

事務用

技術報告資料

(旧称 技術パンフレット)

第 7 号

昭和 42 年 2 月

土質工学会北海道支部

技術報告資料 第7号

(旧称 技術パンフレット)

目 次

1. 特殊乳済添加ソイルセメントの耐久性	松木憲司・新田 登・渡部 聡	1
2. 液性限界測定法に関する実験的研究 (第2報)	北郷 繁・益田栄治・平間邦興	6
3. 道々札幌支笏湖線に発生した地すべりについて	辻 宜志・島 泰	13
4. 盤の沢地すべり防止工事報告	菱 川 幸 雄	20
5. 植生による切土ノリ面保護効果についての一考察	河野文弘・佐々木晴美・谷口秀男	37
6. 一般国道 230 号線虻田町月浦地内第 2 工区 1 号沢 盛土の工事報告	彼谷 潔・臼井加一	47
7. 日新ダムの基礎工法と軟岩盛土について	勝 俣 昇	57
8. 奈井江火力発電所ポンプ室基礎の掘削について 主として高透水性砂礫層地盤における鋼矢板締切 について	湯 浅 健 二	67
9. 岩見沢車両基地地盤調査について	福 井 厳	90
10. 紅葉山線新登川ずい道蛇紋岩地帯試験工事について	藤 森 房 司	100
本書刊行賛助広告芳名者目次	色紙 (131)	

特殊乳剤添加ソイルセメントの耐久性

正員 松 木 憲 司*

正員 新 田 登**

正員 ○渡 部 聡***

1. ま え が き

道路の路盤安定処理には、一般にセメントが多く使用されているが、多量のセメントを必要とする土においては、収縮亀裂が発生する危険性が存在する。AASHOの試験結果によると、セメント安定処理の場合よりもアスファルト安定処理の場合の方が成績良好であると報告されている。

著者らは路盤の安定処理に対するアスファルトの利用に着目し、アスファルトとリグニンを含む特殊乳剤の添加によるソイルセメントの品質改良を試みた。この種材料による強度特性への影響についてはその一部をすでに発表している¹⁾。その後、凍結融解作用に対する影響について実験を行ない若干の結果を得たので、ここに報告するものである。

なお、耐久性の評価因子として、引っかき損失率、休積変化率および抵抗指数を採用している。

2. 使用材料の性質

1) 試 料 土

試料として苫小牧地区に多量に産する火山灰土を用い

た。これは砂質ロームに属し、何んらかの安定処理を必要とする支持力の小さい土である。その一般性状を表-1、粒度曲線を図-1に示す。

表-1 試料土の一般性状

比	重	2.19
液 性 限 界		41.0%
塑 性 限 界		39.6%
有機物含有量 (ただし重クロム酸法による)		2.3%
最 適 含 水 量		32.3%

2) 特殊乳剤

使用した乳剤の組成の詳細は不明であるが、固形分として、アスファルトとリグニンを5%含有している。

3) セ メ ン ト

普通ポルトランドセメントを使用した。

3. 試料の準備

1) 混 合 方 法

火山灰土の4.76 mm フィル通過分のみを試料土とし、こ

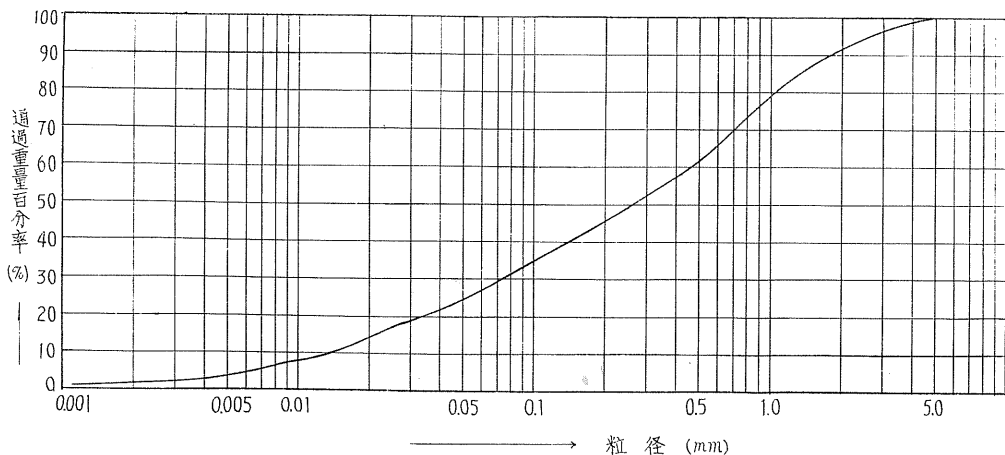


図-1 試料土の粒径加積曲線

* 室工大土木教室 教 授
** 室工大土木教室 助教授
*** 室工大土木教室 助 手

れを絶対乾燥状態になるまで熱風式加熱炉にて乾燥した後、初期含水量が10%になるよう水を加えてビニール布で被覆し、24時間放置する。その後所定の配合になるよう水、セメント、特殊乳剤を加えてミキサーにて2分間機械混合を行ない、さらに手混合によって均一に混合されるまで撈拌する。

2) 突固め方法

試料を内径：75 mm、高さ：150 mm のモールドに3層に分けて詰め、重量2.5 kg のランマーを落下高30 cm にして落下させ、各層17回ずつ突固めた。この条件はJIS A 1210の規定とは異なった寸法のモールドを使用したので、この規定と同一の突固め効果を得るように決定したものである。

3) 養生方法

突固めた供試体を温度20°C、湿度90%以上に保持した恒温恒湿槽に入れて6日間養生を行い、その後1日間20°Cの恒温水槽に入れて水浸養生を行った。

4) 供試体の種類

供試体は表-2に示す配合割合にて作成し、表示してある突固め含水比および乾燥密度は各配合に対する最適含水比および最大乾燥密度に相当するものである。

表-2 供試体の配合割合

セメント量 (%)	特殊乳剤量 (%)	突固め含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)
6	0	29.5	1.159
	17	24.3	1.193
8	—	—	—
	17	23.7	1.204
10	0	29.2	1.177
	17	23.4	1.226
12	—	—	—
	17	22.7	1.234
14	0	28.1	1.227
	17	22.5	1.238

ただし、セメント量、特殊乳剤量とも土の乾燥重量に対する割合である

また、特殊乳剤量は別の実験によって、この試料土の最適量と推定されたものである。

4. 引っかかり損失率

1) 試験方法および順序

i) 供試体を作成後ただちにその乾燥重量 (W_1) を求める。

ii) 養生供試体を-25~-30°Cに保持した低温箱に入れて、10時間凍結させる。

iii) 低温箱より供試体を取り出し、ただちに+20°Cに保持した恒温水槽に入れて10時間融解させる。

iv) 恒温水槽から取出した供試体の表面を乾布で拭い、その重量 (W_2) を測定して、次式によりその時の含水比を算定する。

$$w = \frac{W_2 - W_1}{W_1} \times 100 \quad (\%)$$

v) 供試体の表面をワイヤブラッシュで強く2回引っかかり、剝離した材料を刷毛で完全に落した後の供試体重量 (W_3) を測定する。

vi) 損失量 (ΔW) および損失率 (P_1) を次式により算定する。

$$\Delta W = W_1 - \frac{100W_3}{100+w}$$

$$P_1 = \frac{\Delta W}{W_1} \times 100 \quad (\%)$$

vii) i) から vi) までの操作を12サイクル繰返して、各サイクルごとの損失率を求める。

viii) 他の供試体を凍結融解の場合と同一期間+20°Cの恒温水槽に入れて、上記と同じ方法を用いて各サイクルごとの損失率 (P_2) を求める。

ix) 凍結融解作用のみに基因する引っかかり損失率 (P) を $P = P_1 - P_2$ によって、各サイクルごとに求める。

2) 試験結果および考察

特殊乳剤無添加の場合と添加の場合について累加引っかかり損失率とサイクル数との関係を示すと、それぞれ図-2および図-3のようになる。

これらの図より、特殊乳剤を使用しない場合には損失率

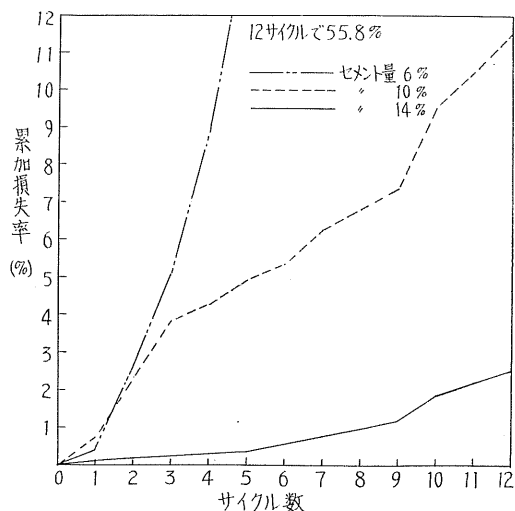
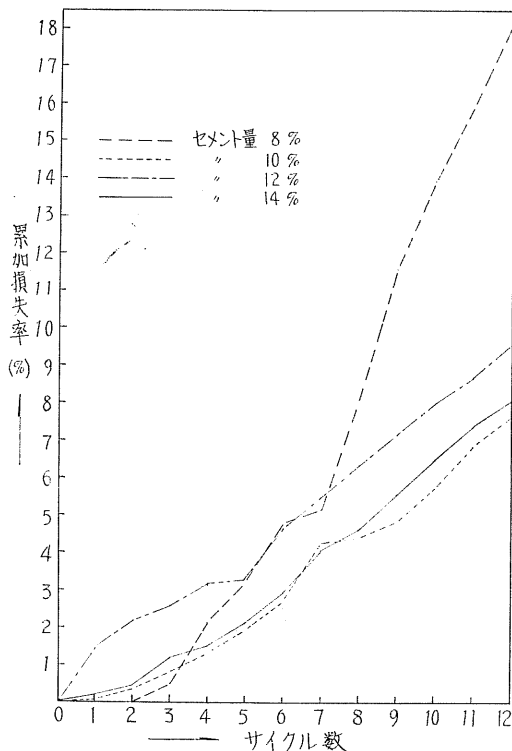


図-2 累加引っかかり損失率とサイクル数との関係 (特殊乳剤無添加の場合)



図—3 累加引っかけ損失率とサイクル数との関係 (特殊乳剤添加の場合)

に対するセメント量の影響は非常に著しく、これに反して特殊乳剤を使用すると、セメント量8%については損失率は比較的大きいが、それ以上のセメント量については7~10%の範囲の損失率になっており、セメント量の影響を軽減している。

したがって引っかけ損失率のみから考えると、実験に用いた火山灰土に対しては、特殊乳剤を使用しない、いわゆるソイルセメントの場合には12~14%程度のセメント量を必要とし、特殊乳剤を添加した場合には10~12%程度のセメント量で良いと推定され、セメント使用量を若干節減できるものと考えられる。

5. 体積変化率

1) 試験方法および順序

- i) 4の場合と同一配合の供試体を作成し、これを3-3)の条件で養生する。
- ii) 養生供試体の体積 (V_0) を測定する。
- iii) 4と同じ条件で凍結させ、凍結供試体の体積 (V_1) を測定する。
- iv) 供試体を4と同じ条件で融解させ、融解供試体の体積 (V_2) を測定する。
- v) 上記の操作を12サイクルにわたって繰返し、各半サイクルごとの体積変化率を次式によって算定する。

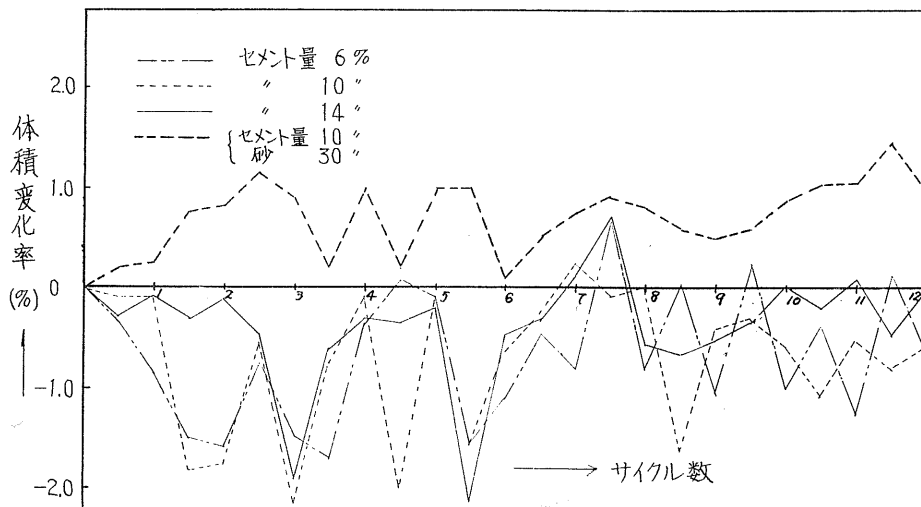
$$C = \frac{(V_1 \text{ または } V_2) - (V_0)}{V_0} \times 100 (\%)$$

2) 試験結果および考察

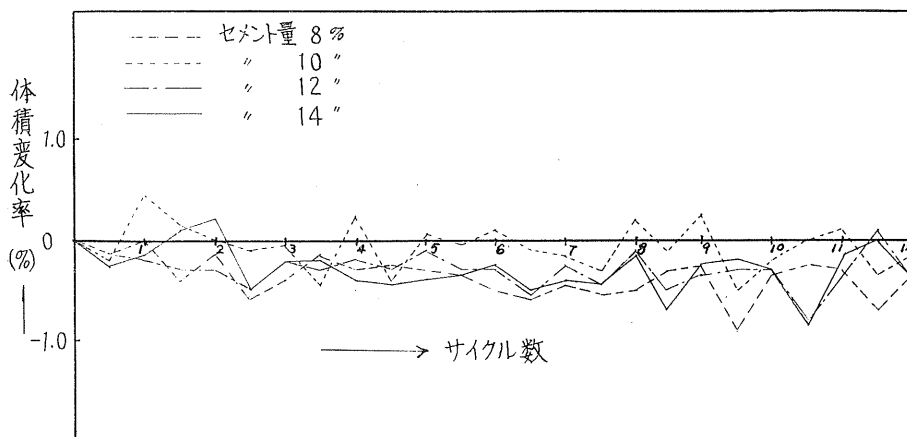
体積変化率とサイクル数との関係を、特殊乳剤無添加の場合については図-4に、添加の場合については図-5にそれぞれ示している。

これらの図より、特殊乳剤無添加の場合はその体積変化率は-2~+2%の範囲というかなり大きな変化を示すが、特殊乳剤を添加することによって-1~+0.5%の範囲に体積変化を抑制しうることがわかる。このことは道路路盤の性質からみて重要なことである。

さらに、全般的にみて体積変体がほぼ収縮側に生じてい



図—4 体積変化率とサイクル数との関係 (特殊乳剤無添加の場合)



図—5 体積変化率とサイクル数との関係 (特殊乳剤添加の場合)

ることは興味のあることである。この実験においては供試体の周囲に水がない状態で凍結をさせたために、サーモオスモシスによって、高温側である供試体内部より低温側である供試体外部に供試体の含有水が移動し、その時に生ずる毛管圧によって、供試体が収縮したものと考えられる。

なお、図-4の中に参考までに示したセメント量10%、砂30%を含む供試体が膨脹側で体積変化を生じているのは、供試体中の間隙が大きいために毛管圧が働らかなかつたためであろうと推定される。

6. 抵抗指数

1) 試験方法および順序

- 体積変化率の測定に用いた供試体を、凍結融解12サイクル終了後取出し、その断面積を測定する。
- その後一定載荷速度 (1200 kg/min) で圧縮試験に供し、一軸圧縮強度 (σ_1) を求める。
- i) と同じ供試体を同じ期間恒温恒湿養生し、その一軸圧縮強度 (σ_2) を求める。
- 抵抗指数を次式により算定する。

