



技術レポート

大口径ダクタイトイル管による 送水トンネルの改修工事

横浜市水道局工事部設計課

課長 浅川 勝彦

1. はじめに

横浜の水道は、昨年、近代水道として創設100周年を迎え、多くの方々のご協力をいただいて各種記念事業を無事終了し、101年目への第一歩を踏み出したところである。

この水道新世紀を歩み出すにあたって、本市では従来の導水施設・浄水施設・配水拠点などの各整備事業を集約して基幹施設整備事業と改め、従来からの配水管整備事業とともにライフラインとしての安定給水確保のためさらに計画的な施設の整備・拡充を進めることとした。

ここに紹介する送水トンネルのダクタイトイル管による改修工事は、配水拠点整備事業として昭和61年度より同62年度にかけて実施したものである。たまたま100周年を迎える年に完成を見た工事のひとつとなったが、類似工事の施工にあたり多少なりとも参考になれば幸いである。

2. 送水トンネルの概要

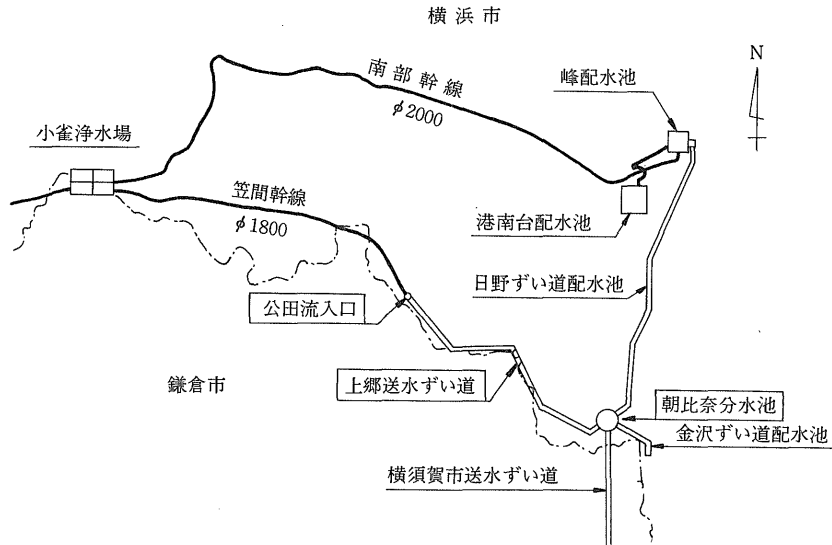
この送水トンネルは、本市と横須賀市との共同施設として、第6回拡張工事（馬入川取水事業）により小雀浄水場から横須賀市および本市の南部方面に日量48万3,900 m^3 を送水するため建設された施設の一部で「上郷送水ずい道」と呼び、昭和37年に完成した自由水面を有する無筋の水路トンネルである。

その位置は、本市の南西端、鎌倉市界にもあたり、標高80～120mの丘陵部を両市界の分水嶺を縫うような線形で縦貫している。

トンネルの上流は浄水場内配水池からの呼び径1800mmの管路であり、トンネル入口には「公田(くでん)流入口」、下流出口には横須賀市ならびに本市の金沢区および港南区方面への分水地点として「朝比奈分水池」が設置されている。(図1参照)

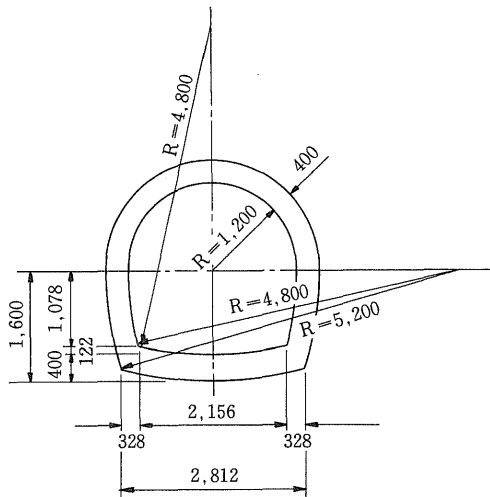
施工基面高は流入側62.0m、流出側59.6m、こう配は1/1,500で、内空断面は高さ2.4m、

図1 位置図



幅2.4mの馬てい形である。延長は3,755m、中間5カ所にR=30mおよび35mの曲線部を有している。(図2、図3参照)

図2 断面図



地質的には、この地域は三浦半島北部丘陵地帯にあたり、当該地一帯の丘陵は新第3紀鮮新世より第4紀更新世前期(200万年～70万年前)に堆積した上総層群からなっている。トンネルの貫通する高さの地層は、火山岩滓(スコリヤ)や軽石を多量に含む凝灰質砂岩・泥

質砂岩・砂質泥岩などにより形成される野島層を主体とし、その上位の凝灰質砂岩を挟む大船泥岩層に漸移する地域にあたる。

現在、トンネル路線の地表面は、流入口および分水池の近くは宅地などに造成され、中央部の大半の地域はゴルフ場として造成されている。残された地域は灌木林や畑などであるが、近くまで宅地化が進んでいる状況から開発される日も遠いことではないと思われる。

3. 送水トンネルの改修

一般に地下深いトンネルは耐震性の面では安全側にあり、トンネルに変状を生ずる要因は構造や施工内容にもよるが、地質や地形・地層の構成状態に左右されることが多いといわれている。

トンネルが形体を保っているのは、覆工にかかわる土圧が応力として適正配分され、グランドアーチを形成し平衡を保っているわけである。したがって、トンネルに変状が生ずるといえることは、地質構成や地下水の影響によりトンネル周辺の地盤がトンネル施工時以降から変化し、平衡状態となるグランドアーチ形成の過程において覆工の断面方向または軸直方向になんらかの偏圧を及ぼすような場合と考えられる。地上部における造成工事な

どについてもトンネルの土かぶりが少ない場合や、地質によっては無視することはできない。

一方、トンネルに変状が生じた場合は、その変状が安定したものか進行しているものかを判断することは容易ではない。特に水路トンネルのように常時内部を観察することができない施設は、これらの傾向を把握することもむづかしい状態にある。また、水を運ぶ施設においては、変状が生じた場合漏水や地下水の浸透を促す結果となり好ましいものではない。

このような観点から、当送水トンネルを改修するにあたっては、管理部門において過去の断水時に応急調査や補修を行った実績などを参考にし、今後の長期にわたる安定給水確保の上から、将来予想される水質汚染に対処するとともに覆工を補強し、併せて耐震性の向上をはかる施設として整備することとし、円形断面としての管路とすることとした。

水路トンネルを管路化することは、送水余裕量を少なくすることとなるが、当初計画の送水量が確保できる管径として検討した結果内径2000mmが必要であった。

4. 内挿管の選定

内挿管の選定にあたっては、次のような条件をもって管体の種別を選定することとした。

- (1) 送水必要流量を確保できる口径の管であるとともに、強度、耐久性、水密性、耐震性を兼ね備えた管体であること。
- (2) トンネル延長は3,700m余りであるが、作業用立坑としては上流の公田流入口と下流の朝比奈分水池側との両端2カ所のみとする。
- (3) トンネル内空断面と内挿管口径とのクリアランスは平均20cmほどであり、またトンネル路線には平面曲線（ $R = 30\text{m}$ 、 35m ）が5カ所あるので、管体の搬入に支障のないこと。
- (4) 主要送水路線であるため、内挿管工事は限られた工事期間内に完成できること。したがって、管布設（搬入、接合、検査）

が迅速に安全に施工できること。

- (5) 総合的に水路トンネル内の作業環境に適合した工法により、安全に経済的に施工できること。

以上のような条件をもとに、施工性・経済性・工事期間とに大別して検討を行った。

施工性の内容としては、管種の特性と接合部の検査の確実性、作業環境との適合性と安全性などについて行い、経済性については材料費・接合費・検査費などを含む施工費と、耐用年数や耐食性、維持管理の容易性などについて検討した。また、工事期間については2方向からの搬入・据え付け・接合・検査などの工程を、仮定の条件の中でサイクルタイムを設定し検討を行った。

この結果、総合的にU形ダクト管が本工事においては最適であることが確認された。特に、限られた空間と長距離の坑内において接合作業効率が高いこと、安全な作業環境が保持できること、接合部の検査確認が容易であり耐食上の安全度が高いこと、また、継手に可撓性や伸縮性があり、継手の再施工が管体を移動することなく施工できることなどは、経済性の面からも事後のトンネル覆工の変状などに対しても有利であると判断できるものであった。

