

投稿論文 (和文報告)
TECHNICAL
REPORT

都市NATMにおける薬液注入による砂質地山の強度・止水性改良の効果確認調査例

福島伸二*・望月美登志**・畑山勝明***・青木利昭****

本報告は泥岩と被圧水のある砂質土の互層からなる地山中に土被りの浅いトンネルをNATMで掘削する際に、砂層からの湧水と流砂現象を防止するために採用された薬液注入工法の地山強化と止水性の改良効果を確認するために実施した調査結果である。調査は掘削中の切羽から不攪乱状態で採取した地山要素試料を用い、止水性は透水試験により、また強度増加を三軸圧縮試験により確認することにより行った。

Key Words: grouting, tunnel, sandy ground, NATM, waterproof, strength, triaxial compression test, permeability test

1. まえがき

地下水位以下の砂質地山に都市NATMでトンネルを掘削する場合、砂層からの湧水と流砂現象による切羽崩壊を防止するために補助工法として薬液注入工法（地山強化と止水性の改良）が採用されることが多い。しかしこの薬液注入工法による砂質地山の強化と止水性の改良効果を調べた例は比較的少ない。

そこでここでは泥岩と滞水砂層の互層からなる地山内に都市NATMで掘削したトンネルで採用した薬液注入工法の効果を掘削中の切羽から不攪乱状態で採取した地山試料を用い地山強化を三軸圧縮試験により、止水性を透水試験により調査した事例を紹介する。透水試験は供試体の準備・試験手順を三軸圧縮試験と共通にして三軸セル内で各圧密応力ごとに三軸圧縮試験の最終圧密状態まで段階的に実施し、拘束圧下での透水性を求めた。また三軸圧縮試験はこの透水試験終了後に実施した。この方法の利点は同一の供試体から地山強化の改良効果の指標となる強度パラメータ（粘着力 c ・内部摩擦角 ϕ ）と止水性改良の指標である透水係数が求められることである。この調査はトンネル延長にわたっての薬液注入による改良効果のパラッキや注入材・注入方法による相違を調べるために一定区間掘削ごとに実施した。

なお調査に使用した試験システムは採取した地山試料の水分変化、運搬による堆積構造の乱れあるいは試験結果の施工への迅速な反映のために現場事務所に設けられた土質試験室に設置し、試験はすべてここで実施した。

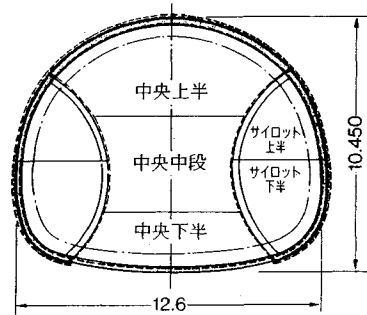


図-1 トンネル標準断面

2. トンネルおよび薬液注入工法の概要

トンネルの標準掘削断面は図-1に示すように比較的大きく（約 110 m^2 ）、また地表には住宅密集地や河川（最小土被り 7 m ）・道路（土被り約 10 m ）や鉄道（新幹線：土被り約 17 m ）があり地中変位・地表面沈下を最小限に抑える必要がある。地山の地質は図-2に示すように泥岩層と砂層の互層からなり、このうち泥岩は比較的高い強度（ $q_u=30\sim 60\text{ kgf/cm}^2$ ）を有しているが、砂層は被圧水のある細砂からなっている。この砂層の粒度曲線の範囲と物理特性を図-3に示す。この図中の点線の範囲¹⁾は流動化しやすい粒径範囲を示している。これよりこの砂層は非常に密な状態（ $D_r\approx 100\%$ ）にあるものの均等係数が小さく細粒分含有率（FC： $75\ \mu\text{m}$ 以下含有率）も少ない上に粒径が流動化しやすい範囲内にあるので、砂質地山は自立性が悪く未改良のままでは流砂現象による切羽崩壊が発生しやすい状態にあることがわかる。このためトンネル掘削は地山の変化に柔軟に対応でき、地質条件の悪い地山への対応性に優れたNATMによるサイロット工法を採用した。補助工法は砂層からの湧水と流砂現象の防止のための薬液注入工法の他に以下の対策工を採用した。地下水位低下工法はディープ

* 正会員 工博（株）フジタ技術研究所土木研究部

** 正会員 工修（株）フジタ技術研究所土木研究部
（〒224 横浜市都筑区大瀬町74）

*** 正会員（株）フジタ横浜支店帷子川T（作）所長

**** 正会員 東海旅客鉄道（株）建設工事事務所土木工事課

時代	地層名	記号
第 四 紀	沖積層	B
	新期ローム	Lm
洪 積	多層ローム	T Lm
	粘性土	Dc ₁
	浮石	Pm
	砂質土	DS ₁
	粘性土	Dc ₂
	砂質土	DS ₂
第 三 紀	泥岩	Tm
	砂質土	Ts

