

薬液注入改良範囲の力学的安定と止水性に関する予測手法の提案

森川義人¹・足立格一郎²・米倉亮三³・所 武彦⁴

¹正会員 工博 大淀小松（株）社長企画室（〒572-0074 大阪府寝屋川市池田中町 23-3）

²正会員 Ph.D. 芝浦工業大学教授 工学部土木工学科（〒108-8548 東京都港区芝浦 3-9-14）

³正会員 工博 東洋大学名譽教授（〒112-8606 東京都文京区白山 5-8-20）

⁴正会員 日本総合防水（株）技術開発部（〒351-0111 埼玉県和光市下新倉 398）

薬液注入工法は、トンネル・シールド工事や開削工事における地下水対策と地山の安定を目的として採用されることが少くない。ところが、注入材の浸透性は、地盤の粒度状態や不均一性によりばらつきが生じるため、改良効果に対する信頼性の欠如が避けられないのが現状である。改良効果の予測に関する研究では、注入材の浸透性の予測や試験注入時や注入後の調査による確認に関するものが多い。本報告では、原位置での注入固結体の強度を推定し、注入形態を考慮した改良範囲のモデル化を行い、掘削時を想定したトンネル掘削の FEM 解析結果から注入改良範囲の力学的安定性と止水性の予測手法に関する提案を行った。止水性は、掘削時における注入改良範囲の変形挙動を考慮した安定性を評価したものであり、注入の設計を支援し信頼性を評価する上で有効な提案になり得ると考える。

Key Words : *chemical grouting, effect of soil improvement, finite element analysis, grouting zone water cut-off capacity*

1. はじめに

トンネル、シールド掘削や開削工事における地下水対策と地山の安定を目的とした地盤改良工法として薬液注入工法が採用されることが多い。ところが、薬液注入工法は注入材を土粒子間へ浸透・固結させることを基本原理としているため、地盤の粒度状態の違いや不均一性により注入材の浸透性にはばらつきが生じるため、設計注入範囲に未固結部分が残存し、掘削時に湧水や出水等の予期せぬトラブルが発生することが少なくない。

薬液注入による良好な改良効果とは、止水性の向上あるいは強度増加が十分に満足されることである。そのためには、注入範囲にできるだけ多くの浸透注入固結体が存在し、かつ固結体どうしが互いに連続性を成していることが条件となる。注入される地盤の透水係数が、概ね $k=1 \times 10^{-3}$ cm/sec より小さい場合には、均一な浸透注入は難しく、透水係数がそれより大きい場合でも改良効果のばらつきは避けられないのが現状である。

注入後の改良効果を予測する方法については、現在いくつかの提案が報告されている。森、田村ら¹⁾は良好な改良効果が得られる限界注入速度 q_s の提案を行った。また、宮本²⁾は Maag の浸透式³⁾の適用条件を明確にし、小

峯⁴⁾は Kozeny-Donat 式を用いて間隙充填率と止水効果の関係を評価している。これらの研究は注入材の浸透性を予測あるいは確認する上で高く評価されるが、改良範囲全体の止水性を評価できるものではない。一方、現状の薬液注入の設計では、地盤の N 値と注入工法の信頼性から設定される注入後の粘着力や透水係数を用いて安定計算や井戸公式、あるいは経験値から注入範囲を決定している。しかし、改良効果に影響を与える注入形態や固結体の連続性を予測することは現状では難しいことから、設計通りの効果が期待できないことが多く、信頼性の欠如は避けられないのが現状である。

このような問題に対し、本報告では注入の設計段階において掘削等の施工時を想定した改良範囲の力学的安定と止水性の予測手法に関する提案を行った。掘削等の施工時における注入改良範囲の応力状態とそれに伴う変形挙動に対し、力学的安定に加え止水性の安定性評価の予測を行ったものである。具体的な注入設計モデルにおける注入固結体の注入形態を地盤条件によりモデル化し、FEM 解析で掘削時の応力・変形状態をシミュレーションした。この際、筆者が提案した注入固結体強度の定量的予測⁵⁾と変形過程における止水性の評価法⁶⁾を用いて解析した。本提案は、注入の設計を支援し信頼性を評価

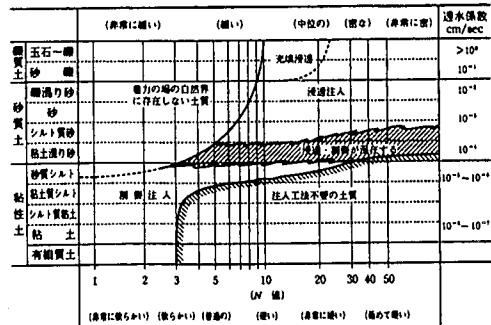
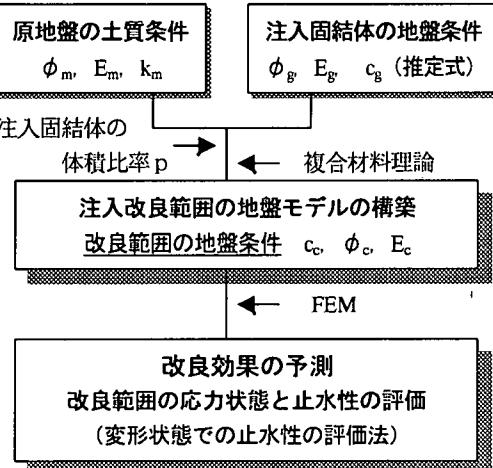


図-2 土質条件と注入形態（日本薬液注入協会資料による）

する上で有効な一提案になり得ると考える

する上で有効な一提案になり得ると考える。

2. 改良効果の評価方法

薬液注入工法は、原地盤の N 値や注入工法の信頼性から注入後の粘着力や透水係数を設定して安定計算もしくは井戸理論式の適用により注入範囲を求めている。ところが、設計された注入改良範囲について、掘削等の施工時を考慮した改良効果を予測する評価方法は存在せず、注入後の調査結果による試掘等から改良状態を調べ、改良効果を定性的に判断しているのが現状である。

