恵那山トンネル竖坑工事の地質工学的な報告

猪 間 英 俊*

Geotechnical Report of the Shaft Work in Enasan-Tunnel

by Hidetoshi INOMA

Abstract

This report refers to some geotechnical experiences about the shaft work in Enasan-tunnel that is lately completed.

They contain following topics.

- (1) location of the shaft
- (2) geotechnical investigation for design and operation
- (3) a boring for drain and attendant works
- (4) excavation in distress
- (5) cracks in lining due to 440 m-fault gouge

1. ま え が き

難工事としてトンネル関係者の関心を集めた恵那山トンネルは、昭和50年8月供用を開始することとなった。道路トンネルとしては世界最大級である。筆者はこのトンネルの計画段階からたずさわって、とくに換気用の竖坑工事の現場を担当してきたのであるが、この機会に編集委員会からのお勧めもあり、この竖坑工事において土木地質的な気のついたことをまとめてみたものである。

2. 竖坑工事の概要

恵那山トンネルは中央自動車道の飯田インターチェンジと中津川インターチェンジの間にあり、木曾山脈を貫き約8,500mの延長をもつ。トンネルの換気方式を六分割横流式と決定したことから、西坑口から1/3地点即ち約2,833m地点に換気坑が必要となり、地形、地質、工事用道路など諸条件から飯田方が斜坑、中津川方が竖坑となったものである。ただし中津川方竖坑は沢を避け尾根に近い位置を選定したので、坑口から約2,500m地点に開削し坑底において水平坑をとりつけて地下換気所に通じている。

竖坑の形状諸元は図-1の通りであって、道路トンネル竖坑では世界最大である。

図-1 竖坑の縦断面図と標準断面図

昭和45年夏まず水抜坑を開削、昭和46年秋から本体工事の坑口づけ、昭和47年6月より本体部の掘削にかかり前半は水抜坑の閉塞事故のため難航したが、閉塞事故箇所突破後の半年は月進45~55mの安定した進行で昭和48年12月に620mの掘削を完了、昭和49年は二次覆工、隔壁、換気塔が完成した。

地質はいわゆる濃飛流紋岩であるが、全山破碎帯ともいべく脆弱な岩で、断層粘土で封じこめられていた水がトンネル掘削の進行につれて突然噴出し切羽が崩壊す

* 日本道路公団日立工事事務所

ることが日常茶飯事であった。堅坑では水抜坑により水位低下をなかったもので、620m掘削完了時点で目測約0.4~0.5t/分の湧水ですんだ。

3. 堅坑の位置の選定

中間換気坑の位置は前述の通り計算上坑口から2,833m地点となる。中間換気坑と一体となる中間換気所は、地上式だけでなく地下式となる場合を考えて、換気坑の本トンネルとの取付け位置を2,833m地点④から直角方向に150m離れた⑤地点を基点と考えた。

まず堅坑案で⑤点直上に開削すると百鳥沢とよぶ広くひらいてはいるが急傾斜の谷の中心にきて崩積岩層が厚く、掘削も坑口広場の造成も困難である。そこで堅坑とするならこの近傍では約300m坑口方に寄った③地点しかない。この地点は百鳥沢と臼ヶ久保とに挟まれた脊梁部で、地形がやや緩かで地質も他に比較すれば良好なことが期待できる。

⑤点に斜坑案で結ぶとすると、これまでの斜坑の施工例から傾斜を1/4程度とすると、営林署の貯木場付近の①地点が最適である。この位置からの斜坑は③点からのびる脊梁部を通過することになるので、地質条件はや

はり良好なことが期待できる。工費は③点の堅坑と同等以下と試算されたが、その差が僅かであるため将来の換気用動力費を含めると斜坑は延長が長いだけに不利になる。

また水平坑と盲堅坑で⑤点に結ぶ案もあるが、延長が一層長くなるので工費だけで他の案に劣る。

結局③点から堅坑を開削し、620m地下で水平坑で⑤点に結ぶ案が最も有利である。

4. 地質調査と設計、施工

(1) 地質調査とその結果

堅坑の位置が地形、換気、施工上限定されるので位置選定のための地質調査は省略されることとなるが、設計施工のための地質調査は水抜坑を利用して弾性波探査と検層を実施した。