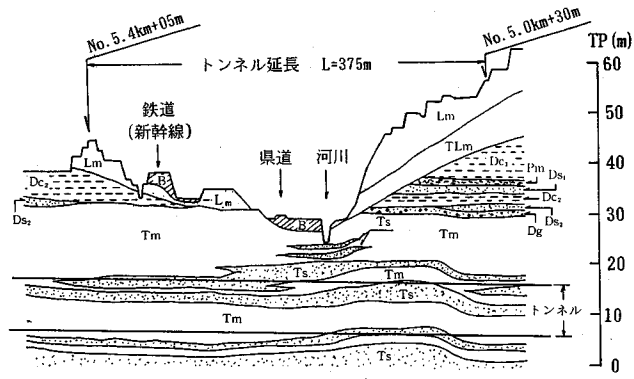


図-2 トンネル地質縦断面概略図

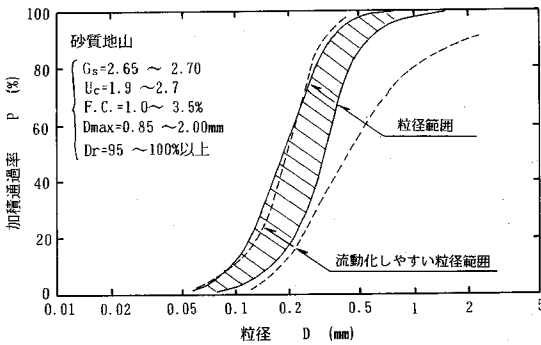


図-3 砂質地山の粒度曲線と物理特性

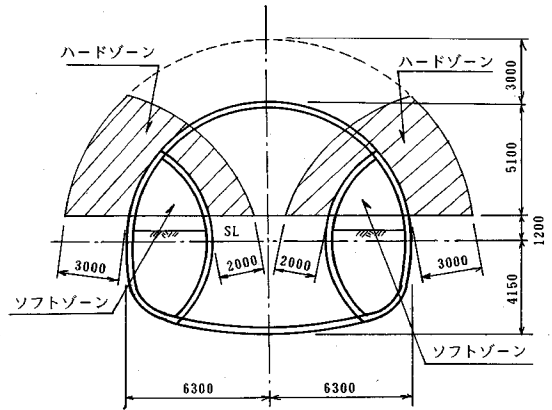


図-4 (a) 左右サイロット上半部の改良範囲

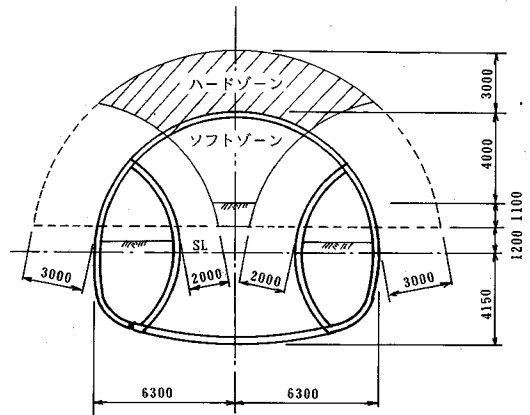


図-4 (b) 中央上半部の改良範囲

ウェルを4か所を実施したが、これは地表に住宅などが密集しているため必ずしも効果的な位置に設けられないので、さらに切羽から水抜きボーリング ($\phi 90 \text{ mm} \times 150 \text{ m}$) を約100本実施した。また土被りが浅い区間における上半部の細砂層の崩落対策として左右サイロット部は注入式フォアパイプ ($l=3.0 \text{ m}$ のウレタン注入)、中央部はミニパイプルーフ工法 ($\phi 101.6 \times t 3.2 \times 14 \text{ m}$ の鋼管とセメント注入) をそれぞれ採用した。

薬液注入工法の採用に当たっては泥岩層と滞水砂層の互層からなる地山の強化と止水性の向上のために地盤特性・透水性の異なる互層地盤でもその境界部を薬液が逸走しないようにゲルタイムの異なる溶液型注入材による瞬結・緩結複合注入が可能な2重管ロッド工法を採用した。注入材は砂質地山への浸透性能に優れた水ガラス系溶液型注入材とし、土被りの深さにより以下の2種類を使い分けた。土被りの比較的深い区間にはシリカゾルグラウト (ハードライザー：無機) を使用した。この場合の標準配合 (比例注入2:1) を表-1に示す。改良範囲は図-4 (a) (b) にそれぞれ示すように左・右サイロット上半部あるいは中央上半部の掘削部分の地山強化ゾーン (ソフトゾーン) とその外周約3m厚に止水ゾーン (ハードゾーン) を形成するように計画した。注入孔の配置は扇状にロッド間の最大離れを1.2mピッチと

なるように同心円配置し、注入ステップ長は25cmとした。この時の注入圧は砂層あるいは泥岩層など地山の種類、土被りそして湧水圧などにもよるが15~25 kgf/cm^2 程度になるように管理した。また土被りの浅い区間では注入による地盤変状が発生しないように低い注入圧でも浸透性に優れている低粘性の炭酸水グラウト (ニトックスグラウト) を使用した。炭酸水グラウトの標準配合を表-2に示す (比例注入1:1)。改良範囲の

表-1 シリカゾルグラウトの標準配合と注入条件

条件	瞬結タイプ ハードライザー : S-3		緩結タイプ ハードライザー : L-3	
	A 液	C 液	A 液	B 液
注入剤配合	シリカゾルIII 200.0ℓ	C剤(瞬結剤) 15ℓ	シリカゾルIII 200.0ℓ	B剤(緩結剤) 2.0 kg
	珪酸 54.0ℓ	水 85ℓ	珪酸 54.0ℓ	K剤 10.0 kg
	中和剤 15.8ℓ		水 88.0 ℓ	
	水 130.2ℓ		水 130.2ℓ	
ゲルタイム	約3秒以下(17°C)		約3分以下(17°C)	
注入率 λ (%) ($Q = \lambda \cdot V$)	砂層	4%	19%(ソフトゾーン) 23%(ハードゾーン)	
	泥岩	4%		
注入圧	最大 $p_{GR} = 15 \sim 25 \text{kgf/cm}^2$			

表-2 炭酸水グラウトの標準配合と注入条件

条件	瞬結タイプ 炭酸グラウト		緩結タイプ 炭酸グラウト	
	A 液	C 液	A 液	B 液
注入剤配合	ニトックス 250.0ℓ	硬化剤	ニトックス 250.0ℓ	硬化剤
	水 250.0ℓ	炭酸水 500ℓ (炭酸濃度 3.2%)	水 250.0ℓ	炭酸水 500ℓ (炭酸濃度 2.0%)
ゲルタイム	5秒以下(17°C)		50~70秒(17°C)	
注入率 λ (%) ($Q = \lambda \cdot V$)	砂層	4%	19%(ソフトゾーン) 23%(ハードゾーン)	
	泥岩	4%		
注入圧	最大 $p_{GR} = 8 \sim 20 \text{kgf/cm}^2$			