本報告では、設計時における改良効果の予測を行うため、FEM 解析により掘削時の応力・変形状態をシミュレーションし、改良範囲の力学的安定と止水性評価の予測を行った。注入効果の評価を行うためには、注入形態や注入固結体の連続性を考慮した注入改良範囲の評価が必要である。注入改良範囲に対しては、複合材料理論を適用した地盤モデルの提案を行った。地盤モデルの強度定数の設定には、注入固結体部分に注入固結砂粘着力 c の推定式^⑤を用いた推定値を適用した。また止水性の評価には、変形過程における止水性の評価法^⑥を適用した。本報告で提案する改良効果の予測法に関するフロー図を示すと図-1 のようになる。

3. 注入改良範囲のモデル化

(1) 注入固結体体積比率 p の設定

注入改良範囲は、地盤の不均一性から注入材が浸透固結した注入固結体と未浸透の未固結部分が混在した地盤となっており、設計注入範囲内に改良固結体ができるだ

け多く存在し、各注入孔の固結体が互いに連続している方が良好な改良効果が得られやすい。そこで、設計注入範囲内の注入固結体の大きさを設計注入範囲の土量（体積） V に対する注入固結体の体積 V_g の割合で表し体積比率 ρ と定義するならば、以下の式で表される。

$$P = (V_s / V) \cdot 100 \quad (1)$$

ここに

p : 注入固結体の体積比率 (%)

V_g : 設計注入範囲内の注入固結体の体積 (m^3)

V : 設計注入範囲の体積 (m^3)

注入固結体の体積比率 ρ は、図-1に示すように注入改良範囲の強度定数を設定する場合の複合地盤モデルの構築に必要となり、注入方法（注入速度、注入圧、注入孔間隔、注入工法等）が同じであれば、薬液の浸透性の良否に支配されるものである。薬液の浸透性の良否は、地盤の透水係数の大きさに対して図-2に示す土質と注入形態の違いを説明されることが多く、注入形態の違いによって定性的に評価されている。この図によると、注入可能な砂質地盤の透水係数と注入形態の評価の関係は概ね以下のようになっている。

$k \geq 1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec : 浸透注入が多い
 $1.0 \times 10^{-3} > k \geq 1.0 \times 10^{-4}$: 浸透～浸透と割裂が混在
 $k < 1.0 \times 10^{-4}$: 浸透と割裂が混在

透水係数が大きい地盤ほど、浸透注入形態になりやすく、すなわち注入固結体が大きくなり連続性が得られやすくなる。上記に示すような地盤の透水係数と注入形態の関係を、注入固結体の体積比率 p を用いて評価するために、注入量の決定に用いられている間隙充填率 α について検討することとする。間隙充填率 α とは、以下の式に示すように注入率 λ を決定するための指標値であるが、注入後の改良形態を調査する方法が確立されていない現状では明確に設定することが容易ではなく、地盤の浸透性の違い以外に注入効果の期待度によっても異なり画一的

表-1 良好的な改良効果が得られる注入固結体体積比率 p

原地盤の透水俗素 (cm/sec)	注入形態	注入固結体 体積比率 p (%)
$k \geq 1.0 \times 10^{-3}$	浸透注入が多い	80~100
$1.0 \times 10^{-3} > k \geq 1.0 \times 10^{-4}$	浸透と割裂が混在	60~80
$k < 1.0 \times 10^{-4}$	浸透と割裂が混在	50~60

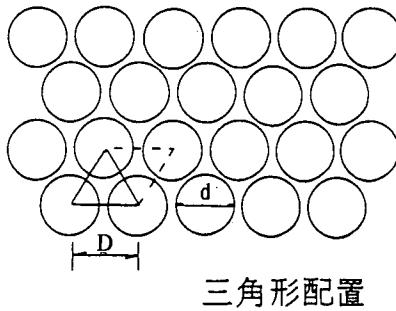


図-3 複列正三角形配置（千鳥配置）の検討モデル

的に定められた値ではない。

$$Q = V \cdot \lambda \\ = V \cdot n \cdot \alpha (1 + \beta) \quad (2)$$

ここに

Q : 注入量 (m^3), λ : 注入率, n : 間隙率
 V : 注入範囲の土量 (m^3), β : 損失係数

川地ら⁷⁾の現場実験における化学分析結果によると、注入による強度増加が顕著に認められるのは、間隙充填率 α が40%前後を越えたあたりからであると報告されている。そこで、図-2の透水係数と改良形態の定性的関係および川地らの化学分析結果を参考に、 $\alpha \geq 50\%$ を想定した地盤の透水係数に対する注入固結体の体積比率 p の値を設定すると表-1のようになると考えられる。なお、表-1で設定された注入固結体の体積比率 p は、注入可能な砂質地盤において適切な注入材と注入工法を選定して十分な注入施工を実施した場合を仮定したもので、浸透注入が不可能な粘性土地盤や施工不良等は考慮していない。そこで、設定した体積比率 p の妥当性について検証するため、注入後の改良地盤の透水係数を近似的にモデル計算で求めてみることとする。

注入の確実性が要求される場合の注入孔の配置には、複列正三角形配置(千鳥配置)が採用されることが多い。そこで、複列正三角形配置(千鳥配置)における改良範囲全体の透水係数 k_{ave} を、図-3に示すような注入固結体

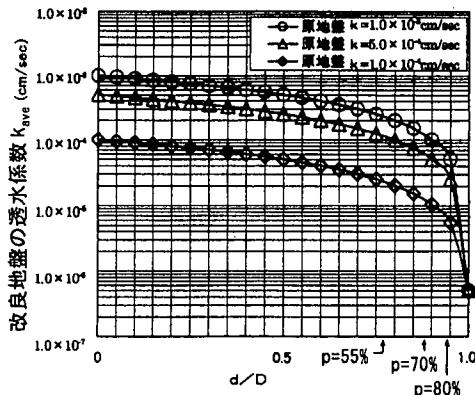


図-4 改良地盤の透水係数

の円筒形モデルを用いて近似的に求めることとする。注入改良体を通過する地下水の流れは一方向ではないため、注入改良範囲全体の透水係数 k_{ave} を求めるることは容易でない。そこで、水の流れの方向を注入固結体(円筒形モデル)の横方向からと想定し、透水係数の異なる成層地盤において動水勾配が各層一定となる条件下における計算式(式(3))を適用し、注入改良範囲全体の透水係数 k_{ave} を近似的に求めることとする。

$$k_{ave} = k_g \cdot (d/D) + k_n \cdot (1 - d/D) \quad (3)$$

ここに、

k_{ave} : 改良地盤の透水係数 (cm/sec)

k_n : 原地盤の透水俗素 (cm/sec)

k_g : 注入固結体の透水俗素 (cm/sec)

d/D : 注入改良部分の層厚比

表-1に示す原地盤の透水俗素について $k = 1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec, $k = 5.0 \times 10^{-4}$ cm/sec, $k = 1.0 \times 10^{-4}$ cm/secの場合における注入改良地盤の透水俗素の近似解 k_{ave} を式(3)から求め、注入固結体の体積比率 p を示すと図-4のようになる。表-1に設定された注入固結体の体積比率 p に相当する改良地盤の透水俗素 k_{ave} はいずれも $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-5}$ cm/secとなっており、比較的良好な改良効果が得られる場合の現場透水試験で得られる透水俗素に近いものとなっている。したがって、原地盤の透水俗素に対する注入固結体の体積比率 p は、比較的良好な改良効果を想定した場合に対しほぼ妥当な設定値であると考えられる。