ただし、呼び径2000mmのU形ダクト管は、受口部の外径が2,209mmあり、トンネル内径とのクリアランスが平均10cm弱となるため、現状のトンネル内の形状寸法など覆工の状態を具体的に調査し最終決定することとした。

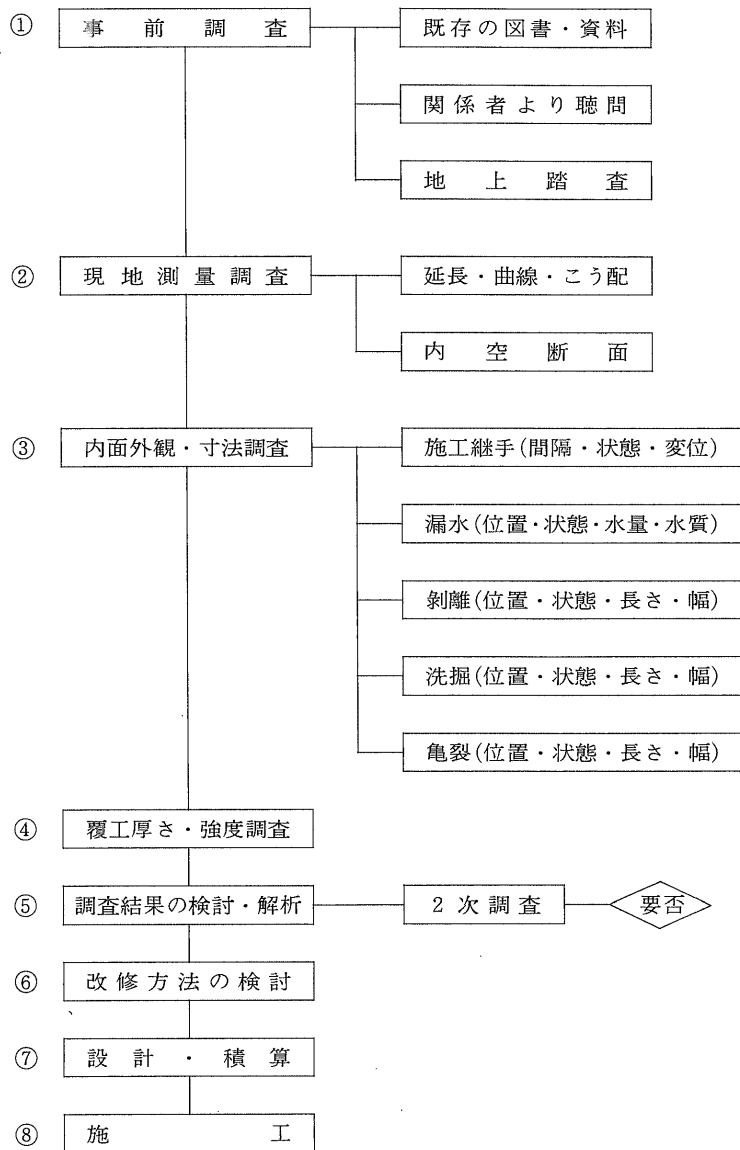
5. 既設トンネルの調査

1. 調査の手順

既設トンネルを調査し改修などの工事を施工する場合は、一般に表1のような手順で行われる。

表1各項のうち、①の調査は、まず現在保管されている工事完成図書などにより、トンネルの形状・寸法・線形・縦断こう配・立地条件・地質状況などを確認する。また、施工時の記録などがあれば施工方法・施工時の地山状態・湧水状況などを知るものである。次

表1 水路トンネルの調査手順



に管理記録などにより点検時の状況やこれまでの補修の経過などを確認する。さらに、設計・施工に携わった人、管理点検に携わった人などから考え方や実状を知り調査の参考にする。そして、これらの内容をもって現地の地上踏査を実施するというものである。

②、③および④の調査は、具体的な現場内調査であるが、これらの調査は一通りの調査を行い、その結果、問題が残れば2次的な精

査を行う必要がある。

このうち④の覆工強度の調査は、シュミットハンマやコア採取、pHチェックなどにより行われるが、測定箇所については外観調査の内容などを参考にして、全延長に対し測定断面数を配分して定める。

コア採取が可能な場合は圧縮強度試験を行うが、さらに物性試験(中性化、配合など)についても一定の数量を定めて実施することが

望まれる。

覆工厚さの非破壊による探査方法には、打診音測定などによる比較的簡便な方法と、地中探査レーダーなどによる覆工外面の空隙の位置や大きさまでも測定する方法があるが、後者の方法は、費用や時間の面から2次調査の範囲に入るものと考えられる。

覆工の状態を精査するためには、トンネル軸方向に1~1.5m間隔で断面を設定し調査するが、一般的調査でも施工継手(打継ぎ)間隔に行った方がよいと思われる。

また、一断面については天端を基点として両方向に1m程度の間隔をもって測定点を設定し、前述のような打診音測定を行ったあとその結果に基づいて必要により地中探査レーダーなどによって覆工外面の空隙の状態を探索するが、この場合は縦・横とも0.5m程度のメッシュを設定し測定することとなる。

以上のような手順をもって調査を行い、その結果に基づいて対策工法を定め設計・積算に入るのが最良の方法と考えられるが、水道施設のように通常は内部に入れない運用中の施設を調査するには、思うような日程を取るのとは不可能といってもよい。限られた日程の中で、所要の目的を安全にしかも確実に達成させるためには、綿密な計画を立て、必要な調査を段階的、連続的に進められるよう人員・機材の準備を整え、作業も24時間体制をもって適正な作業サイクルを設定し対応することが必要である。

2. 事前調査

本トンネルの調査は、前述のように工事完成図による調査を行うとともに、当時の工事担当者および管理部門の担当者からの聞き取り調査を行った。その内容としては、トンネル掘削は流入口および分水池の両端坑口のほか、中間部に仮設の横坑および斜坑を3カ所設け、全区間を公田流入口側より4工区に分割して施工したのであるが、2工区の半ばあたりから下流は各所で出水に遭遇し、困難をきわめた現場であったとのことであり、支保工は鋼アーチ支保工を使用したこと。覆工コンクリートの打設は迫め猫方式による人力施

工であったこと。湧水の処理は覆工背面の側壁下部に集水管を布設し、インバート底部に木製の仮設排水溝を設けて行ったこと。また出水部の施工継手には止水板を用いたことなどが確認できた。

管理部門の担当者からは、昭和53年当時すでにトンネルに軽易な変状が生じており、止水工事を実施した経過があるということであった。

地上踏査の結果は、冒頭にも述べた通り流入口・分水池両端部分においては宅地などの造成により当初の地形と比較すると大分異なっていた。特に分水池側の解析谷と尾根とを縫うような地形部分はおおよそ90~100mの標高で造成されていた。また、ゴルフ場の地域についても同様に100~110mの標高で造成されていた。このような状況から、造成部においてはトンネルの土かぶりも相当に変わっていることが確認された。なお、谷合い部などの各所において見られた露頭からは野島層の凝灰質粗・細砂層や泥岩質層が比較的薄層の重なりであり、風化・浸食の状況からみて細砂層は比較的水に弱い層であることが推定された。

3. トンネル内調査

トンネル内の調査は、横須賀市の協力を得て冬期に水運用対策を講じ、延べ3日間の調査を実施することができた。ただし、調査中も緊急時は直ちに通水ができるような体制をとって行ったため、照明などの仮設設備も行わず十分な調査はできなかったが、次のような手順により一応の成果を得ることができた。

① トンネル延長測定

トンネル基点より直線部は100m間隔、曲線部は5m間隔とし、測点をインバート中心に打ち、側壁標示を行って測定した。

② 管体実物大模型通過実験

呼び径2000mm U形ダクタイトイル管(管長4m)の実物大模型を流入口側のトンネル内で組み立て、全線にわたって通過実験を行った。(写真1参照)