弾性波探査は水抜坑内に受震点を10点設け、発破点を地表に1箇所と本線トンネル切羽に1箇所設けた。またこの坑井内受震法と組合せ解析考察するため、受震点を水抜坑を挟んで地表面に一列に並べ、発破点を本線トンネル切羽に設けた扇形展開法を併用した。

検層としては電気検層、音波検層、インテンシティ・

図-2 堅坑付近の平面図

ログを行なった。音波検層ではオシロ・スコープ上の波形を連続撮影装置のフィルムに深度 1 m 当り 4 駒の撮影を行い、また波形の振幅の大小をオシロ・スコープ上に輝度変調してフィルム上に連続的に撮影した。インテンシティ・ログとはこの後者を指す。

これらの結果を概括すると、

0~50 m 弾性波探査で 1.4~1.6 km/sec、音波検層で泥水中の伝播速度以下即ち 1.8 km/sec 以下、水抜坑掘削のカッティングは粘土混り風化岩。

70 m カッティングからみて岩盤に入り次第に堅くなる。

250 m まで 電気検層 200~300 Ω -m、音波検層ごく一部を除き 4.5 km/sec 以下。

340 m 弾性波探査によるとこれより上 3.6 km/sec、これより下 4.7 km/sec。

400 m まで 電気検層 600~800 Ω -m、音波検層 6~7 km/sec の部分と 4 km/sec 前後の部分が交錯。

400 m 以深 電気検層 900~1,400 Ω -m、音波検層局部的に低速度の部分を含むが 4.2~5.8 km/sec。

断層ないし破碎帯と考えられる部分を 21 箇所検出することができた。

これらの結果を総合的に判断して、Ⅰ：新鮮、Ⅱ：亀裂が比較的少ない、Ⅲ：小さい亀裂がある（風化を受けて変質している）、Ⅳ：普通の破碎帯または風化著しく脆弱な岩盤、土砂、崖錐の四種の岩質に区分し、620 m を 16 に分帯した。

掘削を終って実績を整理したところ、岩質 Ⅰ、Ⅱ はなく Ⅲ、Ⅳ に限られ 11 に分帯された。詳細は省くが実績で判定した岩質 Ⅲ の個所は、音波検層で一般的な速度傾向が上下にくらべて 0.5 km/sec 以上速い部分で比較的単調な曲線を描いているところが該当した。水抜坑と掘削切羽の大きさが違うので、破碎帯などが傾いていると検層による想定より浅いところから切羽の岩質は悪くなる。

(2) 堅坑設計及び施工との関連

掘削工法については別項で述べる。

覆工厚は岩盤の性質や堅坑の大きさなどによって決定されるが、堅坑壁に作用する水平方向の圧力を求めることが非常に難しい。ここではプロトジャコノフの式が妥当と思われる値を与えるのでこれを採用して 100 t/m^2 とした。(プロトジャコノフの式 $p = \gamma \cdot H \cdot \tan^2 \frac{90 - \varphi}{2}$, p : 堅坑壁単位面積当りの圧力 t/m^2 , γ : 岩石の比重 t/m^3 , H : 堅坑の深さ m , φ : 岩石の内部摩擦角, $\gamma = 2.7$, $H = 600$, $\varphi = 60^\circ$ とすると $p = 117 \approx 100 \text{ t/m}^2$)。これを用いて計算する覆工厚の式として提案されているプロトジ

ヤコノフ、ダニエル、ラメ、ハイゼなどの諸式、内径 5 m 以上の炭鉱のコンクリート覆工の築壁係数などを参照して経験から岩質 Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ は 40 cm、Ⅳ はリング支保工を用いて 50 cm の覆工厚とした。後でふれる 440 m 断層の個所を除き覆工厚に問題はなかった。