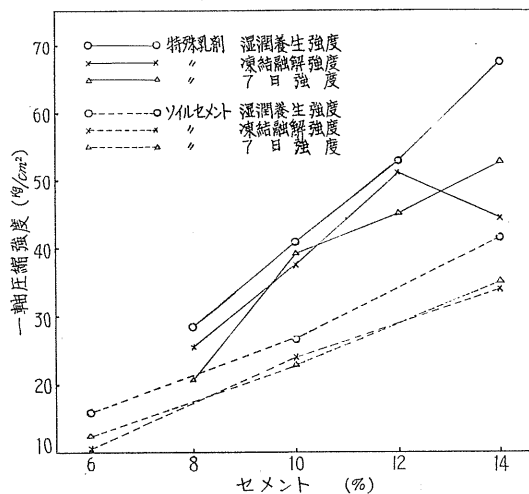
$$R = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \times 100 (\%)$$

なお、この抵抗指数は凍結融解作用の繰返しによる強度減少を表示するために用いられているものである。

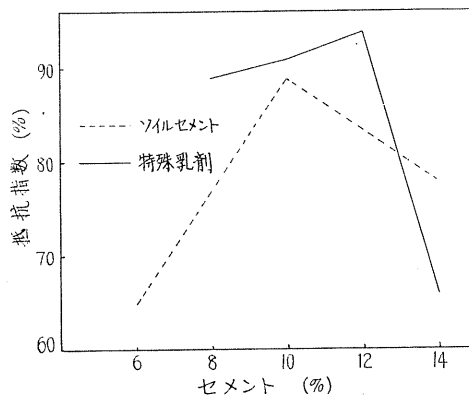
2) 試験結果および考察

図-6は各条件下の一軸圧縮強度とセメント量との関係を示したものである。この図より、特殊乳剤を添加した場合の方が一般に高い強度を示すことがわかる。これは特殊乳剤の有する分散効果によって、普通の場合より良く突固め得るという特徴を表わしているものと考えられる。

なお、セメント量14%で特殊乳剤を添加した場合の凍結融解供試体の強度が著るしく低下しているが、これはおそらく測定上のミスであろう。



図—6 一軸圧縮強度とセメント量との関係 (I)



図—7 抵抗指数とセメント量との関係 (II)

図-7は抵抗指数とセメント量との関係を示したものである。

この図より、セメント量14%で特殊乳剤を添加した場合

を除いて、他はすべて特殊乳剤を使用した方が大きな抵抗指数を示している。これは体積変化率の大きさに関係があるものと考えられる。

7. 最大圧縮強度

上記の耐久性試験に使用した供試体はすべて最適含水比で突固めたものであり、最大圧縮強度はすでに発表しているように、(最適含水比 - 3) % の範囲の含水比のところに生ずる。

そこで参考までに、最大7日圧縮強度および最適含水比における7日圧縮強度とセメント量との関係を図-8に示す。

この図より、特殊乳剤の添加により各セメント量とも、かなり強度を増加させていることがわかる。

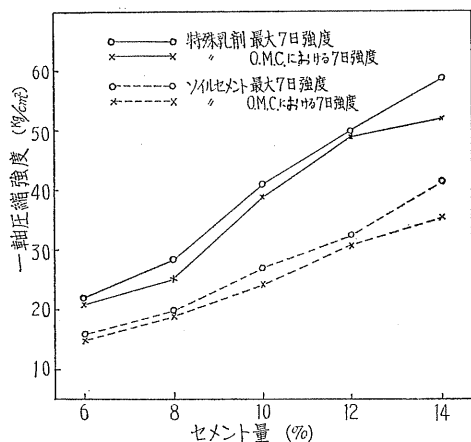


図-8 一軸圧縮強度とセメント量との関係

8. 結 論

以上述べた各種試験結果より、この実験に用いた試料およびこの実験で採用した試験条件の範囲内で次のことが結論される。

i) 圧縮強度からみると、1日自動車交通量が7500台以上の道路路盤の設計圧縮強度 30 kg/cm^2 を出すためには、普通のソイルセメントでは12%程度のセメント量が必要であるのに対して、特殊乳剤を添加すると必要セメント量は8%で充分である。

ii) セメント量を減少することによって、収縮亀裂の軽減が期待できる。

iii) 特殊乳剤添加による体積変化の減少は、舗装寿命の延伸に役立つものと考えられる。

iv) 引抜き損失率および抵抗指数で表わされる耐久性からみて、特殊乳剤を添加した場合の必要セメント量は10~12%程度である。

v) 圧縮強度および耐久性から判断して、高級道路の路盤としてこの火山灰土を使用する場合には、セメント量を10%として特殊乳剤を添加した方が有効であると考えられる。

9. む す び

特殊乳剤の添加によるソイルセメントの改良の可能性について実験を行なったが、設備の不足と供試体箇数の僅少のために、満足すべき結果を得るにいたらなかったが、大略の傾向のみは知り得たものと思っている。今後さらに不備の点を修正補足するとともに、特殊乳剤の品質改良、長期強度、曲げ強度などの検討をすべきであると考えている。

最後に、本実験を行なうにあたり、設備の貸与、試料の調達にご協力を頂いた北海道土木部の萩原氏ならびに岩倉組土建 KK に厚く謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 松木・新田・渡部：火山灰土の安定処理に関する比較実験について。土木学会第21回年次学術講演会講演概要、昭和41年。
- 2) 三木・山内：土質安定の理論と実際。

液性限界測定法に関する実験的研究 (第2報)

正員 北 郷 繁*
正員 ○益 田 栄 治**
正員 平 間 邦 興***

1. ま え が き

現行の液性限界測定法は、従来いくつかの不備が指摘され、それにかわる一つの方法としてコーン貫入試験が提唱されてきている。コーン貫入による液性限界 (以下 LL と略す) の測定は、早くからスウェーデンを中心に北欧で行われてきた方法で、先端角 60°, 重量 60 gr のコーンを用い、10 mm 貫入時の含水比をファィネスナンバーとし、これが従来の方法による LL とよく一致するとしている¹⁾。

本研究は、コーン貫入試験と並行して室内ベーン試験を行い LL 時の強度を直接測定し、その強度特性とコーン貫入特性を比較することにより、コーン貫入法による LL 測定の根拠を見出し同時に LL のより厳密な定義に近づくことを第1の目的とした。第2の目的はコーン貫入速度の問題であって、自由落下のコーンでは貫入が瞬時に終了するのであるから、静的な試験というよりは、むしろ動的な性格が強く、前項の LL 時のベーン強度をコーン貫入に対応させるには、ある程度の無理があると考えられる。このため、コーンの落下速度の違いが、その貫入特性にどのような影響を与えるかをみる必要が生じてくる。これが第2の

目的である。さらに塑性限界付近の低含水比で成立する $w-\log c$ の直線性が LL 付近の高含水比でも成立するのかどうかを確かめることが第3の目的である。

2. 試料および実験方法

1) 試 料

試料は表-1に示すような混合割合、粒度分布および LL を持つもので、7種の原材料は市販されている乾燥粉末粘土である。混合割合は、それによって得られる LL が適当な間隔に分散するように留意してきめた。各試料とも LL をはさむ4段階の含水比にこねてから試料の均一性を高めるために2週間の養生を行い、ベーンおよびコーン貫入のいずれの試験においても、その直前にふたたび充分にねりかえした。養生によって強度が回復すると、完全にこねかえしの状態で測定する LL に対応するベーン強さが得られないからであり、また、こねかえしに充分時間をかけたのは、こねまぜ時間の影響をなくするためである。LL の決定は JIS A 1205 によった。図-1はその塑性図である。なお、石粉は石灰岩を粉末にしたもので、0.074 mm フルイを通過したものを使用している。この石粉を水道水および

表-1 試 料 土

試 料 番 号		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	粒度分布 (%)		
												粘土	シルト	砂
混合割合 (重量 %)	石 粉	50	33	20								7	89	4
	笠岡粘土		67		100							38	53	9
	土幌カオリン	50		80		100						97	3	0
	木節粘土						100			73		70	26	4
	富岡粘土								77			66	21	13
	蛙目粘土							100			83	84	16	0
	ベントナイト								23	27	17			
従来の方法による LL (%)		35	46	50	60	73	84	93	104	113	118			

* 北大工学部土木教室 教授 工博

** 北大工学部土木教室 助手

*** 北大工学部土木教室 大学院学生

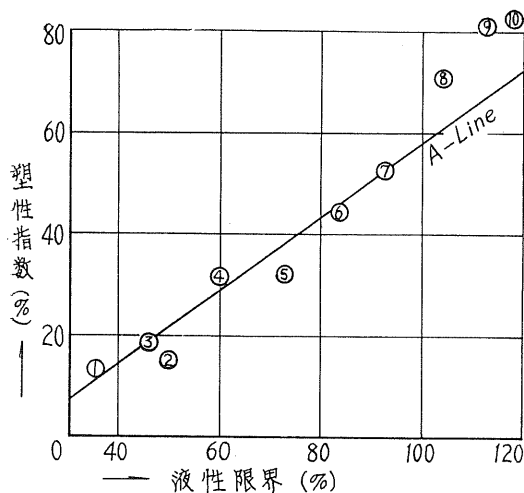


図-1 塑性図

蒸留水に、試料の養生期間と同じ2週間ひたして、その粒度組成に変化がないことを確かめた。ベントナイトと石粉をのぞく他の5種はいずれもカオリナイト系である。試料のねりませには蒸留水を使った。

2) コーン貫入試験

試験装置を図-2、写真-1に示す。機構は文献²⁾に示す装置とほとんど同じであるが、この場合は落下速度を変化させるための簡単な装置がつけ加わっている。すなわち糸をモーターによって一定速度でくり出すのであるが、このモーターは、本体と分離して配置し、振動の伝達が少なくなるように注意した。コーンは先端角90°, 上端の直径30mm 1種類とし、図-2のコーンA、落下軸Bを合せこの重さを正確に100 gr. とした。試験順序は、ゲージEで始読をとるときに、吊糸に適当な張力を与えるよう注意する以外

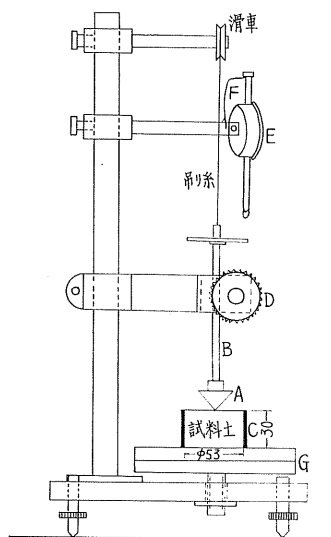


図-2 測定装置

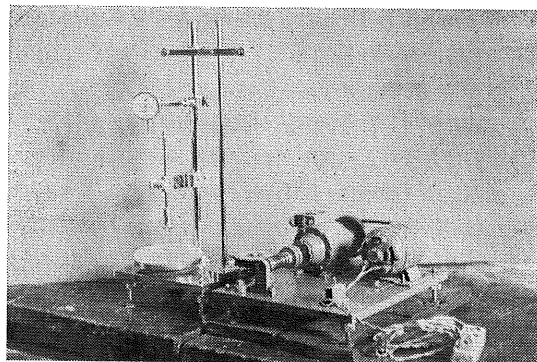


写真-1 コーン貫入装置

は第1報のそれとほとんど同じである。貫入量は、始読と終読との差として計算されるが、終読には少々問題があるので、このための予備実験を行った。これは、読みとりのタイミングの問題で、いかなる状態を貫入停止と認めるかの判定の規準をさめる問題である。すなわち、自由落下によるコーンの貫入は瞬時に終了するようにみえるが、事後にも塑性流動的な貫入の進行が観測される。一定速度で貫入させる場合には、ヒモのたるみで貫入の終了を判断したのであるが、この場合も前者と同様な現象が認められた。この事後貫入の平均速度を示したのが図-3である。糸がたるみだしてからの経過時間を縦軸に、横軸に平均速度をとると自由落下貫入の場合は、1分前後に事後貫入速度が激減してある平衡状態に入っているとみなすことができ、また事後貫入のもっとも長びく1.2 mm/minのコーン貫入の場合には、前者ほど明瞭ではないが、およそ3分後はコーンの事後貫入は定常状態に入るものと考え、終読のとりかたは自由落下の場合、落下後1分、4種の有限等速貫入の場合は、つり糸がたるんでから3分、時間をおいてよみとることにした。4種の貫入速度は、毎分1.2, 45,

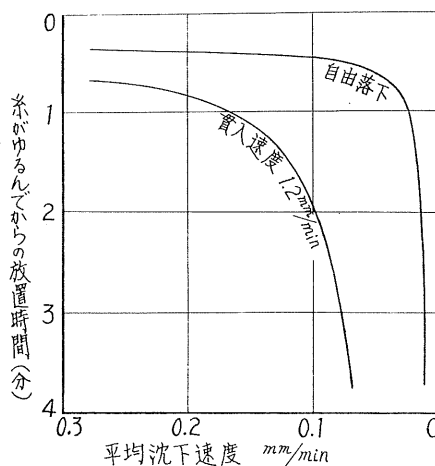


図-3 貫入停止時間

109, 159 mm であったが、これらの速度をえらんだのには格別の意味はない。

3) ベーン試験

本実験に使用した室内ベーン試験機の仕様、操作法、供試体の製作方法などに関しては、文献3) に詳述されている。含水比は4段階にわけられ、一つの含水状態で3回の測定を行い、含水比は1回の測定ごとに缶の上中下から一つずつとり、その平均値を用いた。使用したベーンは次の2種である。

羽根数 直径 (D mm) 高さ (H mm) H/D

No. 1	4	37.4	74.4	2
No. 2	4	48.3	96.7	2

高い含水比の試料においては No. 2 のベーンを使用し、低い含水比のものには、No. 1 のベーンを使用した。

3. 試験結果およびその検討

1) コーン貫入試験

i) コーン貫入量 p と液性限界 LL

図-4 は測定結果の一例である。 w - $\log p$ の直線関係は、まず、まちがいがなく成立するものとみてよかろう。ここに w - $\log p$ は従来の LL 測定における w - $\log N$ に対応するものと考えられる。表-2 は各試料の w - $\log p$ 図において、従来の方法による LL に対応する貫入量 p をよみとり、これを一括表示したもので、 $\bar{p}$ はその平均値である。文献2) では13の混合試料の平均が7.5 mm となって今回の場合より0.57 mm 小さく測定されている。このくい違いが何によるかは不明である。いずれにしても、コーン貫入法(自由落下の場合)によるとき p が8 mm 前後の値を与える含水比が、従来の LL に近い値であることはたしかのようである。

この $\bar{p}$ から図-4 を逆にたどって含水比をよみとり貫入速度別にまとめると表-3 のようになる。すなわち、この

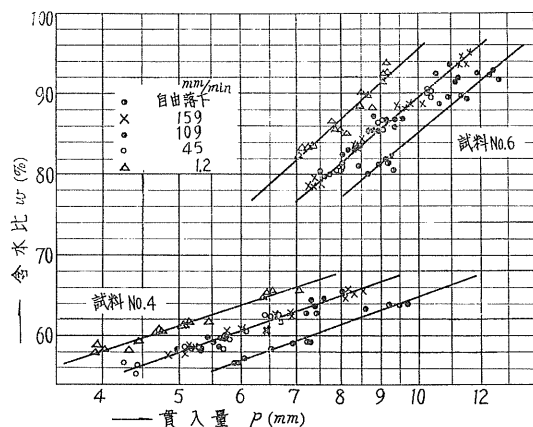


図-4 w - $\log p$ 曲線

表-2 従来の LL に対応する貫入量 p (mm)
(90°, 100 gr コーン)

試料	速度 (mm/min)	貫入量 p (mm)				
		v_1 ∞	v_2 159	v_3 109	v_4 4.5	v_5 1.2
1	7.50	5.83	5.73	5.87	5.30	
2	8.50	6.90	6.40	6.15	5.83	
3	6.35	5.83	5.63	5.26	5.20	
4	7.50	5.90	5.90	5.90	4.72	
5	7.98	7.75	6.46	6.44	5.90	
6	9.65	8.50	8.50	8.50	7.36	
7	8.80	6.90	6.66	6.75	6.00	
8	8.25	7.65	7.34	7.25	6.80	
9	9.10	7.70	8.10	8.10	7.23	
10	8.60	7.32	7.32	7.43	7.10	
平均 ($\bar{p}$)		8.27	7.00	6.80	6.76	6.14

