

トンネル工事における坑口部の検討

山梨県土木施工管理技士会
株式会社 早野組
土木本部 土木部

山下 広行
Hiroyuki Yamashita

1. はじめに

甲府盆地と富士北麓を分ける御坂山地。芦川町はそのほぼ中央に位置する溪谷の地区であり、4つの集落から形成されています。芦川町には、本州随一の自生すずらんの群生地があります。その面積は3haに及び、花のシーズンには県内はもとより首都圏・東海圏からも大勢の人々が足を運びます。

今回、施工を行った一般県道富士河口湖芦川線若彦トンネル（仮称）芦川工区建設工事（一部債務）（以下若彦トンネル）は、山梨県笛吹市芦川町と山梨県南都留郡富士河口湖町とを結ぶ総延長2,615mのトンネルのうち、芦川町側から掘削を行う延長1,162mのトンネルです。（図-1）



図-1

工事概要

- (1) 工事名：一般県道 富士河口湖芦川線若彦トンネル（仮称）芦川工区建設工事（一部債務）
- (2) 発注者：山梨県 峡東建設事務所
- (3) 工事場所：山梨県笛吹市芦川町上芦川
- (4) 工期：平成20年12月15日～平成20年11月14日
- (5) 設計概要：トンネル工(NATM)L=1,162m掘削及び覆工
掘削断面積 $A = 55.4 \sim 56.4 \text{ m}^2$
縦断勾配0.3%（上り施工）
～3.0%（下り施工）
- (6) 地質概要：第三紀・中新世の深成火成活動によって形成された大規模な深成岩帯の一部で、均質な石英閃緑岩からなる。岩質は硬質で、塊状の岩盤を成すが、御坂群層に比べると風化帯がやや深く、表層はマサ土化した部分や岩屑状となった所が多く、表層崩壊の危険性を有する部分が多い。

2. 現場における課題・問題点

当初設計において、坑口部は地山強度が低下しており、トンネル掘削が不安定になることがある。N値5程度のローム層である。地盤支持力、天端の安定性を検討した結果、天端安定性について終