実験の結果は、直線部において数箇所の接触部があったが、レール布設時にインバ

ートをはつりとれば通過可能であると判断された。

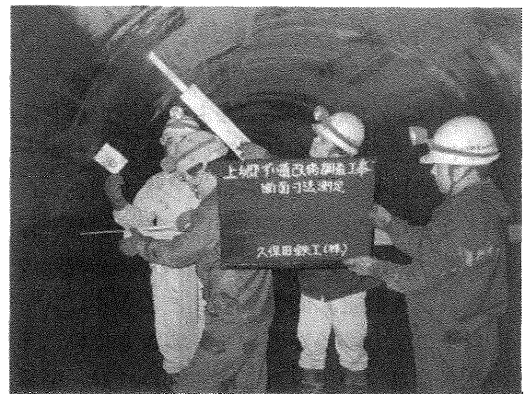
曲線部における接触部はなかった。

写真 1



ずれの点を基点とするか検討を要したが、測定間隔の上からもトンネルの変状を計測できる内容ではないため、管外径とのクリアランスを確認することにとどめた。したがって、測定基点はアーチ天端部①とし、図5のR長の1.2mをとり、これをトンネル中心とし各点の実長を測定した。

写真 2



③ 内空断面測定

内空断面の測定は、図4 および写真2に示すような測定器具を作製して行った。

測定箇所は延長測定点と同じとし、模型通過実験により接触した部分は5m間隔で測定した。

内空断面測定にあたっては、断面中のい

図 4 内空断面測定用定規

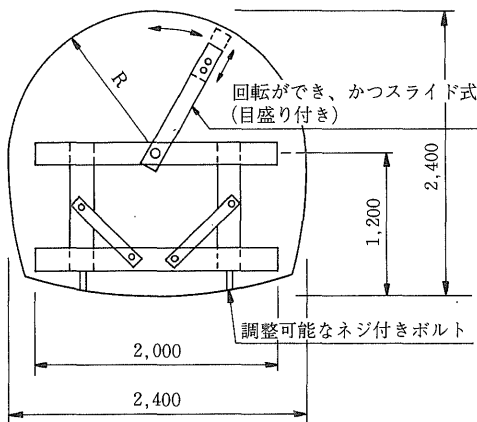
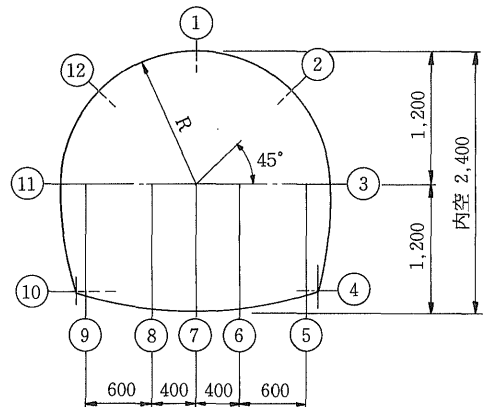


図 5 内空断面測定点



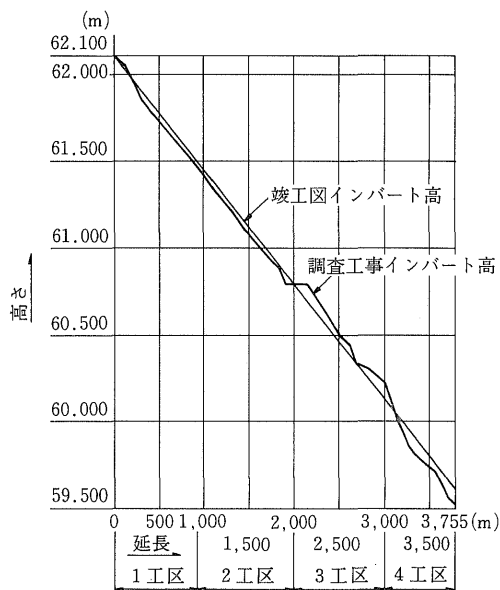
④ 曲線部の測量

5カ所の曲線部については、延長測定時の5m間隔の測点を基準としてトランシット測量を行い、この成果をもとに交角および曲率半径を算定した。

⑤ インバート縦断測量

延長測定の測点を対象に実施した。測定の結果を図6に示す。

図6 既設上郷ざい道インバート縦断測量図



⑥ 内面外観調査

トンネル内面の外観調査は、写真撮影を重点に行った。調査内容としては、調査の手順で述べたように施工継手、漏水、剝離、洗掘、亀裂などを対象に異常のある箇所を撮影し記録した。

⑦ 覆工面の強度測定

覆工面の強度測定は、シュミットハンマにより両側壁面は500mごとに、インバートは中央振り分けによる2点を100mごとに測定した。

シュミットハンマによる測定は、操作方法がその値に大きく影響するため、通常1点で20回以上打撃して特別な数値を除外した範囲の平均値をとるのであるが、時間の関係もあり実際には1点5回程度で測定することとなった。結果としては、100～260 kgf/cm²の範囲であった。

6. U形ダクタイトイル管の管種選定

1. 管厚の安全検討

トンネルの調査結果をもとにしてU形ダクタイトイル管の管種選定を行った。

U形ダクタイトイル管の管種としては、次の3

種を対象とした。

2種管 管厚 26.5mm

2.5種管 管厚 25.0mm

3種管 管厚 23.5mm

管種選定の計算は安全側にとってトンネル覆工を無視することとし、検討条件を次の通りとした。

以下に3種管を対象とした計算例を示す。

検討条件

呼び径 D=2000mm(外径D₂=2,061mm)

管厚 T=(3種管の場合23.5mm)

静水圧 P_s=2.25kgf/cm²

(配水池から分水池流入管までの最大静水頭)

水撃圧 P_d=2.25kgf/cm²

(最大静水頭が2.25kgf/cm²と少ないため「土地改良事業計画設計基準」より静水圧の100%とした。)

土かぶり H=60.6m

(管頂から地表面までの最大値)

土の内部摩擦角 φ=40°とする。

土の単位体積重量 γ=2.0tf/m³とする。

管厚に対する検討

日本水道協会規格JWWA G 113・114のダクタイトイル管管厚計算式に準拠し、静水圧、水撃圧、土かぶりによる外圧が同時にかかるものとして管厚の安全性を検討することとした。

(1) 内圧により管に発生する引張り応力次式により求めた。

$$\sigma_t = \frac{(1.25 \cdot P_s + P_d)D}{2t}$$

ここに、

σ_t: 内圧により発生する引張り応力 (kgf/cm²)

P_s: 静水圧 (kgf/cm²)

P_d: 水撃圧 (kgf/cm²)

D: 管呼び径 (cm)

t: 正味管厚 (cm)

(鑄造公差として公称管厚Tの10%および腐食代2mmを差し引くものとする。)

$$t = \frac{T}{1.1} - 0.2$$

3種管において

$$t = \frac{2.35}{1.1} - 0.2 = 1.936(\text{cm})$$

$$\sigma_t = \frac{(1.25 \times 2.25 + 2.25) \times 200}{2 \times 1.936}$$

$$= 261.49(\text{kgf/cm}^2)$$

表2に計算結果をまとめる。

表2

	2種管	2.5種管	3種管
T (cm)	2.65	2.50	2.35
t (cm)	2.209	2.073	1.936
σ_t (kgf/cm ²)	229.18	244.21	261.49

(2) 外圧により管に発生する曲げ応力

外圧として作用する土圧は図7に示すような荷重分布とし、最大曲げモーメントによる応力は次式により求めることができる。

$$\sigma_b = \frac{6(K_f \cdot W_f)R^2}{t^2}$$

ここに、

σ_b : 外圧により発生する曲げ応力 (kgf/cm²)

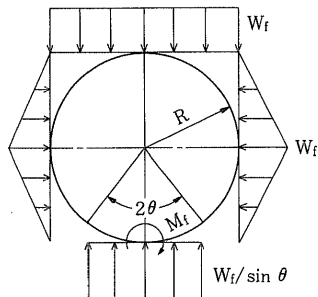
t: 正味管厚

K_f : 管底の支持角 2θ により定まる係数 ($2\theta = 90^\circ$ とすると $K_f = 0.160$)

W_f : 鉛直土圧 (kgf/cm²)

R: 管外径半径 (cm)

図7 土かぶりによる荷重分布



① 鉛直土圧の算定

土かぶりによる土圧は、テルツァーギの緩み土圧による計算法を用いると、

$$W_f = \gamma \cdot h_o$$

$$= \frac{\gamma \cdot B_1}{K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{H_1}{B_1}})$$

ここに、

K: テルツァーギ係数 (K=1とする)

$$B_1 = B_o + h_1 \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (\text{m})$$

$$B_o = \gamma_o \cos(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (\text{m})$$

$$h_1 = \gamma_o \left\{ 1 + \sin(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \right\} \quad (\text{m})$$

