NO 8　泥岩の地スベリ地帯でのトンネル工法

大内茂

1. はじめに

Y市とT郡を結ぶA通路のB地区は泥岩地帯である。この地区の峠部を当初直高30mに及ぶ切取が計画されていたが、切土中に地スベリが発生し、杭工、のエエ、トンネル工案の比較検討の結果、トンネル工法を採用することになった。トンネルの内空断面は8.25m×5.6m延長70mで昭和XX年には完成し供用が開始された。ここではこのトンネルの設計概要及び施工中の問題点を報告する。

2. 地形、地質及び地スベリ状況

この地区の地質は新オ三期中新世オ三期久利層を最下位に、大森層安山岩および同質火山砕屑岩、石英安山岩、オ四期沖積層でる崖錐性堆積物及び平野の軟弱層である。

地形は峠の鞍部を呈しており、左側斜面上部には火山砕屑岩が泥岩上に乗っており、右側斜面では石英安山岩がQ側に向って、徐々に遠のいてゆく。なお鞍部下方に鉄道トンネル跡がありこの空洞が地スベリに関与しているようである。

地スベリは切取勾配1:1.5であるNo.63～No.65で発生した。滑落崖の落差は2m前後でNo.65の側方クラックは明瞭であるが、No.63では側方クラックが不明瞭である。