表-3 コーン貫入による LL ($\bar{p}$ を基準)

試料	$\bar{p}$ から求めた LL (%)				
	v_1	v_2	v_3	v_4	v_5
1	37	39	38	38	38
2	45	46	47	47	47
3	56	55	54	56	55
4	62	63	63	62	64
5	74	69	72	72	72
6	78	77	75	75	76
7	90	93	94	93	94
8	104	100	99	99	101
9	108	105	103	103	98
10	114	114	110	109	102
σ_{LL} (%)	±3.0	±3.9	±4.4	±4.7	±5.6

表は、 $\bar{p}$ を与える含水比がコーン貫入による LL であると仮定したときの、異なる貫入速度をもつコーン貫入によって測定された LL の値を示していることになる。これらの値と従来の方法による LL との差をとり、その平均誤差(差の絶対値の平均)をとると表-3 の最下段にみるように、コーン貫入速度の速いものほど従来の方法による LL からの分散が小さいことを示している。このことは、つまり、コーン貫入で LL をきめる場合、従来の衝撃方式による LL に最も近い性質をもつのは、5つの貫入速度のうちのどれであるかの質問に対する解答であって、従来の方法を基準にして考えるかぎり、自由落下方式が最もよい適合を示すことを意味するもので、当然予想されるところである。したがって、従来の測定方法による LL に密接して、これに

代るべき方法としては、やはり、動的な性質を持たざるを得ないことになる。LL を動的方法で規定することが不本意であるとしても、有限速度のコーン貫入は實際上、装置および操作の上から、不適当と考えられるから、やはり、自由落下コーンによるのが最も適当した代案であると結論せざるを得ない。

ii) 流動指数 I_f および貫入指数 I_p

流動曲線の勾配である流動指数 I_f は、ある一定範囲の流

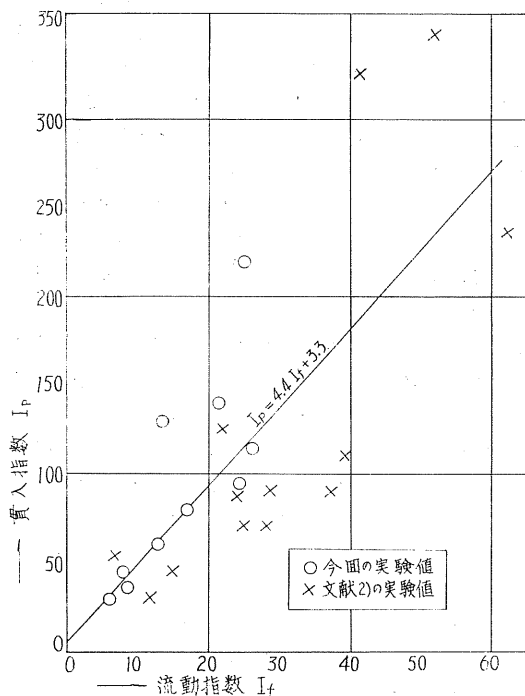


図-5 流動指数と貫入指数の関係
(自由落下コーンによる)

動抵抗を与えるに要する含水比の変分である。この値の大きい土ほど塑性にとむわけであって、一般には、LL あるいは、PI の大きいものほど I_f が大きい。 $w-\log p$ を示す貫入曲線の勾配を貫入指数 I_p とすると、 I_p は、ある一定範囲の貫入量 (たとえば 2 mm から 20 mm) を与える含水比の変分で、前者と直線の向きは異なるけれども、物理的な意味は、全く同じものと考えられる。そうすると、 I_f と I_p とは、相当明瞭な相関を示すはずである。

図-5 は、2) の資料も加えた I_f と I_p の関係図である。土の種類 (たとえばベントナイト) によって特異な分散を示すものもあるが、一応、両者は適当な相関をもつものとみてよいであろう。両者の関係に直線式をあてはめてみると解析的には

$$I_p = 4.4 I_f + 3.3$$

となるが、 I_p は I_f の 5 倍程度の値をもっと推定するのが妥当なところであろう。

I_p の値をコーンの落下速度別にまとめたのが図-6 で、自由落下の I_p を基準にして図示している。No. 8 と No. 9 の試料でやや大きなバラツキがみられるほかは、0.8~1.20 の間に入り、またそのバラツキかたには特定な傾向はみられない。したがって I_p は同一試料において、貫入速度の影響をほとんどうけず、貫入速度に無関係にある一定の値をもつのではないか、という推論がなりたつ。そこで I_p は I_f と同様、その試料の強度特性を解析する上での重要な要素となりうると考えられる。

2) ペーン試験

図-7 は、含水比と粘着力の関係を示す $w-\log c$ 曲線で混雑をさけるために 5 種類の土だけ示してある。この図から各試料の従来法による LL 時の c をよみ、まとめて示したのが表-4 で、コーン貫入による LL (表-3) 時の c も併記

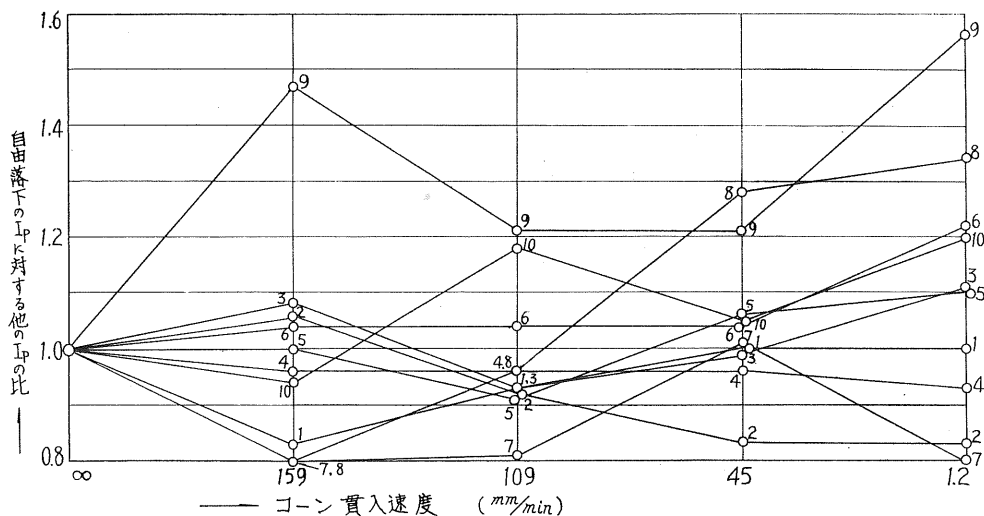


図-6 貫入速度による I_p の変化

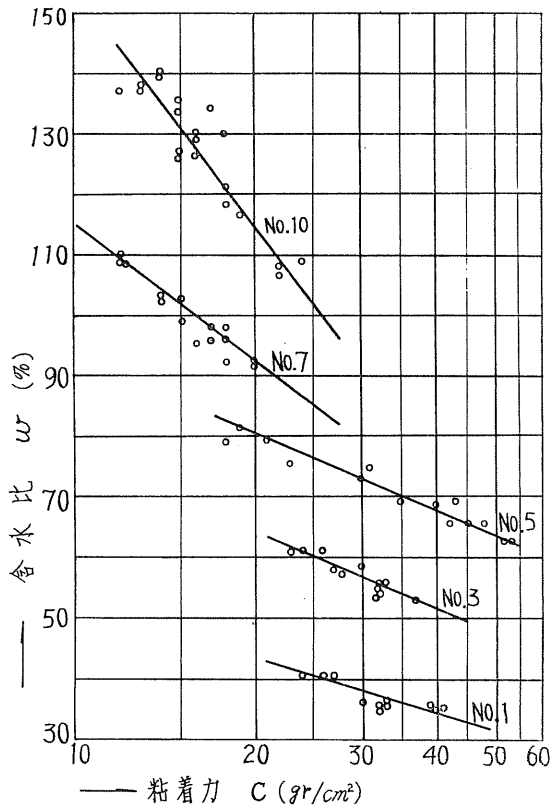


図-7 w - $\log c$ 曲線

表-4 LL のときの土の粘着力 (gr/cm²)

試料	p から求めた LL による c (gr/cm²)					現行 LL による c (gr/cm²)
	v_1	v_2	v_3	v_4	v_5	
1	23.0	27.8	29.5	30.0	30.2	37.4
2	31.0	29.3	27.8	26.8	28.2	29.7
3	30.7	33.3	34.6	31.3	33.5	44.4
4	31.0	28.7	29.6	29.8	26.7	34.2
5	27.9	37.0	31.5	31.0	32.0	29.6
6	20.5	22.2	23.2	23.3	22.4	16.5
7	21.3	19.2	18.8	22.5	21.8	19.4
8	20.2	23.1	23.5	23.9	22.1	20.4
9	19.5	20.7	22.5	22.5	24.2	17.2
10	20.2	20.3	21.8	22.4	25.2	18.8
平均 c_0	25.4	26.2	26.3	26.4	26.6	26.8
平均誤差 σ_c	± 5.9	± 5.1	± 4.3	± 3.4	± 3.5	± 8.2
σ_c/c_0 (%)	23	20	16	13	13	31

した。 w - $\log c$ の直線関係が PL 付近の低含水比において成立することは、すでに確かめられているが、図-7 より、LL 付近の高含水比でも直線関係が成立していることが認

められる。この w - $\log c$ のかたむきを強度指数 I_s とよぶことにする。

i) LL における粘着力

LL を定義どおりに、土と水の二相系が液性から塑性にかわるときの境界の含水比であると理解し、塑性域における飽和粘土は、その含水比の多少に応じて測定し得るセン断強さをもつものであるとすると、LL における試料は、塑性の最低の限界における強度を示すはずである。貫入法を含めて LL の測定法が、以上の定義および推定を忠実に表現していると考え、これらの試験法が、なんらかの状況における二相系の強度、あるいは、それに直接に対応するものを測定しているとすれば、LL におけるセン断強さは、土質に無関係に一定値をとるべきものと考えられる。2) の文献においては、この考えかたから、間接に、貫入法による LL における粘着力を推算し、予想に反して相当に分散することを示した。今回の実験は、LL のときのセン断強さを直接に測定することをくわだてたもので、表-4 はその測定結果である。

まず LL のときの強度の大小をしらべる。表-4 からこれを平均して 26 gr/cm² とすることができる。文献によると、4) では普通の土で 15~30 gr/cm²、低いもので 8~11、5) では 30~100、1) では 13~27 である。本実験の平均値 26 gr/cm² は、既往の値からみて、おかしい値ではない。しかし、これは平均であって、内容的には 16~44 gr/cm² に分散しているのであるから、LL における土の強度が土質に関係なく一定とみるわけにはいかない。図-8 は試料の LL とそのときの粘着力をプロットしたもので、コーン貫入法は自由落下の場合である。推定通りであれば、点群はほぼ横軸に平行するはずであるが、事實は、LL の高いものほど粘着力は小さく出ている。このことから推論できることは、第 1 に筆者らの LL の解釈に間違いがあるので

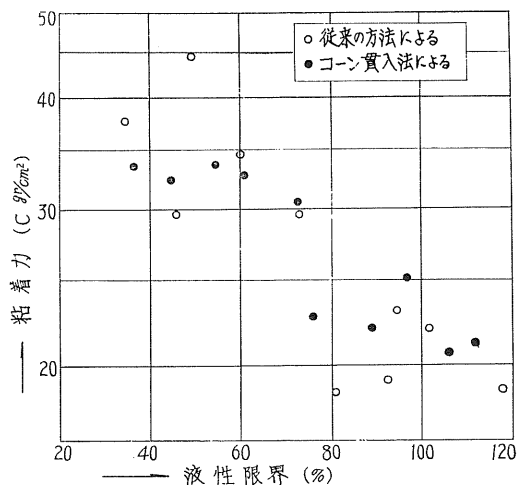


図-8 LL における粘着力 c (gr/cm²)

はないかということ、つまり LL には強度のうえからは、なにも特定の意味はなく、まったく便宜的に規定したものにすぎないのではないかということ、しかし、そうだとすると、粘性土の指示土性としての LL の根拠は、それが一般的に負わされている重要度のわりには、薄弱にすぎないか、ということである。第2には、筆者らの解釈は正しいのであるが、現行の測定法では、LL の正しい概念を忠実に表現できないのではないかということである。現行の測定法の一つの大きな特徴は、衝撃に対する流動抵抗の間接的な計測、すなわち動的な測定であることにあるが、これが、まずいのであって、もし、これが完全に静的な方法であれば、あるいは、筆者らの考えたような結果になるのではないか、ということである。

つぎに、LL における粘着力が、コーン貫入の速度の大小によって、どのような分散のしかたをするかをみてみよう。このねらいは、もし、LL に静的強度においてなんらかの意味づけがあるとすれば、貫入速度のおそいものほど粘着力は一定値をとるか、もしくは、分散の度が低くなるはずであると考え、これをたしかめることにある。いまかりに、LL のときの粘着力は一定値をとるということにして、その一定値からの分散が、この実験でのそれぞれの方法で、どのようにかわるかをみてみよう。表-4 の下段には $\bar{p}$ を与える含水比のときの粘着力とその算術平均 (C_0)、および平均誤差 (σ_c) ならびに $\sigma_c/C_0(\%)$ を示している。表-4 の結果の示すところは、貫入法が従来法よりも分散が少なく、貫入法のうちでは、貫入速度のおそいものほど分散が少ない、ということである。つまり、LL を強度の面から規定するとすれば、衝撃法が最も不適當であって、貫入法による場合は、低速のものほど適合していることになり、この項のねらいは、ある程度的中していたことになる。しかし、この議論は、あくまでも、LL のときの粘着力は一定値をとるという仮説に立脚しているから、すでにのべたように、現行の衝撃法による LL の粘着力と LL がある特定の函数関係にあるとする立場にたてば話は別になってくる。資料の数が少ないので、余り断定的なことはいえないが、 v_5 のように、より静的な試験方法であれば、粘着力一定説が成立するのではないかと予想される。

これを要するに従来の方法による LL をセン断強さの面から意味づけしようとする、と、ハッキリした結論が得られない。低速の貫入法によれば、ややそろった粘着力が得られそうであるが、この方法によるときは、第1に、従来の LL との結びつきがなくなる。第2には、測定方法として手間がかかり、微妙な操作を要する、というような不便がある。粘性土の指示土性としてスッキリした定義を与えるのに急で、実用上の不便を招くのは賢明ではないと考えられる。

ii) 強度指数 I_s

圧密試験における圧密圧力 P と間隙比 e の間に成立する $e-\log P$ 直線の勾配 C_c が、同じ試料の含水比 w と強度の関係 $w-\log S$ の勾配に等しいことは一般に認められているところである。したがって、もし、なんらかの方法で $e-\log P$ の勾配 C_c がわかれば、さほどの労力なしに、任意の含水比における土の強度が推定できるはずである。これと同様に、LL 試験における $w-\log N$ あるいは $w-\log p$ の勾配と、 $w-\log c$ の勾配との間に、ある一定の関係がみとめられるなら、LL 試験結果がすなわち、その試料の強度特性をも示すことになり、ある含水比 w における強度 c が求まれば、他の任意の含水比における c を正確に推定することができるはずである。図-9 は $w-\log c$ の勾配 I_s と

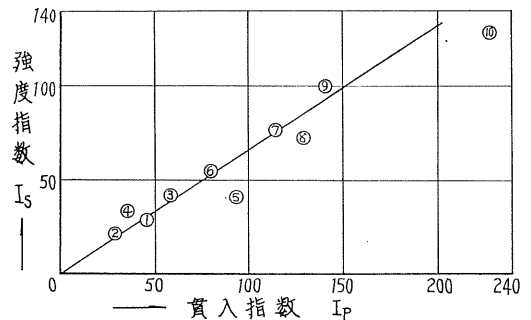


図-9 強度指数と貫入指数

$w-\log p$ (p : 自由落下の貫入量) の勾配 I_p の関係図で、No. 5, No. 10 の試料がわずかにはずれるが、直線式をあてはめれば大体つぎようになる。

$$I_s = \frac{2}{3} I_p$$

$w-\log c$ の直線性から、飽和、正規圧密粘土の強度は、

$$\log c = (w-k)/I_c = 1.5(w-k)/I_p$$

ということになる。したがって、ある含水比における強度がわかれば k が定まり、任意の含水状態での強度を知ることができる。本実験における試料の数はあまり多くないから、 $2/3$ という係数は、もっと多くの試料によって決定されるべきである。ただ問題は $w-\log c$ の直線性にある。本実験により、LL 付近においては充分成立することがたしかめられ、またすでにのべたように PL 付近においても、この直線性がたしかめられている。しかし LL 付近あるいは PL 付近の直線が PL あるいは LL まで延長できるのかどうかである。LL から PL 付近までの塑性域にわたって単一の直線で表現できれば、この強度推定の方法は非常に便利で好都合なわけで、この点の確認が今後の課題の一つである。

