

小田原厚木道路の土砂トンネルの施工について

THE EXECUTION OF ODAWARA-ATSUGI ROAD TUNNEL IN
EARTH AND SANDSてらもと たつ ろう
寺 本 達 朗*

1. はじめに

小田原厚木道路(一般国道 271 号)は、東名厚木 I.C と連結し、小田原市風祭で一般国道 1 号とを結ぶ延長 31.7 km の一般有料道路である。本道路は、段階施工で計画され、すでに一期工事で暫定 2 車線を完成し供用されており、今回更に二期工事で従来の平面区間(平塚～厚木間)を立体交差化するとともに、全線 4 車線化の拡幅工事を行うものであり、目下、昭和 54 年夏の供用を目指して工事中である(図-1)。

この工事の一環として、それぞれ 4 本の土砂トンネルがあり、下記のとおりそれぞれ特徴ある掘削工法を用いて施工した。ここにこの施工について報告するものである。

トンネル名	延長(m)	掘削工法
1. 風祭トンネル	806	上部半断面先進逆巻き工法
2. 坂下トンネル	128	側壁導坑先進上半順巻き工法
3. 弁天山トンネル	980	底設導坑先進上半逆巻き工法
4. 二宮トンネル	483	上部半断面先進逆巻き工法

2. 近接施工

本道路の各トンネルの施工について述べるとき、段階施工という性格から、この近接施工の問題を解決しながら施

工を進める必要があった。風祭、弁天山、二宮の各トンネルは、既設線トンネル(以下「既設線」という)と新設線トンネル(以下「新設線」という)との中心間隔が坑口で 20m、坂下トンネルでは 14m である。一般に、既設線と新設線とが接近した位置で施工する場合、その中心間隔は 30m を確保することが原則とされているが、風祭、坂下の各トンネルの前後及び弁天山トンネルでは小田原側にそれぞれ高架橋が連なり、一期工事で既に二期工事の橋台が完成していたり、あるいは周囲の地形上一期工事の橋台と並んでこれを設置しなくてはならないところもあった。

又、これらのトンネル周囲は、一期工事の時点と比べかなり市街化が進行していて、人家が密集している現状であった。以上のようなことから、トンネルの大幅な線形修正はほとんど不可能となり、トンネルの施工延長の長い風祭、弁天山の各トンネルでは、トンネル線形に曲線を挿入することによって、できるだけ既設線へ悪影響を及ぼさないよう配慮し、坑口で 20m の間隔をトンネル中央部で約 30m 確保するようにした。しかし、二宮、坂下の各トンネルは延長も短く線形修正もできないので、既設線と平行に施工することにし、施工面で細心の注意を払いながらこれを補うよう配慮した。又、今回の施工は常に既設線が供用中であるので、施工中、既設線に与える変状の有無を察知すべく、定期的にトンネルのライニングなどを巡回点検し、施工を進めて行った。

3. 風祭トンネル

地質、ローム層、軽石流及び角礫凝灰岩(図-2)、標準断面(中心間隔 20m)

3.1 側壁導坑及び上部半断面掘削

風祭トンネル両坑口付近は、土かぶりも浅く、地質がローム層で、掘削に当たり地山の緩みが直ちに地表に悪影響を与え、同時に既設線にも危険性を及ぼすなどが想定されるので、図-2 で分かるとおり、土かぶりの浅い坑口から小田原側で 20m、厚木側で 66m の区間は側壁導坑先進工法を用い、この軟弱なローム層を通過後、地山の自立状況を確認して上部半断面先進逆巻き工法を用いて施工した。側壁導坑の掘削は、主に人力によるピックハンマーで行い、