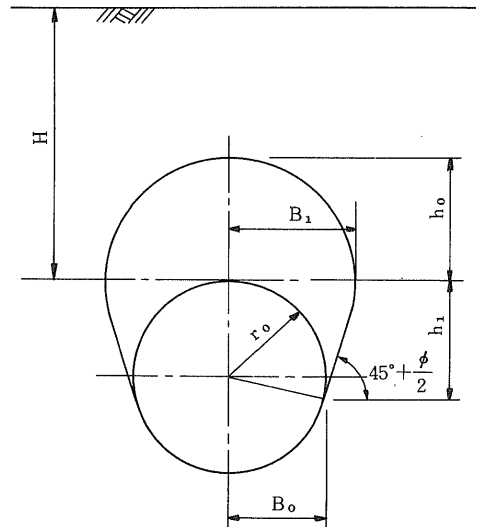
したがって、

$$h_o = \frac{B_1}{K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{H}{B_1}}) \quad (\text{m})$$

上式より、

$$h_o = 1.926(\text{m}) \quad (0.934D_2)$$

図8 土のアーチ作用による緩み高さ



しかし、シールド工専用標準セグメントの計算においては、緩み高さがセグメント外径の2倍以下の場合には、セグメント外径の2倍の緩み高さをとることとしている。本検討もこれを適用し、

$$h_o = 2 \cdot D_2 = 2 \times 2.061 = 4.122(\text{m})$$

として計算することとした。

以上から鉛直土圧は、

$$W_f = \gamma \cdot h_o$$

$$= 2.0 \times 10^{-3} \times 412.2$$

$$= 0.824 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

② 曲げ応力の算定

外圧により発生する曲げ応力は3種管において、

$$\sigma_b = \frac{6 \times (0.160 \times 0.824) \times (103.05)^2}{(1.936)^2}$$

$$= 2,241.2 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

表3に計算結果をまとめる。

表3

	2種管	2.5種管	3種管
σ_b (kgf/cm ²)	1,721.5	1,954.8	2,241.2

(3) 合計応力の算定

以上により合計応力を求めると、内圧による引張り応力と外圧による換算引張り応力(σ_b は曲げ応力であるため引張り応力に換算するため0.7を乗ずる)とを加えることにより求められる。

$$\sigma = \sigma_t + 0.7 \sigma_b$$

σ : 合計応力 (kgf/cm²)

したがって、

$$\sigma = 261.49 + 0.7 \times 2,241.21$$

$$= 1,830.34 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

表4に計算結果をまとめる。

表4

	2種管	2.5種管	3種管
σ (kgf/cm ²)	1,434.22	1,612.6	1,830.34

(4) 安全率

安全率を検討すると、

$$S_f = S / \sigma$$

ここに、

S_f : 安全率

S : ダクタイル鑄鉄の引張り強さ
(4,200kgf/cm²)

σ : 合計発生応力 (kgf/cm²)

したがって、

$$S_f = \frac{4,200}{1,830.3} = 2.29 > 2.0$$

以上の計算結果より、内外圧に対する安全率は3種管においても2.0以上となり安全である。表5に計算結果をまとめる。

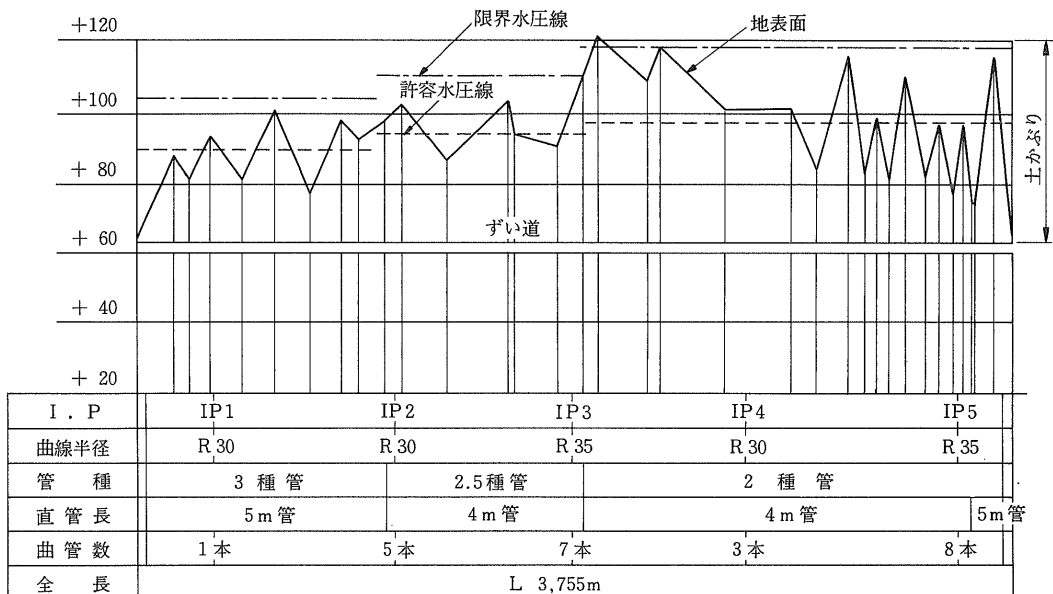
表5

	2種管	2.5種管	3種管
S_f	2.93	2.60	2.29

2. 区間別の管種選定

前記の管厚検討の計算結果より、当トンネ

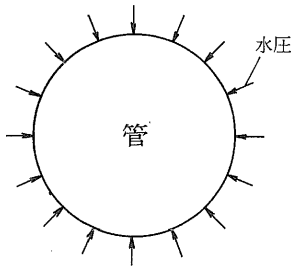
図9 管種の選定と配管計画



ルのように十分な土かぶりを有するトンネルに内挿するダクタイトル管は、3種管でも安全であることが確認された。しかし、調査結果などから地下水位が高いことが想定されたため、トンネル路線の縦断面より標高に応じた水圧がかかるものとして、座屈検討における計算結果をもとに区間別の管種選定を行うこととした。(図9参照)

座屈に対する検討

前項の管厚計算式とは別に、管体に地下水圧が直接全周に作用するものと仮定して検討する。



水門鉄管技術基準の座屈応力式を用い、各管種に対する許容外圧を求める。

$$P_k = \frac{2E}{1-\nu^2} \cdot \left(\frac{t}{D_2}\right)^3$$

ここに、

P_k : 限界座屈圧力 (kgf/cm²)

E : 管材の弾性係数 (1.6×10^6 kgf/cm²)

ν : 管材のポアソン比 (0.285)

t : 管厚 (cm)

(ただし、公称管厚から铸造公差を差し引いたものとする。)

D_2 : 管外径 (cm)

3種管において、

$$P_k = \frac{2 \times 1.6 \times 10^6}{1 - 0.285^2} \times \left(\frac{2.136}{206.1}\right)^3 = 3.877 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

許容外圧は、

$$P = \frac{P_k}{1.5} = 2.58 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

(安全率を1.5とする)

表6に計算結果をまとめる。

表6

	2種管	2.5種管	3種管
P_k (kgf/cm ²)	5.562	4.670	3.877
P (kgf/cm ²)	3.71	3.11	2.58

7. 配管計画

配管計画の基本は、トンネル曲線部の曲管の選定と曲線部を通過できる管長の決定である。

曲管については、特殊曲管を製作する必要も生ずることから同一曲がり角の曲管を用いることを検討した。

この結果、10°曲管(管心長は11¼°曲管と同じ)を4m直管の間に交互に使用すれば各曲線部の布設が可能であることを確認した。また、布設計画はトンネル延長のほぼ中央に大きい曲線部があることから、ここを分割点として乙切管を挿入し、両坑口に向かって布設することとして管長の検討を行った。

この結果、公田坑口側についてはI.P2の曲線部から下流は4m管、上流は5m管とすることとし、朝比奈分水池側についてはI.P5の曲線部通過が4m管でなければできないため、I.P5までは4m管を使用し、坑口部分は5m管を使用した。(図9参照)

8. 管搬入計画

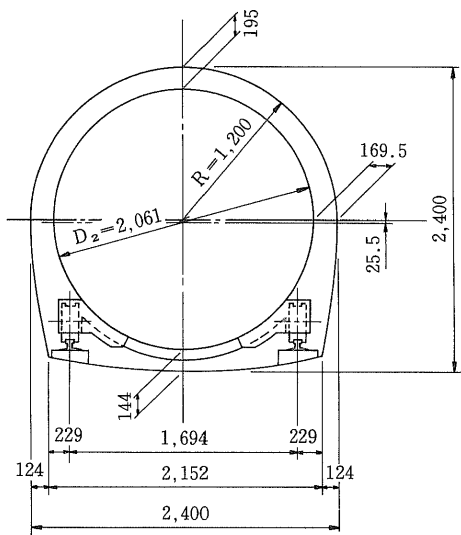
トンネルと管外径とのクリアランスが少ないため、管搬入は広軌条の特殊台車を用いることとした。