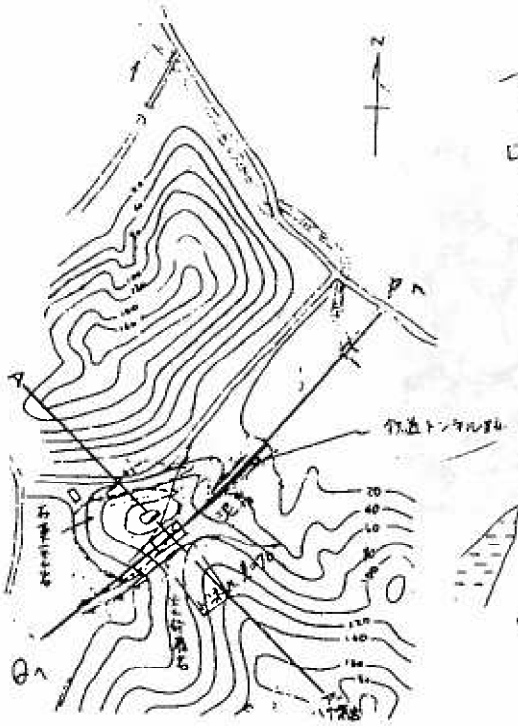


図-1　S=1:2500

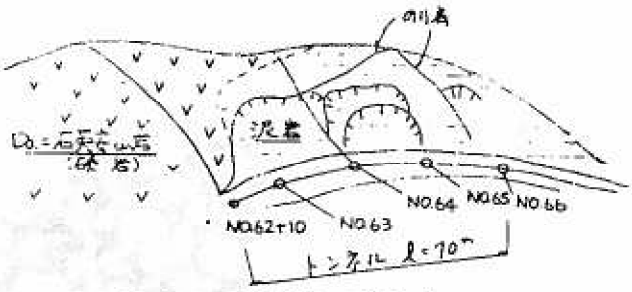


図-2　平面分布の模式図

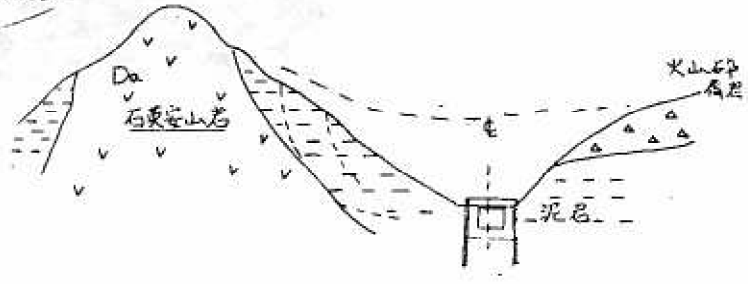


図-3　A-A'断面　　：鉄道トンネル跡

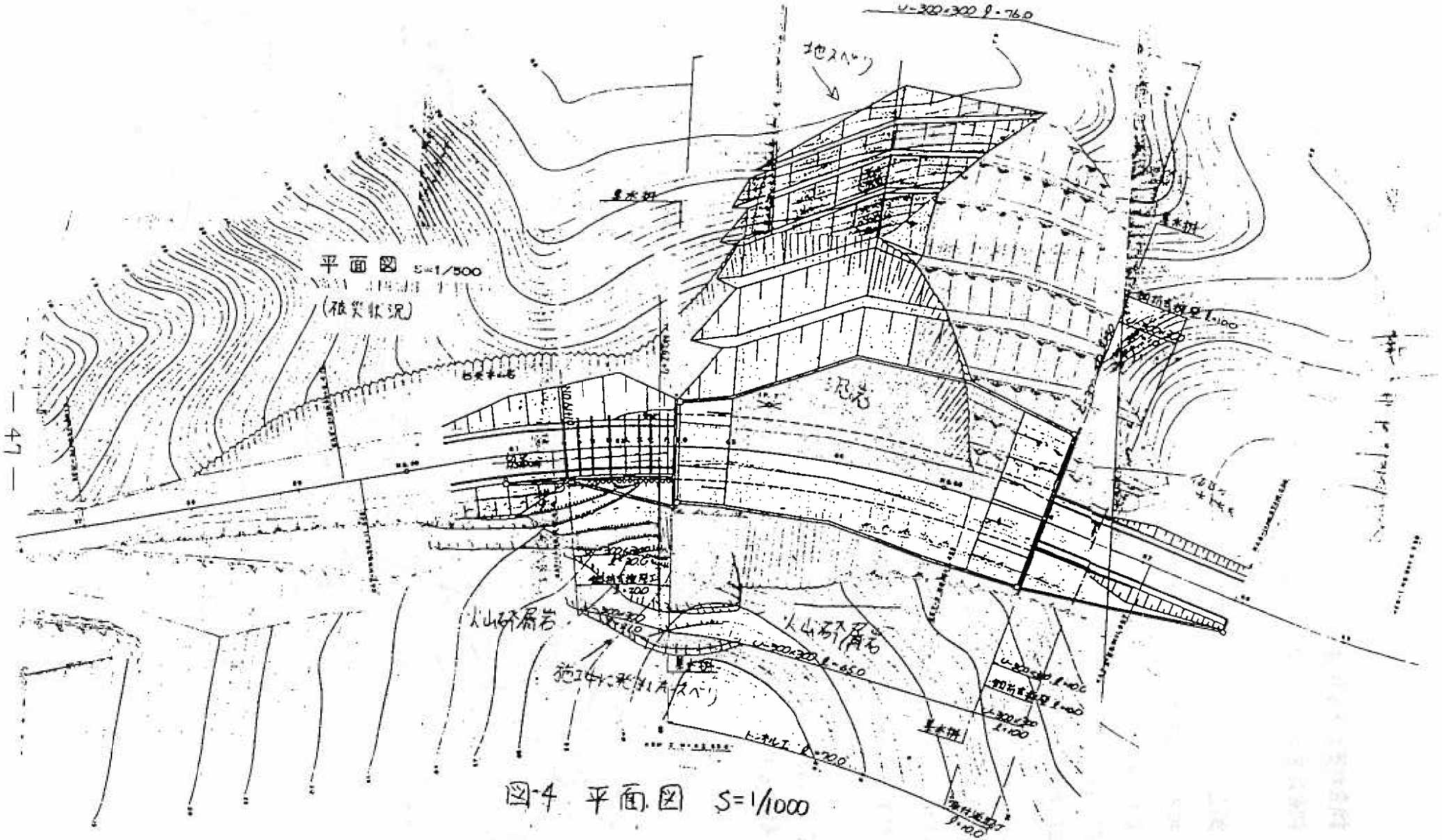