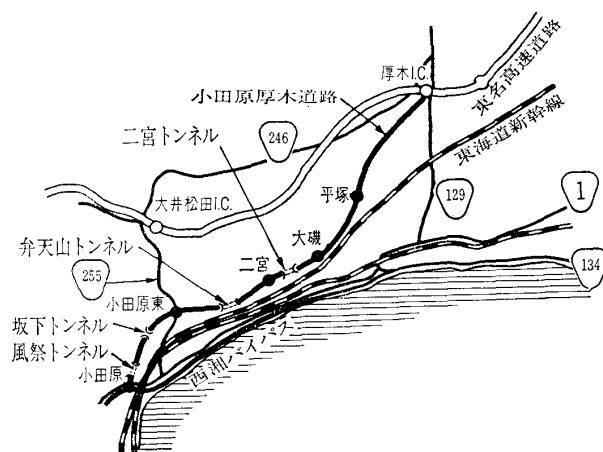


図-1

*日本道路公団東京第一建設局 小田原厚木道路工事事務所 所長

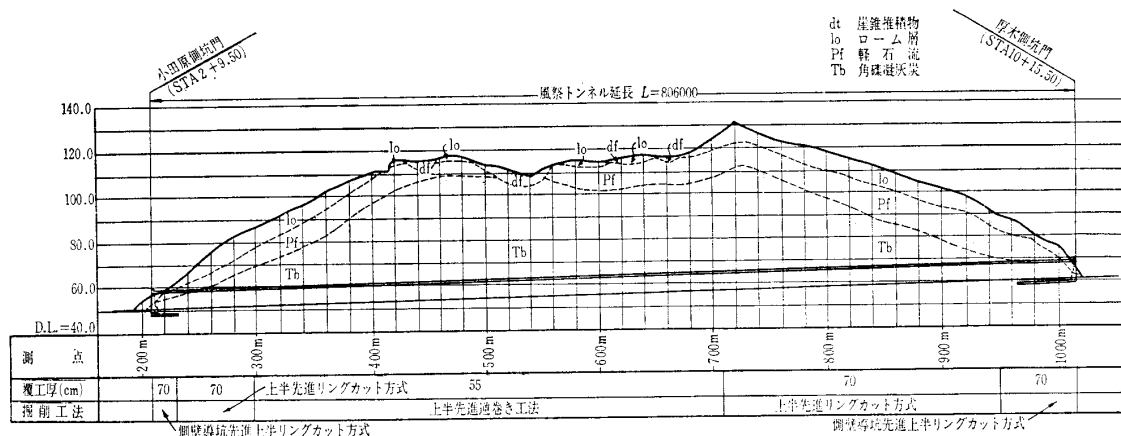


図-2

側壁コンクリートが完成次第、直ちに上半断面の掘削に取りかかった。

この側壁導坑区間の上半部分は、先述のローム層のため人力掘削による上半リングカット方式を用い、慎重に施工した。これ以後の上半掘削は、かねて下記理由により検討し、選定していたロードヘッダーを使用した機械掘削で実施した。理由は、

① 地質はほとんど角礫凝灰岩であり、比較的自立性に富み、均一な地層で湧水量もわずかでロードヘッダー（型式 MRH-S 90）に最適と判断した。

② 既設線（供用中）との中心間隔が少なく、地山の緩みは機械掘削の方が少ない。

③ トンネル坑口付近に民家があり、土かぶりの浅いところに道路又は水路があり、発破による騒音、振動などの公害問題を惹起することがない。

④ 切羽部分の作業環境として、換気設備が小規模で済み、清浄な条件下で作業ができる。

以上のとおりである。このロードヘッダーは、これ自体切

削、破碎を同時に行い、かつ、積み込みもできる機動力のある機械であり、機械の背後にダンプトラックをつけてずりを積み込み、坑外へ搬出した。この外、切羽の自立性が乏しい区間のリングカット部分や、I型鋼製支保工の脚部などは人力によるピックハンマーを用いて掘削し、トラクターショベル（955 L級）でダンプトラックに積み込み坑外にずりを搬出した。

3.2 下半断面掘削

施工は、当初上半部分終了後、逐次実施する予定であったが、地質から判断して長期間このまま放置すれば、アーチ部分の背面土圧や工事用車両の振動などに起因して、アーチコンクリート脚部に過大な集中荷重を受け、支持地盤が緩みアーチコンクリートの沈下変位、及びクラックなどの原因となるので、これらを最少限に食い止めるべく機械工法を用い、早期に下半部分の施工を行うことにした。よって、作業工程は上半部分の進行を主体に置き、アーチコンクリート打設時の時間帯は大背掘削作業を中止し、その他の時間帯では上半掘削と大背掘削の作業をそれぞれ同時

表-1

項 目	選 定 理 由
加 背 割	C タイプ ① 上半 ② アーチ ③ 大背 ④ 土 平 ⑤ 側壁コンクリート D タイプ ① 上半リングカット ② 核掘削 ③ アーチコンクリート ④ 大 背 ⑤ 土 平 ⑥ 側壁コンクリート
型 わ く	アーチスライディングフォーマー $L=10.8\text{m}$ $R=4.6\text{m}$ 1基 側壁パラセントル $R=9.2\text{m}$ 68基 中間7本×6組 予備2 足付4本×6組
コンクリート混合方式	購入生コン 理由 ① 品質管理 ② 運搬距離、時間的問題良
コンクリート打設方式	生コン車 電動コンクリートポンプ スライディング圧送装置 コンクリート管 アーチコンクリート アーチセントル
換 気 方 式	直列排気式 坑内各作業場に良い空気が混入してくるので作業環境が良い。