支保工の設計には土圧として 10 t/m^2 程度を考えた。支保工に生ずる軸力及び曲げモーメントから応力が求められるので、鋼製支保工の許容応力を $1,900 \text{ kg/cm}^2$ 、ピッチ 41.2 m として計算の結果 $H = 125 \times 125$ とした。

ショート・ステップ工法は坑壁の自立高さの限度までステップ高を短縮するのであるから、よほど地質が悪くならない限り支保工を省くことができることにその特長がある。そこで岩質 Ⅳ と判定された地質で極力支保工を省くこととし、Ⅳ の 50% 以上で支保工を省略することができた。

なお坑壁で見るに岩質 Ⅲ は亀裂節理間隔が 15 cm 程度以上であるが、Ⅳ ではそれ以下となり容易に手で岩片をもぎ取ったり削じたりできる程度のものである。坑外へ搬出したずりで見ると Ⅲ では人頭大のずりが目立ってくるが、Ⅳ ではほとんど拳大以下がほとんどで切込碎石状である。

5. 水 抜 坑

(1) 概 要

堅坑掘削で一番問題である湧水処理については、補助トンネルを利用して排水することとし、堅坑掘削に先立って堅坑掘削断面内に水抜坑を開削した。水抜坑の坑底に向って補助トンネル側から分岐して導坑を開削して互に貫通させる。ここで補助トンネルとは車が通る本線トンネルに平行して開削した換気用のトンネルを指す。

水抜坑の掘削には石油さく井用の N-2000 のドローワークスを使用し、実掘削 49 日で掘り終った。掘削径、ケーシング・プログラムは図-3 の通り。約 100 m までは岩屑や風化により岩盤がゆるんでいて逸水が著しく、泥水で止らずわら屑を刻み込んで逸水を克服した。

(2) 孔曲りについて

この水抜坑のボーリングで最も難しい点は、その軌跡全部を最小掘削径 7.4 m の中におさめなければならないことである。結局孔曲り修正のためターボドリルを二度にわたって使用しなければならなかった。

孔曲り測定には 20° 計イーストマン・シングルショットを使い、10~15 m 間隔で測定を行なった。

一般に西へ西へと流れる傾向が強かったが、堅坑掘削中の坑壁の観察では断層粘土や節理は多くは逆に東傾斜であった。

図-3 水抜坑のケーシング・プログラム

図-4 水抜坑の孔曲り

表-1 孔曲りの水平誤差の対深度比

深 度 (m)	水平誤差 (m)	水平誤差/深部
50	微	微
100	0.13	0.0013
150	0.3	0.0020
200	0.2	0.0010
250	0.4	0.0016
300	0.12	0.0004
350	0.16	0.0005
400	0.37	0.0009
450	0.44	0.0010
500	0.79	0.0016
550	0.7	0.0013
600	0.28	0.0005
平 均		0.0011
最 大		0.0020

* 50m ごとに図上で誤差をよみとった。

実際の水抜坑の位置は竖坑底で掘削作業中の測定のため精度は10cmオーダーまでしかないが、傾斜儀による計算位置の実際位置との水平誤差は次の結果を得た。

平均水平誤差 深度×0.11%

最大水平誤差 深度×0.20%

(3) ガンパー (ガン・パーフォレーション) と鋼管の変形損傷

水抜坑のケーシング・パイプには無孔の鋼管を使用した。水抜坑でありながら有孔鋼管を使用しなかった理由は、水抜坑の開削と迎え掘り導坑との貫通の間に工程的に一年以上の時間があるため、有孔鋼管ではその間に土砂、スライム、セメンティング材が鋼管背面から流入し鋼管を閉塞するおそれがあるためである。そこで迎え掘り導坑貫通直前にガンパーを実施して有孔にする計画をたてた。