この台車の特徴は、円形の管を搬入することからトンネルのインバートを有効に利用できるようにし、荷台に彎曲を持たせ、レール面より荷台中央部を低くするとともに、車軸部を管径内に収まる範囲で最大限に広げたことと、管芯合わせができる油圧ジャッキ4基を装備していることである。また、曲率半径30、35mのカーブ走行を考慮し台車の長さも短くしている。さらに、枕木については鋼板を曲げ加工して、これにレール受台を水平に保つ金物を溶接するとともに、レール取り

付け、取りはずしを容易にし、レールゲージが一定に保たれるよう締結金具をセットしている。

なお、牽引用のバッテリーカーについてもこのレールゲージに合わせ車軸の改良を行うなど、施工の迅速性と作業の簡素化をはかっている。(図10参照)

図10 特殊台車および鋼製枕木



9. 管周充てん時における各種検討

管体の据え付け後は、トンネル内周との空隙部を所要材料を用いて充てんし、管体の保持をはかることとした。

したがって、この充てん材料と施工時における管体への影響について次の事項を検討した。

- (1) 曲管に働く不平均力と充てん材料の強度について。
 - (2) 充てん材料による浮力と浮力防止措置による管体のたわみについて。
 - (3) 充てん圧力による管体の座屈について。
- (1)について、
不平均力については使用予定の10°曲管を対象に算定し、側壁に作用する圧力を求めた。

検討条件

管口径 2000mm

水圧 4.5kgf/cm²

〔最大静水頭が2.25kgf/cm²と少ないため水撃圧は静水圧の100%とした。〕

不平均力は次式により求めた。

$$P = 2 \cdot P \cdot A \cdot \sin \phi$$

ここに、

P：水圧 (kgf/cm²)

A：管内断面積 (cm²)

φ：曲管中心角の1/2 (°)

上式より、

$$P = 2 \times 4.5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 200^2 \times \sin 10^\circ / 2 = 24,642.7 \text{ (kgf)}$$

側壁に作用する応力は、

$$P_1 = P / A_1$$

ここに、

P：不平均力 (kgf)

A₁：曲管長投影面積 (L×h) (cm²)

(図11に示すように90°の範囲とした)

上式より、

$$P_1 = 24,642.7 / 166.0 \times 145.7 = 1.02 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

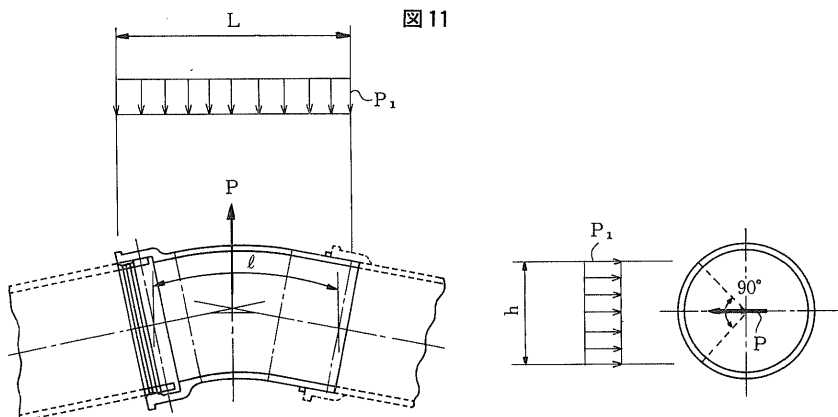


図11

以上の計算結果から、不平均力による側面圧力は1.5kgf/cm程度であり、一般に使用される充てん材の強度(4週材令で地山強度相当)からみても問題のない圧力であることが確認された。

(2)について、

充てん材は基本的にはエアミルクを主体として考えたが、トンネルの調査結果からみて現場の状況に応じた対策が必要となることが想定されたため、予想される充てん材の種別ごとに管に作用する浮力を算定し、浮き上がり防止材の構造を定め、また、管のたわみ量を検算した。

① 検討条件

管体の重量 $W_p = 7,310 \text{ kgf/本}$

(呼び径2000mm U形3種管 $L = 5.0 \text{ m}$)

管 外 径 $D_2 = 2,061 \text{ mm}$

管材の弾性係数 $E = 1.6 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

充てん材の比重 S_g

$S_g = 0.7$ (エアミルクの場合とする)

$= 1.5$ (エアモルタルの場合とする)

$= 2.2$ (モルタルの場合とする)

② 管に作用する浮力の計算

充てん材により管に作用する浮力は次式により求める。

$$P = W_w - W_p$$

ここに、

W_p : 管体の重量 (kgf/本)

W_w : 充てん材による浮力 (kgf/本)

$$= A \cdot L \cdot S_g$$

A : 管外径断面積

L : 管 長

S_g : 充てん材の比重

表7に計算結果をまとめる。

表 7

管 種	2 種 管		2.5種管	3種管
	4 m 管	5 m 管	4 m 管	5 m 管
W_p kgf/本	6,532	7,970	6,262	7,310
W_{w1} kgf/本	9,341	11,677	9,341	11,677
W_{w2} kgf/本	20,017	25,021	20,017	25,021
W_{w3} kgf/本	29,358	36,698	29,358	36,698
P_1 kgf/本	2,809	3,707	3,079	4,367
P_2 kgf/本	13,485	17,051	13,755	17,711
P_3 kgf/本	22,826	28,728	23,096	29,388

備考 表中 W_w および P につけられた番号1、2、3は、それぞれエアミルク、エアモルタル、モルタルの場合を示す。

上表のように管体に作用する浮力は、エアモルタルおよびモルタルの場合大きい数値となるため、これらモルタル類の充てんにあたっては2回打ちすることとして再計算する。

$$P = W_w - W_p$$

$$W_w = 1/2 A \cdot L \cdot S_g$$

計算結果は表8にまとめる。

表 8

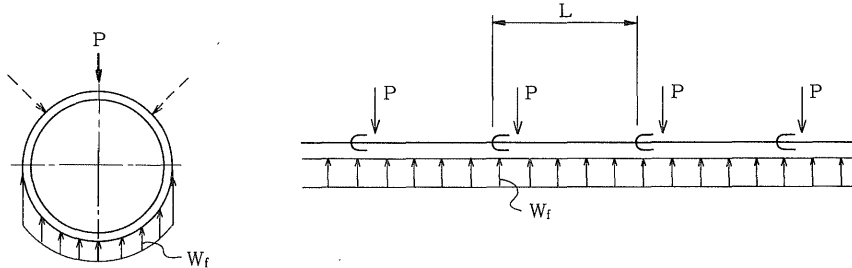
管 種	2 種 管		2.5種管	3種管
	4 m 管	5 m 管	4 m 管	5 m 管
W_{w2} kgf/本	10,009	12,511	10,009	12,511
W_{w3} kgf/本	14,679	18,349	14,679	18,349
P_2 kgf/本	3,477	4,541	3,747	5,201
P_3 kgf/本	8,147	10,379	8,417	11,039

③ 管体のたわみ量の検算

管周充てん時の浮力による管体のたわみ量を検討する。

管に作用する浮力を図12のように等分布荷重と考え、浮き上がり防止材は管頂点1カ

図 12



所で点支持するものとして検算する。

管体に作用する浮力 (W_f) は、上図のように作用すると考え、管のたわみ量を算出する。

この場合の管のたわみ量は次式により求める。

$$\delta = \alpha \cdot \frac{W_f \cdot R^4}{E \cdot I} \cdot K$$

ここに、

$$W_f: \text{管に作用する浮力} \\ = P/D_2 \cdot L$$

$$R: \text{管外径の半径} = \frac{1}{2} \cdot D_2$$

$$I: \text{管の慣性モーメント} = K \cdot t^3/12$$

(ただし、 t は公称管厚より铸造)
(公差を差し引いたものとする。)