図-4 平面図 S=1/1000

3. 調査対策工法の検討手順

調査対策工法の手順を図5に示す。

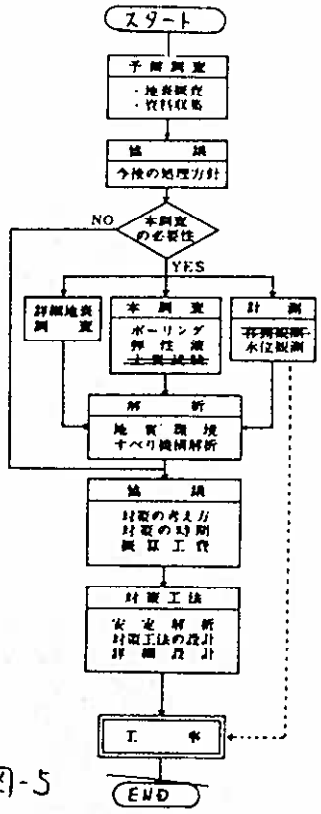


図-5

4. 調査

地スベリの範囲、深さ、進行状況、泥岩の風化状況、地下水位、石英安山岩の貫入状況を把握するために、ボーリング調査、弾性波探査、オーガーボーリング、等を行った。

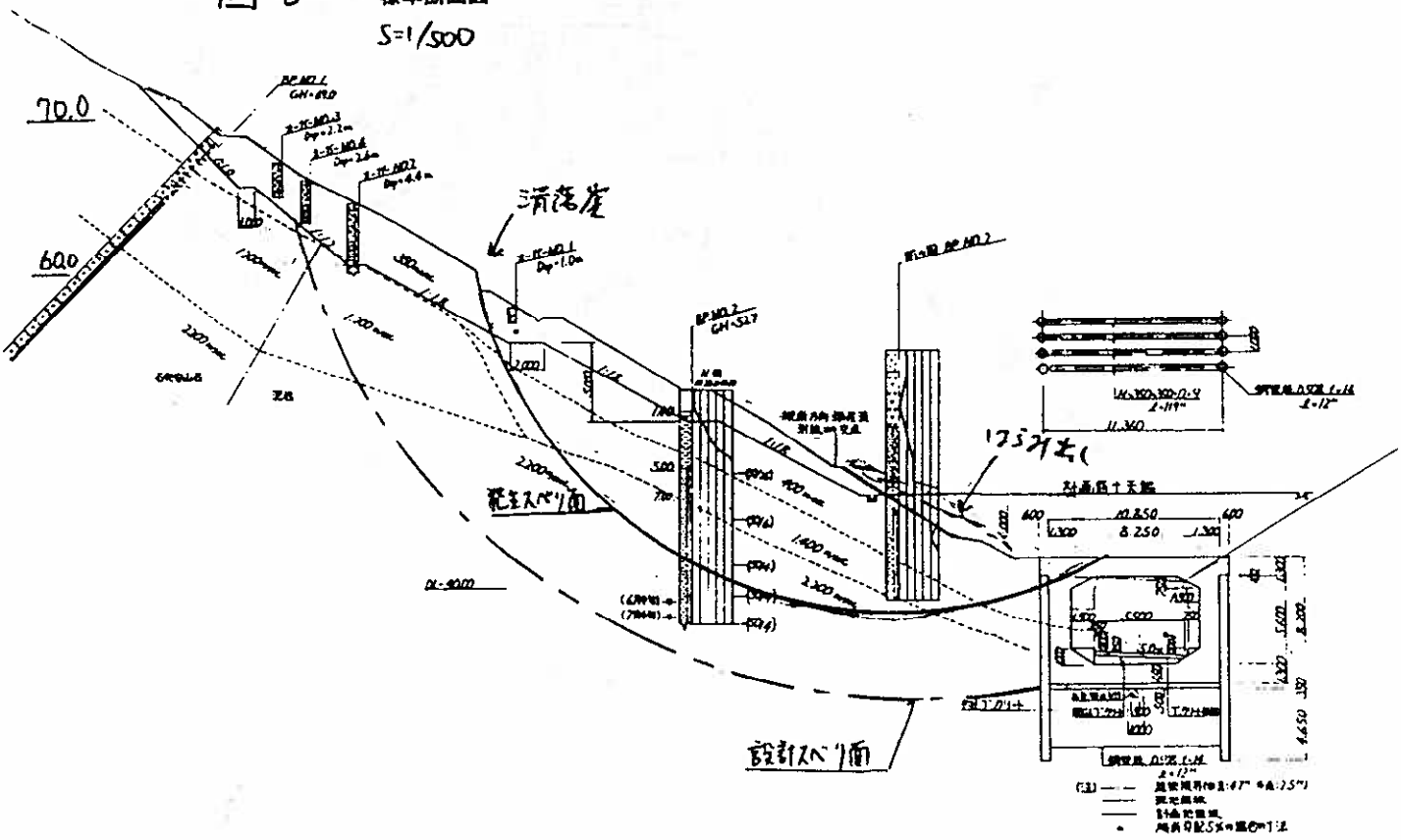
(図6 参照)