断面DⅢb-a2

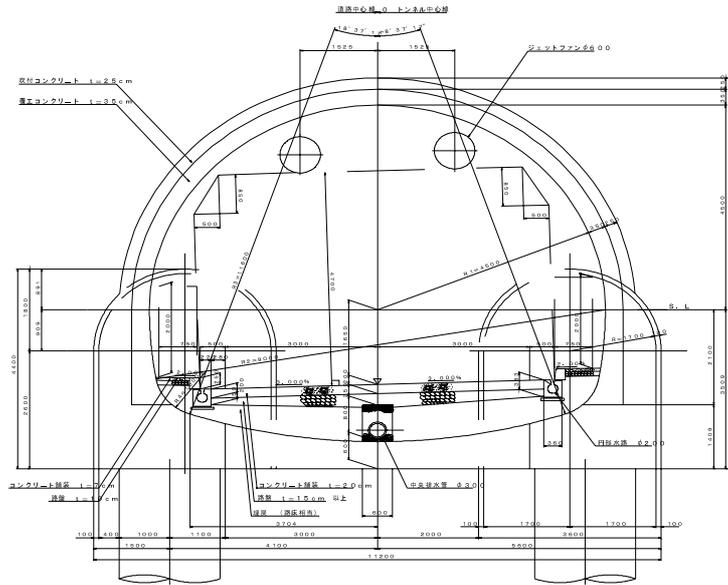


図-2

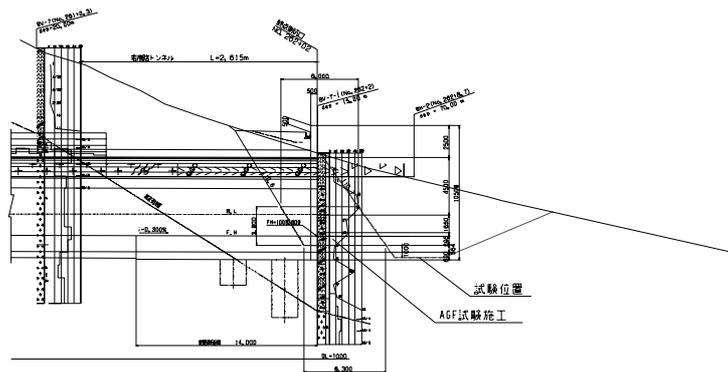


図-3

点側ローム層で長尺先受け AGF を計画した。支持力については、終点側ローム層で（側壁導坑＋深礎杭）を計画した。終点側坑口の N 値 5 程度のローム層は支持地盤として不適切であるので、下位の軟岩層で支持させる機構として、（側壁導坑＋深礎杭）工法とした。N 値 5 程度でもトンネル掘削可能との意見もあるが、長期的な安定を優先した。

当初設計については上記のように記されており、坑口部の当初設計図面は図-2 のように記されていたが、現場の施工を行うに当たり再度、地盤支持力、天端及び切羽の安定性について検討を行うこととした。

検討を行う上での最大のポイントは、ボーリン

グ調査の結果のとおり、坑口部の床付面は、N 値 5 程度のローム層であるかどうかということであった。

3. 対応策・工夫・改良点

まず、最初に坑口部の支持地盤の確認を行った。坑口部を設計地盤まで掘削し、地山を確認したところ、地山上部ではローム層が確認されたが、設計地盤位置では完全に礫混じりの土になっており、当初設計とは地山状態が異なっていることが確認できた。

次に、この地盤において平板載荷試験を行い、極限支持力を確認する事とした。坑門床付地盤はボーリングデータによると N 値 5 のローム層と

なっていたため、試験箇所はこの層と同等の箇所で行うこととした。

図-3の位置がおおよそ坑門地盤と同等の地質と思われるが、地表より2m以下の深さにボーリングデータと同等の地質が出現した場合には、その位置で試験を行うこととした。

平板載荷試験における段階ごとの沈下量及び累計沈下量は表-1のようになった。

8段階の沈下量が記載されていないのは8段階載荷時以降に反力不足となり、所定の載荷圧力維持が困難となったため途中で試験を中止した。

表-1

段階	荷重 (kN)	載荷圧力 (kN/m ²)	沈下量	
			段階 (mm)	累計 (mm)
1段階	16.00	226.3	2.46	2.46
2段階	32.00	452.6	1.89	4.35
3段階	48.00	678.9	1.55	5.90
4段階	64.00	905.2	1.91	7.81
5段階	80.00	1,131.5	1.47	9.28
6段階	96.00	1,357.9	1.95	11.23
7段階	112.00	1,584.2	2.33	13.56
8段階	128.00	1,810.5	-	-

平板載荷試験においては明確な極限支持力が得られていないため、試験結果に基づく推定曲線から極限支持力を推定した。極限支持力の推定方法に各種あるがここでは「LogP-S曲線」による近似曲線（指数関数近似）に基づき極限支持力を推定した。結果は図-4のように極限支持力=2,004kN/m²となる。