に行い、大背掘削箇所まで上半掘削のずりを運搬し、大背掘削のずりと一緒に坑外へ搬出するようにし、相互の作業能率の低下を防止するように努めた。

この外、当トンネルの加背割、使用型わく、コンクリートの打設方法及び換気方法については表-1のとおりである。

3.3 アーチコンクリート打設

アーチコンクリートの設計厚は、D断面で0.70m、C断面で0.55mであり、一般的には、この厚さの空間に一定長のパイプ数本を接続して打設区間の最奥まで配管しておき、逐次打設につれて作業員が圧送パイプ1本ずつ取り外しながら空隙のないよう打設作業を行うが、当トンネルではこの圧送パイプを油圧によって自動的に、しかもスムーズに後退できるスライディング圧送装置の使用を試みた。この結果、コンクリートのパイプレーター作業に専念できたこと、及びI型鋼製支保工周りのてん充や、圧送パイプの取り外し作業などに多大の時間ならびに労力を要したことがかなり解消され、かつ連続打設がスムーズに施工できたことは特筆すべきことであった。

4. 坂下トンネル

土かぶり 3~13m (図-3)

地質 ローム層及び軽石流

標準断面 (中心間隔14m)

4.1 施工計画の立案

当トンネルの制約条件として、地質がローム層であり、地表面までの土かぶりが浅く、この直上には県道小田原山北線が横断し、その路面下1.7mの位置に小田原市の給水本管φ500mmが埋設されていることなどがあり、果たして今回の新設線の施工が可能か否かについて事前調査により、十分な検討を行う必要があった。調査としては土質試

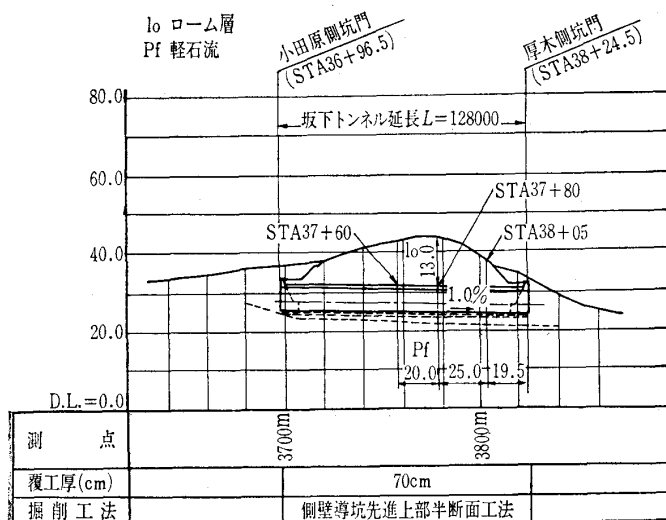


図-3

験による地盤調査、及び有限要素法による変形予測を実施した。

この結果、変形予測をもとに施工管理として変状計測を行い、大きな変状を生じた場合は施工方法を変更することとし、又、事故につながる変状を未然に察知して警報を発する体制を整えて施工をすすめるならば、既設線の安全な通行を確保しつつ近接して新設線を施工することが可能と判断した。又、万一事故が発生した場合、各機関との連絡体制を確立させて施工に当たることとした。

4.2 有限要素法 (F. E. M) 解析による変形予測

まず、F. E. M 解析のインプットデータを得る目的で、両坑口付近のローム層からブロックサンプリングした試料について土質試験を実施した。次いで掘進に従い地質が変化したので、STA 38+14.5 (ローム層Ⅲ)、STA 38+05 (砂層) の各地点で再度試験した。そして、新設線掘削に伴う地山、及び既設線の挙動傾向を予測する目的で、F. E. M による数値解析を行った。計算断面は、厚木側坑口より 19.5m (STA 38+05) の断面 (新設線土かぶり約 7m) とした。解析に当たっては土を等方等質の線形弾性体と考え、平面ひずみの2次元問題として F. E. M により行った。解析領域は、トンネルの挙動に対し境界の影響が出ないように水平方向80m、鉛直方向50mとした。境界条件は、両側面において上下方向自由、水平方向固定とし、底面において上下方向固定、水平方向自由とした。既設線は掘削による影響を線応力で見るとはり材としてモデル化し、又、側壁と底盤との結合はヒンジ結合と仮定した。新設線のライニングは平面要素によりモデル化した。この解析モデルの一例を図-4に示す。又、解析に用いた諸定数を表-2に示す。