5. 地スベリ機構

滑落崖の落差が大きいこと、道路センター部がわずかにふくれ上っていること、及びボーリングコア等から判断してスベリ面は深い円弧状のものと推定された。

スベリの発生原因は、泥岩の風化が早く(軟岩状から3ヶ月で足がめり込む状況となる)強度が劣化し、切土勾配 1:1.5では斜面が安定を保てなかったためと推定された。

図-6 標準断面図
S=1/500



6. 対策計画

1) 対策工は切土工，スベリ防止杭工，逆巻トンネル工を比較検討の上，逆巻トンネル工を採用した。

2) 斜面は安定勾配（1:1.8）で切り取り，残土をトンネルの上に盛土し，トンネルを含むスベリに対して安定性を増加させることにした。

3) トンネル区間は縦断計画，横断計画，周辺の状況を考えて No.62+10 ～ No.66+70 とした。

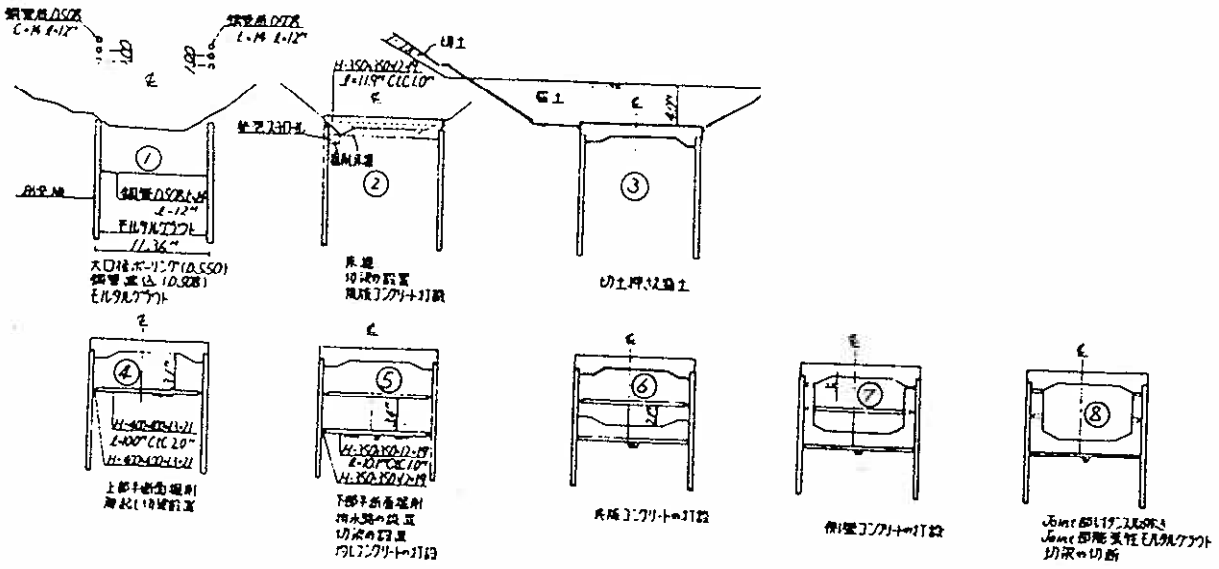
4) 施工は逆巻工法とし，各施工段階の検討を行った。

5) 仮設床掘時の安全性を確保するため山留工は鋼管杭を用いた。

7. 施工順序

施工順序を図-7 に示す。

図-7　施工法概要図　S=1/200



8. 対策工の検討

8.1　切盛土工

斜面の安定，トンネルを含むスベリに対する安定，仮設時掘削底面に出てくるスベリに対する安定を増加させるために切盛土工を行なうこととした。

切取勾配は 1:1.8 とし，トンネル頂版上部に 4m 盛土をした場合に計画安全率1.3が得られた。なお計画安全率は通常 1.2 であるが，ここでは泥岩の風化の進行が早い