α : 係数

$$= 0.166 \text{ (Castigliano の定理より誘導)}$$

K : 呼び径 2000mm ダクタイトイル管の線荷重で 1 点支持の場合のたわみ集中係数を適用する。(実験データに基づく) ≥ 1.66

上式による計算結果を表 9 にまとめる。

表 9

管種	2 種 管		2.5種管	3 種管
	4 m 管	5 m 管	4 m 管	5 m 管
W_{f1} (kgf/cm ²)	0.034	0.036	0.037	0.042
W_{f2} (kgf/cm ²)	0.042	0.044	0.045	0.050
W_{f3} (kgf/cm ²)	0.099	0.101	0.102	0.107
I (cm ⁴)	1.131		0.949	0.788
R (cm)	103.05			
δ_1 (cm)	0.58	0.62	0.76	1.04
δ_2 (cm)	0.72	0.76	0.92	1.23
δ_3 (cm)	1.70	1.73	2.09	2.64

備考 W_f および σ に付けられた番号 1、2、3 は、それぞれエアミルク、エアモルタル、モルタルとする。

W_{f2} 、 W_{f3} および δ_2 、 δ_3 の値は半断面充てん時の値である。

許容たわみ量を管内面のモルタルライニングの附着性から管呼び径の 3% 以下とすると、

$$\delta_{\max} = 200 \times 3/100 = 6 \text{ (cm)}$$

となる。したがっていずれの充てん材を用い

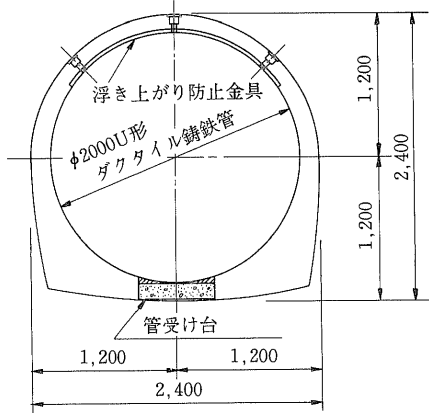
ても許容値以下となり、管体については 1 点支持でも安全である。

④ 浮き上がり防止金具

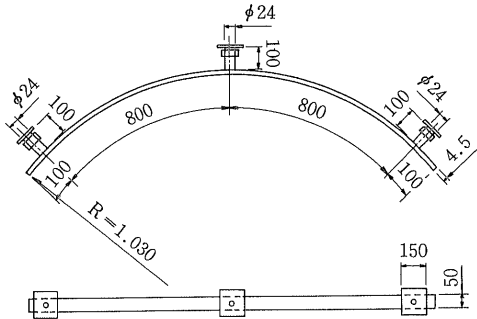
以上の計算結果のように、エアミルクに

については1回の充てん、モルタル類については2回の充てんを行うこととし、浮き上がり防止材は図13に示すように覆工面の強度についても考慮して3点支持の金具を用いることとした。

図13
ずい道内配管断面図



浮き上がり防止金具図



(3)について、

充てん材の注入時における管体の安全性については、外圧による限界座屈圧力が6項2の「座屈に対する検討」において検討済みであり、十分に安全である。

10. 管の運搬と坑内搬入

管は現地受け取りを条件としているが、呼び径2000mmという荷姿の大きいものであるため、製造工場近くから船便によって横須賀市内の工場用地を借用して陸揚げされた。

この地よりの運搬経路については、主要道

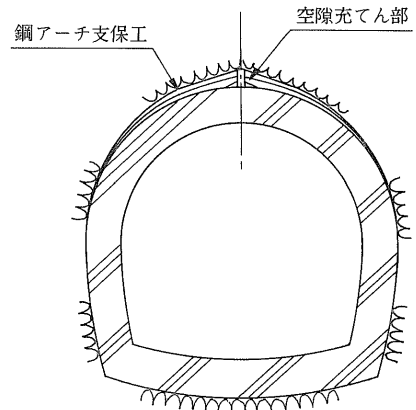
路は特に問題はなかったが、住宅地内道路を通過する上流側立坑地点への通路については、地域住民の了解を得、また、関係官公庁への届け出を行って適所に監視員を配置して対応した。ロングボデーの11トン車に積載できたのは直管で1本、異形管では2本であった。

坑内搬入にあたっては、両立坑ともそれぞれに数本の管が仮置きできる用地を確保したが、坑内搬入前に管内外面、特に外面塗装を点検し、補修塗装を行い、ゴム巻きしたワイヤロープを用いて台車を吊り下ろすこととし、公田流入口については10トンの門型クレーン、朝比奈分水池側については35トンのトラッククレーンを使用した。

11. 施工時における調査と対策

トンネルの覆工工事においては、クラウン部に空隙を残さないようコンクリートを充てんすることが大変困難である。この空隙は地山が軟岩層以上の強固な場合はそれほど心配しなくともよいといわれるが、地山が緩む可能性があったり、地下水などの影響を受け、地山が崩落するような土質においてはグラウトなどを行い空隙部をなくすことが必要である。

図14



当トンネルにおいては、施工時における情報や現場における内面外観調査の状況から、事前調査でできなかった空隙部の調査をアーチ部を対象に下流側の1,900m区間について実施した。

調査方法は、D社の開発による打診音解析器を用いることとした。

この解析器は、点検部を特殊なハンマで打撃し、その打診音を付属のマイクロフォンで收音するもので、打診音の音質に応じた数字が本体指示部に表示・記録される仕組みになっている。軽量であるため測定者の足場のみを確保すれば容易に調査できる。

打診の結果は、打診音値の高低により判断するものであるが、一般的に覆工周囲にすき間や空洞がなく、健全な箇所については120前後、またはそれ以上の数値を示し、覆工が比較的薄い場合や背面に空洞がある場合は50程度以下の数値となる。

調査の結果、打診音値の低い部分があったのでさらに周辺を追跡打診し、最終的には調査孔を穿って覆工厚さと空洞の大きさを確認してグラウトを行うこととした。

グラウト材については、水流があっても十分な強度を確保して固結し、事後溶解などの生じないものという条件をもって選定した。

この結果、新丹那トンネルなどにも採用されたという無機質セメント系の薬液注入工法を採用することとした。

この工法は、陶土とセメントを主体とするもので、 $\sigma_{28}=30\text{kgf/cm}^2$ が確保でき、注入圧とゲルタイムの調整が可能であるとともに、材料分離や硬化後のアルカリ成分の溶出が少ないことが実験により確認できた。また、施工も比較的容易であって、ゲルタイムを3～5秒に調節し、1.5ショット方式により注入し、完了後は再度打診音解析器により確認のための測定を行った。その結果十分な効果が生じていることが判明した。

空隙充てんに用いた注入材の標準配合は表10の通りである。

表10 空隙充てんに用いた注入材の標準配合(1,000ℓ当たり)

A液 800ℓ		B液 200ℓ	
普通ポルトランドセメント	240kgf	———	
固結剤 — A	40kgf	固結剤 — B	100kgf
陶土	520kgf	陶土	80kgf
水	487ℓ	水	116ℓ

12. トンネル内配管工事

U形ダクタイト管のトンネル内配管工事は、公田流入坑口より先行して進めた。レール布設完了後、まず中央曲線部(L.P3)を通過した地点にまず両切管を設置し、引き続き曲線部を10°曲管、4m直管と交互に配管し直線部へと移行する形で流入坑口側へと後進した。

下流の朝比奈分水池側坑口は、覆工背面の充てんや排水溝の整備作業を待って4m直管から搬入をはじめ、同様に坑口へと後進する方法で配管した。

管の坑内運搬・据え付け・接合などの手順は、次のように行われた。

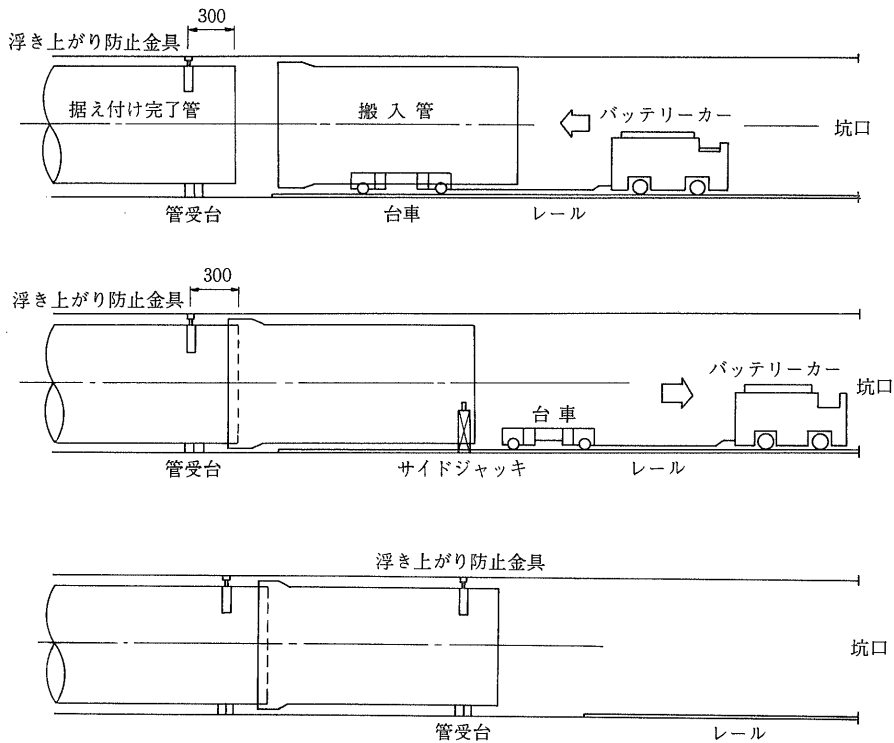
- ① 運搬は特殊台車上に管の受口を前にして積載し、バッテリーカーで後押しする方法で接合位置に搬入する。
- ② 台車のジャッキを操作し、配管済みの