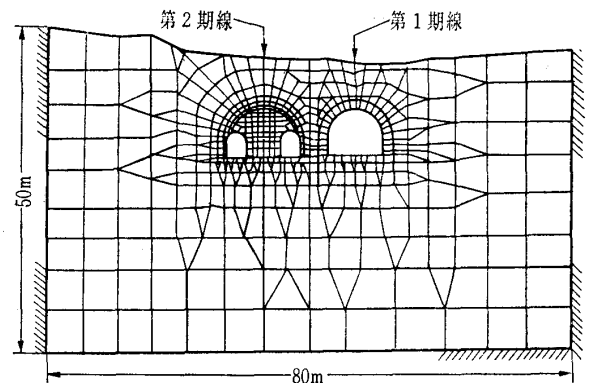
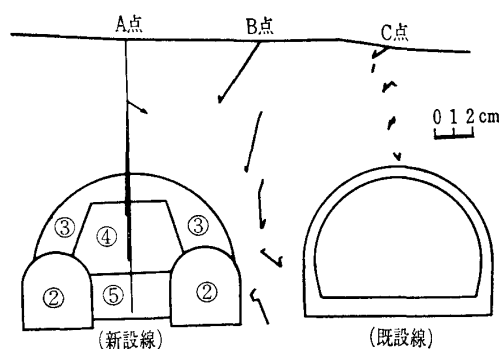
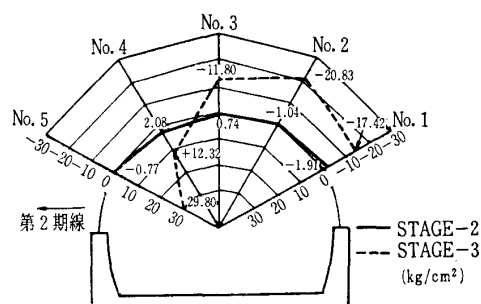


図-4 解析モデル図 (ステージ2の場合)

表-2 インプットデータ

	弾性係数 E (kg/cm^2)	ポアソン 比 ν	単位体積 重量 γ (t/m^3)	粘着力 c (kg/cm^2)	内部摩擦 角 ϕ ($^\circ$)
ローム	163	0.25	1.3	0.9	1.0
コンクリート	2.7×10^3	0.166	2	—	—


図一5 地中変位 F.E.M. 計算値 (kg/cm²)


図一6 ライニング応力変化量 F.E.M 計算値

表一3 各ステージ表面応力の増減量計算値

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
STAGE-2	-1.91	-1.04	+0.74	+2.08	-0.77
STAGE-3	-17.42	-20.83	-11.80	+12.31	+29.80
STAGE-4	-15.38	-19.30	-12.05	+10.65	+28.28
STAGE-5	-13.98	-18.68	-12.66	+9.41	+27.50

表一4 ライニング相対変位量計算値

STAGE	①	②	③
2	0.05	-0.01	-0.07
3	0.05	-0.23	-0.64
4	0.05	-0.22	-0.65
5	0.03	-0.21	-0.69

解析方法の順序は、施工方法を側壁導坑先進リングカット方式として、この施工に従い5段階を設定した。

それは①ステージ1（掘削前の地山応力の算定）、②ステージ2（導坑掘削）、③ステージ3（側壁コンクリート打設後アーチ部掘削）、④ステージ4（一次巻きコンクリート打設後中背掘削）、⑤ステージ5（2次巻きコンクリート打設後大背掘削）などである。

解析結果を示すと表一3～5及び図一5～6のとおりである。図一5の地山変位解析結果より、新設線直上での地表面の沈下量は最大で7cm生ずると予測され、水道管を

表一5 地表面沈下量計算値

STAGE	第2期線直上	2線中心位置	第1期線直上
2	-0.80	-0.42	0.11
3	-7.03	-3.42	-0.50
4	-6.58	-3.02	-0.24
5	-6.57	-2.97	-0.17

防護する必要があると判断された。図一6のライニング応力分布図に示したように、ライニングには新設線からの偏圧作用による約30kg/cm²の引張り応力が生ずることが予測された。

4.3 施工

F.E.M解析による変形予測結果をもとに、新設線掘削に先立ち、次の作業を行った。

① 既設線と地山の密着を図るためのアーチ背面グラウトを実施する。

② 水道本管の沈下防止のため、まず県道をう回させ水道管の防護工を実施する。

③ 既設線の交通に対する安全確保のため、各種計器を取り付け、既設線の変状を予知すること、及び地山の挙動を把握し測定結果を計算値と対比させ施工にフィードバックさせる体制を確立させる。

以上のような処置を新設線掘削に当たり講じた。

4.3.1 側壁導坑及び上部半断面掘削

新設線掘削は、既設線をはじめとする周辺構造物への影響を最少限にするためには、できるだけ地山を緩めぬことが肝要であり、施工法としては地山の変位を早期に拘束できるように配慮し、側壁導坑先進上半リングカット工法を採用することにした。施工順に述べると、