3) LL 試験としてのコーン貫入法

コーン貫入試験とベーン試験の項でのべてきたことを LL 試験法としての適否を中心にまとめてみる。

LL 測定は土質試験の中で最も多く行なわれ、それだけに、土の性状を示す重要な指数であるから、① かんたんに行なえること、② 正確であること、③ 個人誤差が入りにくいものであること、④ 試験装置が安価であることなどが必要とされるが、これに対して従来の方法による LL 測定には、ある程度の熟練を必要とすること、それでもなおかつ個人誤差が入ること、装置材料のちがいが LL 値に大きく影響すること、さらに本実験である程度明らかにされたように、強度の面からの LL の意義にアイマイなものがあるなどの欠点がみられる。これまでのべてきたコーン貫入法は、これらの欠点の大部分をとりのぞくように思われる。LL の測定をコーン貫入法にかえても従来の LL 値とひどくかけはなれた値が測定される心配のないことも表-3 より明らかである。すなわち $w\text{-log } p$ 曲線から従来の LL をもとに LL 時の p を多くの試料から求め、その平均値 $\bar{p}$ をコーン貫入試験において LL のを与える貫入量とすれば、これまでの LL とほとんどひらきのない LL を得ることができるわけである。コーン貫入法の最大の利点は、操作上個人誤差の入る余地が少ないこと、および今後に多くの問題はあが LL 値に対する強度の裏付けを、なんらかの形で与えることができる点である。本実験においてはいろいろな速度での貫入を行なっているが試料土の強度特性に関連のある貫入指数 I_p は、本実験で行なった速度の範囲内では、その影響をうけておらず、同一試料においてはある一定の値をもつから、強度のバラツキの少ない貫入速度の遅いものほど試験法としてこのましいのではあるが装置が安価で操作がかんたんであるという点で自由落下コーンが LL 測定法として最適であると結論できる。

現在、いわゆるファインネスナンバーを測定する 60 gr, 60° のコーン貫入装置が LL 試験器として市販され、従来の LL とよく一致するとの報告もなされている。コーンの先端角については筆者の一人が報告しており²⁾、それによれば原理的には 30°~150° まで、どの角度のものを用いてもさしつかえないことがわかっている。ただ、先端角度と重量を変えることにより、測定精度が異なるはずであり、この点から 60° または 90° が最適との結論づけがなされている。これは、今後のデータの集積により、どちらを用いてもさしつかえないことになるものと思われる。

7. 結 論

以上をまとめてみると、つぎのようになる。

(1) 自由落下コーンは、LL 測定法としての十分な機能

をもつ。

(2) 90°, 100gr 自由落下のとき 8 mm 前後の貫入を許す含水比が、従来の測定法による LL に対応する。

(3) いずれの方法による場合でも、LL のときの粘着力は 26 gr/cm² 程度である。

(4) 従来の方法による LL のもつ粘着力はバラツキが多く、LL を強度の面から規定するには無理がある。

(5) 強度のバラツキからいえば、より静的な試験に近い低速貫入の方が、よい結果を与える。

(6) しかし、低速貫入ほど、貫入量のバラツキが多い。

(7) $w\text{-log } p$ の勾配 I_p は貫入速度に、ほとんど影響されない。

(8) $w\text{-log } c$ の直線性は、LL 付近においても成立する。

(9) $w\text{-log } c$ 勾配 I_s は I_p の 2/3 という結果が得られた。

5. 今後の問題点

本実験において、未解決のまま残った問題は、

(1) $w\text{-log } c$ の直線性が、どこまで延長できるか。

(2) コーン貫入 LL 測定法として、 $\bar{p}$ の確定および I_c と I_p との関係を精査すること。

(3) 実用的な LL 測定法問題とは別に、液性限界の厳密な定義を行なうこと。これは、より合理的な LL 測定に結びつく問題である。そのためには、

(4) コーン貫入のメカニズムを明らかにすること。などである。

参 考 文 献

- 1) R. Karlson: "Suggested Improvements in the Liquid Limit Test with Reference to Flow Properties of Remoulded Clays," Rroc. 5th Inc. Conf. SMFE, 1961, Vol. 1, p. 171.
- 2) 北郷繁: "液性限界測定法に関する実験", 土と基礎, 1965, Vol. 13, No. 9.
- 3) 北郷・野村・佐藤: "ペーンセン断強さに関する二、三の実験的研究", 土と基礎, 1966, Vol. 14, No. 9, p. 3.
- 4) L. E. J. Norman: "A Comparison of Values of Liquid Limits determined with Apparatus having Bases of different Hardness." Geotechnique, 1958, p. 79.
- 5) H. U. Scherrer: "Determination of Liquid Limit by the Static Cone Penetration Test," Proc. 5th Inc. Conf. SMFE, 1961, Vol. 1, p. 319.

道々札幌支笏湖線に発生した地すべりについて

正 員 ○辻 宜 志*
正 員 島 泰**

1. 工事概要について

1) 路 線 名	主要道道札幌支笏湖線
2) 区 間	札幌市豊平～千歳市字支笏湖々畔
内工事区間	札幌市字常盤～千歳市字ポロピナイ
3) 路 線 延 長	全長 55 km, 内工事延長 22 km
4) 道路構造規格	3 種山部地
5) 幅 員	造成幅員 7.5 m, 有効幅員 5.5 m
6) 着 手 年 度	昭和 38 年
竣 功 予 定	昭和 42 年
7) 工 事 費	施 工 済 936,000 千円 未施工分 551,000 千円

2. 地すべりの経過について

地すべりはポロピナイを起点とする測点 9.180～9.250 k

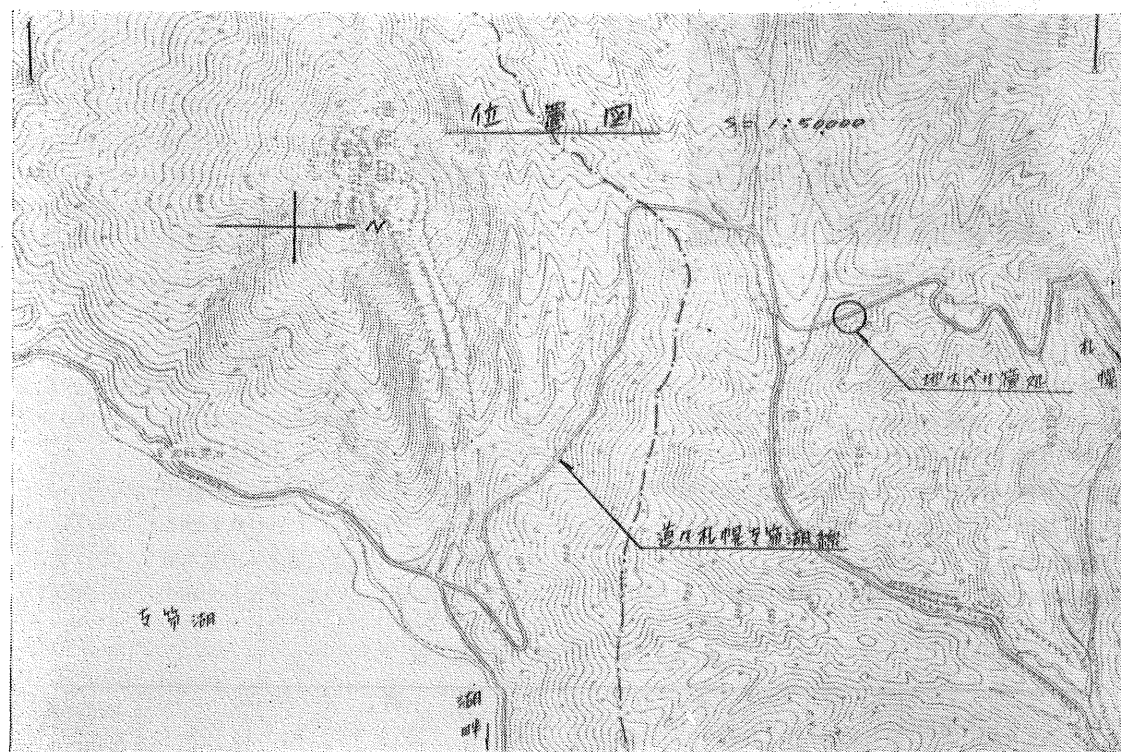
間で発生した。頭部亀裂は道路より約 40 m の斜面部に半円形で形成され、その規模は約 1,300 m³ である。

地すべり発生当時法勾配 1 割の切土工事を施工中で、崖錐堆積物と粘土層の境界には全面的に湧水が見られた。掘削作業中法面に多少の亀裂を生じ、特に測点 9.232 k 地点では法面が多少ふくらむ傾向にあったため、法勾配を 1 割 4 分程度に変更し施工したが、いぜんとしてその傾向はとどまらず、ついに粘土層上部からの法面崩かいを生じ、斜面部の上方約 40 m 地点で 1 m 余の段落を生じたものである。写真-1 および 2 はその状態を示す。

3. 地すべり発生地附近の地形及び地質

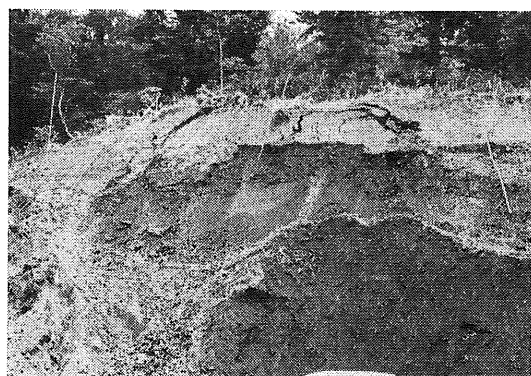
1) 地形について

本地域は、標高 450 m から次第に高度を増して、900 m に達する起伏に富んだ地帯で、新 3 紀層の硬質頁岩を基盤



* 北海道札幌土木現業所札幌出張所技術主任

** 北海道札幌土木現業所札幌出張所技師



写真一 切土法勾配 1 割のときの崩壊状況
(西方より写す)



写真二 切土法勾配 1 割のときの崩壊状況
(北方より写す)

とする。地域の北西部に源を発する漁川支流は、地すべり地附近では標高約 480～500 m を 1/15～1/10 の急河床勾配をもって南流し、地域の南東方で漁川本流に合流している。

地すべり地付近の右岸は、やや急峻な地形であるが、左岸は標高 500～515 m で、東高西低の緩勾配の地形を示している。地すべりはこの左岸の緩傾斜面に発生した。

2) 地質について

本地域の基盤は、新 3 紀中新生の漁川層最下位の金山沢

頁岩層である。漁川上流に分布する本層は N 10～20°W の走向で 10～20°NW の傾斜を有し、灰黒色～黒色の泥質頁岩である。局部的には珪化作用及び黄鉄化作用をうけている部分も見られる。本層中には厚さ 10 cm 程度の凝灰質砂岩を挟有するが、本地域の上流部ではうすい互層状を呈し、次第に砂質部を増して従る。層理間隔は一般に 10～40 cm 程度で、表土に近い岩盤は、縦横の亀裂により分断されて碎片状を呈している。地すべり地点においては、碎片状の泥質頁岩層の上部に多少の小礫を交えた 10～40 cm の粘土帯、更にその上部は崖錐堆積物と見られる泥質頁岩の角れきを伴うシルト質ローム層、更に表土となっている。この崖錐堆積物と粘土帯との境界には地すべりの有力原因と見られる滲透水が見られる。

4. 地すべりの発生原因について

地すべりの実態調査のため、斜面部に基盤層に達する深さ 4～5 m のピットを数カ所と、地下水の流況調査のためトレーサーの投入を行なった。この結果泥質頁岩は滑動を起していない。すなわち地すべりは泥質頁岩上部の粘土層を滑り面とする比較的浅い点で生じている。

また地下水の流況調査は測点 9.275 k 地点に東方より流入する沢があり、地すべり地の地下水はこれに関係しているものと見られるので、道路の中心より約 45 m の東方斜面上にウラニンを投入し、法面の湧水地点で検査したが検出されなかった。

次に測点 9.240 k より東方約 60 m 地点の小沢部の 2 点に投入した硫酸マンガンは、約 7 時間後に投入地点の西方 40 m 約の法面に見られる粘土層の湧水と、9.200 k 付近の地すべり地点の湧水中に検出された。この結果地下水の流走方向は粘土層上を分流して西流するものと、南西流するものがあり、その流速は 1.6×10^{-1} cm/sec 前後と推定される。

上記の結果地すべりの発生原因としては

1) 9.232 k 付近は旧河床あるいは地質構造上の弱線部で、ここに形成された凹地形は路線と直交してほぼ東西方向に延び、ここへ地下水が集中していた。

2) 9.232～9.250 k 間の斜面に傾斜 10～20°、厚さ 10～40 cm で分布する泥質頁岩上部の粘土層は、上部の崖錐堆積物中を滲透降下してきた地下水の遮水盤としての役割をして、かなり膨潤していた。すなわち粘土のせん断強さが低

表一 地下水の流況

トレーサーの種類	投入地点			観測地点				平均流速 (cm/sec)
	A	B	C	1	2	3	4	
ウラニン(時)	7.00	—	—	—	—	—	—	16×10^{-1}
硫酸マンガン(時)	—	8.00	8.30	—	15.00	15.30	15.30	

表-2 ピット試掘結果よりの柱状図

9.240 k~E 68

9.240 k~E 76

深 度	土 質 名 称
0	
0.4	表 土
1	
1.5	褐色シルト質ローム
2	
2.4	(下部より湧水) 角礫交りシルト質ローム
3	
3.0	褐色礫交りシルト質ローム
3.5	灰 色 粘 土
3.95	暗灰色シルト質粘土
4	砕片状の泥質頁岩

深 度	土 質 名 称
0	
0.60	表 土
1	
2	角 礫 交 り
2.50	シルト質ローム
2.80	(灰白~淡褐色) 粘土
3.00	角礫交りシルト質ローム (堅緻)
3	
3.80	火 山 灰
4	泥 質 頁 岩

下して、すべりに対する抵抗が弱まっていたと見られる。たまたま斜面上部に施工された切土は、斜面の安定に寄与していた下部の土塊重量を失う結果となり、粘土層を境にして土塊の滑動を招いたものと推定される。

5. すべり面粘土の土性と地山の安定諸条件

1) すべり面粘土の土性と間隙水圧

すべり面から上部に分布する土塊は、角礫交りシルト質ロームを主体とし、薄層(約40 cm)の表土をとまなっている。地すべり面に存在する粘土は成因的には上述のシルト質ロームと同じで、基盤の泥質頁岩の風化物に由来するものである。地すべり後に採取した粘土の土性値は表-3の通りで、地山含水比は29%, 33%, この時の飽和度は81.6% および93% である。各点に実施した検査ピットにおける観測によると、側壁にある程度の湧水が認められたことは、泥質頁岩上部の粘土の飽和度が100%に近いこと、しかも、側壁からの湧水がありながらピット底に水がたまらなかったことは、地すべり面に沿って相当な水道が形成されたものと推定される。

また、切土法面において粘土層上面に沿う流水が認められることから、地山内に透水してきた水が地山土の飽和度を上昇させ100% 近くの飽和度を与えた後に土中を降下し、地すべり面付近に集まって層面にそい流下しているこ

とは明らかである。

土層の粒度構成から推定される透水係数は 10^{-5} cm/sec 内外と見られることから、間隙水圧の有力な原因である地下水位はかなり高く、表土の下面に存していた可能性が強い。