まずセメンド・ボンドログを行なって鋼管背面のセメンテーションの状況を探り、土圧も考慮して油井の場合の1/2~1/3に減量し、1m当り6~4発のガンパーを

実施した。

堅坑掘削が進むにつれガンパーをした鋼管を掘り出すことになるが、減量したにもかかわらず鋼管の変形損傷がかなり発見された。

(イ) 鋼管の変形: $9\frac{5}{8}$ " 管が 196 m でだ円形に変形していた。変形量は +9 mm 及び -9 mm (径に対し 4%)

(ロ) 鋼管のひび割れ: ガンパー孔を中心に数 cm ~ 30 cm 程度のひび割れが生じた。233 m 以深において頻繁に見られた。

(ハ) カップリングの破損: $9\frac{5}{8}$ " 管をつなぐカップリングが 268, 285, 295, 304 m の深度で縦に真二つに割れた。割れ口は錆びており発破やグライフによって割れたものではないことが明らかであった。

以上の変形損傷の見られた箇所は m 当り 6 発のガンパーを施工したかまたはその直近箇所である。

さて 227 ~ 256 m はターボドリルで 180° 方向変換した箇所であることを考えると、鋼管が強制的に屈曲させて埋設された上に、鋼管背面が空隙に富んでいるところへガンパーを打ったために変形損傷したものと推定される。

したがってこの堅坑の場合 m 当り 6 発は限度であったと思われる。

(4) ケーシングプログラムの問題点

ガンパー施工の数日後より水抜坑が閉塞する事故があった。鋼管の径を 330 mm で小さく落してあるが、ガンパー孔が径約 10 mm であるからここから流入する異物で閉塞するとは考えられなかった。

異径部の閉塞物質は相当固いものであったが分析結果は水垢 1/2, セメンティング材 1/4, 粘土質 1/4 であった。これからガンパー完了時管内の水を一気に放水することによって負圧が大きくなって水垢を管内壁より剝離落下させ、同時にガンパー孔からセメンティング材や土砂を吸いこんだため閉塞したのではないかと想像される。ガンパーによる鋼管やカップリングの損傷はセメンティング材や土砂の流入に寄与したであろう。これら一連の出来事はケーシングプログラムについて研究すべき問題を提起していると思われる。

6. 掘削上の問題

(1) 概 要

堅坑の掘削方式はロング・ステップ工法とショート・ステップ工法とがあり、地質、工期、仮設備等諸条件から比較検討されるが、ここでは設備が簡単な交互方式の

ショート・ステップ工法を採用した。

地質は既に述べたように濃飛流紋岩で、トンネル掘削中の状況では断層破砕帯や亀裂節理が発達し至るところ水がついてまわり、貯えられた水にぶつかるとあたかも生コンクリート状になって導坑切羽が崩壊する。先進導坑切羽の崩壊は表-2 に見る通りで、工区境まで悪地質

表-2 補助トンネルにおける切羽災害

区 間	切羽災害件数
STA 29+50 ~ STA 30	15
30 ~ 31	13
31 ~ 32	8
32 ~ 33	4
33 ~ 34	12
34 ~ 35	5
35 ~ 36	6
36 ~ 37	5
37 ~ 38	12
38 ~ 39	9
39 ~ 40	7
40 ~ 41	4
41 ~ 42	13
42 ~ 43	5
43 ~ 43+30	2

* 切羽災害は湧水の噴出、切羽崩壊が大多数であるが、切羽全面に断層粘土が現れただけで災害を伴わないものを一部含む。人的災害を意味するものではない。

* 坑口は STA. 1+55 である。

がつづいた。このような地質ではロング・ステップ工法を採用する余地がなく、ショート・ステップ工法によらなくてはならなかった。ステップ高は導坑切羽における自立高さも参考にして標準 1.2 m とした。