① 側壁導坑の掘削は、ピックハンマーによる人力掘削とし、導坑を左右交互に掘進し、掘進長は最長でも15m範囲にとどめ、掘削後直ちに底盤、側壁のコンクリートを打設する。掘削土はベルトコンベアーにて小型2t積みのダンプトラックで坑外に搬出した。

② 上半断面は、導坑掘削と同様人力掘削によってリングカットを行った。

③ 側壁導坑施工時の測定結果から、地山の変位を早期に拘束する必要があると判断し、支保工のみに頼らず一次巻きコンクリート及び地山とアーチコンクリートとの空隙を生じないように背面グラウトをリングカット終了後48時間以内に終了させ、地山との密着をはかった。

④ 引き続き、本巻きアーチコンクリートはできるだけ早期に行うべく切羽に近づけ、30m以上離れないように配慮した。

以上これらの施工手順を図示すれば図一7のとおりである。

4.3.2 大背掘削

大背の掘削は、極力地山を乱さずローム土をこねくらな

表-6 測定項目・測定機器・測定位置一覧

測定項目	測定機器	STA. 38+05	STA. 37+80	STA. 37+60
1) 第1期線アーチコンクリート表面ひずみ計 面ひずみ変位測定	カールソン型表面ひずみ計 カールソン型温度計	○		○
2) アーチコンクリートと側壁との縫目開閉測定	縫目計	○		○
3) 第1期線アーチコンクリートの相対変位測定	ポテンションメーター型変位計	○	○	○
4) 既設・新設両トンネル周辺地山及び両トンネル間地山変位測定	ポテンションメーター型変位計 クリノワイド	○		
5) 地表面変位測定 横断方向 縦断方向	レベル トランシット	横断方向 STA.38+05		縦断方向 第2期線センターライン上
6) 第1期線トンネルライニングの巡視及びライニングクラック調査	目視 ノギス	第1期線内全域		

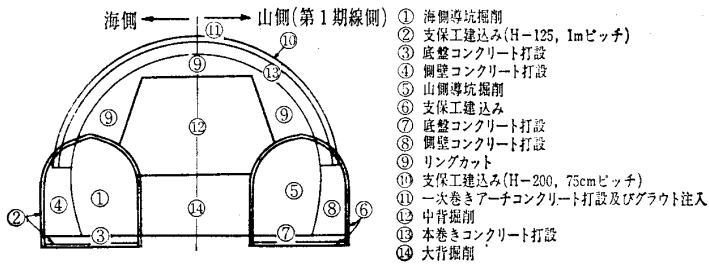


図-7 施工順序図

いよう坑内より湿地用の押しブルドーザー（D-4級）により鋤取り掘削で坑口まで押し出し、坑外に据えたパワーショベル（1.0m³級）によりダンプトラックに積み込み搬出作業を行った。なお、上半掘削時に両側壁導坑内に埋め戻している残土と、導坑用支保工の切断撤去作業は、ショートリーチのパワーショベルと人力によった。

4.4 計測とその意義

計測の目的は、まず既設線の安全通行を確保するため、その損傷を受ける以前に変状を察知できるよう常時監視体制を整え、許容値を越えた場合は警報を発せられるアラームシステムを設ける。次に導坑掘削初期の段階で周辺地山も含めた変状を把握し、F.E.M計算結果と対比することにより、その後の施工法を検討することなどである。主計測断面は、坑口に近くかつその拘束をはずれた STA 38+05（坑口より 19.5 m）とした。又、土かぶりなどの地山条件の変化による影響を見るためと、既設線の安全管理上の目的から更に奥の2箇所に測点を設けた。

測定項目は表-6のとおりであり、測定計器の配置状況は、STA 38+05の地点では図-8のとおりである。警報器はひずみ計、縫目計、相対変位計にそれぞれ接続し常時監視を行った。施工を通して何回か警報が鳴る事態を生じたが、その都度考察を加えたけれども重大なクラック発生には至らず施工を続けることができた。このように予測計算と施工中の精密な変状測定とを対比しながら施工を行う