設定、あるいは注入ピッチ・ステップ長などの注入条件はシリカゾルグラウトの場合と同じにしたが、注入圧の管理値は8~20 kgf/cm²程度に設定した。実際の注入実績はシリカゾルグラウトの施工区間では平均して設計量の80~90%であったが、炭酸水グラウトの施工区間では注入圧を低く設定しているため設計量の約50~60%程度であった。また注入工事の地盤変状は県道付近の土被りの浅い区間でわずかの浮き上がりが見られたが全体的に無視できるものであった。これは注入圧力の設定が適正であったことにもよるが、主に強度の大きい泥岩層が存在しているためと思われる。

3. 改良効果確認法

不攪乱状態で採取した地山試料の三軸圧縮試験・透水試験は地山の要素としての強度・透水特性を調べられるので薬液注入による改良効果の定量的評価が可能であるが、数多くの試験が難しく、ある位置での試験結果が地山改良部の代表的な特性を示しているか否かは判断しにくい。そこで、試験はある一定区間掘削毎(約20~30m)に、あるいは地山が急変する部分や注入条件(薬液の種

類・注入圧・ゲルタイム)を変えた時に実施し、トンネルの工事延長にわたる平均的な改良効果を確認することにした。

本報告で使用した三軸圧縮・透水試験システムを図-5に示す。この試験システムは供試体(地山要素)の圧密応力下での透水試験が可能なもので^{2),3)}、三軸圧縮試験と同じキャップ・ペダスタルを使用し、さらに供試体断面を水が一様に流れるようにその上・下端面の全面にフィルターの役目をするポーラスストーン(透水係数 $k_F = 5.6 \sim 6.1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$)を設置している。供試体の上・下端面はそれぞれ圧力ピュレット(A, B)に連絡しておき、透水試験時にはこれらの圧力ピュレット間に水頭差を設けてピュレットA内の水を供試体下端から上向きにピュレットBに流す。供試体と両ピュレットを連絡するチューブは水頭損失のないように通常の三軸圧縮試験よりも内径の大きいものを使用した。透水係数は図-5より両ピュレットの断面積を同じ($a = a_A = a_B$)にし次式から計算できる。

$$k = 2.303 \cdot h_s \cdot a \cdot \log_{10}(H_1/H_2) / 2 \cdot A_s \cdot (t_2 - t_1)$$

ここで H_1 と H_2 はそれぞれ試験の開始時と終了時の

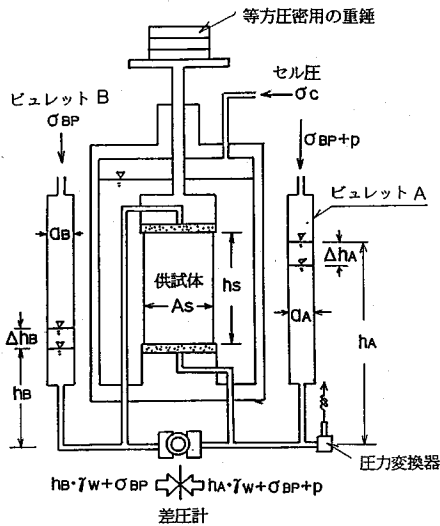


図-5 三軸圧縮試験・透水試験システム

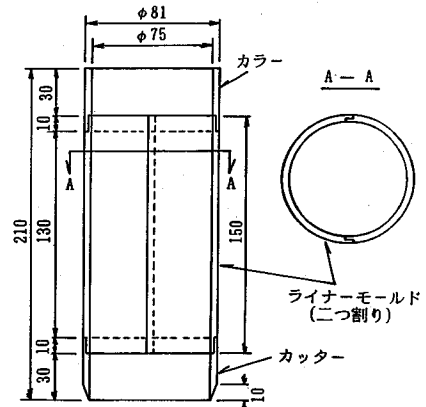


図-6 ライナーサンプラー

両ピュレット A と B 間の水頭差を、 t_1 と t_2 はそれぞれ試験の開始時と終了時の時間を、また h_s と A_s はそれぞれ供試体の高さと同断面積である。

透水試験は三軸圧縮試験のせん断開始時の圧密拘束圧まで各圧力レベル ($\sigma_3=0.2 \rightarrow 0.5 \rightarrow 1.0 \text{ kgf/cm}^2 \dots$) 毎に 2 回実施し、透水係数は上式から計算した平均値を採用した。三軸圧縮試験は最終圧力レベルの透水試験後に、セル圧一定のまま排水条件で変位制御 (変位速度 $ds_a/dt=0.12\%/min$) でせん断した。せん断は供試体が破壊するか、あるいは軸ひずみが $\epsilon_a=15\%$ に達するまで続けた。この時供試体には飽和度を高めるために炭酸ガス (CO_2) を流した後に背圧 $\sigma_{BP}=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ を加えた。飽和度の確認は B-値を測定し $B \geq 0.96$ を確保した。また供試体は上・下両端面のポーラスストーンによる端面摩擦の影響が少ないとされる高さ・直径比を $h_s/d_s=2.0$ ($h_s=15 \text{ cm}$, $d_s=7.5 \text{ cm}$) とした。

切羽からの不攪乱試料の採取は未改良部と改良部とで以下に示すように別々の方法で行った。

(1) ライナーサンプラー法 (未改良部)

未改良部の試料は自立性がないので採取する地山部を不飽和状態にした後、地山表面にライナーサンプラーと呼ばれる図-6 に示すような内径 75 mm / 肉厚 3 mm / 長さ 150 mm の二つ割りの薄肉ステンレスパイプ (ライナーモールド) の上・下端にカラーとカッターを取りつけて貫入させて採取した。それからカッターとカラーをとり、両端面をカットし平らに整形しアクリル円盤で保護してからそのまま冷凍庫内 (-10°C) で凍結させて供試体とした。