(2) 注入改良地盤の地盤モデル

改良効果の予測を行う対象は、比較的良好な改良効果が期待できる注入改良地盤であるが、注入改良範囲は注入固結体と原地盤のままの未固結部分が混在した複合地盤である。注入改良範囲の強度定数を決定するため、複

表-2 注入固結体体積比率 p と複合材料モデル

原地盤の透水係数 (cm/sec)	注入固結体 体積比率 p (%)	複合材料モデル
$k \geq 1.0 \times 10^{-3}$	80~100	Voigt 近似
$1.0 \times 10^{-3} > k \geq 1.0 \times 10^{-4}$	60~80	Voigt 近似
$k < 1.0 \times 10^{-4}$	50~60	正立方体分散相 複合モデル

合材料理論を適用した地盤モデルの作成を行う。

複合材料の弾性係数と強度に関して従来から材料力学的手法の研究が報告されている。その基本的な考え方には複合材料単層板（一方向ラミナ）⁸⁾に関する研究が原点で Voigt 近似⁹⁾と Reuss 近似¹⁰⁾が異方性複合材料に対する上下界を示したものである。両者の間に位置する複合材料について、Hashin と Shtrikman¹¹⁾は変分法に基づいた厳密解による上下界値を与えており、一方、複合材料を巨視的挙動からとらえた研究として Eshelby¹²⁾は無限大のマトリックス中に置かれた等価介在物理論を発表し、さらに Hill¹³⁾は等価介在物理論の適用範囲を超える体積含有率の大きい条件下において適用可能な追加介在物モデル（Self-consistent method）を提案した。一方、地盤材料においても複合材料理論を適用した力学特性の研究報告がいくつある。なかでも、大嶺と落合¹⁴⁾は二種混合体モデルの提案式を報告し、セメント攪拌改良土に適用した現場改良強度の評価方法の提案を行っている。本報告では、注入改良範囲に複合材料理論を適用する場合の考え方を以下のようにした。

① 原地盤の透水係数が大きく、薬液の浸透性が優れた地盤の場合には、等ひずみ複合則に従った Voigt 近似を適用する。この状態は、注入固結体の体積比率 p が大きく注入孔に沿った方向（鉛直方向）だけではなく、固結体どうしの連続性と密着性が得られやすい状態となっている。Voigt 近似は複合材料の上限値を与えるモデルであり、注入固結体の体積比率 p が減少するに従い過大な強度定数を与える傾向にある。したがって、注入固結体の体積比率 p の大きい範囲に対し適用する。

② 原地盤の透水係数が比較的小さく、薬液の浸透性がやや困難となる地盤の場合には、注入固結体の体積比率 p が減少し、固結体相互の連続性が得られにくい状態となる。このような状況下では、並列構造よりも剛性の異なる分散相からなる粒子分散型複合材料モデル¹⁵⁾による粒子分散型正立方体分散相複合モデル¹⁶⁾を適用する。すなわち、原地盤の透水係数がやや小さく浸透と割裂が混在し、注入固結体の連続性に少し問題が生じる場合への適用とした。

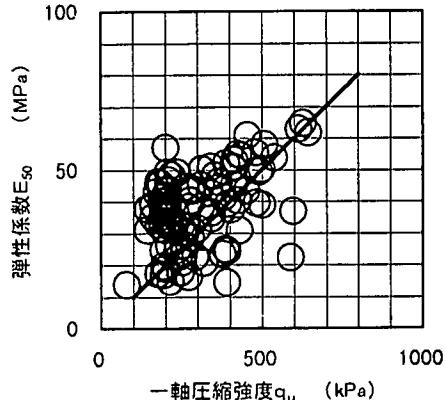


図-5 室内注入実験による固結砂の q_u と E_{30} の関係

表-1 に示した各地盤について、適用される複合材料モデルを表-2 に示す。注入改良範囲に関して、複合材料モデルで必要とされる弾性係数 E_c と粘着力 c_c は、注入固結体の E_g 、 c_g 、原地盤の E_m 、 c_m および注入固結体の体積比率 p から、Voigt 近似モデルまたは粒子分散型正立方体分散相複合モデルを適用して求めることができる。各モデルの計算式を示すと次のようになる。

< Voigt 近似モデル >

$$E_c = E_g \cdot p / 100 + E_m \cdot (1 - p / 100) \quad (4a)$$

$$c_c = c_g \cdot p / 100 + c_m \cdot (1 - p / 100) \quad (4b)$$

< 粒子分散型正立方体分散相複合モデル >

$$E_c = (E_1 / E_2) \cdot E_g \quad (5a)$$

ここに、

$$E_1 = E_g + (E_m - E_g) \cdot (1 - p)^{2/3}$$

$$E_2 = E_g + (E_m - E_g) \cdot (1 - p)^{2/3} \cdot (1 - (1 - p)^{1/3})$$

$$c_c = (c_1 / c_2) \cdot c_g \quad (5b)$$

ここに、

$$c_1 = c_g + (c_m - c_g) \cdot (1 - p)^{2/3}$$

$$c_2 = c_g + (c_m - c_g) \cdot (1 - p)^{2/3} \cdot (1 - (1 - p)^{1/3})$$

一方、注入後の内部摩擦角 ϕ に関しては、注入前後でほとんど変化しないとされているが、地盤の透水係数が小さい場合には、局所的な割裂浸透の発生が予想されることから、注入改良地盤の内部摩擦角は元の地盤よりも若干小さめ（80~90%）に設定する方がよいと考えられる。表-1 および表-2 に示す地盤の場合には、原地盤の透水係数が $k < 1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec の場合に原地盤の内部摩擦角に対し 90% を適用する。