管の挿し口に搬入管の受口を挿入する。

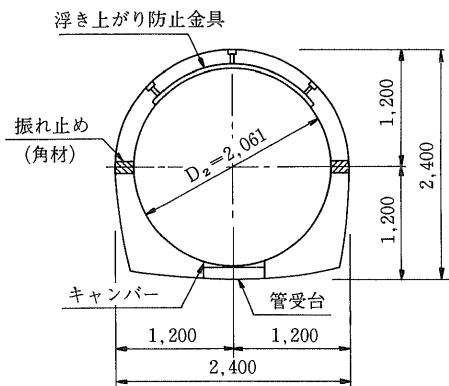
このとき管の内側においてチェーンブロックを用い、管を引き込み、抜け出し防止の措置をとる。

- ③ 搬入管の両側にサイドジャッキを取り付け、挿し口側を持ち上げ仮支持し、台車を引き出す。
 - ④ 管挿し口部下側に管受台を配置し管を静かに下げて、サイドジャッキを調整して管芯合わせを行い、両側をキャンバーで固定する。
 - ⑤ サイドジャッキとレールを撤去する。
 - ⑥ 管挿し口側上部に浮き上がり防止金具を取り付ける。
 - ⑦ 管の接合作業に入り、台車はレールを積んで坑口に回送する。
- 以上の作業の要点図を図15に示す。

図15
管の搬入と接合作業の手順



配管完了図



13. 管周の充てん作業

1. 充てん材料と充てん部

覆工と管体との空隙部の充てんは、当初エアミルクを主体として考えていたが、覆工の変状を考慮し施工課程の中で検討を重ね、結果としては表11のような内容により実施した。

各部に使用した材料の配合・強度などは表12および表13の通りである。

中央曲線部にモルタル ($\sigma_{28} = 150\text{kgf/cm}^2$) を使用したのは、トンネル延長が長いこと、ト

表11

各部名称	使用材料
曲線部	中央曲線部(I.P3)はモルタル 他の曲線部はマイクロサンドエアモルタル
直線部	エアミルク 中央曲線部より下流に陶土・モルタルによる遮水壁(厚さ4~5m、120m間隔)を設置
坑口	モルタル

表12 充てん材料の配合・強度

	配合	W/C (%)	空気量 (%)	m ³ 当たり使用材料 (kg/cm ³)				σ_{28} 強度 (kgf/cm ²)
				C	M or S	W	起泡剤	
モルタル	C:S 1:2	73	—	540	S 1,080	393.2	GF-600 5.40	150
マイクロサンド エアモルタル	C:M 1:1	90	33±5	420	M 420	378	0.71ℓ	50
エアミルク	C:S 1:0	53.5	62±5	400	0	214	1.42ℓ	20

C:セメント M:マイクロサンド S:砂 W:水

表13 陶土・モルタル標準配合(1,000ℓ当たり)

A液 800ℓ		B液 200ℓ		σ_{28} 強度 30kgf/cm ² ゲルタイム 5~10秒
普通ポルトランドセメント	240kg	—		
固結剤—A	20kg	固結剤—B	50kg	
陶土	520kg	陶土	40kg	
水	534ℓ	水	108ℓ	

ンネルの変状のほぼ変化点にあたること、布設開始部であること、曲管の使用量が多いことなどを総合して安全側に採用したものである。

エアミルクは、配合表からもわかるように空気量が多いことから透水性も高く、生比重が0.7程度であるため、水の停滞する場所で充てんすると水に浮いた状態で凝結し、底部に空洞を生じたり材料分離を生ずることとなる。また、硬化したエアミルク内やエアモルタル内を通過した水はpH値が上昇することがある。このような内容を配慮し、エアミルクの充てん作業にあたっては十分に注意して施工したが、下流側においては充てん作業を継続していくうちに覆工部からの浸透水がインパート部分に集結する傾向が見られた。このため、覆工背面に使用した材料と同じ無機質セメント系の陶土・モルタル($\sigma_{28}=30\text{kgf/cm}^2$)を使用し、一定間隔に遮水壁を設けることとしたものである。

2. 各材料による充てん作業

1. モルタル充てん

中央曲線部のモルタル充てん作業は、上流の公田流入坑口より施工した。

モルタルは生コン工場よりミキサー車で

直送し、坑内は3m³のミキサーを台車に載せて搬入した。打ち込みはアジテータ付きのモルタルポンプを使用した。

充てん方法は、1スパンを15m程度としセメントと砂を空練りした土のうを積んでモルタルのブリージングと管体に作用する浮力を考慮し上下2層により施工した。下層の充てんにあたっては、坑内水の排除のため底部に水抜きパイプを設置し、上層の充てんにあたっては頂部にエア抜き兼用の充てん確認パイプを設置した。

2. エアミルク・エアモルタル充てん

エアミルクおよびマイクロサンドエアモルタルの充てん作業は、プラントを坑口近くに設置し、ホースワークで圧送した。長距離圧送となるため、坑内に中継機を2台設置し中継圧送した。

充てん方法は、1スパンを30m前後とし、モルタル充てんと同様な土のうを積み、底部に水抜きパイプを設けてエアミルクは1回打ち、エアモルタルは2回打ちとした。

充てん状況の確認方法は、上流公田坑口側は下りこう配であるため、土のう積み天端に設けた確認パイプから充てん材が流出することにより完了とした。下流の朝比奈

坑口側については上りこう配となるため、注入区間の最先端頂部に2芯裸線のセンサーを設置し、充てん材の上昇によってこれが導通し、土のうの手前に設けたランプが点灯することをもって確認する方法とした。

最終充てん時の注入圧は2 kgf/cm²とし、土のう積み手前に圧力計を設けて監視した。

充てん材の品質管理は、地上プラント、中継機、注入管先端の各々において行い、注入管先端の管理数値をもとに地上プラントで調整した。

測定項目は、生比重、フロー値、空気量とし、注入開始時と2時間後、終了時付近の3回を基本として測定した。ただし、生比重については、注入開始時20分間隔で測定した。

また、注入完了時のオーバーフロー分を対象に供試体をつくり、 σ_7 、 σ_{28} の各々3本により圧縮強度試験を行った。

3. 陶土・モルタル充てん

遮水壁として用いた陶土・モルタルは、透水係数が10⁻⁶cm/秒と高い遮水性があるため、1カ所の延長は管長にあわせ4～5mとした。

この材料は、本来が注入材であるため長距離圧送も可能であるが、1回の施工量が4m管で5m³未満程度であることから、圧送配管を行うと管内残留によるロス量が大きいため、坑内搬送方法によることとした。

充てん作業の手順は次のようである。

- ① A液・B液をそれぞれに地上プラントにて練り混ぜ、トンネル坑口まで別々のポンプにて輸送する。
- ② 立坑口で台車上に載せた運搬容器にそれぞれに積み込み、注入点までバッテリーカーで搬入する。
- ③ 注入点では、A、B各液の容器よりサンドポンプにてそれぞれに1m³アジテータカーに転送し、再度練り混ぜを行う。
- ④ A、B各液のアジテータカーよりグラウトポンプにてY字管を通して混合注入する。充てん方法は、他の方法と同様に土のう壁をつくり、打ち込みは1回打ち