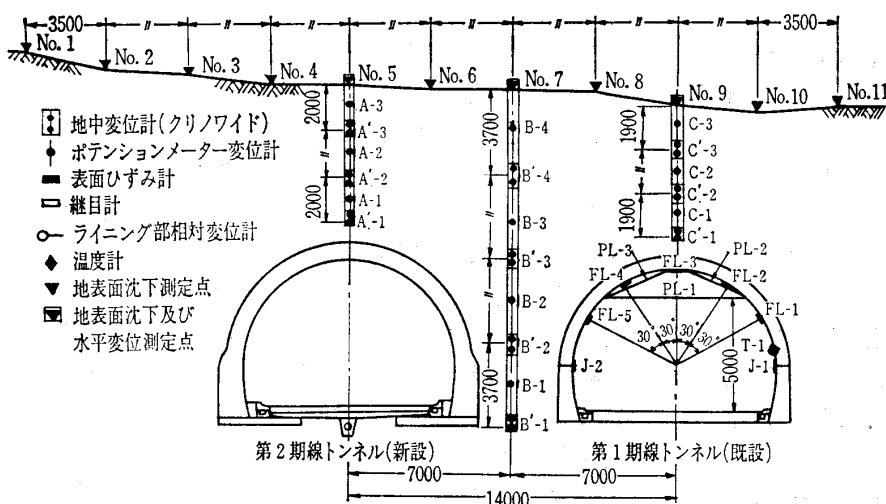


図-8 測定計器配置図（測定断面 STA 38+05）

ことは、既設線の交通安全確保のアラームシステムだけでなく、そのデータ解析の結果を直ちに施工法にフィードバックし、より安全な施工を行うという点においても非常に有効な手段と思考する。

5. 弁天山トンネル

地質、安山岩質凝灰角礫岩、砂岩、礫岩、泥岩（図-9）

5.1 底設導坑掘削

当トンネルの地質から判断して、十分な排水機能の保持と同時に、掘進しつつ地質の構成状況を把握する目的で、両坑口から底設導坑で先進する工法を用いた。

しかし、厚木側坑口付近は地層が泥岩層で湧水も出ており、底設導坑から直ちに上半掘削へと移る場合、落盤の危険性も考えられるので、坑口からそれぞれ約60mの区間は側壁導坑で施工し以後は底設導坑で施工した。又、当トンネルは他のトンネルと異なり、先述のとおり地層が複雑で軟弱な地層もあり、かつ湧水量も多いと推定されたので、

底盤の損傷を極力少なくするためにずりの搬出及び支保工などの諸器材の搬入、並びにコンクリート運搬などすべてをレール工法で行うことにした。この掘削は、レッグドリル（F80級）及びピックハンマー（CA7A）を用いた人力掘削で行い、ロッカーショベル（RS 55）型でずりを積み込み、ローディングコンベアーで鋼車に移し12tけん引のバッテリーカーで坑外に搬出した。

5.2 上部半断面掘削

導坑貫通してのち、上部半断面の施工に取りかかるが、ここでも近接施工

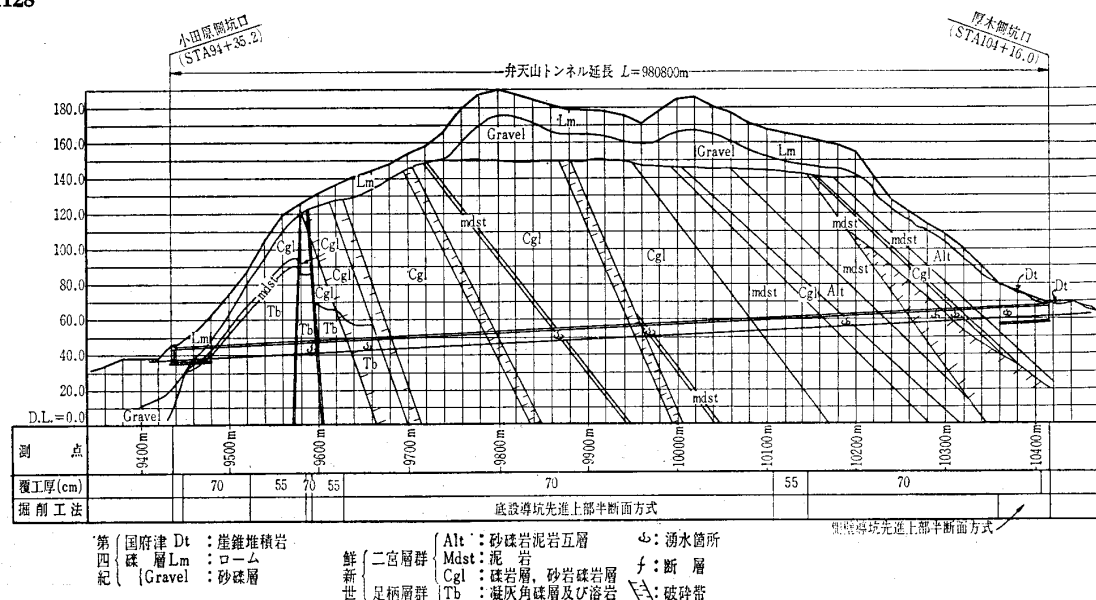


図-9

を考慮に入れて地山を緩めない工法として、ロードヘッダーを採用するか否か検討したが、地層が複雑で軟弱な地盤での作業や、転石を含む区間での作業などを考えれば非常に効率も悪く、掘削方向へ地層の傾斜がある厚木側坑口からの施工など考えれば十分な核残しもできないなどの理由からこの採用は見合わせた。