ことを考慮して1.3とした。

8.2 仮設杭及び本体工の検討

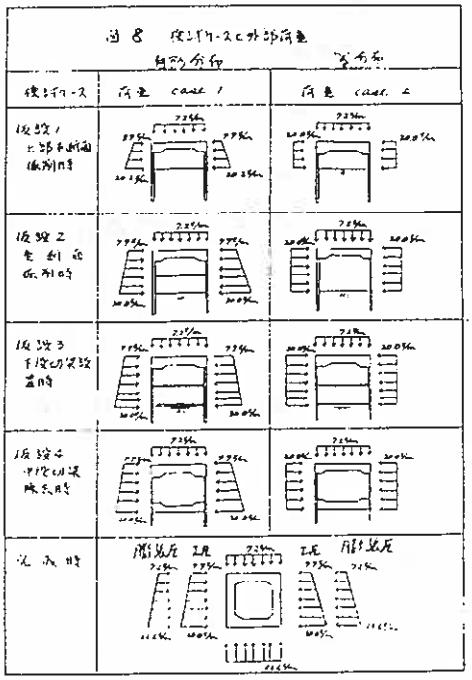
1) 検討ケース

検討ケースは仮設時の各施工段階の4ケースと完成時の5ケースとした。（図-8参照）

2) 荷重

仮設時はスベリ力、完成時はスベリ力及び泥岩の膨張圧が作用するものとした。

スベリ力はトンネルを空洞として円弧スベリ計算により求めた。その荷重分布は台形と等分布の2ケース考えた。（$\Sigma P = 183$ t/m）

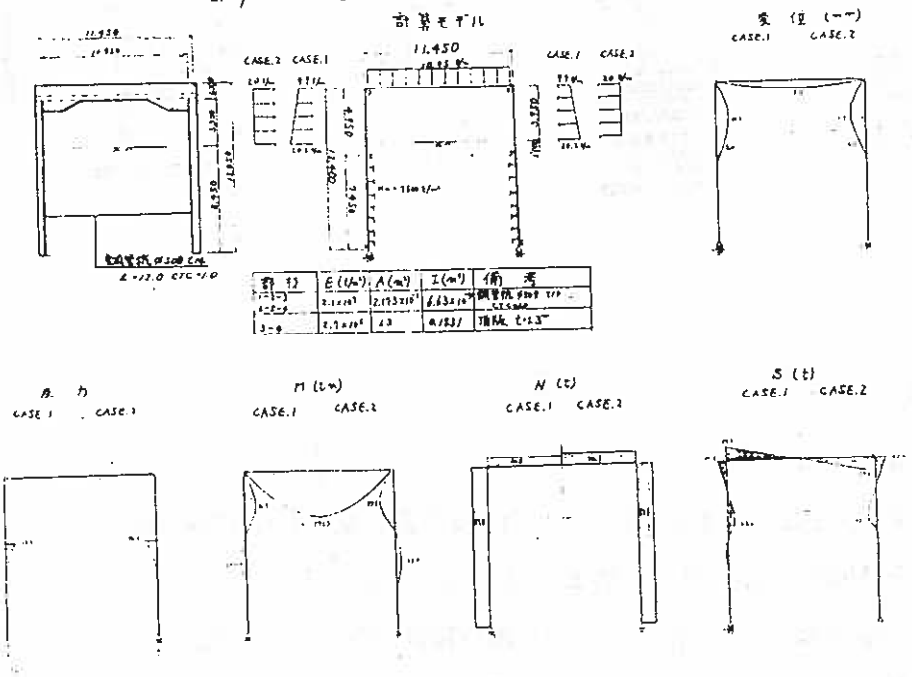


膨張圧の測定例には 0.5 kg/cm² ～ 3.0 kg/cm²（金川トンネル）がある。例えば膨張圧は等方性であると考えると、膨張圧の最大圧は上載荷重となる。そこでここでは膨張圧として上載荷重を採用した。（$P_{max} = 23.6$ t/m）