しかし、今回の調査においては間隙水圧の実測は行なっておらないが、間隙水圧を無視しては以後の斜面安定の計算が精度の低いものになるので、以後の安定計算にはすべり面にはたらく揚水圧を間隙水圧と仮定し、地下水の流動を考えない、静的な問題として取扱った。地下水位は、前記の調査より推定した。すなわち

$$U = Hl/r_w$$

ここに

U ; 間隙水圧 (t/m)

l ; 各スライスのすべり面長さ (m)

r_w ; 水の単位容積重量 (t/m³)

H ; すべり面より地下水面までの高さ (m)

2) 地山の安定条件につて

すべり面が基盤面上の平面すべりと見られることから、地すべりの安定条件は次式のようになる。

$$F_s = \frac{c \cdot l + \tan \phi \sum (N - U)}{\sum T}$$

表-3 セン断帯の土性(かく乱土)

試 料	地山含水比 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	湿潤密度 (t/m ³)	乾燥密度 (t/m ³)	粘 着 力 (t/m ²)	内部摩擦角 (度)	土質分類
A	33	55.6	18.2	37.4	1.8	1.35	1.50~2.3	3°20'~4°40'	粘 土
B	29	52.3	20.5	31.8	—	—	1.30~2.4	3°30'~4°20'	粘 土

ここに

F_s ; 安全率

c ; すべり面における粘土の粘着力 (t/m^2)

ϕ ; 同上粘土の内部摩擦角

N ; スライス重量のすべり面に対する垂直分力 (t/m)

T ; " 水平分力 (t/m)

U ; スラインの底角に働く間隙水圧の合力 (t/m)

すなわち $1 < F_s < 1$ の条件にしたがって地山の平衡は変化する。一般に調査は災害の発生後に行なわれる。地すべりにおいても同様で、地山の均衡が破れて土塊の移動が生じた後において諸種の調査が行なわれるが、発生直前の限界状態における地山の条件は全く未知であり、計測不能の場合がほとんどである。

したがって発生条件を数字で確認し得ることは例外に属するし、特に c および ϕ の値については地すべり発生時の値を確認する事はむずかしい。

9.240 k 付近に発生した今回の地すべりは路線工事の切土に原因する事は明らかであるから

a) 施工以前の原地形においては $F_s > 1$

b) 地すべり発生当時の施工地形においては $F_s < 1$ である。

地すべりによるセン断地帯の土性は表-3の通りだが、間隙水圧を 5. 1) で考えた場合の、原地形における c およ

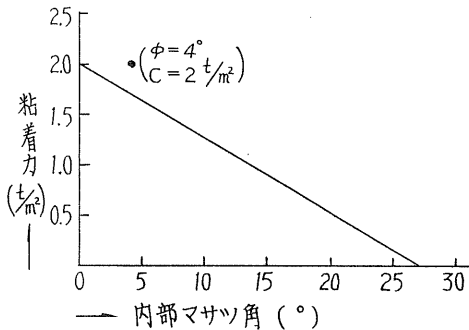


図-1 c - ϕ 図

び ϕ の限界値は後章 6 の表-4 より、

$$c = 0 \quad \tan \phi = \frac{125.65}{245.84} = 0.5111 \quad \phi = 27^\circ 04'$$

$$\phi = 0 \quad c = \frac{125.65}{57.15} = 2.198 \text{ t/m}^2$$

上記より c - ϕ 図は図-1 の通りである。

c - ϕ 図と土性値表の表-3 より以後の計算に使用すべき c と ϕ は次のように仮定する。

1) c の 値

表-3に得られた c の値は原地形安定限界値の c の値に近い。よって $c=2.0 \text{ t/m}^2$ をもって以後の計算を行なう。

2) ϕ の 値

原地形において $F_s > 1$ である故、 $c=2.0 \text{ t/m}^2$ に対応する ϕ の値は c - ϕ 図の上方にプロットされる点をもたなければならない。表-3の土性値の ϕ の値は $3^\circ 20' \sim 4^\circ 40'$ で、いまその平均値とすると、 $\phi=4^\circ$ と $c=2.0 \text{ t}$ の値は原地形において安全側の c および ϕ である。よって $\phi=4^\circ$ をもって以後の計算を行なう。

6. 安 定 計 算

以上の結果より図-2に示すようなすべり面、地下水の流線を仮定し、これにより原地形、当初施工地形、地すべり後地形(この地形は最終施工地形と合致)の各地形において間隙水圧を考え安定計算を行ないその安全率 F_s を算出して見る。

1) 原地形の安定

まず原地形においてこれを 15 のスライスに分割して各基本量を計算すると表-4の通りである。

この結果より原地形の安全率 F_s は

$$F_s = \frac{2 \times 57.15 + 0.06993 \times 245.84}{125.65} = 1.04 > 1.0$$

ただし

$$c = 2 \text{ t/m}^2, \quad \phi = 4^\circ (\tan \phi = 0.06993)$$

よって施工前の原地形は安定であったことになる。

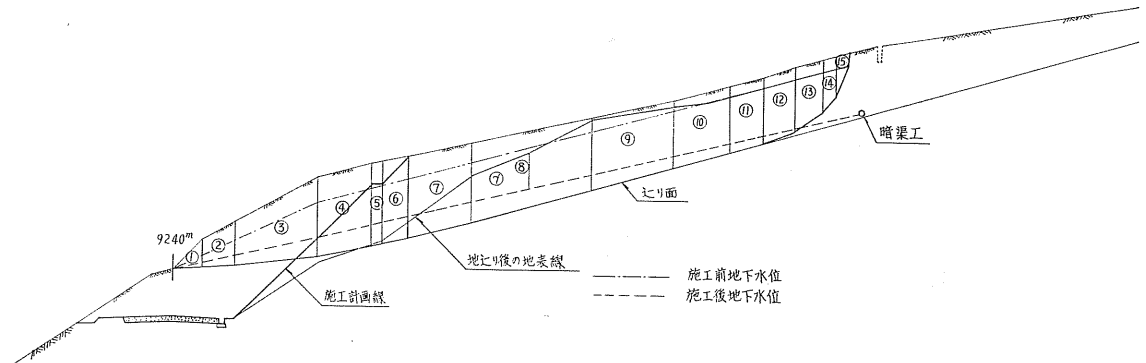


図-2 地すべり横断図

表-4 すべり面 (9,240 k) 安定計算基本数量 (原地形)

スライス No.	A (m ²)	W (t/m)	θ	T (t/m)	N (t/m)	H (m)	l (m)	U (t/m)
1	2.2	4.03	3°30'	0.25	4.02	0.6	2.2	1.32
2	6.75	12.35	4°	0.85	12.31	1.4	2.6	3.64
3	28.83	52.76	7°	6.38	52.33	3.3	6.4	21.12
4	26.32	48.0	11°40'	9.7	47	4.3	4.5	19.35
5	5.58	10.21	12°	2.12	9.99	4.3	0.95	4.08
6	11.16	20.42	12°	4.25	19.97	4.4	1.9	8.36
7	30.38	55.6	14°	13.4	53.93	4.3	5.1	21.93
8	61.75	113.0	15°30'	30.17	108.82	4.4	9.3	40.92
9	32.33	59.16	15°30'	15.8	56.97	4.3	6.4	27.52
10	22.22	40.66	16°30'	11.55	38.95	4.2	4.6	19.32
11	12.5	22.88	16°30'	6.5	21.92	4.1	2.6	10.66
12	11.88	21.74	20°30'	7.61	20.35	4.0	2.5	10.00
13	9.35	17.11	34°	9.56	14.18	4.0	2.7	10.80
14	3.6	6.59	47°50'	4.88	4.42	4.0	1.7	6.80
15	1.6	2.93	63°40'	2.63	1.3	4.0	3.7	14.80
Σ				125.65	466.46		57.15	220.62

$$\Sigma (N-U) = 245.84 \text{ t/m}$$

表-5 すべり面 (9,240 k) 安定計算基本数量 (当初施工地形)

スライス No.	A (m ²)	W (t/m)	θ	T (t/m)	N (t/m)	H (m)	l (m)	U (t/m)
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0
3	1.43	2.62	7°	0.32	2.6	1.10	2.0	2.20
4	13.98	25.58	11°40'	5.17	25.04	3.6		16.20
5	4.41	8.07	12°	1.68	7.89			
6	9.9	18.12	12°	3.77	17.72			
7	表-4 に 同 じ							
⋮								
15								
Σ				113.04	374.09		47.95	193.59

$$\Sigma (N-U) = 180.50 \text{ t/m}$$

2) 当初施工地形

地すべり発生時の切土勾配は1割であって、この場合、スライスの数値が表-4と異なるのは、No.1からNo.6までであるから、前者と異なる数値だけをまとめると、表-5のようになる。したがって安全率は、

$$F_s = \frac{2 \times 47.95 + 0.06993 \times 180.50}{113.04} = 0.92 < 1.0$$

となり、当初の1割勾配の切工事は不安定であったという

結果となる。

7. 安定対策

地すべり発生時の対策としては、

- 1) 地すべり斜面の排土工
- 2) 斜面の段切土
- 3) 暗渠工、排水トンネル、集水井などの地下水処理工
- 4) 地表排水路工などの浸透水防止工

表—6 すべり面 (9.240 k) 安定計算基本数量 (地すべり後地形 その 1)

	A (m)	W (t/m)	θ	T (t/m)	N (t/m)	H (m)	l (m)	U (t/m)
4	0.18	0.33	11°40'	0.07	0.32	0.1	1.85	0.19
5	0.23	0.42	12°	0.09	0.41	0.2	0.95	0.19
6	1.17	2.14	12°	0.44	2.09	0.7	1.90	1.33
7	11.03	20.18	14°	4.86	19.57	3.5	5.1	17.85
7'	16.13	29.52	15°	7.62	28.49	3.7	4.5	16.65
8	22.09	40.42	15°30'	10.79	38.92	4.3	4.8	20.64
9	30.81	56.38	15°30'	15.05	54.29	4.3	6.4	27.52
10	19.36	35.43	16°30'	10.06	33.94	4.2	4.6	19.32
11	10.13	18.54	16°30'	5.27	17.76	4.1	2.6	10.66
12	9.24	16.91	20°30'	5.92	15.83	4.0	2.5	10.00
13	7.04	12.88	34°	7.2	10.68	4.0	2.7	10.80
14	2.5	4.58	47°50'	3.39	3.07	4.0	1.7	6.80
15	1.0	1.83	63°40'	1.64	0.81	4.0	3.7	14.80
Σ				72.4	226.18			156.75

$$\Sigma (N-U) = 69.43 \text{ t/m}$$

5) よう壁、杭打工などの抑止工

など種々の工法があるが、いづれも多額予算を伴うものであり、地方自治体の行なう道路改良工事においては、おのずから予算面の制約をうける。

今回の場合も上記工法について種々検討したが、結論としては1)の斜面排土工と3)の暗渠工による地下水位の低下工法を採用することになった。

1) 斜面排土工について

地すべり後の法面上部は約1割8分程度の自然勾配で地山は安定し、その後も移動する様子のない点に着目し、この自然勾配をもって一応安定計算をして見た。その基本量が表-6である。

前述の計算と同様 $c=2 \text{ t/m}^2$, $\phi=4^\circ$ をもって F_s を求めると

$$F_s = \frac{2 \times 43.3 + 0.06993 \times 69.43}{72.4} = 1.25 > 1.2$$

となり、一応安全であるという結果を得た。しかし地下水

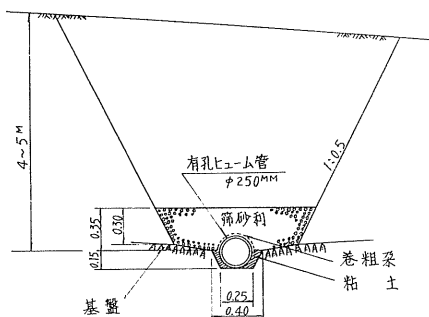
を未処理にしておいては、いつこの F_s が、 $F_s < 1$ となるかもしれない、今後は不安を残すので、すべり面に流入する地下水を遮断すべく、基盤に底面を接する深さ4~5mの図-3の様な暗渠工を施工した。

この盲暗渠の施工により地下水位が図-2の破線のように低下すと仮定すると、その間隙水圧は表-7の計算の様に減少する。

表—7 すべり面 (9.240 k) 安定計算基本数量 (地すべり後地形 その 2)

スライス No.	H (m)	l (m)	U (t/m)	N (t/m)
4	0.1	1.85	0.19	0.32
5	0.2	0.95	0.19	0.41
6	0.7	1.90	1.33	2.09
7	1.7	5.10	8.67	19.57
7'	1.6	4.50	7.2	28.49
8	1.4	4.8	6.72	38.92
9	1.0	6.4	6.40	54.29
10	0.7	4.6	3.22	33.94
11	0.5	2.6	1.30	17.76
12	0.2	2.5	0.50	15.83
13	0	2.7	0	10.68
14	0	1.7	0	3.07
15	0	3.7	0	0.81
Σ			35.72	226.18

$$\Sigma (N-U) = 190.45 \text{ t/m}$$



図—7 暗渠工

これにより

$$F_s = \frac{2 \times 43.3 + 0.06993 \times 190.45}{72.4} = 1.38 > 1.2$$

となり、許容安全率の 1.2 よりかなりの余裕を持つ事になり、実際の施工においてある程度の自信を持つことができた。

8. 結 び

以上道々札幌～支笏湖線に発生した地すべりについて述べてきたが、筆者自身地すべり問題に直面したのは今回が

初めての事であり、未だ理解の困難な問題を多く持つている。ただ地すべり現場を経験して感じた事は、地すべりは多くの仮定の上に立って安定計算をしなければならず、しかもその結果を使って実さいの現場を処理しなければならないという点、つまり不確実な根拠にもとづいて、刻々に変化する現実に向かい、これを処理し所期の目的を達成しなければならないということである。

この報告が、我々が遭遇したと同じような問題に直面している現場の人達に、少しでもお役にたてば望外の仕合わせである。

盤の沢地すべり防止工事報告

正員 菱川 幸雄*

1. ま え が き

当報告書は、小樽開発建設部に於て行なわれた盤の沢地すべり調査、ならびに調査ボーリング報告書、および北海道開発局土木試験所の盤の沢地すべり調査報告書に基いて、対策工法に対する考察を行ない、その結果、防止工事を施工し、これに対して計器類を埋設して地すべりによる傾斜方向、土圧力、歪み等を計測して、地すべり規模、および推定による事項との照合、そして防止工事個所の適正なる判定の基礎資料とするものである。なお、この報告書は昭和39年7月から昭和41年6月頃までの調査概要、および地すべり防止工事の施工報告そしてこれに対する計測関係の裏付け資料報告である。調査内容は 1) 垂直ボーリングによる地質調査、およびこの孔を利用しての地下水位の観測、2) 地下水排除の測定、3) プルオレセイン・ナトリウム($2\text{OH}_{10}\text{O}_5\text{Na}_2$)による地下水流路の追跡、4) 地表調査としての杭による移動値の測定、5) 土質試験 (これは開発局土木試験所に依頼し、一応スベリ面と思われる粘土について行ない表-1のように報告されている)、6) 安定計算などである。

2. 地すべり概要

盤の沢地すべりは北海道岩内郡共和村盤の沢地内にあり (図-1 参照)、現一般国道5号線と、国鉄函館本線に挟まれ、5号線に向ってすべる幅約240m、奥行50~100mの

表-1 土質試験結果 (No. 12の粘土について)

	1	2~1	2~2
土粒子の比重	2.363	2.479	2.455
含水比 (%)	81.8	62.8	54.0
乾燥密度 (g/cm^3)			
レキ分 (%)	0	0	0
砂分 (%)	16	28	30
シルト分 (%)	48	49	44
粘土分 (%)	36	23	26
均等係数	6.5	13	15
L・L (%)	72.4	55.1	53.9
P・L (%)	40.0	32.2	33.3
P・I (%)	34.3	22.9	20.6
I_f (%)	12.6	10.5	7.7
三角座標法	粘土	粘土質ローム	粘土質ローム
AASHO法			
改訂P・R法			
粘着力 (kg/cm^2)	0.31	0.14	0.14
内部摩擦角 ($^\circ$)	6	15	15
軸圧縮強度 (kg/cm^2)			
鋭敏比			