そこで、地山の自立しない軟弱な区間は既設線の施工と同様、上部半断面リングカット方式で掘進し、リング部分はピックハンマーを用いた人力掘削を行い、自立する区間は軽度な発破と人力掘削とを併用した掘削工法を用いた。ここで特に意を用いた点は、この掘削時のずり処理に改良型のバックホーを使用し、切羽の安全施工に力点を置いた。この採用理由は

① 切羽（特にリングカット底部）にI型鋼製支保工建込みのため長時間作業員をずり処理のため拘束することは、切羽の土砂の肌落ち及び崩壊が懸念されるので、これを短時間で終わらせることができる。

② 矢送りする際の足場確保のため、順次リングカット底部までずり処理ができる。

③ 掘削土砂のずり処理にドーザーショベルのように足まわりの速い重機械を使用することは、事故の発生率が高いので、これを防止する。

④ 軟弱な地層、及び湧水などの区間では上半盤の損傷を最少限に防げる。

以上のような利点があげられる。なお、改良を加えた点を列記すれば下記のとおりである。

① バケットを改良して、リング角度を 0° とした。

② キャタピラを超湿地用（接地圧 0.22 kg/cm^2 ）とし、底設導坑との土かぶりの薄い上半盤に置くことができ、作業の安全に力点を置いた。

③ アーム及びブームを短くし、ショートリーチの利くものとし、第2シリンダーの取付け位置を変更した。

④ 坑内の排気ガスを最少限にすべく、エンジン効率の高い三井ドイツ空冷気筒ディーゼル (F4L912) を装備した KB-40 RH を採用した。この改良した機械の使用により、トンネルの狭い作業スペースでの能率は向上し、操作も通常なじみのある機械なので、特別な熟練を要することもなく、所期の目的を果たすことができた。

5.3 下部半断面掘削

上部半断面掘削につれて、引き続きアーチコンクリートを打設し、その後これを支持するため、上半盤上よりバックホーを使用して左右交互に千鳥状に土平掘削を行い、側壁コンクリートを打設して行った。早期に施工したのは、底設導坑からの土平掘削は作業能率も悪く、又、軟弱な地質及び湧水のある区間などではアーチ脚部の支持力が低下し、支持地盤の土砂の崩壊を生じる危険性を避けるためである。そして下部断面の大背部分と土平の中間部分の掘削は、削孔機F80、レッグドリル及びピックハンマーを使用し、ドーザーショベル (D30級) 又はショベル (UHO3級) でずり処理を行い、鋼車で搬出した。

6. 二宮トンネル

地質 二宮層泥岩 (図-10)

6.1 側壁導坑及び上部半断面掘削

当トンネルの坑口付近は表土及び砂質ロームであり坑口付近の地山を緩めないために、坑口より44mを側壁導坑先進順巻き工法で施工することとし、以後泥岩層を上部半断面先進逆巻き工法で片押しの施工をすることにした。掘削方法に関して地表踏査、地質縦断面図、一期工事の資料など参考にした結果、地質は大半が砂質土、泥岩で占められており、弾性波速度 $1200 \sim 1600 \text{ m/s}$ 、又、圧縮強度 $20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ であり、湧水は坑口付近の一部に若干あることが分かった。この外、トンネル周囲の環境と既設線に与える掘削の影響を考慮すれば、ロードヘッダーによる機械掘削

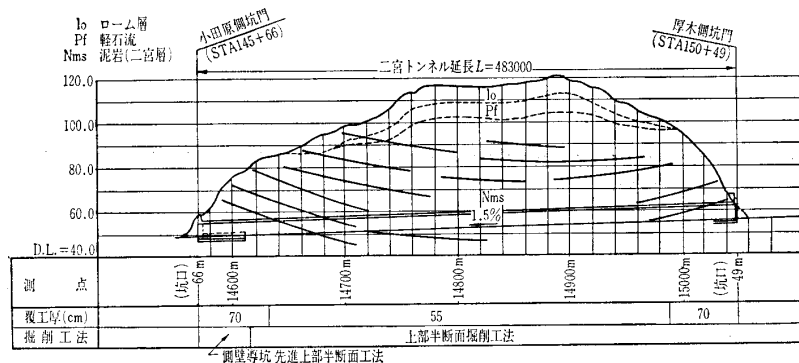


図-10

が最良の工法であると判断した。

ロードヘッダーは上部半断面掘削に対してはMRH-S90型を使用した。しかし側壁導坑掘削では、MRH-S90型は幅が広過ぎて使用できなく、狭所の掘削に適したMRH-S45型を使用した。