3) 応力、変形計算

地盤をバネとみなして、骨組構造解析プログラムにて各ケースの応力変形計算を行った。仮設-1の計算結果を図-9に示す。

図-9 仮設1 応力変形計算結果



4) 許容応力度

鋼管杭は仮設のみで利用される部材とした。このため鋼管杭の許容応力度は2100 kg/cm² となる。本体工の応力度はたとえ仮設時の検討であろうとも完成時に仮設時の応力度が消えてしまうという考えが成立しないため全て長期の許容応力度を用いることとした。

5) 断面の設計

3)での計算結果をもとに杭材及び本体断面の設計を行った。その結果を表-1および表-2に示す。

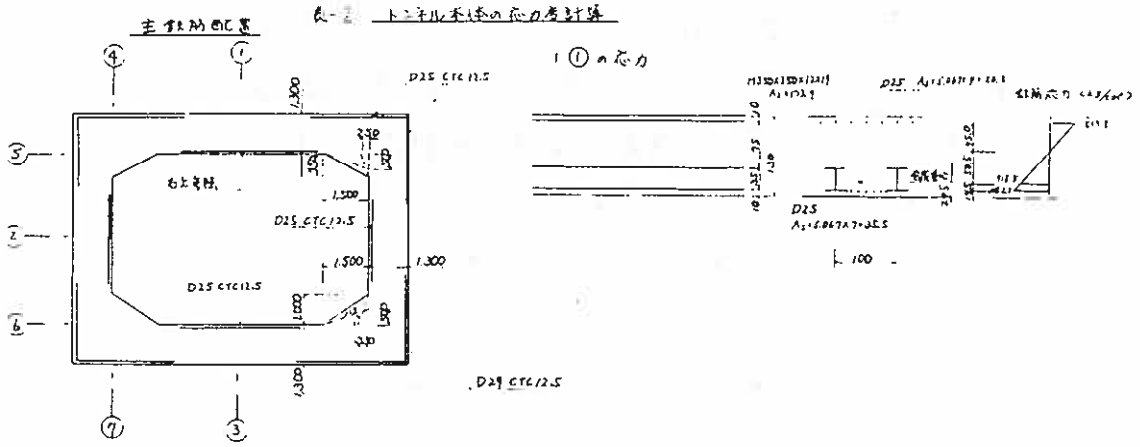
表-1 鋼管杭の最大応力

(φ508, t14, A=217.3cm², Z=2,610cm³)

	M (t·m)	N (t)	σs (kg/cm²)	備考
仮設1	52.6	59.8	2291	
仮設2	48.6	59.8	2137	
仮設3	30.2	59.8	1432	
仮設4	83.6	28.8	3566	

鋼管杭の応力度は仮設4の場合に最大縁応力度が3566 kg/cm² と許容応力度2100 kg/cm² を大きく上まわった。このことは側壁打設時に中段切梁を除去することが危険であることを示している。そこで当工法では中段切梁は埋殺して、側壁完成後に切断することとした。

表-2 トンネル本体の応力計算



1m当り

工種	検討CASE	部材厚(cm)	かぶり(cm)	As(cm²)	M(t·m)	N(t)	S(t)	σc(kg/cm²)	σs(kg/cm²)	τc(kg/cm²)	備考
①	仮設1	130	—	H350×350 As=173.9 D25-7本 As=35.5	172.8	8.1	0	66.8	1102.2	0	
②	完成時	130	10	D25-@TC12.5 40.5	84.0	61.1	0	42.7	1257.9	0	
③	〃	130	10	40.5	72.1	152.7	0	42.9	348.0	0	
④	〃	130+50 =180	10	40.5	94.6	91.7	42.7	31.1	594.5	2.6	
⑤	〃	130+25 =155	10	40.5	94.8	91.9	21.1	41.1	1328.7	6.9	
⑥	〃	130+30 =160	10	D25-@TC12.5 51.3	151.1	72.3	152.7	58.3	1627.7	10.7	仮設1の杭材断面の検討に使用
⑦	〃	130+50 =180	10	51.3	157.1	152.7	97.2	44.3	892.9	8.4	