(2) 保孔と発破効果及び作業サイクルの短縮の問題

掘削中我々を一番悩ませた問題は保孔と発破効果の問題であり、それに関連する作業サイクルの短縮をいかにして実現するかであった。現象としては次のように要約される。

(イ) 亀裂が多いため削孔が困難。

(ロ) 削孔できても孔崩れが多く装薬不能となる場合も多い。

(ハ) 孔崩れのため孔尻が揃わず発破効果不良。

水抜坑があることにより切羽湧水は少なく、滲むように湧く水のほか上方の坑壁から出る水が溜る程度で、ずりを取りながら水を切羽の一隅に導き水抜坑に落した。しかしこの少量の水によって孔が崩れ易く、とくに水抜

表-3 豎坑の掘削に関する実績

項 目	岩 質 III	岩 質 IV		備 考
	ステップ高 1.2 m	ステップ高 1.2 m	ステップ高 1.8 m	
掘 削 全 長 (m)	96.0	409.214	81.0	坑口部 30 m を除く
ス テ ッ プ 数 (段)	80	341	45	
掘 削 土 量 (m ³)	4,703	20,215	3,869	
平 均 削 孔 長 (m)	1.35	1.31	1.08	
起 砕 深 (m)	1.06	1.01	0.83	3.5% 96.5%
削 孔 本 数 (本)	6,795	28,914	5,752	
うち 装 薬 不 能 孔 (本)	128	1,063	245	
有 効 孔 (本)	6,667	27,851	5,507	
ダ イ ナ マ イ ト (kg)	3,727.5	13,207.6	2,252.6	
雷 管 (本)	6,667	27,851	5,507	
m ³ 当りダイナマイト量 (kg/m ³)	0.79	0.65	0.58	
発 破 回 数 (回)	91	414	98	
1 ステップ当り発破回数 (回)	1.14	1.21	2.18	

坑が閉塞した期間はこの点大変苦勞した。これは地質がきわめて細かく亀裂節理に富んでいて、さらに削岩機が細かい震動を岩盤に与えることになるため潜在的な亀裂をゆるめてしまい砂・レキ状になって崩れてしまうためである。いわば孔壁が水によって自立しない現象である。こうして削孔しても埋没して装薬不能となった孔は 3.5% に達した。豎坑では長孔削孔が難しく、平均削孔長 1.27 m に対して発破効果の低下から平均 0.98 m の起砕しかできず、したがって 1.2 m の計画ステップ高に追いつかず、数ステップに一回は二回発破を行なわなければならなかった。

保孔、発破効果の向上、作業サイクルの短縮の対策としていろいろ試みた。所見を摘記する。

- (イ) アンブレラジヤンボによる削孔時間の短縮：坑内に搬入し切羽に設定するまでの時間が大。孔崩れは避けられない。
- (ロ) ワゴン・ドリルによる長孔削孔：削孔は短時間でできるが、坑内搬入、段取、設定、移設にかかる時間が大。
- (ハ) 残ずりをブルドーザで迅速に集める：ずりが堅く角ばってよくかみ合っているので、搬入できる小さいブルドーザでは力不足。
- (ニ) ロッカー・ショベルによるずり積み：ブルドーザ同様力不足。坑内作業員の安全性に問題あり。搬出の際土落しを入念にする必要あり。搬入搬出の際重心の関係で傾きスカフォード通過が簡単でない。着地の際引回しが必要で時間がかかる。

(ホ) バックホウによるずり積み：坑内が狭く水抜坑の位置が常に変るのでキブル置場が確保できず、死角がある。

(ヘ) 1.6 m の長いロッドの使用：身長との関係で扱いにくく引抜きに時間がかかる。孔口を乱し孔内に石を落す。

(ト) 孔崩れた孔をオーガーで再削孔：落ちこんだ石がオーガーに楔状にからみ、その石が堅いためロッドが旋回せず。

(チ) ケーシング・パイプによる保孔：ケーシングパイプを打込みその中を削孔するのであるが、削孔長に見合うケーシングは打込み引抜きが相当困難で 40~60 cm が最適。