掘削時は常に作業員1人が支保工わきにおいて、ドラムの回転、アームの方向を指示し、掘削されたずりはドーザーショベルを使用して積み込む。なお、支保工の脚付き部は人力掘削とした。又、地質の悪いD区間ではリングカットを人力で行い、進行に従って核の部分の除去をロードヘッダーで施工することにした。

6.2 下部半断面掘削

1) 大背掘削 当初はリッパ付きブルドーザー(D80級)を使用して掘削する計画であったが、アーチコンクリートを支える地盤としてこの幅に余裕を持たせるため、土平を広く確保することにより、大背掘削時にリッパ付きブルドーザーとずり積み機が交差し安全管理上好ましくなく、かつリッパの振動により土平の崩壊のおそれがある。第二にリッパで底盤を削るので泥岩の場合比較的堅ろうな地質とはいっても路盤基準面以下を乱すおそれがあること。第三にリッパは内燃機関を用いるので排気ガスが坑内に充満し、作業員に悪影響を及ぼすのに比べ換気上も設備が比較的の小規模ですむなどの理由からロードヘッダーMRH-S90型を使用することにした。

2) 土平掘削 土平掘削の基本は、ロードヘッダーMRH-45型を使用し、ずり積みはトラクターショベル(D50

S)を用い、トラックで坑外へ搬出する。

なお、土平の整形は人力によることにした。

6.3 施工実績

① 側壁導坑は掘削断面積 $11.35\text{ m}^2 \times 2$ 本で総延長88mであり、支保工H-125を1mピッチで建て込み、2方(実稼働20時間)の進行は平均して8m、その掘削量は 91 m^3 であった。

② 上部半断面は厚木側坑口から20m、小田原側坑口から44mの区間をリングカット方式で行い、ロードヘッダーによる掘削は中背の部分に限られ、リングカット部は

先述のとおり人力掘削とした。D_{s-I}、D_{I-I}断面の各区間ではH-200の支保工を0.75mピッチ、C断面区間ではH-200の支保工を1mピッチで建て込んだ。全体的には切羽が自立したが、D区間及びC区間では泥岩のき裂、火山灰層が挟在中背を残しながらの施工となった。これら各区間の施工実績をまとめれば表-7のとおりであった。

以上のように当トンネル工事において特筆すべきことは、全断面をすべてロードヘッダーで掘削した点である。

7. おわりに

以上、風祭、坂下、弁天山、二宮の各トンネルの施工状況を述べたが、いずれもアーストンネルであり、かつ双設トンネルとしてその中心間隔は、一般常識をはるかに越えた近接施工であり、それだけに施工中常に既設線の変状を観察しながらの工事であった。

又、それぞれのトンネルの地層構造が異なっているため、施工方法もそれぞれの特徴を持ったものとなった。殊に、風祭トンネルの上半部分、及び二宮トンネルの全断面にロードヘッダーを取り入れて施工したこと。弁天山トンネルではショートリーチのバックホーに改造して作業効率を高めたこと。特に坂下トンネルでは事前予測として有限要素法を用い、既設線への影響を察知するための計器計測を行い、交通の安全通行を確保するとともに、予測計算と地山の実際の挙動を対比することにより、施工法の検討に役立たせ、今後の施工に必要なデータを収集できたことなど、今後のアーストンネルの施工に有意義な実績を挙げることができた。

トンネルの完成するまでの間、1件の人身事故もなく無事完成したことは、それぞれの施工者の労務の安全管理に徹した結果と思料する。

最後に、これらトンネルの設計、施工に関し、多大なご指導を賜った関係者各位に謝意を表し、今後の施工の一助となれば幸いである。

(原稿受理 1976. 5.17)

表-7 上部半断面施工実績 (MRH-S90)

断面区分	施工延長	掘削断面積	実稼働日数	平均日進	日当たり掘削量
D _{1-I}	40m	38.635m ²	16.5日	2.42m	93.5m ³
D	15	39.224	3	5.00	196.1
C	365	36.890	61.5	5.93	218.8
D	39	39.224	8.5	4.59	180.0
D _{1-I}	16	39.224	6.5	2.46	96.5