とした。

ゲルタイムは3～8秒とし、注入速度は40ℓ/分以下、注入管内圧は2 kgf/cm²とし、1回当たりの注入量をあらかじめ試算しておき、注入量と確認パイプにより充てん状況の管理を行った。

4. 圧送管の洗浄について

以上のように管周の充てん作業は、使用材料の特性や作業量などを勘案し、ポンプ圧送による直接充てん方法と、台車輸送による現地充てん方法などと区分して行った。

しかし、いずれの方法も管の搬入にあたっては坑内スペースがほとんどないため、これらの機材はすべて坑外に搬出しなければならなかった。

この場合、ポンプ圧送による方法は充てん作業には大変効率的であるが、撤去時には圧送管の内面を洗浄しなければならず、この洗浄水などにより坑内が乱されるのを防止する必要がある。このため、圧送管を坑内から逆洗浄することとした。

逆洗浄の方法は、坑内にビニル製水槽を持ち込んでおき、これに水を貯めてホースワークとしてのポンプ類を反転して使用したものであるが、この方法はエアミルクなどの脱漏を最小限にとどめ大変効果的であった。

5. 配管・充てんの作業サイクル

各充てん材ごとの作用サイクルおよび使用場所の位置概要を表14および図16に示す。

14. おわりに

この工事は、分水池手前の丘陵部を通過するために設けられた自由水面を有する水路トンネルの改修工事であり、その機能を確保して改修することも望まれたが、過去の補修工事の内容などとともにトンネル上部周辺の開発が進んでいることから、安定給水の確保をはかるため管路化することとしたものである。したがって、流入口および分水池の一部も同時に改良工事を施工している。

トンネル内部の調査は、運用中の施設であ

表14 各充てん材の作業サイクル

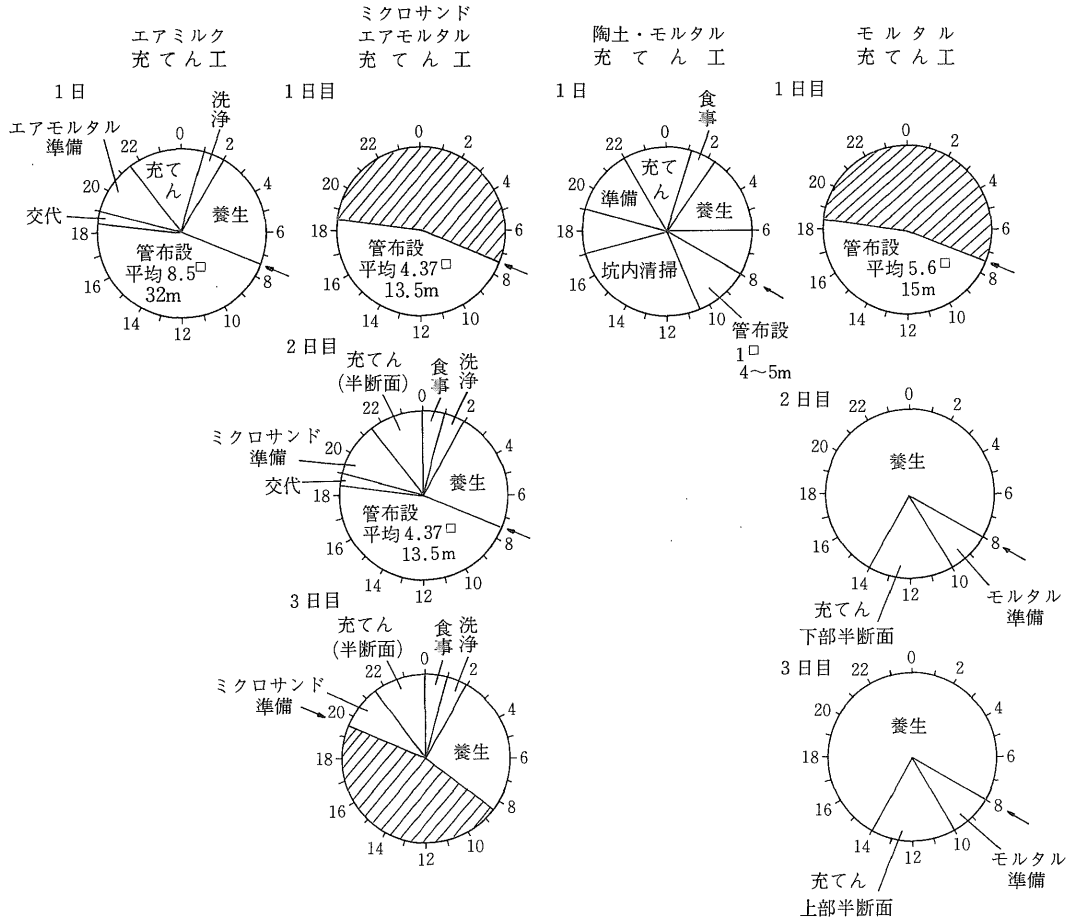
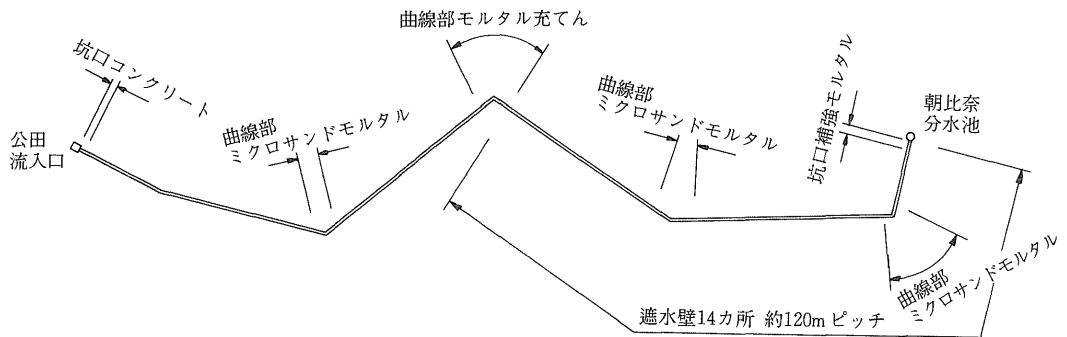


図16 各充てん材の使用状況



るため時期の選定と日程の確保の問題があり
また、調査の内容と方法についても検討が必
要であった。調査結果は一応の成果を得たが、
2次調査は水運用上困難であった。

トンネル変状の原因を調査内容から推測す
ると、大変マクロな見方であるが、地山は第
4期の軟岩層で火山岩滓や軽石を多量に含む
凝灰質風化砂岩を主体とする地層であり、さ

らに、トンネル施工時の状況から見ても地下水が相当あったことが伺える。このような内容からトンネル完成後、これら地下水がトンネル外周に沿って水みちをつくり、グラウンドアーチの形成を局部的に変動させたり、揚圧力となって働くなど、地圧応力の再配分の課程で影響を与えたのではないかと考えられる。なお、上部表層面での造成工事も下流部の比較的土かぶりの少ない部分では影響を与えているものと想定される。

このようなことから、本文では触れなかったが、トンネル下流の約1,900mの区間においては、覆工アーチ部の充てんとあわせインバート中央を取り壊わし、トンネル施工時に布設された仮排水溝を整備し、地下水位の上昇を防止する措置を講じた。なお、これら地下水の排水や充てん材などの洗浄水は、pH処理装置や濁水処理装置を設けて定時観測を行いながら放流した。地下水の排水は、管内挿工事完了後1カ月を経ずして河川放流水規準を完全に下回る数値となって安定した。

管の内挿工事は、上流公田坑口側については当初計画の作業工程により施工できたが、下流分水池側については、立坑工事や覆工外面の調査充てん作業、インバート下部の排水溝の整備などの作業を待って施工したため、上流坑口との同時施工はできなかった。しかし、管内挿工事のみの実稼動日数から見ると1日平均18.5mほどの施工となったことになる。

本工事の施工にあたっては、まず、水運用のための対策工事を行い、横須賀市および本市南部方面への送水について支障のないよう系統切替えを実施し、引き続いて管内挿工事のための作業に着手し、併せて管路化に伴う流入口と分水池の改良工事を施工した。

したがって、実質1年7カ月にわたる工事となったが、この間、横須賀市の理解ある協力をいただき、また、現地視察にあたって助言をいただいたことに対し深く感謝申し上げたい。さらに末筆ではあるが管理担当部の助力と工事に携わった施工業者の努力にお礼申し上げる。