(2) ブロックサンプリング法 (改良部)

薬液注入により改良した試料は切羽地山から標準寸法が直径 $d_s=7.5 \text{ cm}$ 、高さ $h_s=15 \text{ cm}$ の円柱供試体を採

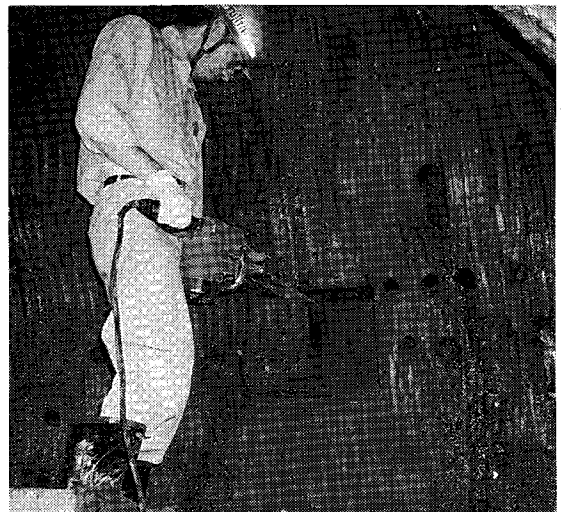


写真-1 チェーンソーによる改良部からのブロック状試料の採取状況

取できる程度の大きさのブロック状の試料 (幅と奥行きが 15~20 cm、高さ 20~25 cm) をチェーンソーにより切り出した (写真-1 にチェーンソーによるブロック切り出し状況を示す)。供試体はこのブロック状試料からトリマー等で所定寸法の円柱を整形して作製した。

ここで通常使用されるモールドタイプの透水試験⁴⁾を使用しなかったのは採取・整形した供試体の直径とモールドの内径を同じにするのが難しくモールド・供試体間に水みちとなる隙間ができる可能性があること、供試体の応力状態が不明確でかつ供試体を完全飽和状態にするのが難しいことなどの問題があるからである。つまり水みちがあれば透水性を過大評価したり、また供試体が不飽和状態にあると透水性を過小評価するなど正確な評価が難しいからである。これに対してこの三軸セルを利用した拘束圧下での透水試験の利点は供試体はゴムスリーブで包まれているので水みちができず、供試体の応力状態が明確であること、背圧が加えられるので供試体を高

い飽和状態にできること、そして透水試験後に三軸圧縮試験が可能なことである。また供試体の寸法について考えると地山の平均的な改良効果を知るには注入性状の不均一性がある程度含めた状態での試験が可能で、大寸法の供試体が有利であり、特に最大粒径が大きい地山の場合や注入形態が脈状注入が支配的な場合に使用される⁵⁾。しかしここで対象とした砂質地山は、層厚が薄く平均で40~50 cm程度で大寸法の供試体を採取しにくいこともあるが、最大粒径が図-3の粒度曲線に示したように $D_{max}=0.85\sim 2.0$ mm程度の粒径のそろった細砂であるためその注入形態は主に浸透注入になると考えられる。したがってここで採用した供試体寸法 ($h_s=15$ cm/ $d_s=7.5$ cm) であっても十分精度の高い注入による強度・止水性の改良効果の評価が可能と思われる。

4. 試験結果

(1) 三軸圧縮試験結果 (地山強化)

図-7 (a) に横坑部の未改良部から採取した地山試料の応力-ひずみ関係(偏差応力・体積ひずみ-軸ひずみ)の一例を、また図-7 (b) にはこれらの応力-ひずみ曲線の最大偏差応力 ($\sigma_1-\sigma_3$)_{max} から描いた各拘束圧における Mohr の応力円をほぼ包絡する直線から求めた強度パラメータ (粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ) の例を示してある。未改良部の試料の応力-ひずみ特性は相対密度が $D_r=100\%$ に近い状態にあるため非常に密な砂の挙動を示している。また最大偏差応力 ($\sigma_1-\sigma_3$)_{max} は拘束圧が高いほどより大きなひずみで発生している ($\epsilon_{1r}=2\sim 5\%$)。これらの最大偏差応力 ($\sigma_1-\sigma_3$)_{max} の Mohr の応力円の包絡線を直線近似して求めた強度パラメータはそれぞれ $c=0.08$ kgf/cm², $\phi=44.4^\circ$ である。

図-8 (a) (b) にはシリカゲルグラウトによる改良部 (調査位置: No. 5.1 km+58 m) から採取した地山試料の応力-ひずみ関係、Mohr の応力円の一例をそれぞれ示してある。この図から薬液注入により改良した砂の応力-ひずみ特性は未改良地山のものとは異なった挙動を示し、発揮される偏差応力はより小さい軸ひずみ ($\epsilon_{1r}=1\sim 2\%$) で最大値に達しその後急激な減少をしている。また応力-ひずみ曲線は未改良地山で見られるような拘束圧に対応した関係を必ずしも示さないが、これは地山の透水性・密度の非一様性などに起因する薬液の注入性状の非一様性を反映したものと考えられる。改良部の強度パラメータを未改良部の場合と同様に応力-ひずみ曲線の最大偏差応力 ($\sigma_1-\sigma_3$)_{max} から描いた Mohr の応力円の包絡線を直線近似して求めると

$$c_G=0.85 \text{ kgf/cm}^2, \phi_G=48.5^\circ$$

になる。図-9 にこのようにして求めたトンネル延長方向に沿う各調査地点における薬液注入による効果の指標

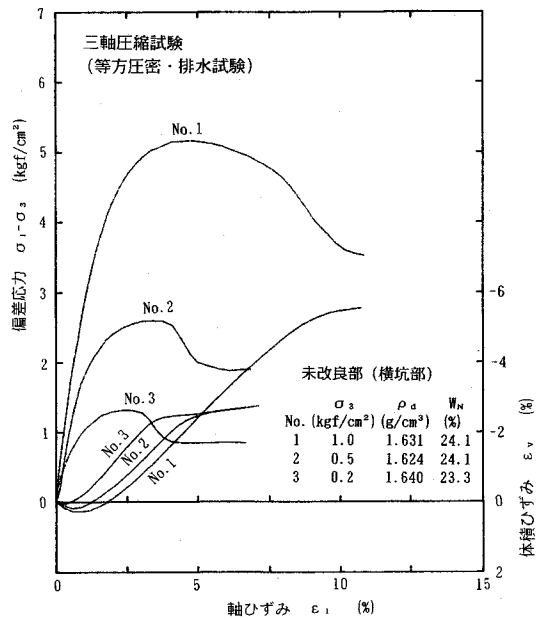


図-7 (a) 未改良部の応力-ひずみ関係 (横坑部)