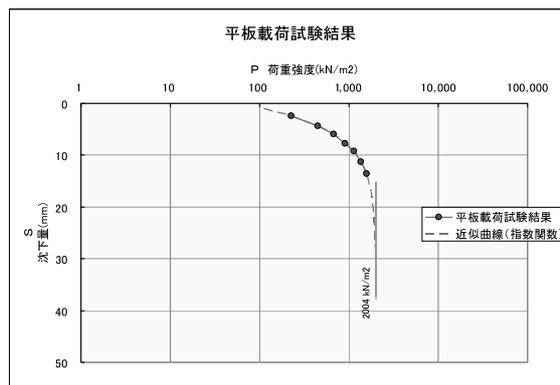


図-4

また、推定曲線を「P-S曲線」に記すと図-5のとおりである。

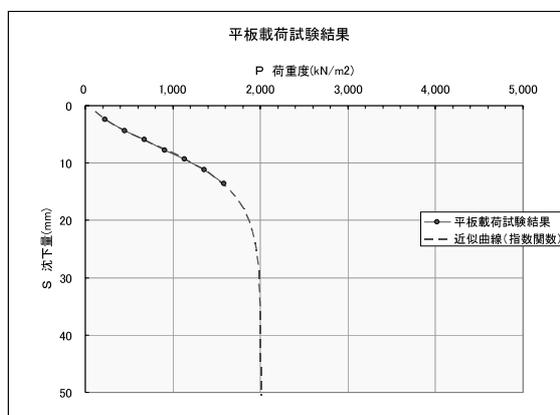


図-5

次に、極限支持力からの強度定数の推定を行った。

極限支持力 (qu) を2,004kN/m²として、粘着力 (C) と内部摩擦角 (φ) の関係を示すと、図-6のとおりである。

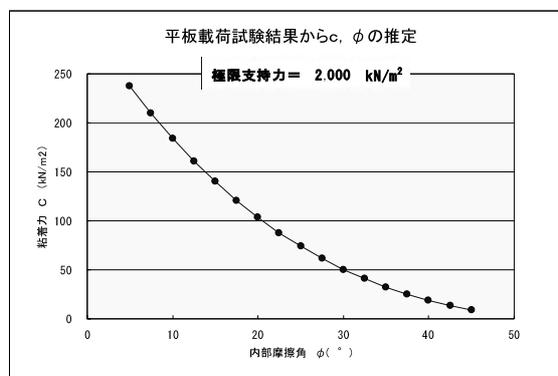


図-6

表-2

上半脚対策(仮裏面: No. 261+12)			
脚部地山 (脚部支持力・ゆるみ係数)			
ゆるみ係数	γ	1.8	(tf/m ³)
ゆるみ係数	γ	1.2	(tf/m ³)
ゆるみ係数	γ	1.5	(tf/m ³)
ゆるみ係数算定係数			
ゆるみ係数	γ	1.8	(tf/m ³)
ゆるみ係数	γ	1.2	(tf/m ³)
ゆるみ係数	γ	1.5	(tf/m ³)
解析結果			
脚部支持力	平均ゆるみ係数結果より	q	200.0 (tf/m ²)
		Q	40.0 (tf)
ゆるみ係数 (金土被り)		q	6.4 (tf/m ²)
必要脚部支持力		N	33.0 (tf)
判定	金土被り	OK	1.21
			安全率(SF)
			1.5

上半ウイングリブ(仮裏面: No. 261+12)			
脚部地山 (脚部支持力・ゆるみ係数)			
ゆるみ係数	γ	1.8	(tf/m ³)
ゆるみ係数	γ	1.2	(tf/m ³)
ゆるみ係数	γ	1.5	(tf/m ³)
ゆるみ係数算定係数			
ゆるみ係数	γ	1.8	(tf/m ³)
ゆるみ係数	γ	1.2	(tf/m ³)
ゆるみ係数	γ	1.5	(tf/m ³)
解析結果			
脚部支持力	平均ゆるみ係数結果より	q	200.0 (tf/m ²)
		Q	140.0 (tf)
ゆるみ係数 (金土被り)		q	6.4 (tf/m ²)
必要脚部支持力		N	33.0 (tf)
判定	金土被り	OK	4.25
			安全率(SF)
			1.5

平板載荷試験のために試掘した地点での地山は、シルト混じり礫質砂で、事前の地質調査でのローム層は薄く層状に分布するものの、地山の特性を支配する程の状況ではなかった。指圧などの簡易判別法から、含水「高位」、密度「密実」、粘性「高い」な状態であったことから、ローム層下部に分布するとされた低位段丘堆積物(礫混り土)とローム層の混在層と見なすことが出来た。このため、ローム層及び低位段丘堆積物(礫混り土)の当初の想定値を基準に、強度定数の推定を行った。当初地質調査で想定されていたローム層の粘着力(C) 30kN/m²を用い、図-4 から内部摩擦角(ϕ)を求めた。結果は、 $\phi = 35.8^\circ$ となる。同様に低位段丘堆積物(礫混り土)の内部摩擦角(ϕ)を35°を用い、図-4 から粘着力(C)を求める。結果は、 $C = 32.4\text{kN/m}^2$ となる。この結果から、安全側を考え当該地山の強度定数の内部摩擦角(ϕ)を35°、粘着力(C)を32kN/m²とする。