(リ) 偏心ビット：ロッドをケーシング・パイプに挿入しビットを偏心回転させ、ケーシング・パイプより大きい孔を削り同時にケーシング・パイプを下げるものであるが、岩盤の亀裂に空気が逸出することと粘土分がインナー・チューブに沈澱してスライムの排除が悪い。掘削断面積加大するため削孔速度が低下す。ロッドがみそすり運動するので扱いにくい。

(ヌ) 薬液による保孔：日東 SS を削孔中に圧入したが、湧水に希釈されて効果なし。

(ル) セメント、ベントナイトによる保孔：削孔する口元にセメント、ベントナイトを撒くのであるが、口元の小さいずりは粘土化して孔内に落下することは少なく有効。

(ヲ) エアによる孔掃除を入念に行なう：起砕面の不揃いをなくするのが目的であるが、孔内に落ちこんだ石が孔内で踊るだけでかえって孔壁を荒し、そのためにますます石が孔内に落ちこむ。

このように地質にぴったり合った決め手はなかったが、セメント、ベントナイトを口元に撒き、必要に応じてケーシング・パイプを利用するのが最後まで採用した比較的有效な工法であった。

(3) 440 m 断層

水抜坑施工の際実施した電気検層、音波検層及びインテンシティ・ログを照合すると、音波検層では 445 m でスキップサイクルを示し、インテンシティ・ログでは 444~447 m で完全に濃淡模様が消え、電気検層では 445 m で比抵抗が急降下するなどすべての情報が 445 m 付近に断層粘土が存在することを指示していた。

図-5 440 m 断層における覆工の亀裂

掘削の結果ここに最も顕著な断層粘土が出現し、覆工コンクリートに亀裂が入る事故があった。出現したのは 440~449 m で、80 cm の粘土とその下に 120 cm の破砕帯を伴うもので走向 E-W 傾斜 40°S、水がついていないため粘土は羊糞のようにスコップで容易に切出せる。この断層は NW-SE の直に近い数 cm の白色粘土をかむ断層で数回切られている。地質が悪くなる様子がみら

れたので 440 m から巻厚をそれまでの 40 cm から 50 cm に厚くしたが、一兩日で 440 m を挟んで 6 m 間覆工 S 側に剪断亀裂を生じた。覆工コンクリートは超早強力セメントを使って 6 時間で 45 kg/cm² という特別に強い設計圧縮強度をもつものであったが、偏土圧に抗しきれなかった。堅坑の巻厚/内径と土圧の不均等度との関係や、井筒の設計の考え方から推察すると 30 t/m² 以上の不均等土圧がかかったのではないと思われる。対策として内梁支保工、セメント・ミルク注入などを行なった。トンネルの地質調査では検層結果を十分に利用されているかどうか疑問であるが、この場合非常に有用な情報を提供したといえよう。

5. 将来線の堅坑の計画

今回施工の堅坑は二本掘るべきトンネルのうち一本だけ先行完成し、当面对面交通に供するものとして建設されたものである。よって将来線の建設にはまた堅坑の建設が必要である。その場合諸条件から今回の堅坑と同じ広場に建設するのが有利と考えており、トンネル位置との関係から二本のトンネルを跨いで堅坑—水平坑—盲堅坑という構造になる。この準備として将来線堅坑直下に補助トンネルから分岐する水抜導坑がすでに施工してある。将来線堅坑では今回とは逆に導坑めがけて水抜坑のボーリングをしなければならないので一層精密なボーリングが要求される。

湧水は堅坑部と水平坑部は今回より少ないものと思われる。湧水が少なればこの地質は 1.2 m の高さは十分自立するし、孔崩れも軽微となろう。

盲堅坑部はこの地質ではトンネル側から上へ掘り上ることはできないので上から掘り下ることになるが、水平坑との接続部にはずり出し及び覆工隔壁工事のために大きな空間か作業坑を掘る必要があると思われるので地質に恵まれることが望まれる。

(昭和 50 年 8 月 13 日受理)