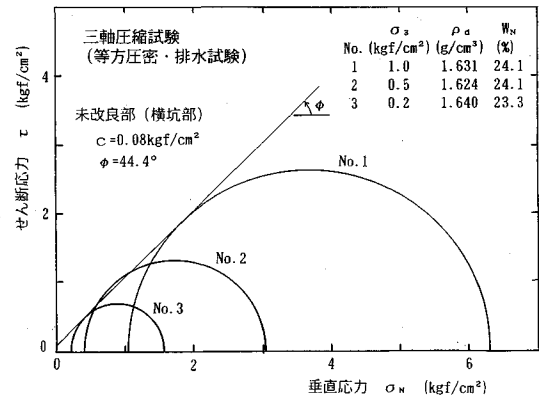


図-7 (b) 未改良部の Mohr の応力円 (横坑部)

となる強度パラメータ (c_G , ϕ_G) の変化を示してある。

改良部の強度パラメータは薬液の注入性状などの非一様性をもつ複数の供試体から求めているので単純な数値的比較するには問題があるが、一般的特性として図-7の未改良部の結果と比較すると改良部の強度特性は内部摩擦角の増加よりも粘着力の増加が著しいことがわかる。一般に薬液注入をした土は内部摩擦角はそれほど増加せず粘着力が大幅に増加する傾向にあるが、このことは浸透注入が支配的な砂質土に成り立つようである。このことから薬液注入により改良した砂質地山の内部摩擦角は注入された薬液の不均一性の影響を受けにくいと考えられる。そこでこの薬液注入による改良効果のバラツキの範囲を粘着力のみに着目して以下のように扱うことも可能であろう。

図-10 に概念的に示すように注入した地山のうち改

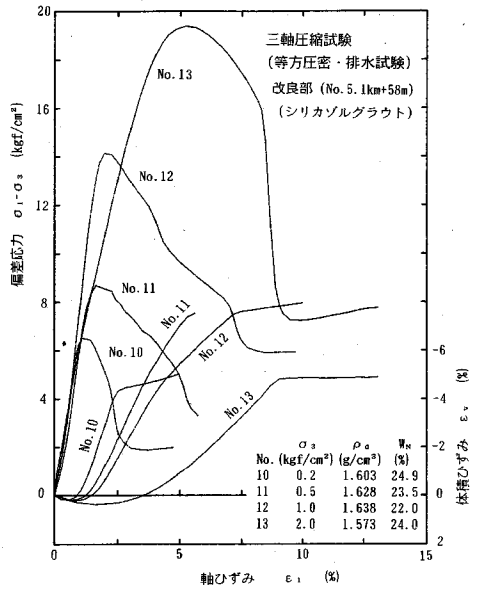


図-8 (a) 改良部の応力-ひずみ関係 (No. 5.1 km + 58 m)

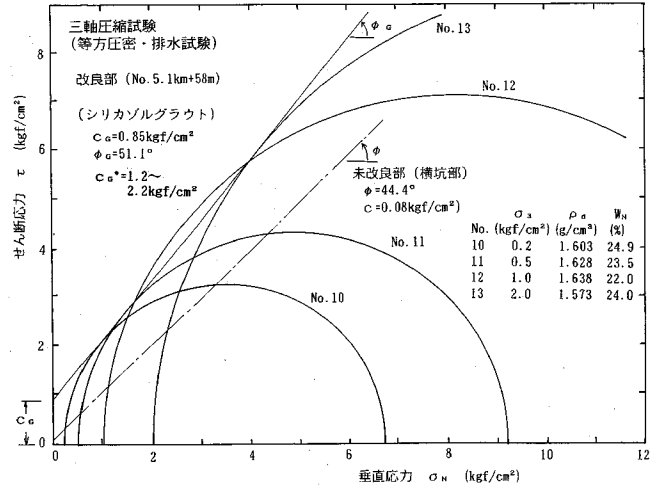


図-8 (b) 改良部のMohrの応円 (No. 5.1 km + 58 m)