（3）注入固結体の強度定数の決定

前項では注入改良範囲の地盤モデルの設定に関する検討を行った。この地盤モデルの注入固結体部分に関して

表-3 注入固結体の粘着力 c と推定粘着力 c_{pre}

項目		粘着力 c (kPa)	
推定粘着力 c_{pre}	$Uc' > 1$ の場合	138	平均値
	$Uc' \leq 1$ の場合	124	130
注入固結体 の粘着力 c	試料 1	102	平均値
	試料 2	88	95

注) 注入地盤の $Uc' = 1.01$

は、原位置状態での注入固結体の強度定数の推定が必要である。注入固結体の粘着力の推定に関しては、筆者が注入固結砂の粘着力 c の推定法に関する提案⁵⁾を行っており、以下に示す推定式（式(6)）を用いて求めることが可能である。この推定式は、珪砂や川砂を用いた室内注入実験による注入固結砂供試体から導き出されたものであり、地盤の動水半径 R_H と注入材ホモゲルの引張り強度 σ_{th} を用いて定量的な推定が可能である。

$$c = A \cdot B^{R_H} + \sigma_{\text{th}} \quad (6)$$

ここに、

$$A = f(\sigma_{\text{th}}) : A = 410 \times (\log_{10} \sigma_{\text{th}} - 1) \quad \text{実験式}$$

$$B = f(B_{\text{th}}) : \log_{10} B = 0.2 \times B_{\text{th}} - 4.8 \quad \text{実験式}$$

$$R_H : R_H = (1/\lambda) \cdot (e/6) \cdot D_{20}$$

ここに、

$$c : \text{固結砂粘着力 (kPa)} \quad R_H : \text{動水半径 (mm)}$$

$$\sigma_{\text{th}} : \text{ホモゲル引張り強度 (kPa)} \quad D_{20} : 20\% \text{粒径 (mm)}$$

$$B_{\text{th}} : \text{ホモゲルの脆性度} \quad Uc : \text{均等係数}$$

$$\lambda : \text{補正係数} \quad \lambda = 0.90 \times Uc^{-0.55} \quad (Uc' < 1)$$

$$\lambda = 0.45 \times Uc^{-0.11} \quad (Uc' \geq 1)$$

式(6)は、珪砂や川砂を用いた室内注入実験から得られた推定値であり、原位置の固結体強度は地盤の状態を考慮して決定する必要がある。そこで、室内実験で用いた珪砂や川砂と比較して細粒分が若干多く、地盤内に貝殻片等が混在した地盤に対する注入実験を行い、推定式による推定粘着力 c_{pre} （以下 c_{pre} と記す）に対する誤差を調査¹⁷⁾した。地盤注入実験による注入固結体を掘り出し成形した後、三軸圧縮試験で得られた粘着力 c を式(6)による推定粘着力 c_{pre} と比較すると、表-3 に示すように $c_{\text{pre}} = 130 \text{ kPa}$ （平均）に対し注入固結体の $c = 95 \text{ kPa}$ （平均）となり、やや小さい値を示した。この結果は、地盤中の貝殻片の混在、試料の掘り出しから洗いおよび成形に至るまでの試料の乱れ、さらに室内実験のように薬液で完全に飽和された状態ではない等の原因が考えられる。したがって、シルト混じり細砂においては推定粘着力 c_{pre} に対する強度比 f （現場強度定数に対する室内試験強度定数の割り増し係数）を $f = 1.2 \sim 1.5$ 程度考慮しておく方がよいと考えられる。

一方、注入固結体の弾性係数 E は、図-5 に示す室内注入実験で得られた一軸圧縮強度 q_u と弾性係数 E_{50} の関係から、強度に対応する弾性係数 E を採用する。なお弾性係数 E に関しても、粘着力 c と同様に室内実験から採用された値であることから、原位置状態では同様に強度比 $f = 1.2 \sim 1.5$ を考慮するものとする。

4. FEM 解析による改良効果の予測

(1) 解析モデルの設定

薬液注入改良が計画された具体的な実務モデルを設定して、本予測手法による改良効果の評価法を示す。薬液注入は、開削工事やシールド・トンネル工事における地山の安定と止水対策を目的としている。なかでも都市 NATM は、近接施工による周辺地盤への影響により地下水位低下工法の採用が困難であり、地下水位が高く自立性の低い含水未固結地山であることが多い等の理由から、薬液注入工法を重要な補助工法として採用することが少なくない。また、吹付けコンクリートやロックボルト等のトンネル補助工法は注入による良好な改良効果を前提にして実施されることから、薬液注入工法による地山の安定性確保、湧水処理あるいは止水が重要な役割を担っている。以上より、注入による改良効果を設計段階で事前に検証する重要性の大きい都市 NATM を解析モデルとして選定し、設計・計画段階における注入改良範囲の力学的安定性と止水性評価の関係について予測を行う。

(2) 地盤条件と解析条件の設定

a) 地盤条件

近年になって、都市 NATM は従来に比べより軟らかい地盤、土被りの小さい位置に施工することが要求されつつある。地質的適用限界は洪積層までと考えられているが、部分的に沖積層が介在している例が見られ¹⁸⁾、都市 NATM の実績から、 $N=30$ 、弾性係数 $E=19.6 \text{ MPa}$ の実施例¹⁸⁾が報告されている。本解析では、注入固結体の体積比率 p が 50~80% となるような地盤として、シルト混じり細砂を想定している。Schulze, Menzenbach¹⁹⁾によると、土の変形係数 E と N 値について、シルト混じりの細砂(SW)では $E=71+4.9N[\times 98.1 \text{ kPa}]$ の関係が報告されており、本解析において、 N 値を 25~30 と仮定し、現地盤における弾性係数を $E=19.6 \text{ MPa}$ (200 kgf/cm^2) とした。また、内部摩擦角は、シルト混じり細砂であることを考慮し、 $\phi=30^\circ$ とした。ポアソン比は $\nu=0.35$ 、粘着力は $c=9.8 \text{ kPa}$ とした。

b) 注入固結体の条件

粘着力に関しては、式(6)を用いて原位置での注入固結体の推定粘着力 c_{pre} を求め、弾性係数 E_{50} は図-5 に示す

表-4 原地盤（砂質土）の粒度状態

原地盤の透水係数 (cm/sec)	均等係数 U_c	曲率係数 U_c'	20%粒径 D_{20} (mm)
$1.0 \times 10^{-3} > k \geq 1.0 \times 10^{-4}$	15.0	1.7	0.08
$k < 1.0 \times 10^{-4}$	30.0	0.3	0.02

