予測方法の提案を行った。

室内実験で作成された注入固結砂は、本実験でも示したように、透水係数が $k=10^{-6}\sim 10^{-7}$  cm/secと非常に良好な止水状態となるが、実地盤での注入後の透水係数は、良好な止水効果が得られたとしても $k=1\times 10^{-4}\sim 5\times 10^{-5}$  cm/sec程度であり、設計上の目標値とされている<sup>14)</sup>。この違いは、実地盤の注入では地盤の不均一性、あるいは細粒分の含まれる割合等が原因で、均質な改良効果が得られないことが多く未改良部分が残るからである。

薬液注入後、改良範囲に十分な改良効果が得られていると判断される場合には、薬液が浸透注入された部分が多く、かつ固結体の連続性によって止水性が確保されていると考えられる。ところが、掘削等で応力状態が変化し、注入固結体に変形が生じれば、注入直後から維持されてきた止水性が急激に低下する危険性があることを認識する必要がある。改良形態の不確実性が避けられない薬液注入工法にとって、注入による固結部分の止水性が低下することは、改良範囲全体の止水性の低下を意味するものである。

現在、確実な注入工法や改良効果の確認手法は、まだ確立されてはいない。改良効果の不確実性を考慮し、施工時の状態を想定した止水性の評価こそが望まれるべきだと考える。

謝辞：本研究を行うにあたって東洋大学の米倉亮三教授に有益なご助言を戴いた。また、本研究の実施にあたり日本総合防水(株)鈴木浩氏には多大な協力を戴いた。ここに感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 社団法人日本トンネル技術協会：大断面トンネルの設計施工法に関する調査研究(その3)報告書<丘陵部・都市部編>，pp. 225-231, 1993.
- 2) 森嶋，小峯秀雄，田村昌仁：水ガラス薬液により固結した砂の透水係数とダイレイタンスーについて，第20回土質工学研究発表会，pp. 1669-1672, 1985.
- 3) 森川義人：薬液注入固結砂の粘着力の評価方法に関する研究，土木学会論文集，No. 517/Ⅲ-31, pp. 73-82, 1995.
- 4) たとえば，石井義明他：最新土質力学，朝倉書店，pp. 45-48, 1993.
- 5) たとえば，三輪茂雄：粉体工学通論，日刊工業新聞社，pp. 75-91, 1996.
- 6) 久保田敏一，河野伊一郎，宇野尚雄：透水-設計へのアプローチ，鹿島出版会，pp. 77-79, 1976.
- 7) 熊谷浩二，所武彦，柳澤栄司：薬液注入による固結砂供試体の一軸圧縮強さに与える要因について，土木学会論文集，No. 469/Ⅲ-23, pp. 121-126, 1993.
- 8) Mordecai, M. and Morris, L. H.: 12th—Symposium on Rock Mechanics November 16-18, pp. 221-239, 1970.
- 9) 桜井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，No. 317/Ⅲ, pp. 93-100, 1982.
- 10) 櫻井春輔，川嶋幾夫，大谷達彦，松村真一郎：トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ，土木学会論文集，No. 493/Ⅲ-27, pp. 185-188, 1994.
- 11) R. E. グッドマン，大西有三，谷本親伯(共訳)：わかりやすい岩盤力学，鹿島出版会，pp. 44-50, 1984.
- 12) 龍岡文夫，波谷啓：セメント改良砂質土の変形・強度特性，土を固める/その技術-セメント・コンクリート No. 511, Sept., pp. 68-76, 1989.
- 13) 土木学会関西支部都市トンネルへのNATMの適用に関する委員会：都市トンネルへのNATMの適用，土木学会関西支部講習会テキスト，pp. 152-163, 1987.
- 14) (社)日本薬液注入協会：薬液注入工設計資料，pp. 18, 1993.

(1996. 4. 25 受付)

## WATER CUT-OFF CHARACTERISTICS IN THE DEFORMATION PROCESS OF A SANDY SOIL TREATED WITH CHEMICAL GROUTING

Yoshito MORIKAWA, Takehiko TOKORO and Norio TAKAHASHI

In this study, consolidated sandy soil was used in permeability tests as part of triaxial compression tests to learn about the water cut-off characteristics during the deformation process of chemically-stabilized consolidated sand. The results of the tests were arranged according to the hydraulic radius of soil and the brittleness of the homogenized gel of the grout. Then, by paying close attention to the strain  $\varepsilon_{(k(1,1))}$  that occurs when the permeability coefficient during deformation begins to rapidly increase, a proposal was made for the prediction and evaluation of water cut-off capacity during the deformation process using critical strain  $\varepsilon_0$  as an index.