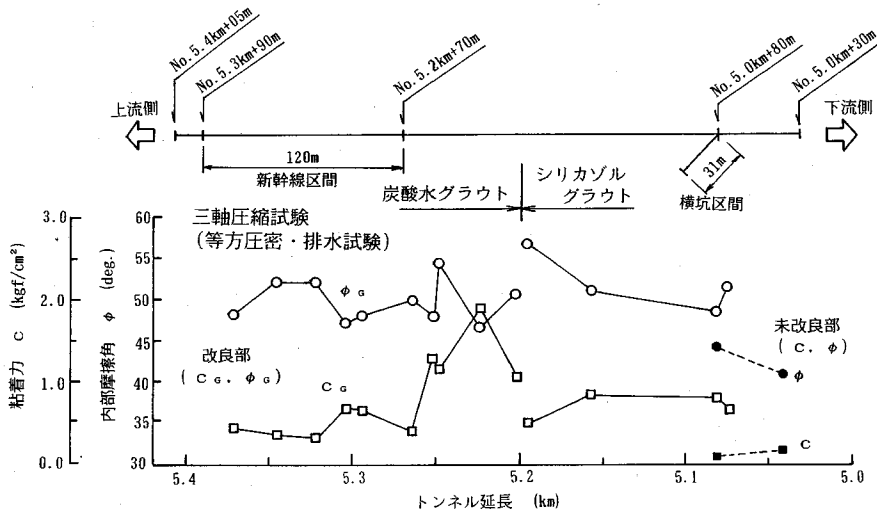


図-9 トンネル延長の各調査位置での強度パラメータ

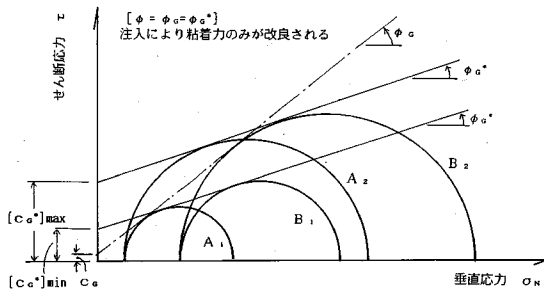


図-10 粘着力のみに着目した注入効果 (概要図)

良効果が低い地山からの供試体の組み合わせ (A_1 , B_1) と改良効果の高い地山からの供試体の組み合わせ (A_2 , B_2) を考えると、たまたま試験結果が A_1 と B_2 の供試体であった場合の Mohr の応力円から得られる破壊線から得られる強度パラメータは内部摩擦角は過大評価するが粘着力は過小評価してしまい、注入性状のバラツキの影響を正確に評価できない問題がある。このため改良地山の内部摩擦角 (ϕ_c あるいは ϕ_δ) と未改良地山の内部摩擦角 (ϕ) は注入性状の非均一性の影響は受けず

$$\phi = \phi_c = \phi_\delta$$

として扱い、各拘束圧における Mohr の応力円に接する未改良地山の内部摩擦角と同じ傾きを持つ直線の切片が

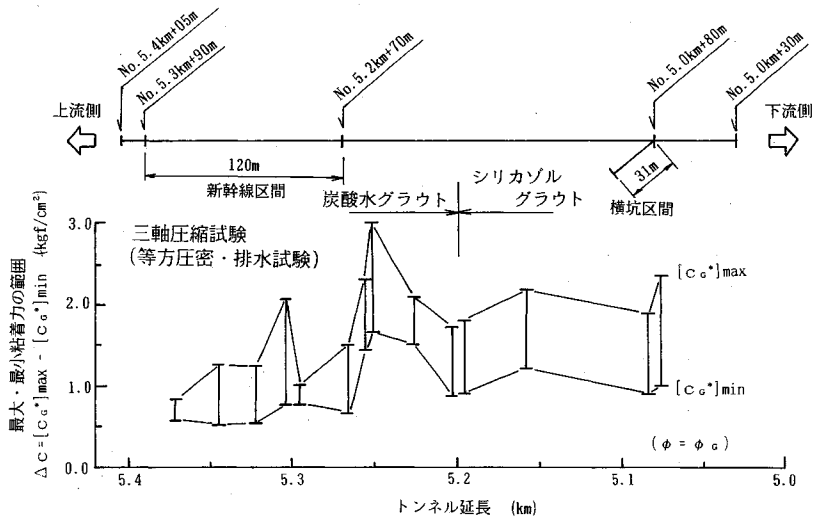


図-11 トンネル延長の各調査位置での $c\sigma$ のバラツキ範囲

ら求めたうちの最大粘着力 $[c\sigma]_{max}$ と最小粘着力 $[c\sigma]_{min}$ の幅 ($\Delta c\sigma = [c\sigma]_{max} - [c\sigma]_{min}$) を注入性状による改良効果のバラツキの範囲とする。

図-11 はトンネル延長に沿う各調査地点のこのようにして求めた $c\sigma$ の範囲 ($[c\sigma]_{max} \sim [c\sigma]_{min}$) を示している。図-9, 図-11 からトンネル延長に沿っての注入による地山強度の改良効果を見ると、両グラウトとも地山の粘着力は $c\sigma \geq 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ になり切羽自立に十分なレベルまで改良されていることがわかる。また $[c\sigma]_{max} \sim [c\sigma]_{min}$ による改良効果のバラツキはかなり大きく最大値 $[c\sigma]_{max}$ は最小値 $[c\sigma]_{min}$ の倍近い値を示している。

図-12 に薬液注入による剛性の増加をみるために一軸圧縮試験における変形係数 E_{50} に相当する最大偏差応力 $[(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}]$ の $1/2$ における割線係数 $E_{50} [= (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} / 2 / \epsilon_{50}, \epsilon_{50} : (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} / 2 \text{ 時の軸ひずみ}]$ を両対数グラフ上にプロットしてある。この図から注入により多少のバラツキはあるが地山の剛性は大幅に増加 (5~10 倍程度) すること、また改良の有無に関係なく両対数上でほぼ直線関係にあること ($E_{50} = E_0 \cdot \sigma_3^N, N$: 直線の傾き, $E_0 : \sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ における E_{50} の値) がわかる。

後述するように改良地山は圧密拘束圧 (σ_3) が高くなると透水性が低下するために同じ排水状態でせん断を受けても拘束圧レベルの高い試験ほど部分的に非排水状態になり過剰間隙水圧が発生するなど強度を過大評価してしまう可能性がある。供試体の透水性から考えると非排水条件でのせん断の方がよいかも知れないが、効果の比較を行うのに排水条件の差が影響しないよう未改良砂と同じ排水条件とした。このため供試体が排水状態になるように間隙水の排水は供試体両端から行い、またせん断速度も通常の三軸圧縮試験よりも低めに設定した。図-