表-5 注入固結体の粘着力、弾性係数

原地盤の透水係数 (cm/sec)	推定値	実験値	検討用いる値 ($f=1.5$)	
	c_{pe} (kPa)	E_{so} (MPa)	c_g (kPa)	E_g (MPa)
$1.0 \times 10^{-3} > k \geq 1.0 \times 10^{-4}$	147.1	36.8	98.1	24.5
$k < 1.0 \times 10^{-4}$	205.9	36.8	137.3	24.5

ように室内注入実験で得られた一軸圧縮強度 q_u と弾性係数 E_{so} の関係から適切な弾性係数 E_{so} を決定する。注入対象地盤は、細砂～シルト混じり細砂であることから、前章の表-1あるいは表-2に示す地盤の中で、透水係数が $k < 1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec の 2 種類の地盤について検討する。注入固結体の推定粘着力 c_{pe} を求めるためには式(6)に必要とされる地盤条件と注入材のホモゲル強度特性が必要となる。地盤条件についてはモデル地盤に適合する粒度分布を持った砂質土を選定し、表-4 に示す。なお、地盤の間隙比は $e=0.75$ とする。

注入材のホモゲル強度特性に関しては、一般によく使用される比較的高強度の配合を選び、ホモゲルの引張り強度 $\sigma_{th}=29.4$ kPa、脆性度 $B_{th}=2.13$ とした。この配合では、固結砂の一軸圧縮強度が $q_u=294\sim490$ kPa となり、弾性係数 E_{so} は図-5 から $E_{so}=36.8$ MPa と決定した。求められた推定粘着力 c_{pe} やび弾性係数 E_{so} は室内注入実験から求められた値であるので、前章で述べたように強度比 $f=1.5$ を考慮した値（検討値）を注入固結体の強度定数として採用することとし、表-5 に示す。

c) 注入改良範囲の地盤条件

注入固結体と原地盤による複合地盤である注入改良範囲全体の強度定数の内、弾性係数と固結体粘着力に関しては、前章の式(4a)～(5b)を用いて求め、それぞれ E_c 、 c_c とした。また、注入固結体の内部摩擦角は、前述のように、原地盤の透水係数が $k < 1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec の場合には、割裂と浸透形態が混在することを考慮し低減係数を 90%とした。解析ケースを以下のように設定し、表-6 に示す。

CASE 1 : $1.0 \times 10^{-3} \geq k > 1.0 \times 10^{-4}$ の地盤

CASE 2 : $1.0 \times 10^{-4} > k$ の地盤

d) 検討モデルと解析条件

解析検討モデルは半径 5.0 m のアーチ部を有し、高さ

表-6 注入改良範囲の強度定数 E_c 、 c_c 、 ϕ_c

弾性係数 E_c				
地盤の種類	固結体の体積比率 p (%)	原地盤 E_m (MPa)	注入固結体 E_g (MPa)	注入改良範囲 E_c (MPa)
CASE 1	70	19.6	24.5	23.0
CASE 2	55	19.6	24.5	22.3
粘着力 c_c				
地盤の種類	固結体の体積比率 p (%)	原地盤 c_m (kPa)	注入固結体 c_g (kPa)	注入改良範囲 c_c (kPa)
CASE 1	70	9.8	98.1	71.6
CASE 2	55	9.8	137.3	71.5
内部摩擦角 ϕ_c				
地盤の種類	固結体の体積比率 p (%)	原地盤 ϕ_m (°)	低減係数 β	注入改良範囲 ϕ_c (°)
CASE 1	70	30	0.9	27
CASE 2	55	30	0.9	27

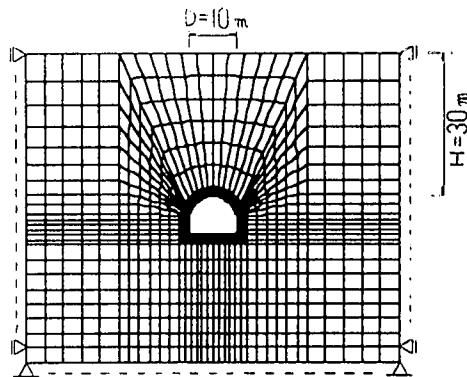


図-6 解析モデル

2.0 m の側壁部と水平なインバートからなる左右対称のトンネル断面とする。トンネル施工位置は地下水位(G.L. -1.0m)以下とし、トンネル土被り比 $H/D=3$ (D はトンネル直径: $D=10.0$ m), 砂質地盤の潤滑単位体積重量は $\gamma_t=17.6$ kN/m³ とする。掘削は全断面素堀り状態を仮定し、分割掘削は考慮しなかった。また、切羽に先行して施工される補助工法は薬液注入工法のみとし、長尺先受け工法等は考慮しないものとする。また、路面交通荷重として 9.8 kPa の上載荷重を考慮した。

薬液注入工法は、トンネル掘削断面をリング状に囲む形状とし、改良厚さは 1.5~3.0 m とする場合が多く、本検討モデルでは、有効改良厚さを 2.0 m と設定した。トンネル周辺地盤は薬液注入工法以外の地盤改良等による土性値の変化はなく、トンネル周辺地盤の土質の変化は解析対象範囲内においてはないものとした。

解析条件は、二次元平面ひずみ状態における有限要素

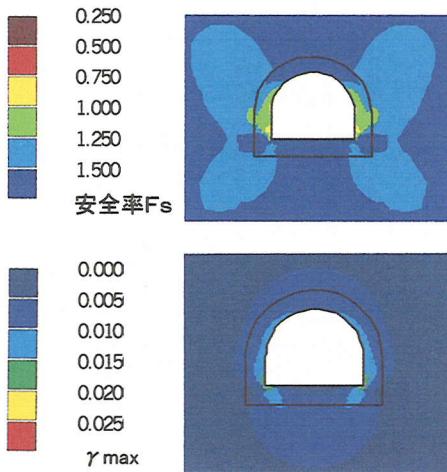


図-7 解析結果 (CASE 1)