地すべりである。

当地すべりは、昭和39年4月、同地内の道路改良工事

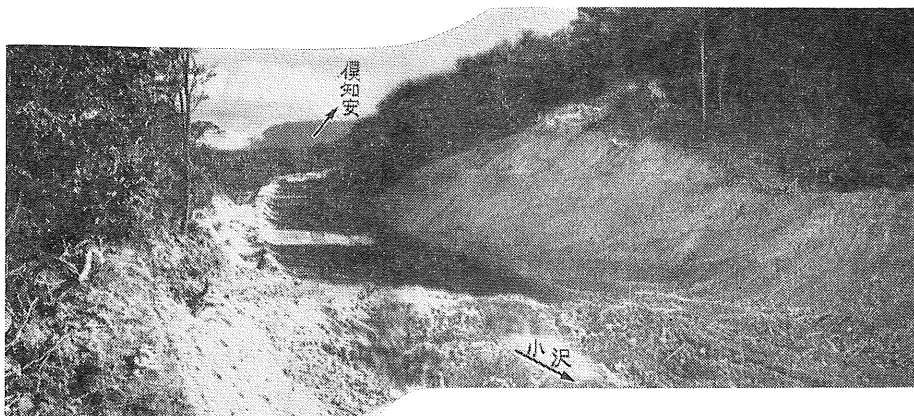
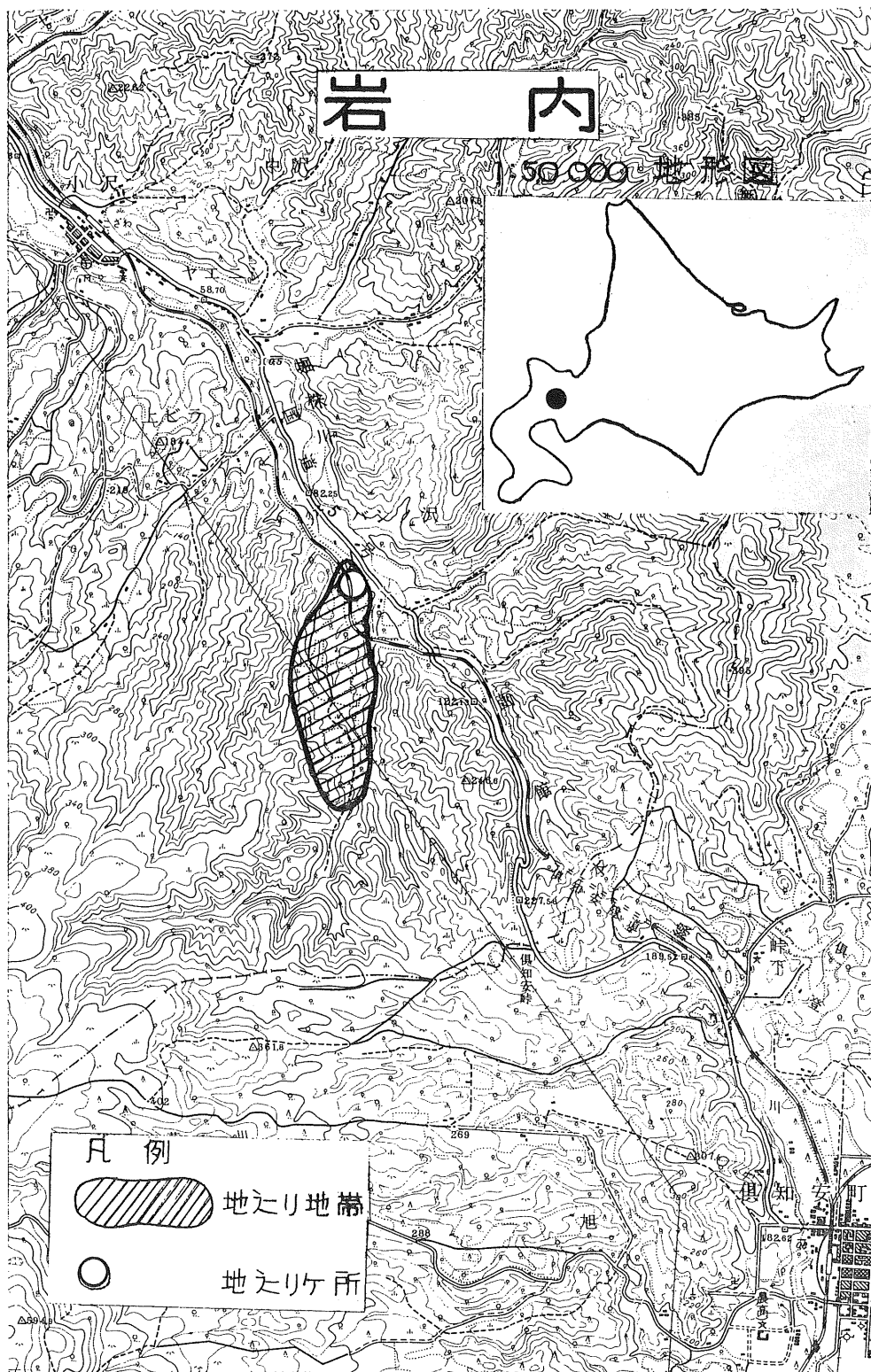
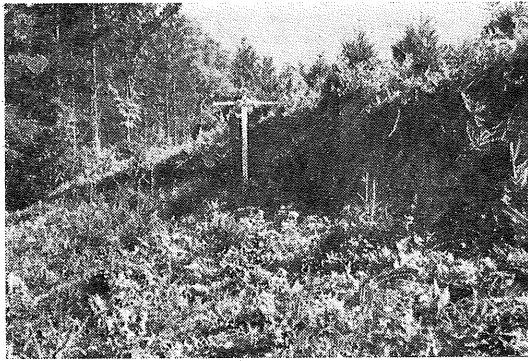


写真-1 地すべり直後の新道

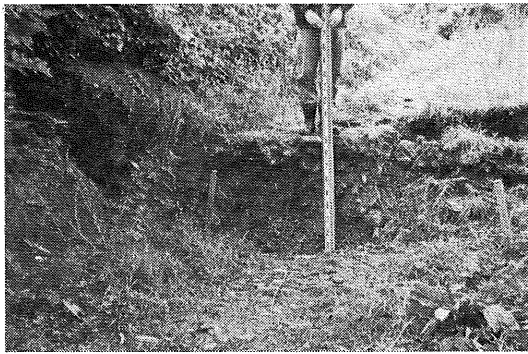
* 北海道開発局小樽開発建設部道路課長補佐



図—1 地すり地点位置図



写真—2 法頭と国鉄の間に出来た亀裂
(39年9月)

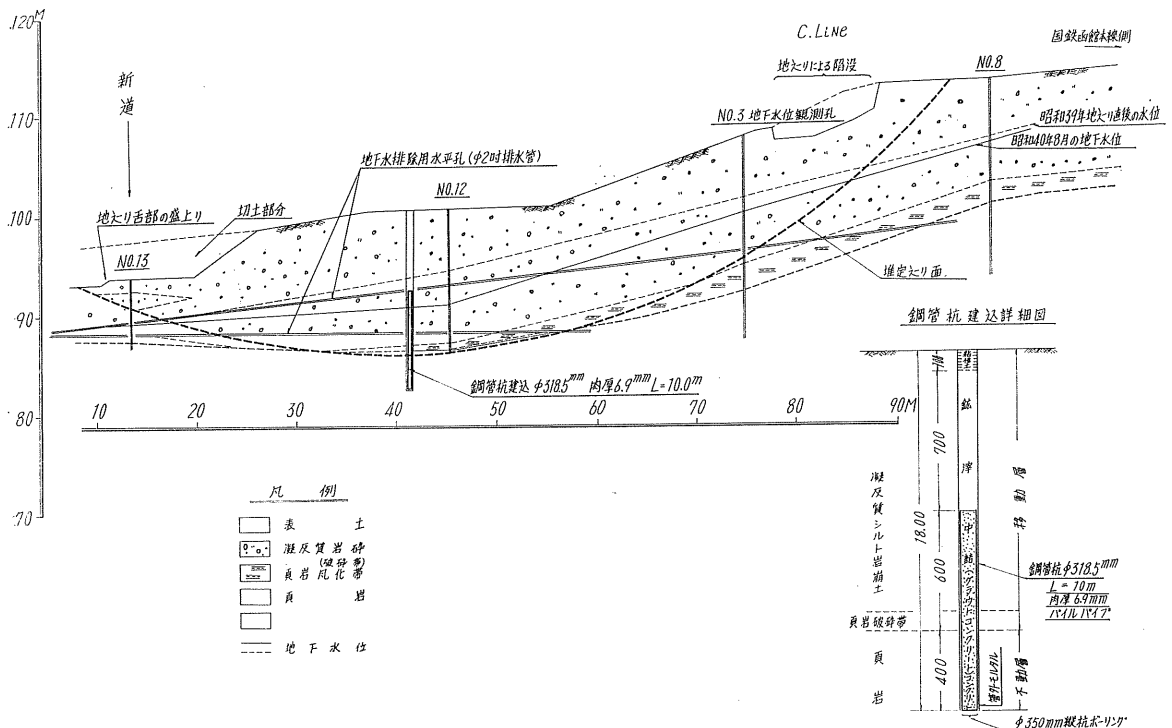


写真—3 地すべりによる亀裂

が発注になり、同年7月末より現一般国道5号線とほぼ平行して函館本線寄りに走る新国道建設が着手され、新道施工のための斜面掘削を行なった直後に起ったもので、新道路面上の盛りりや、亀裂の発生、鉄道側の側面での押出し等がみられ、地すべり頂部と思われる鉄道より15~30m国道寄り付近には、落差3~4m、幅約14mにおよぶ亀裂が連続的に発生した。さらにこの亀裂の上部には、旧地すべりの進展に伴い国鉄函館本線への影響が憂慮された。

3. 地形ならびに地質

本箇所は、北海道西部に当り、標高100m前後であり、地形図及び樹木の状況から見ても、在来より地より地帯であり、そこに道路工事を施工したために、部分的に地すべりを促進させたものと推定される(図-1参照)。分布するこの地域の基盤地質は、新第3紀中新世後期八雲階に対比される、盤の沢頁岩層と称する、主として暗灰色ないし灰白色の頁岩で、時には砂岩の薄層を挟んでいる。また当頁岩は、一般に硬質緻密で、時には珪質のこともあり、貝殻状の割口を呈するが、俱知安峠北部、即ち当地すべり箇所付近ではやや軟かくなっており、風化面は黄褐色を呈している。(工業技術院地質調査所編5万分の1地質図説明書「岩内」による)。現在までに行なったボーリングの結果より、地質の分類をすると、上層から次の3層に分類出来る。第1層; 礫交り粘土層、第2層; 泥岩破碎帯層、第3層; 泥岩層(図-2参照)。ここで第3層の泥岩層はいわゆる、盤



図—2 盤の沢地すべり地内地質推定図ならびに地すべり防止工標準図

の沢頁岩層に一致するもので硬質で、暗灰色を呈しており、幾分凝灰質と思われる。第2層の泥岩破碎帯層は、下部の泥岩が風化により破碎されたもので、一般に角礫状になっているが、部分的に粘土化されており、色は暗灰色である。第1層の礫交り粘土層は、泥岩が風化により粘土化したもので粘土の部分は黄褐色を呈し軟く、礫は角礫状の泥岩で最大径は5~10 cm 程度である。粘土と礫の含有率は一般に粘土が幾分多くなっているが、湧水の多い部分では粘土が水によって洗い流され、礫のみとなっており、また、時には礫の含有が非常に少ない場合もある。また道路付近のボーリングより、礫交り粘土層と泥岩層の間に砂礫層を挟んでいること等から判断すると、これら礫交り粘土層は泥岩層の風化して出来たものであるが、泥岩破碎帯層とは異なり、過去に於て幾度か、地すべりを起し、現在の地域を被覆したものと推定される。各地層の分布を明らかにするためのボーリング結果にもとづき、泥岩層上面および泥岩破碎帯面上の等高線図を書くと、これら等高線は現地表と類似していると同時に、地すべりにより生じた亀裂ともほぼ平行している。調査ボーリングの資料によると、基盤であるこの頁岩が、ボーリング No. 3, 4, 7, 8 地点に於ては著しく破碎、風化されており、このためコアの採取率が極度に低下している。この事から考えると亀裂を挟んで少

なくとも2本の破碎帯の存在が推定される。以上を要約すると、当地域の層序は下位から暗灰色の頁岩、その上位に暗灰色粘土、シルト質粘土より成る頁岩風化帯があり、それを覆って第4紀の火山起源と考えられる凝灰質岩砕が、旧山崩れあるいは地すべりにより攪乱されて崩土となって堆積している。この崩土は非常に隙間に富む上に、岩石自体も吸水性に富んでいる。さらに地すべり頂部には、約14 m もの幅を有する亀裂もみられるので、当地域に供給される水は容易に深部に浸透し、これらの地下水が基盤の上部に存在する粘土層に作用して、さらにこれを軟弱化させ、地すべり発生の一原因となっているものと推定される。

4. 地下水の状態

地下水位の測定結果によると、大部分の観測孔では、水位の変化が少く、ほぼ一定の水位を示していたが、昭和40年2月より水平排水ボーリングを施工して、水抜きを行なった結果、この影響範囲にある観測孔 (No. 3, 4, 8) にて水位の変動がみられた。なお、昭和40年度施工の排水ボーリングの結果を見た場合、降雨による、地下水位の上昇も一時的上昇となり、48~72時間以内に平水位に復元しているので、排水ボーリングの結果は一応成功したものとと思われる。一般的には、融雪、降水により水位の変動がくり

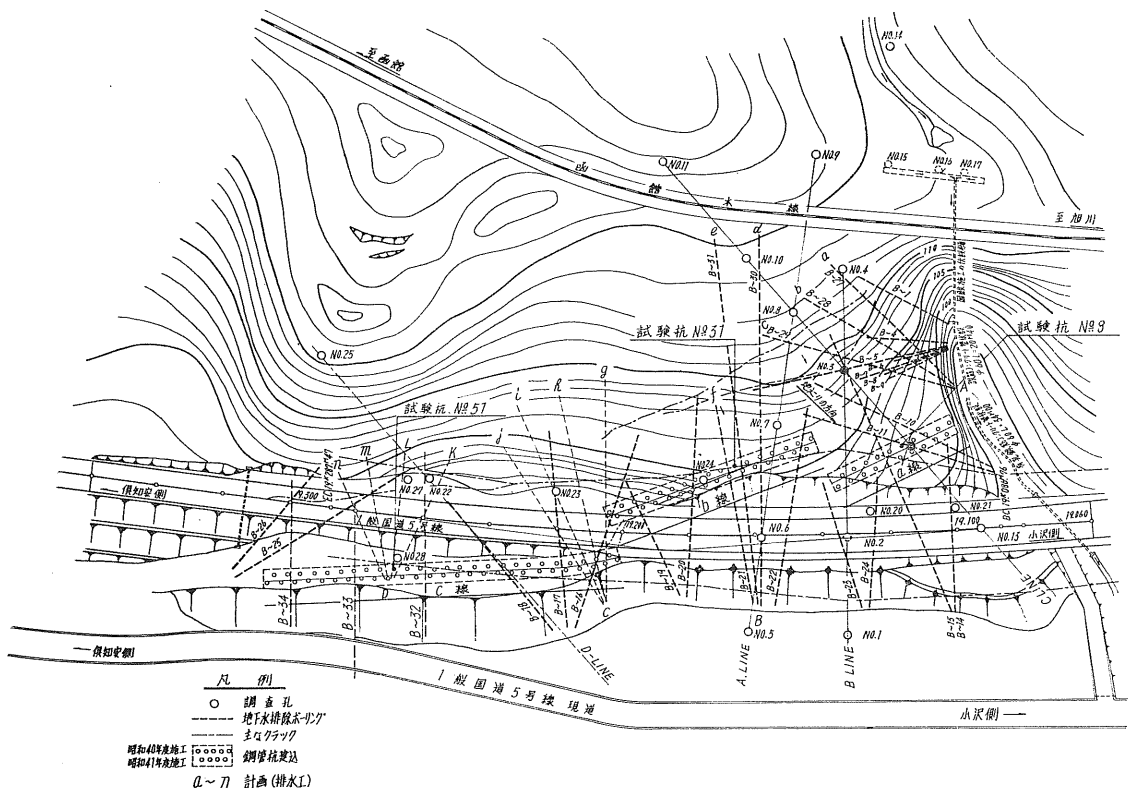


図-3 盤の沢地すべり平面図

返されているが、例えば No. 1, 2 孔では水位の変動がほとんどみられない。これは岩盤の状態からみて、水が貯えられやすい状態にあるのではないかと推定される。これはウラニン（プルオレセイン・ナトリウム）投入による流路追跡を行なった場合、これが何時までも消えずにある所から地下水の流動が少ないものと考えられる。また、ウラニン投入結果によると、地下水は No. 10 孔付近から No. 18 孔, 19 孔の沢に向かって流れていることが判った。また No.