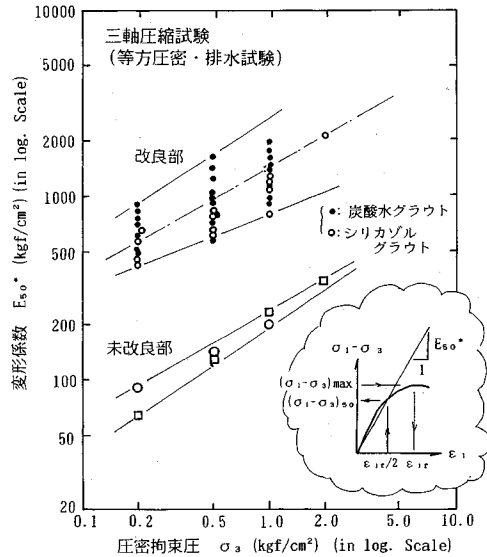


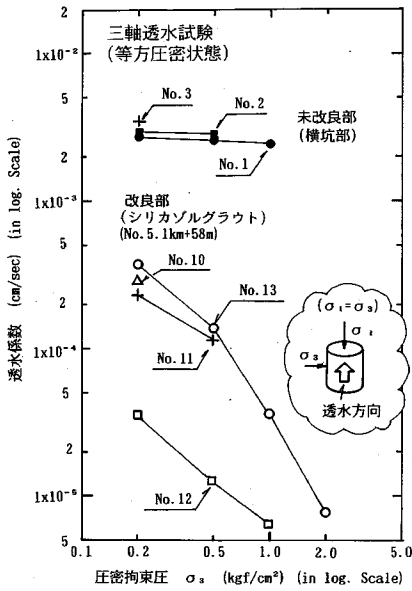
図-12 変形係数 E_{50} ~ 拘束圧 σ_3 関係の両対数プロット

8 (a) に示した改良地山の試験から得られた体積変化は図-7 (a) に示した未改良地山の体積変化と似た傾向を示しており、改良地山の試験においても未改良地山の試験と同様な排水条件が満足されているようである。

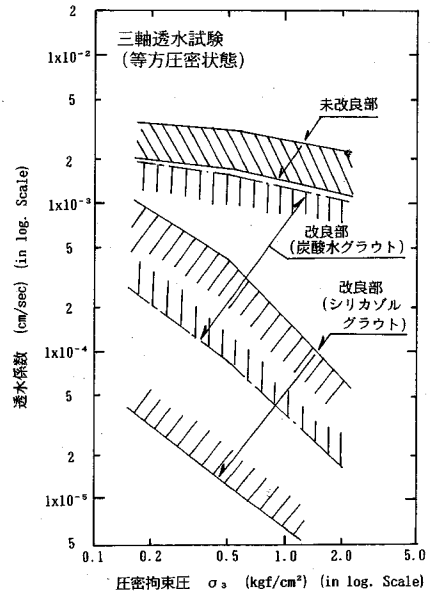
(2) 三軸透水試験 (止水性)

図-13 (a) に図-7, 8 に示した地山試料の透水係数と圧密拘束圧の関係を、図-13 (b) には調査したすべての試験から得られた同様の関係がとるデータ範囲をそれぞれ両対数グラフ上にプロットしてある。また図-14 にはトンネル延長方向の $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ における透水係数の範囲 ($[k_{0.5}]_{max} \sim [k_{0.5}]_{min}, [k_{Co.5}]_{max} \sim [k_{Co.5}]_{min}$) を示してある。

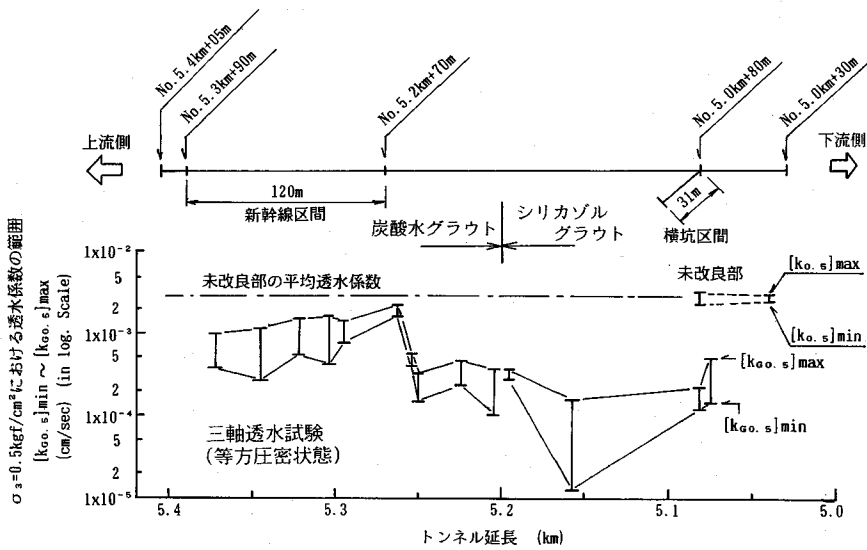
未改良部の砂の透水係数は圧密拘束圧 $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$



図一13 (a) 透水係数と拘束圧の関係



図一13 (b) 改良部・未改良部の透水係数の範囲



図一14 トンネル延長の各調査位置での透水係数の範囲 ($[k_{0.5}]_{max} \sim [k_{0.5}]_{min}$)

cm²における値 ($k_{0.5}$) で考えるとほぼ

$$k_{0.5} = 2.0 \sim 3.5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

程度である。これに対して改良部の透水性は注入材により異なり、シリカゾルグラウトの場合には未改良部よりほぼワンオーダー低下する (1/10) が、炭酸水グラウトではこれより低下の程度は小さい。この注入材による差は注入材そのものの差にもよるが、注入圧やゲルタイムにも関係するものと考えられる (これらの要因のうちどちらが支配的であるかはわからない)。つまり炭酸水グラウトの場合には注入圧が低く実際に注入されたのは設計量の 50~60% 程度で十分な量が浸透していないこと