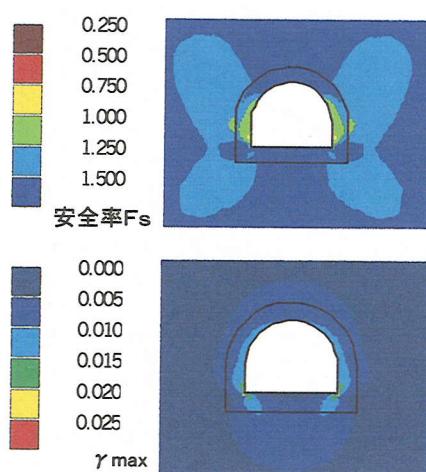


図-8 解析結果 (CASE 2)

法(FEM)弾塑性解析を行い、破壊条件としてDrucker-Pragerの破壊基準を用いた。地山の初期応力状態は、地山の自重と上載荷重によるもので、掘削に伴う応力解放率は、掘削後のロックボルトおよび吹付けコンクリート施工までの時間差を考慮し50%と設定した。解析の有限要素分割モデルを図-6に示す。

(3) FEM解析による注入改良範囲の止水性評価法

注入改良範囲の止水性は、トンネル掘削時における注入改良範囲の応力・変形状態から評価を行うものである。注入材が浸透固結した部分(注入固結体)は未固結部分に比べて透水係数が著しく小さくほぼ止水状態であるが、掘削等の応力状態の変化でひずみが進行するに伴い、当初ほぼ止水状態にあった注入固結体の透水係数が急激に増加し始めるひずみが存在する²⁰⁾。こ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を、筆者は $\varepsilon_{\text{kini}}$ と定義(以下 $\varepsilon_{\text{kini}}$ と記す)し、この $\varepsilon_{\text{kini}}$ を予測することによって掘削等の施工時を想定した注入改良範囲の止水性の評価が可能であることを提案⁶⁾した。すなわち、掘削により注入改良範囲のひずみが $\varepsilon_{\text{kini}}$ を越える改良範囲は止水性が低下し、湧水発生の危険性が示唆される等、注入改良範囲内における止水状態の危険性が予測される部分である。 $\varepsilon_{\text{kini}}$ の予測法には、最大せん断ひずみ γ_{max} を用いて推定する方法とせん断安全率 F_s から推定する方法があり⁶⁾、FEM解析から得られる最大せん断ひずみ γ_{max} ($\gamma_{\text{max}} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$)分布、せん断安全率 F_s 分布と比較し $\varepsilon_{\text{kini}}$ の予測を行なうことができる。また、改良範囲の応力状態については、せん断安全率 F_s 分布を観察することによって直接応力状態が把握でき、力学的安定

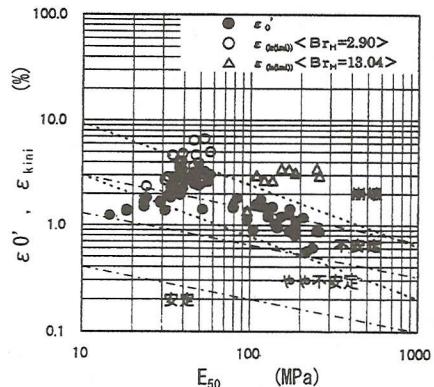


図-9 E_{50} と ε_0' および $\varepsilon_{\text{kini}}$ の関係

性の評価を行うことができる。

FEM解析による各地盤ケースに対するトンネル掘削時のせん断安全率 F_s 分布、および最大せん断ひずみ γ_{max} ($\gamma_{\text{max}} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$)分布を図-7～図-8に示す。

(4) 解析結果による応力状態と止水性評価

a) FEM解析結果

せん断安全率 F_s

インバート隅角部から側壁にかけ切羽のごく近傍で $F_s < 1.0$ となる部分が現れ、側壁部は改良範囲の大部分で $F_s = 1.0 \sim 1.25$ となり、改良範囲を超えている箇所が見られる。

最大せん断ひずみ γ_{max}

インバート隅角部から側壁にかけて改良範囲の約半分以上が $\gamma_{\text{max}} \geq 1.0\%$ となり、隅角部下側直下の範囲で改良範囲全体に至っている。

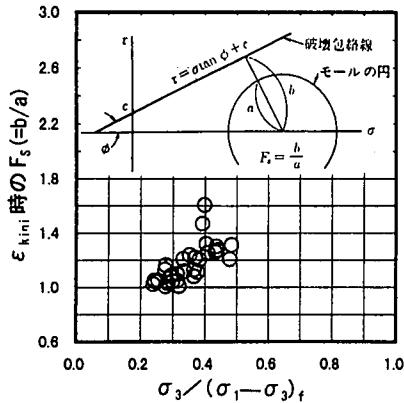


図-10 $\varepsilon_{\text{kini}}$ 時におけるせん断安全率 F_s

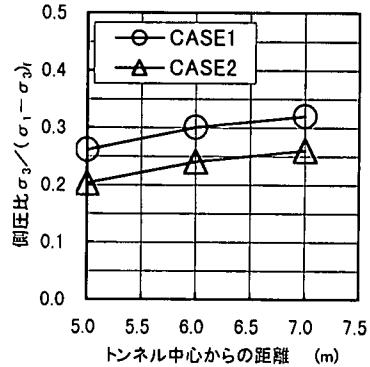


図-11 トンネル切羽周辺の側圧比 $\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$

b) 止水性の評価

止水性の評価は、(3)で述べたように、最大せん断ひずみ γ_{\max} あるいはせん断安全率 F_s と比較し $\varepsilon_{\text{kini}}$ の予測を行うことによって実施する。なお、 $\varepsilon_{\text{kini}}$ 時のせん断安全率 F_s は式(7)のようになる。

$$F_s = (2c \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3)_{\text{kini}} \cdot \sin \phi) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{kini}} \quad (7)$$

ここに、

F_s : せん断安全率

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{kini}}$: $\varepsilon_{\text{kini}}$ 時の主応力差

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角 (°)

止水性の評価法としては次の 2つがあり、以下各々について説明を行う。

① γ_{\max} と $\varepsilon_{\text{kini}}$ の関係から求める。

② $\varepsilon_{\text{kini}}$ におけるせん断安全率 F_s の関係から求める。

(方法①による止水性評価)