次に脚部対策工の検討を行った。脚部地山の安定評価は、全土被り荷重に対し、先の平板載荷試験で求めた極限支持力との比較を行い検討する。基本的な考え方は、図-7のとおりである。

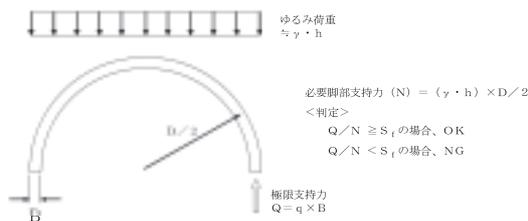


図-7

鋼製支保工の寸法幅のみ(無対策)とウイングリブ支保工により支持面積を増加させた場合(ウイングリブ支保工)の脚部地山の安定検討結果は表-2のとおりである。

なお、試掘の結果、当該地山はローム層とれき層が混在した状態であることから、地山の単位体積重量(γ_t)は、16kN/m³(ローム層:14kN/m³)とする。

このように、無対策では安全率は1.21で、仮設の短期的な安全率1.5は確保できないがその差は小さいことから、比較的軽微な支持力対策で安定性は確保できると考える。上半脚部対策として「ウイングリブ支保工」による支持面積の増加による対策の場合、安全率は4.25となり所定の安全率が確保され、多少の地山状況の変動・湧水による地山の強度劣化などを考えても、当該区間では概ね「ウイングリブ支保工」程度の対策で脚部支持の安定性は確保できると考えられた。

次に先受対策工の検討を行った。当初設計のAGF 1シフト7mで2シフト(ラップ長5.7m)に対して、今回、超長尺先受け工法を採用し1打設で当初設計の19.5mの打設を行う計画である。AGF鋼管について、設計では $\phi 101.6 \times 4.2 @ 0.6\text{m}$ であるのに対して、実施工では $\phi 114.3 \times 6$ で施工を行う。打設間隔は注入式長尺先受け工法の場合、施工実績では打設間隔は0.6mが最大であることから、当該地点での先受け工は $\phi 114.3 \times 6 @ 0.6\text{m}$ とした。

最後に切羽の安定評価と対策工（抑止ボルト検討）を行った。切羽の安定検討にあたっては平均的な土被りとして、8mを用い、切羽の安定性評価にあたっては、切羽でのすべり土塊のすべり面を対数らせんと仮定し、切羽前方のすべり位置を求める方法で行った。先に定めた地山の強度定数を用いて、切羽の安定評価を行った。

これによると、切羽先行ゆるみは2m程度で、切羽掘削直後での有効長を考えると、先受け工の長さは4m（≒先行ゆるみ（2m）+定着長（1m）+1掘進長（1m））が不可欠となる。切羽の不安定度合の判定では、安定のための必要抑止力は30kN/m（トンネル掘削高さ5.1m）となり、軽微ではあるが切羽の不安定が懸念される。トンネル上半断面（39m²）で考えると、必要抑止力は230kN（≒30×39/5.1）となる。安全率を1.2として全必要抑止力を求めると27kN（=230kN×1.2）となる。鏡ボルト（耐力：200kN）を考えると、1.5本/断面に相当する。しかしながら、先受け工（AGF工法）での注入による地山改良

効果、ゆるみ荷重の低減効果などを考えると、リングカットなどの施工上の対応で切羽の自立性は確保できると考えられる。

以上のことから、当初設計の深礎杭の施工中止、脚部対策工としてウイングリブ支保工の施工、当初設計の抑止ボルトの施工中止、AGFは長尺1シフトφ114.3×6@0.6mで施工することとした。

4. おわりに

坑口部は一般的に支持地盤とみなされないローム層などとなるようなことが多いが、トンネル自体は併合後させるため一概に地盤支持力がないから杭などの施工を行うということにはならない。

今回の施工検討において、トンネルは通常の明かりの工事と異なり、一般的な概念が当てはまらないことも多々あると思った。

また、実際掘ってみないとわからないこともあり、調査結果のみを鵜呑みにして施工を行わずに、随時、先行ボーリングなどの調査を行いながら施工していくことがとても大切であると思った。