や、またゲルタイムが短いため注入材が遠くまで浸透せずに固結してしまうことから、注入点を中心とした球状の改良部のオーバーラップが不十分で様な止水ゾーンが形成されにくい傾向があるものと思われる。しかし炭酸水グラウトによる改良部の切羽は切羽面からの浸水箇所がみられたが切羽崩壊もなく掘削に支障のあるようなことはなかった。このことと 4. (1) の結果と合わせて考えると、地山が切羽自立に十分なレベルまで改良されていても止水性に問題が残ることがあり、より確実な止水性の改良のためには地山強化の場合よりもさらに様な改良ゾーンの形成が必要であることがわかる。

次に改良部が示す透水係数の範囲をみると未改良部の透水係数の範囲よりも大きいのが、これは未改良部の透水係数の範囲が地山がもつ不均一性を反映したものであるのに対して改良部のそれは地山の不均一性に加えて薬液の浸透性状の不均一性も反映しているためと考えられる。切羽面の目視観察によると、砂質地山であっても注入形態はすべて一様な浸透注入ではなく、部分的には脈状注入部分も存在する。そしてこの脈状注入部は透水経路を遮断するような注入形態であるので、この部分の地山の止水性は高く地山の透水性のパラツキはこの脈状部分の占める割合の多少により生じるものと考えられる。また改良部の透水性は未改良部のそれよりも透水係数の拘束圧依存性が強くなっているが、粒子間の空隙が薬液の浸透により充填され、圧密による間隙減少の影響が未改良砂に比較して強く現れるためと考えられる。

5. あとがき

ここでは泥岩と砂層の互層からなる地山中に土被りの浅いトンネルを NATM で掘削する時に、被圧水のある砂質地山の切羽崩壊と流砂現象の発生を防止するために採用された薬液注入の地山強化・止水性の改良効果の調査事例を報告した。対象としたトンネルはその地表部が住宅密集地であり地表面からのトンネル軸線付近でのボーリング調査が用地的に実施しにくいので、切羽から不攪乱状態で採取した地山要素試料の三軸圧縮試験と透水試験により調査した。この調査結果により以下のことがわかった。

注入による改良地山の強度特性は未改良地山に比較して内部摩擦角の増加は少ないが、粘着力は大幅に増加する。また改良部の透水性 ($k=2.0\sim 5.0\times 10^{-3}\text{cm/sec}$) は薬液注入により低下するが、注入材により差が見られ、シリカゲルグラウトでは未改良の場合の約 10 分の 1 に透水性が低下しているのに対して炭酸水グラウトではこれより低下の程度は小さい。この注入材による差は注入材そのものの差もあるが、注入圧やゲルタイムにも関係

しているものと考えられる(ただしこれらの要因のうちどちらが支配的であるかはわからない)。しかし炭酸水グラウトによる改良部の切羽の状況は切羽崩壊もなく掘削には支障なかった。このことは地山が切羽自立に十分なレベルまで強化されていても止水性に多少の問題が残ることもあり、より確実な止水性の改良のためには地山強化に比較してより一様な改良ゾーンの形成が必要であることがわかる。

最後に実際の切羽掘削における薬液効果について、以上のような定量的な評価ではなく、施工性や地盤変状面から簡単に触れてみる。砂質層が比較的厚い箇所や、地盤変状が発生しやすく慎重な注入圧の管理が必要であった土被りの浅い河川通過区間では掘削中の切羽面の所々から水が滲み出ることがあったものの、大量の湧水や切羽崩壊のような掘削作業に支障になることはなかった。また掘削に伴う地表面沈下や天端沈下はすべて許容範囲内に納まり、重大な地盤変状による近接構造物への悪影響もないまま全区間の施工を終了できた。以上、ここで採用した薬液注入工法が被圧水下の砂質地山の強度増加と止水性改良による切羽安定だけでなく、掘削時の施工性や地盤変状抑制面でも有効であったと考えている。

参考文献

- 1) 齊藤迪孝：アーストンネルの地質調査(2)、トンネルと地下、Vol. 6, No. 7, pp. 49~57, 1975.
- 2) Fukushima, S. and Ishi-i, T.: Experimental Study of the Influence of Confining Pressure on Permeability Coefficients of Filldam Core Material, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 4, pp. 32~46, 1986.
- 3) 福島伸二・望月美登志・香川和夫：三軸セルを用いた深い地盤の透水性調査法、土木学会論文集, No. 445/Ⅲ-18, pp. 127~133, 1992.
- 4) 土質工学会編、【土質試験の方法と解説：第 6 編透水試験・圧密試験】、第 1 章土の透水試験, pp. 271~288, 1990.
- 5) 福島伸二・川畑則雄・熊谷光雄・増田幸三：土かぶりの浅い軟弱地山トンネルにおける切羽安定化のための薬液注入の効果、土と基礎、Vol. 38, No. 12, pp. 47~52, 1990. (1994. 1. 18 受付)

INVESTIGATION OF GROUTING EFFECTS TO IMPROVE STRENGTH AND WATER-PROOF OF GROUND IN SHALLOW TUNNEL EXCAVATING BY NATM

Shinji FUKUSHIMA, Yoshitoshi MOCHIZUKI, Katsuaki HATAYAMA and Toshiaki AOKI

Face stability is one of most important factors to excavate safely a shallow tunnel by NATM in a sandy ground under water level. The results of a investigation aimed at evaluating the improvement effect of a sandy ground in tunnel improved by chemical grouting are presented herein. In this investigation, the permeability test and the triaxial compression test in triaxial cell were used to determine the permeability and the strength of undisturbed specimens obtained by the block sampling method from the improved sandy ground in tunnel face.

The results showed the followings.

- (1) The grouting had sufficiently the effect to improve the strength and the waterproof of the sandy ground under water level.
- (2) The laboratory tests of the undisturbed specimen gained by block sampling in this report were useful to evaluate the grouting effect.