注入固結体の弾性係数 E_{50} と $\varepsilon_{\text{kini}}$ および限界ひずみ $\varepsilon_0^{(21)}$ との関係⁶⁾を図-9 に示す。また、注入固結体の弾性係数 E_{50} について、本解析では $E_g = 24.5 \text{ MPa}$ と設定しているが、相当する限界ひずみ ε_0 は実験の結果から $\varepsilon_0 = 1.2\%$ であることが分かった。また、図-9 から $\varepsilon_{\text{kini}}$ は ε_0 とほぼ同じか少し大きい傾向にあることから $\varepsilon_{\text{kini}} = (1.0 \sim 1.5) \cdot \varepsilon_0$ とする。ここで、解析結果の最大せん断ひずみ γ_{\max} 分布に対し比較するため、限界ひずみ ε_0 と同様に定義される限界せん断ひずみ γ_0 ²²⁾を用いて検討する。限界せん断ひずみ γ_0 は式(8a)により求められる。

$$\gamma_0 = \tau_{\max} / G_{50} \quad (8a)$$

ここに、

γ_0 : 限界せん断ひずみ τ_{\max} : 最大せん断強度

G_{50} : せん断弾性係数

上式の τ_{\max} , G_{50} を求めるにはねじりせん断試験を用いなければならないが、一軸、三軸圧縮試験から近似的に

限界せん断ひずみ γ_0 を求めることが可能である²²⁾。

$$\therefore \tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2 \quad (8b)$$

$$G_{50} = E_{50} / 2 \cdot (1 + \nu) \quad (8c)$$

$$\varepsilon_0' = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / E_{50} \quad (8d)$$

ここに、

E_{50} : 弾性係数 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: 最大主応力差

ν : ポアソン比

式(8b), (8c), (8d)と式(8a)から限界せん断ひずみ γ_0 を得ることができる(式(8e))。

$$\begin{aligned} \gamma_0 &= \tau_{\max} / G_{50} \\ &= \varepsilon_0' \cdot (1 + \nu) \end{aligned} \quad (8e)$$

先に示したように $\varepsilon_0' = 1.2\%$, $\nu = 0.35$ であり、限界せん断ひずみ γ_0 は式(8e)より $\gamma_0 = 1.35 \cdot \varepsilon_0' = 1.62\%$ となる。図-9において $\varepsilon_{\text{kini}}$ (= 1.0 ~ 1.5) • ε_0 の関係があることから、 $\varepsilon_{\text{kini}} = \gamma_0 = 1.62\%$ となる。したがって、解析結果の最大せん断ひずみが $\gamma_{\max} \geq 1.5\%$ の領域では湧水発生の危険性が大きいことが示唆される。

(方法②による止水性評価)

変形過程において注入固結体の透水係数が急激に増加し始める時のひずみ $\varepsilon_{\text{kini}}$ は拘束圧依存性が強いことから、側圧比 $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f)$ と $\varepsilon_{\text{kini}}$ 時におけるせん断安全率 F_s の関係⁶⁾を図-10 に示す。 $\varepsilon_{\text{kini}}$ 時におけるせん断安全率 F_s は側圧比 $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f)$ と相関関係にあり、また側圧比 $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f)$ が小さいほど安全率 F_s は 1.0 に近づいている。

ここで、掘削時における注入範囲の応力状態は、トンネル掘削における周辺地山の主応力を示す式(9a), (9b)で求めることができる²³⁾。

$$\sigma_r = p_i + (p_0 - p_i) \cdot (1 - R^2 / r^2) \quad (9a)$$

$$\sigma_\theta = p_i + (p_0 - p_i) \cdot (1 + R^2 / r^2) \quad (9b)$$

ここに、

σ_r : 半径方向応力 σ_θ : 円周方向応力

p_0 : 初期地山応力 p_i : 支保内圧

R : トンネルの半径 r : トンネル中心からの距離式(9a)より求められる半径方向応力 σ_r は最小主応力 σ_3 であるので、注入固結体の粘着力 c_g 、内部摩擦角 ϕ より得られるモールクーロンの破壊基準から、最大主応力差（破壊時の主応力差） $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を求めることができる。また、注入改良範囲（トンネル切羽周辺）における側圧比 $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f)$ は図-11に示すようになる⁶⁾。図-11に示す切羽周辺の側圧比 $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f)$ から、各解析ケースの注入改良範囲における ε_{kin} 時のせん断安全率 F_s を図-10から求めることができ、解析結果のせん断安全率 F_s 分布と直接比較することによって止水性の評価が可能となる。掘削時の応力条件（応力開放率 50%）の側圧比 $(\sigma_3 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f)$ において、注入固結体の ε_{kin} 時におけるせん断安全率 F_s は、図-10より $F_s = 1.0 \sim 1.1$ の範囲にある。一方、解析結果のせん断安全率 F_s は、各ケース共に注入改良範囲の側壁部では $F_s = 1.0 \sim 1.25$ の領域にある。したがって、注入範囲の側壁部は湧水発生の危険性が大きいと考えられ、支保施工後も応力解放の進行に伴い湧水の可能性が避けられないことを示唆している。

c) 改良効果の予測と対策

解析結果に基づく改良効果の予測をまとめると以下のようになる。

注入改良範囲の力学的安定性と止水性の評価

応力開放率 50% の段階では、トンネル側壁部のごく近傍で $F_s < 1.0$ となるが、それ以外は力学的には比較的の安定 ($F_s \geq 1.0$) である。しかし、注入改良体の止水性が確実に維持され安定している状態ではなく、改良範囲が湧水の危険性を持っている可能性のあることが示唆される。特に透水係数が比較的小さく、注入固結体の大きさや連続性が得られにくい地盤条件においては、側壁部やインバート隅角部からの湧水の危険性が大きく、支保施工後も応力解放の進行に伴い湧水の可能性は避けられない危険性があると考えられる。

今後、吹付けコンクリートおよびロックボルトの支保内圧効果を確保するためには、湧水の危険性を回避する必要があり、そのためにはトンネル側壁部の改良範囲を拡幅する等の対策が必要である。

5. まとめ

本報告は、薬液注入工法における改良効果を設計・計画段階で事前に予測する評価方法についての提案を行い、具体的なモデル解析による事例を示したものである。提案する予測手法をまとめると以下になる。

(1) 力学的安定と止水性評価の予測を行うには、原位置での注入固結体強度の推定が必要である。本報告では、

過去に提案した注入固結砂粘着力 c の推定式を用いて推定粘着力 c_{pre} を求め、注入実験で得られた弾性係数 E_{50} とともに注入固結体の強度定数として設定した。