7 孔の方向にも流れていることも考えられるが、これは探知することが出来なかった。また水平ボーリング施工後のウラニン投入の結果、No. 10, 8, 4 の 3 孔の水が以前より早く排水口に出ることも確認出来た。また No. 14 孔に投入したウラニンが、鉄道線路の下部を通る盲暗渠を通じて下流側に 2 時間程度で通過流出しているのです、この部分の水量が多くても直接、地すべりの地下水の供給源とは考えられない。なお、国鉄ではこの部分の盲暗渠を $\phi 900$ m/m

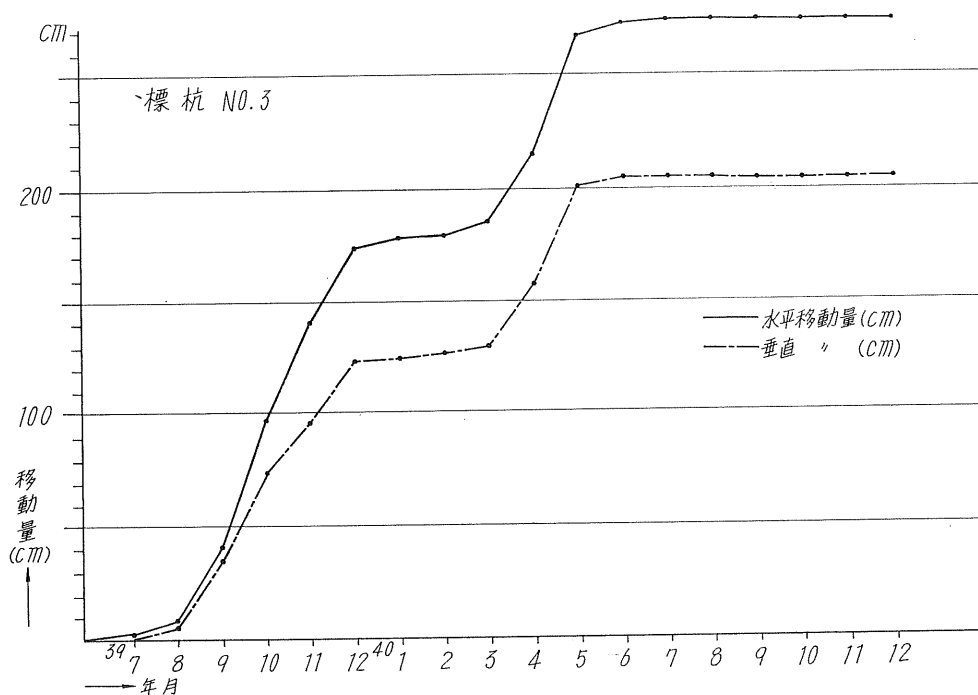


図-4 標杭の移動量 (cm)

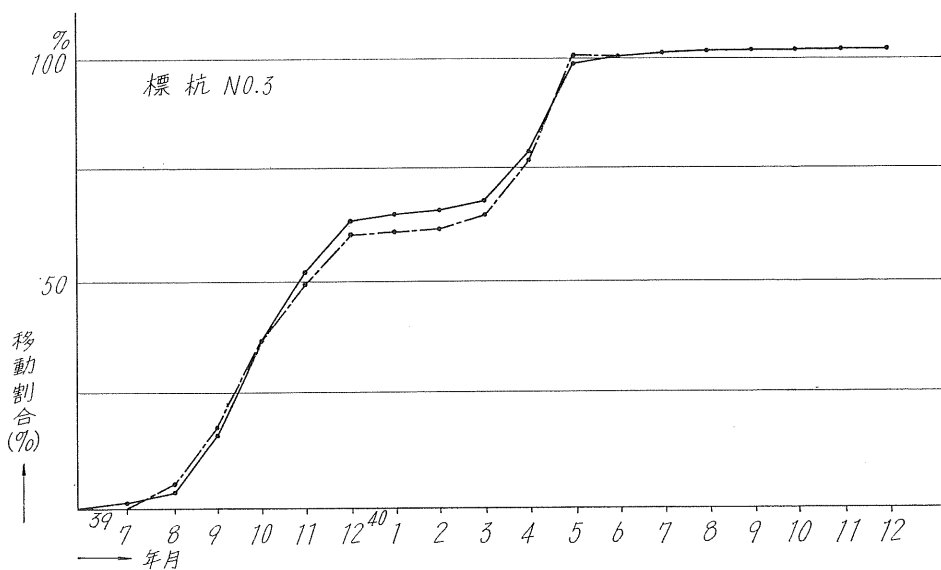
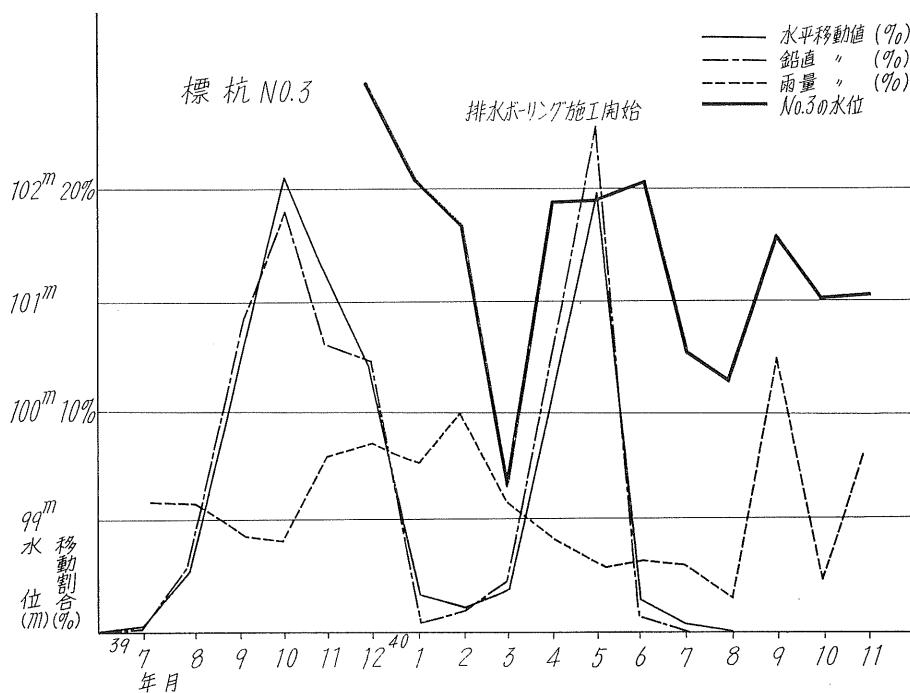


図-5 標杭の移動割合 (%)



図—6 標杭の移動割合と雨量との関係

コンクリート管に変更し、その上流に深さ 10 m、幅 2 m、長さ 30 m にわたる集水溝を設けたので昭和 40 年の 24 号台風の時には、 $Q=10\text{ m}^3/\text{分}$ の流量が流過したが、鉄道の盛土の安定を計る上からは、充分効果があったものと思われる。排水ボーリングと合わせて、地表水の亀裂よりの流入、および直接降雨の流入等は、明渠排水の切替え、透水防止の張芝等で阻止する様に処置した。月別の降雨量、地下水位、排水量は、11 月～5 月の融雪量が適確に掌握出来ないで、地下水としての流入量との関係は判定しにくい、3 月～5 月にかけて、大部分が融雪していると思われるので移動量、地下水位等は比較することが出来る。また排水量も暫時増加しているのは、排水ボーリングの増加にも関係しているが、個々の排水口よりの排出量は、雨量による地下水位の上昇と一致することが判った。



写真—4 地すべり後に於ける舌部の盛り上り状況

表—2 標杭による移動ならびに降水、排水、地下水位

年月	い)点の移動量		降水量 (%) m/m	関係水平排水 孔よりの月の 平均排水量 (ℓ/min)	No. 3 の 地下水位
	距離 (%) cm	高低 (%) cm			
39. 7	(0.2) 0.5	(0) 0	(6.0) 147.1		
8	(2.6) 7.0	(3.1) 5.9	(5.9) 143.3		
9	(11.7) 32.0	(13.0) 26.5	(4.4) 106.2		
10	(20.5) 56.0	(19.0) 38.6	(4.2) 101.4		
11	(16.3) 44.5	(13.0) 26.7	(8.2) 195.8		
12	(11.9) 32.7	(12.3) 25.0	(8.5) 206.7		102.80
40. 1	(1.8) 4.7	(0.5) 1.0	(7.6) 185.0		102.05
2	(0.7) 2.0	(0.6) 1.2	(9.8) 237.1		101.67
3	(1.8) 5.0	(2.4) 4.8	(5.9) 144.8	27.0	99.34
4	(10.6) 29.1	(12.3) 25.1	(4.2) 101.5	72.8	101.87
5	(19.9) 54.5	(23.0) 46.7	(3.1) 74.3	64.2	101.77
6	(1.8) 5.0	(0.7) 1.4	(3.3) 81.4	23.9	101.95
7	(0.2) 0.5	(0.1) 0.3	(3.1) 75.1	19.3	100.56
8	(0) 0	(0) 0	(1.6) 38.5	18.5	100.24
9	(0) 0	(0) 0	(12.4) 302.2	79.8	101.54
10	(0) 0	(0) 0	(2.4) 59.2	6.5	100.99
11	(0) 0	(0) 0	(9.4) 233.0	19.2	101.05
合計	(100) 273.5	(100) 203.2	(100) 2,432.6		

5. 標杭の移動測定

標杭の移動調査は、昭和39年8月～40年11月の長期にわたり測定し、場所はNo.3孔付近で、地すべりの中心とみなされる点である。図-6に示す通り、昭和39年10月前後が約20%の移動量があり、昭和40年5月に於ても20%前後の移動があった。冬期には、ほとんど移動が現われていないことから、融雪、降水による影響がその大部分の要素であると思われる。また、地すべり舌部には、大きな盛り上りが昭和39年10月、40年にも見られた(図-5, 6, 表-2, 写真-4)。

6. 地すべり機構について

1) すべり面について

調査報告によると、垂直ボーリング施工後に挿入したエスロンパイプが地すべりによって曲りを生じた深度は下記のとおりである。

調査ボーリング	No. 2	約1m
"	No. 3	約12m
"	No. 12	約10m
"	No. 13	約3m

上記深度は、ボーリング孔の口元からエスロンパイプ内に鉄管をおろし、パイプの曲りの上部深度を確認したもので、実際のすべり面は、上記深度より下部にあると考えるのが妥当のようである。そこで、当地すべりの方向に最も近いと考えられるC Line断面(図-3の右下)に上記深度より下を通る円弧すべり面をかいてみると図-2の通りである。

2) 地すべり直後の水位による安定計算

いま図-2に示す円弧すべり面について、図-7のように分割法によって計算することとする。この場合の安全率は、一般に次式によって求められる。斜面の安全率を $F \cdot S$

とすると

$$F \cdot S = \frac{\sum (N - u) \tan \phi + c \cdot \sum l}{\sum T} \quad (1)$$

ここで h_1, h_2 ; 各細片の両端に於ける高さ (m)

l ; 各細片のすべり面の長さ (m)

A ; 各細片の断面積 (m^2)

θ ; 各細片のすべり面の傾斜角 (度)

W ; 土の単位体積重量 (t/m^3)

T ; 各細片重量のすべり面についての接線方向分力 (t/m)

N ; 各細片重量のすべり面についての垂直方向分力 (t/m)

c, ϕ ; 土の粘着力 (t/m^2) および内部マサツ角 (度)

u ; 間隙水圧 (t/m)

間隙水圧は実測されていないので、簡単に地下水が静的状態にあるものとし、間隙水圧は次式で表わされるとして計算することにした。

$$u = H \cdot L \cdot \gamma_w$$

ここで u ; 間隙水圧 (t/m)

L ; 各細片のすべり面の長さ (m)

H ; 各細片のすべり面より地下水面までの高さ (m)

γ_w ; 水の単位容積重量 (t/m^3)

当地すべり斜面が新道施工のために行なった削土で土塊の平衡を失い、地すべりを引き起したとすれば、削土前は少なくとも安全率は1.0に等しいか、それよりも大きいはずである。いま、安全率を1.0であったとして(1)式を用い、内部摩擦角 ϕ を試験値の 6° を利用して地すべりが平衡を保つ限界の粘着力 c の値を求めてみることにする。

ここで、地すべり前の斜面について計算した結果を表に記入したのが表-3であり、これによると、

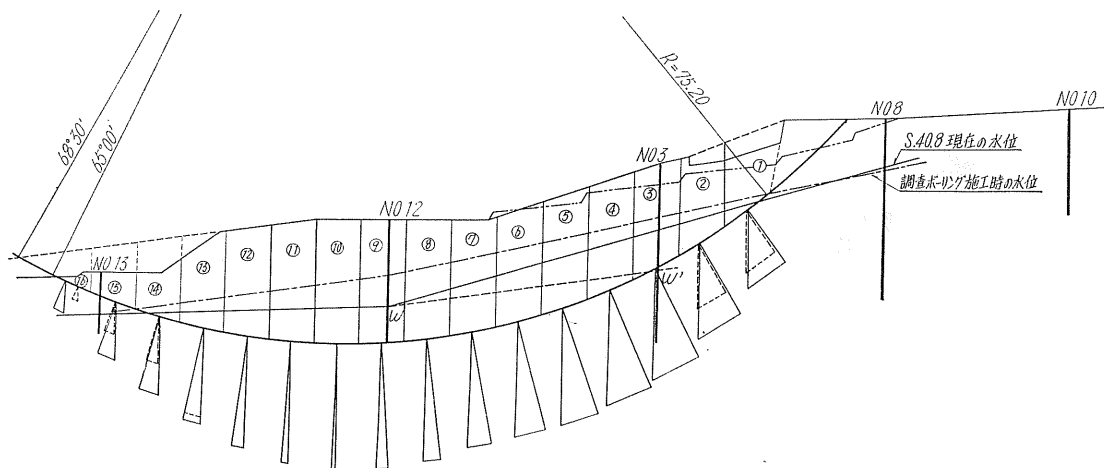


図-7 安定解析図

表—3 盤の沢地すべり安定解析計算表 (地すべり直後の水位)