9. 施工上の留意点

施工順序に従い留意点を記した。

① 地盤をゆるめないために、大口径ボーリング掘削後、ただちに孔底のスライムを取り除きモルタル充填後に鋼管杭を建て込む。

② 頂版と側壁の結合部はレイタンスを取り除き、膨張性グラウトで確実に充填すること。

③ 施工にあたっては鋼管杭切梁等の応力度等の計測を行なうことが必要である。

④ 地下水位高が標高 3.9m 付近である。一方計画高が 3.5m 付近であるため、施工箇所では排水対策に十分に配慮すること。

⑤ No.62+10 側の取付道路右側斜面は擁壁高が 5.0m にも及び自立鋼管杭工を用いているものの必ずしも安定であるとは言いがたい。そこで施工にあたって地山を観察し、もし変位が発生するならば何らかの対策が必要となる。

10. 実施工中での問題点

以上1～8は設計段階の概要を示した。ここではトンネル施工中に問題になった点をあげる。このトンネルの施工は 55年に大口径ボーリング及び鋼管杭の建て込み、56年に頂版打設及び切盛土工、57年に本体工の施工が行なわれた。

① 大口径ボーリング及び鋼管の建て込みを行い放置しておいたところ、土丹スベリした斜面と反対の側（火山砕屑岩）中にスベリが発生し、鋼管杭が道路中心側へ頭部で 10～15cm 移動した。（図-4 参照）

これは調査時点（S53）より既に 3年経過し地山強度もかなり低下したこと及び大口径ボーリングをしてから鋼管杭の建て込みまで放置する期間が長かったこと等によるものと思われる。なお鋼管杭の頭部を H鋼で連結する作業を鋼管杭打設と同時に行なうことも杭の変位を少しでも小さくすることに役立ったであろう。

② 56年の頂版打設時に新たにスベリが発生し 1m 程度の滑落崖が出来たがトンネルに全く変状がなかった。（図-4 参照）

この現象については鉄道トンネル跡に地盤がすり込んだものと考えた。

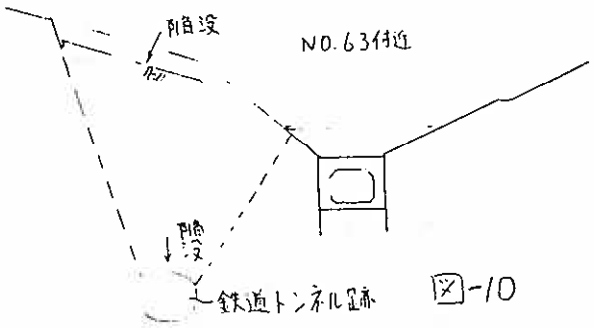


図-10

③ 56年度頂版を打設し、切盛土を行った所 盛土厚 4m 及び頂版の重さで鋼杭 10～15cm 沈下した。これは孔底のスライム処理が不十分であったためであった。

④ トンネル内掘削時 ほとんど出なかった。これは地下水位高が切土により低下したものであろう。

⑤ No.62+10 付近の右側斜面がスベリだした。これは自立杭の前面をトンネル底版に合せて 1m 以上床掘りした状況で放置したためと背後地盤が鉄道トンネル跡へ向っ

てずり込んでいたため道路へ向うスベリが誘発されたためである。

対策としては切土と地中梁工の併用工法とした。

なお、この点については 9. ⑤ で示した通りであるので杭前面を掘削する時点で仮設梁を用いることが必要であった。

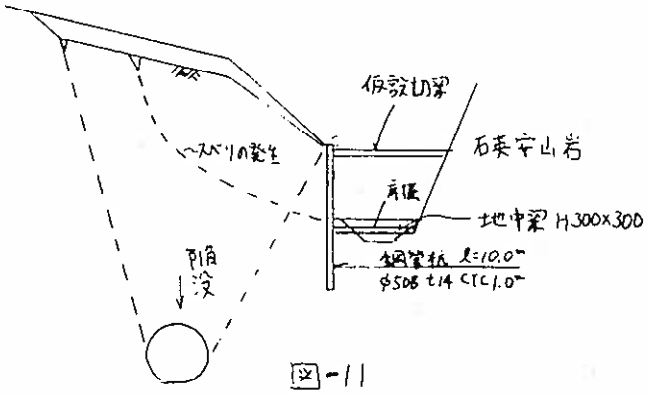


図-11

11 あとがき

以上泥岩地スベリ地帯のトンネル工の設計例及び施工中の問題を示した。今後同種の泥岩、頁岩地帯での土木計画に参考となれば幸いである。