- (2) 注入改良範囲は、地盤条件による浸透性の違いが注入形態の差となる。改良効果を予測するためには、このような注入形態を考慮し、注入固結体部分と未固結な原地盤が混在した複合地盤として注入改良範囲全体を評価する必要がある。本報告では、複合材料理論を適用し、固結体体積比率 p を設定した注入改良範囲の地盤モデルを設定した。複合材料理論は透水係数をパラメータとし、 $k \geq 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の地盤に関しては Voigt 近似モデル、 $k < 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の地盤に関しては粒子分散型複合モデルを適用した。
- (3) 上記に示すように、注入改良範囲のモデル化を行った上で FEM 解析を行い、力学的安定と止水性の予測を行った。都市 NATM を解析モデルとして挙げ、注入改良範囲の応力状態と変形挙動をシミュレーションした。止水性の評価は、過去に提案した変形過程における止水性の評価方法を用い、せん断安全率 F_s あるいは最大せん断ひずみ γ_{max} と比較することによって透水係数が急激に大きくなり止水性が低下する範囲を予測した。

注入改良範囲の力学的安定と止水性を設計段階で予測することによって、施工時の状態を事前に評価することができる。また、FEM 解析を行うことによって掘削の段階に応じた改良効果の評価が可能であり、注入改良範囲の力学的安定性および止水性に関して、最もリスクを伴う時期と状態を予測することが可能である。これにより注入範囲や注入方法に対する検証が可能となり、注入の信頼性向上に繋がっていくものと考える。

謝辞：本研究を進めるにあたり、注入実験の多くにご指導とご助言をいただいた日本総合防水株式会社高橋則雄氏、鈴木浩氏には感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 森 麟、田村昌仁、小峯秀雄、小川雄二：薬液注入において浸透固結形を考慮した限界注入速度の決定方法、土質工学会論文集、Vol.33、No.3、pp.159～169、1993.
- 2) 宮本武司：薬液の浸透に伴う注入圧力変化と注入圧力～注入時間関係について：薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム論文集、(社)土質工学会、pp.161～168、1993.
- 3) 坪井直道：薬液注入工法の実際、鹿島出版会、pp.155～173、1976.
- 4) 小峯秀雄、田代勝浩：薬液により改良固結された砂の止水効果簡易評価法、第 30 回土質工学研究発表会論文集

- volume3, pp.2123～2126, 1995.
- 5) 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.
 - 6) 森川義人, 所 武彦, 高橋則雄 : 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, 土木学会論文集, No.582/III-41, pp.23～34, 1997.
 - 7) 川地 武, 喜田大三 : 薬液注入地盤における注入材の分布と注入効果, 土と基礎, Vol.35, No.5, pp.45～50, 1987.
 - 8) 三木光範, 福田武人, 元木信弥, 北條正樹 : 複合材料, 共立出版, pp.63～67, 1997.
 - 9) Voigt, W. : Ueber die Beziehung Zwischen den beiden Elastizitätsconstanten isotroper Körper, *Annalen der Physik und Chemie*, Vol.38, pp.573～587, 1989.
 - 10) Reuss, A. : Berechnung der Fließgrenze von Mischkristallen auf Grund der Plastizitätsbedingung für Einkristalle, *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, Vol.9, pp.49～58, 1929.
 - 11) Hashin, Z. and Shtrikman, S. : A variational Approach to The Theory of The Elastic Behaviour of Multiphase Materials, *J.Mech. Phys.Solids*, Vol.11, pp.127～140, 1963.
 - 12) Eshelby, J.D. : The Determination of The Elastic Field of an Ellipsoidal Inclusion, and Related Problems, *Proc.Roy.Soc.London*, Vol.A241, pp.376～396, 1957.
 - 13) Hill, R. : A Self-Consistent Mechanics of Composite Materials, *J.Mech. Phys. Solids*, Vol.13, pp.213～222, 1965.
 - 14) 大嶺 聖, 落合英俊, 吉田信夫 : 二種混合体モデルによるセメント改良土の変形・強度特性の評価法, 第3回地盤改良シンポジウム論文集, 材料学会, pp. 27～32, 1998.
 - 15) 三木光範, 福田武人, 元木信弥, 北條正樹 : 複合材料, 共立出版, pp. 70～75, 1997.
 - 16) 林 育 : 複合材料工学, 日科技連, pp. 530～531, 1971.
 - 17) 森川義人, 所 武彦, 高橋則雄 : 水ガラス系薬液により浸透注入された砂質地盤の粘着力の評価, Vol. 47, No. 2, pp. 148～151, 材料別冊, (社)日本材料学会, 1998.
 - 18) (社) 土木学会 : 都市NATMとシールド工法との境界領域—設計法の現状と課題ー, トンネル・ライブラリー第8号, pp. 19～23, 1996.
 - 19) Schultze, E. and Menzenbach, E. : Standard Penetration Test and Compressibility of Soil, Proc.5th ICSM, Vol.1, pp.527～532, 1961.
 - 20) Mori, A. and Tamura, M. : Effect of Dilatancy on Permeability in Sands Stabilized by Chemical Grout, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.96～104, 1986.
 - 21) 櫻井春輔 : 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, pp. 93～100, 1982-1.
 - 22) 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.
 - 23) (社) 土質工学会 : NATM工法の調査・設計から施工まで—現場技術者のための土と基礎シリーズ12-, pp. 12～21, 1993.

(2000. 3. 2 受付)

ESTIMATION METHOD ON THE MECHANICAL STABILITY AND WATER CUT-OFF CAPACITY OF SAND SOLIDIFIED BY CHEMICAL GROUTING

Yoshito MORIKAWA, Kakuichiro ADACHI, Ryozo YONEKURA
and Takehiko TOKORO

Chemical grouting is widely used as an efficient method for water cut-off or stability of ground on tunnels or excavations. However, the characteristics of grout permeation is dependent on the grain size distribution or other ground conditions, therefore, the prediction of improvement effect has been considered as the subject to be examined preferentially. In the present study, an evaluation method on the mechanical stability and water cut-off capacity is proposed using a quantitative prediction of cohesion of sand solidified by chemical grouting, and water cut-off capacity that is the function of strains. Finite element analyses are conducted on the NATM tunnel construction project to evaluate the proposed method, and the usefulness of the method is demonstrated.