No.	h_1	h_2	l	A	θ	$\sin \theta$	$\cos \theta$	W	H_1	H_2	U_1	U_2	T	N	$N-U_1$	$N-U_2$
1	8.80	9.90	6.56	50.3	38°40'	0.6248	0.7808	75.5	1.70		11.1		47.2	59.0	47.9	
2	9.90	11.30	5.90	53.0	33°40'	0.5544	0.8323	79.5	4.30		25.4		44.1	66.2	40.8	
3	11.30	12.40	5.90	59.2	29°10'	0.4874	0.8732	88.8	6.15		36.3		43.3	77.5	41.2	
4	12.40	12.80	5.25	63.0	25°20'	0.4279	0.9038	94.5	7.40		38.9		40.4	85.4	46.5	
5	12.80	12.80	5.25	64.0	20°40'	0.35	0.9356	96.0	8.30		43.6		33.9	89.8	46.2	
6	12.80	12.50	5.47	63.3	16°40'	0.2868	0.9580	95.0	8.70		47.6		27.2	91.0	43.4	
7	12.50	13.20	5.25	64.3	12°20'	0.2136	0.9769	96.5	8.75		45.9		20.6	94.3	48.4	
8	13.20	13.80	5.25	67.5	9°00'	0.1564	0.9877	101.3	8.40		44.1		15.8	100.1	56.0	
9	13.80	14.00	5.25	69.5	5°10'	0.0901	0.9959	104.3	7.80		41.0		9.4	103.9	62.9	
10	14.40	14.00	4.81	70.0	50'	0.0145	0.9999	105.0	7.20		34.6		1.5	105.0	70.4	
11	14.00	12.80	5.02	67.0	-3°10'	-0.0552	0.9985	100.5	6.25		31.4		-5.5	100.3	68.9	
12	12.80	11.40	5.25	60.5	-7°21'	-0.1276	0.9918	90.8	4.95		26.0		-11.6	90.1	64.1	
13	11.40	9.60	5.25	52.5	-11°00'	-0.1908	0.9816	78.8	3.30		17.3		-15.0	77.4	60.1	
14	9.60	7.50	5.02	42.8	-14°50'	-0.2560	0.9667	64.2	1.30		6.5		-16.4	62.1	55.6	
15	7.50	5.00	5.25	31.3	-19°00'	-0.3256	0.9455	47.0	—		—		-15.3	44.4	44.4	
16	5.00	0	9.81	20.7	-23°50'	-0.4041	0.9147	31.1	—		—		-12.6	28.4	28.4	
計			89.92	898.9				1,348.8					207.0	1,274.9	825.2	

$$\Sigma T = 207.0 \quad (\text{t/m})$$

よって、求める粘着力 c は

$$\Sigma N = 1,274.9 \quad (\text{t/m})$$

$$1 = \frac{(1,274.9 - 449.7) \times 0.1051 + c \times 89.9}{207.0}$$

$$\Sigma l = 89.9 \quad (\text{m})$$

$$\therefore c = \frac{120.3}{89.9} = 1.34 \quad (\text{t/m}^2)$$

$$u = 449.7 \quad (\text{t/m})$$

表—4 盤の沢地すべり安定解析計算表 (地すべり直後の水位)

No.	h_1	h_2	l	A	θ	$\sin \theta$	$\cos \theta$	W	H_1	H_2	U_1	U_2	T	N	$N-U_1$	$N-U_2$
1	6.20	7.70	6.56	36.6	38°30'	0.6225	0.7826	54.9	1.85		12.1		34.2	43.0	30.9	
2	7.70	11.30	5.90	49.3	33°20'	0.5495	0.8355	74.0	4.45		26.3		40.7	61.8	35.5	
3	11.30	12.40	5.90	59.2	29°10'	0.4874	0.8732	88.8	6.15		36.3		43.3	77.5	41.2	
4	12.40	12.80	5.25	63.0	25°20'	0.4279	0.9038	94.5	7.40		38.9		40.4	85.4	46.5	
5	12.80	12.80	5.25	64.0	20°40'	0.3529	0.9356	96.0	8.30		43.6		33.9	89.8	46.2	
6	12.80	12.50	5.47	63.3	16°40'	0.2868	0.9580	95.0	8.70		47.6		27.2	91.0	43.4	
7	12.50	13.20	5.25	64.3	12°20'	0.2136	0.9769	96.5	8.75		45.9		20.6	94.3	48.4	
8	13.20	13.80	5.25	67.5	9°00'	0.1564	0.9877	101.3	8.40		44.1		15.8	100.1	56.0	
9	13.80	14.00	5.25	69.5	5°10'	0.0901	0.9959	104.3	7.80		41.0		9.4	103.9	62.9	
10	14.00	14.00	4.81	70.0	50'	0.0145	0.9999	105.0	7.20		34.6		1.5	105.0	70.4	
11	14.00	12.80	5.02	67.0	-3°10'	-0.0552	0.9985	100.5	6.25		31.4		-5.5	100.3	68.9	
12	12.80	11.40	5.25	60.5	-7°20'	-0.1276	0.9918	90.8	4.95		26.0		-11.6	90.1	64.1	
13	11.40	7.20	5.25	46.5	-11°00'	-0.1908	0.9816	69.8	3.30		17.3		-13.3	68.5	51.2	
14	7.20	4.40	5.02	26.9	-14°40'	-0.2532	0.9674	40.4	1.25		6.3		-10.2	39.1	32.8	
15	4.40	2.40	5.25	17.0	-18°50'	-0.3228	0.9465	25.5	—		—		-8.2	24.1	24.1	
16	2.40	0	4.59	4.5	-21°20'	-0.3638	0.9315	6.8	—		—		-2.5	6.3	6.3	
計			85.27	829.1				1,244.1			451.4		215.7	1,180.2	728.8	

となり、この c と ϕ の値を持った削土前の地すべり斜面は、安定であったわけである。この c と ϕ の値を用いて新道施工の為に行なった削土後の斜面についての安全率を調べてみると、計算の結果は表-4 に示す通りであり、

$$\begin{aligned}\Sigma T &= 215.7 \quad (\text{t/m}) \\ \Sigma N &= 1,180.2 \quad (\text{t/m}) \\ \Sigma l &= 85.3 \quad (\text{m}) \\ \Sigma u &= 451.4 \quad (\text{t/m})\end{aligned}$$

である。したがって安全率は 0.89 となる。

3) 昭和 40 年 8 月現在の水位による安定計算

地すべり発生後、小樽開発建設部に於て地すべり対策工法の一つとして行なった排水ボーリングの効果および降雨量の減少によって各水位観測孔とも水位の低下がみられ、C Line 上にある水位観測孔の昭和 40 年 8 月現在の水位

は、1.40~3.40 m 低下して図-7 に実線で示すようになった。この結果、安全率は (計算の結果は、表-5 による)、

$$\begin{aligned}\Sigma N &= 1,180.2 \quad (\text{t/m}) \\ \Sigma u &= 296.4 \quad (\text{t/m}) \\ \Sigma l &= 85.3 \quad (\text{m}) \\ c &= 1.34 \quad (\text{t/m}^2) \\ \phi &= 6^\circ\end{aligned}$$

であるから、 $F \cdot S = 0.96$ と計算され、安全率が 0.96 まで回復したが、現在はまだ幾分不安定の状態にある。前述の通り排水ボーリングにより安全率は増加したとはいえ、まだ不安定であり、雨期および融雪期には再度地すべりの活発化が考えられるので、国道の保護と鉄道への影響を無くするために、早急に対策を立てる必要がある。そこで対策工法として考えられるものをあげ、各々について検討してみ

表-5 盤の沢地すべり安定解析計算表 (昭和 40 年 8 月現在の水位)

No.	h_1	h_2	l	A	θ	$\sin \theta$	$\cos \theta$	W	H_1	H_2	U_1	U_2	T	N	$N-U_1$	$N-U_2$
1	6.20	7.70	6.56	36.6	38°30'	0.6225	0.7826	54.9	1.10		7.2		34.2	43.0	35.8	
2	7.70	11.30	5.90	49.3	33°20'	0.5495	0.8355	74.0	3.20		18.9		40.7	61.8	42.9	
3	11.30	12.40	5.90	59.2	29°10'	0.4874	0.8732	88.8	4.60		27.1		43.3	77.5	50.4	
4	12.40	12.80	5.25	63.0	25°20'	0.4279	0.9038	94.5	5.40		28.4		40.4	85.4	57.0	
5	12.80	12.80	5.25	64.0	20°40'	0.3529	0.9356	96.0	6.00		31.5		33.9	89.8	58.3	
6	12.80	12.50	5.47	63.3	16°40'	0.2868	0.9580	95.0	6.10		33.4		27.2	91.0	57.6	
7	12.50	13.20	5.25	64.3	12°20'	0.2136	0.9769	96.5	5.70		29.9		20.6	94.3	64.4	
8	13.20	13.80	5.25	67.5	9°00'	0.1564	0.9877	101.3	5.20		27.3		15.8	100.1	72.8	
9	13.80	14.00	5.25	69.5	5°10'	0.0901	0.9959	104.3	4.30		22.6		9.4	103.9	81.3	
10	14.00	14.00	4.81	70.0	50'	0.0145	0.9999	105.0	4.20		20.2		1.5	105.0	84.8	
11	14.00	12.80	5.02	67.0	-3°10'	-0.0552	0.9985	100.5	3.80		19.1		-5.5	100.3	81.2	
12	12.80	11.40	5.25	60.5	-7°20'	-0.1276	0.9918	90.8	3.10		16.3		-11.6	90.1	73.8	
13	11.40	7.20	5.25	46.5	-11°00'	-0.1908	0.9816	69.8	2.10		11.0		-13.3	68.5	57.5	
14	7.20	4.40	5.02	26.9	-14°40'	-0.2532	0.9674	40.4	0.70		3.5		-10.2	39.1	35.6	
15	4.40	2.40	5.25	17.0	-18°50'	-0.3228	0.9465	25.5	—		0		-8.2	24.1	24.1	
16	2.40	0	4.59	4.5	-21°26'	-0.3638	0.9315	6.8	—		0		-2.5	6.3	6.3	
計			85.27	829.1				1,244.1			296.4		215.7	1,180.2	883.8	

ることにした。

7. 地すべり対策工法についての考察

1) 地下排水工

地すべり概況にも記した通り

- 基岩である頁岩は少なくとも調査ボーリング No. 3 ~7 と No. 4~8 を通る 2 本の破碎帯が推定されること。
 - 頁岩の上部を覆う崩土が間隙に富む上に岩石自体が吸水性に富んでいること。
 - 地すべり頂部に大きな亀裂が存在すること。
- 等により、地すべり地域に供給される水は、容易に深部に

滲透し、当地すべりに大きな影響を与えていると考えられるので、排水ボーリングにより亀裂および破碎帯に存在する地下水位さらに降下させるのが良策と考える。調査により得られた資料および水位観測結果からみて、水位降下可能な箇所は、亀裂及び破碎帯の存在する地すべり上部であり、地質的にみて降下深度は、図-7 の $w \sim w'$ 線であると考えられる。そこで、地すべり上部の水位が $w \sim w'$ 線まで降下した時の安全率を計算してみると表-6 より

$$\begin{aligned}\Sigma N &= 1,180.2 \quad (\text{t/m}) \\ \Sigma T &= 215.7 \quad (\text{t/m}) \\ \Sigma l &= 85.3 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

表-6 盤の沢地すべり安定解析計算表 (水位を $w \sim w'$ 線迄降下させた場合)

No.	h_1	h_2	l	A	θ	$\sin \theta$	$\cos \theta$	W	H_1	H_1	U_1	U_2	T	N	$N-U_1$	$N-U_2$
1	6.20	7.70	6.56	36.6	38°30'	0.6225	0.7826	54.9	—		0		34.2	43.0	43.0	
2	7.70	11.30	5.90	49.3	33°20'	0.5495	0.8355	74.0	—		0		40.7	61.8	61.8	
3	11.30	12.40	5.90	59.2	29°10'	0.4874	0.8732	88.8	—		0		42.3	77.5	77.5	
4	12.40	12.80	5.25	63.0	25°20'	0.4279	0.9038	94.5	1.7		8.9		40.4	85.4	76.5	
5	12.80	12.80	5.25	64.0	20°40'	0.3529	0.9356	96.0	3.0		15.8		33.9	89.8	74.0	
6	12.80	12.50	5.47	63.3	16°40'	0.2868	0.9580	95.0	3.9		21.3		27.2	91.0	69.7	
7	12.50	13.20	5.25	64.3	12°20'	0.2136	0.9769	96.5	4.4		23.1		20.6	94.3	71.2	
8	13.20	13.80	5.25	67.5	9°00'	0.1564	0.9877	101.3	4.4		23.1		15.8	100.1	77.0	
9	13.80	14.00	5.25	69.5	5°10'	0.0901	0.9959	104.3	4.3		22.6		9.4	103.9	81.3	
10	14.00	14.00	4.81	70.0	50'	0.0145	0.9999	105.0	4.2		20.2		1.5	105.0	84.8	
11	14.00	12.80	5.02	67.0	-3°10'	0.0552	0.9985	100.5	3.8		19.1		-5.5	100.3	81.2	
12	12.80	11.40	5.25	60.5	-7°20'	0.1276	0.9918	90.8	3.1		16.3		-11.6	90.1	73.8	
13	11.40	7.20	5.25	46.5	-11°00'	0.1908	0.9816	69.8	2.1		11.0		-13.3	68.5	57.5	
14	7.20	4.40	5.02	26.9	-14°40'	0.2532	0.9674	40.4	0.7		3.5		-10.2	39.1	35.6	
15	4.40	2.40	5.25	17.0	-18°50'	0.3228	0.9465	25.5	—		0		-8.2	24.1	24.1	
16	2.40	0	4.59	4.5	-21°20'	0.3638	0.9315	6.8	—		0		-2.5	6.3	6.3	
計			85.27	829.1				1,244.1			184.9		215.7	1,180.2	995.3	

$$c = 1.34 \quad (\text{t/m}^2)$$

$$\phi = 6^\circ$$

$$\Sigma u = 184.9 \quad (\text{t/m})$$

であるから $F \cdot S = 1.01$ となり、ほぼ限界状態になる。

2) 杭打工法

前記の通り、排水ボーリングを施工し、地下水位を $w \sim w'$ 線まで低下させると、一応安全率 $F \cdot S = 1.01$ となることがわかった。しかし8月現在は乾期に当り、今後の雨期及び融雪時に於ては当然地下水位が上昇する事が考えられ、間隙水圧の増加によって、安全率 $F \cdot S < 1$ となることが考えられる。また、一般に地すべり地に於て対策工事を施工する場合は、 $F \cdot S \leq 1.2$ の値が望まれている。よって、安全率を1.2までもっていくために、排水ボーリングとともに鋼管杭工法を行なうことが良策と考える。そこで、 $F \cdot S \leq 1.2$ とするために鋼管杭で抑止する地すべり力 P は

$$1.2 = \frac{(1,180.2 - 184.9) \times 0.1051 + 1.32 \times 85.3 + P}{215.7}$$

であって、これから P は 39.9 t/m となり、 $F \cdot S = 1.2$ ならしめるために附加すべき抵抗力は $P = 39.9 \text{ t/m}$ となる。

杭には径 318.5 mm、肉厚 6.9 mm の引抜鋼管を用い、鋼管の抗剪力を 1,400 kg/cm² とすると、杭1本の杭剪力は $S_r = 94.5 \text{ t}$ となるので、所要杭間隔は

$$D = \frac{S_r}{P} = \frac{94.5}{39.9} = 2.36 \text{ m} \text{ となる。}$$

よって、間隔 $D = 2 \text{ m}$ とすると、安全率は

$$F \cdot S = \frac{218.9 + 47.2}{215.7} = \frac{266.1}{215.7} = 1.23 \text{ となる。}$$

3) 排土工法

地すべりを防止する方法の1つとして排土工法がある。すべりを生ぜしめる土塊の主要部分が地すべりの頭よりくるものなるため、この部分を排土することにより、安全率を高めようとするものである。よって今、図-3のC Line断面図に示した切取りについて安全率を求めてみると、表-7により

$$\Sigma N = 1,123.6 \quad (\text{t/m})$$

$$\Sigma u = 296.4 \quad (\text{t/m})$$

$$\Sigma l = 85.3 \quad (\text{m})$$

$$\Sigma T = 181.5 \quad (\text{t/m})$$

$$c = 1.34 \quad (\text{t/m}^2)$$

$$\phi = 6^\circ$$

であるから、 $F \cdot S = 1.1$ となる。しかし、当地すべりに於ては

i) 地すべり斜面の傾斜がゆるく切土線が場所によってはかなり鉄道に接近すること。

ii) 鉄道より上部にはかなりの規模の台地が存在すること。

iii) 排土は小沢側では可能であるが、倶知安側では国道面にまで掘削が及ぶため、国道の設計に支障をきたす可能性がある。

表-7 盤の沢地すべり安定解析計算表 (切り取り表)

No.	h_1	h_2	l	A	θ	$\sin \theta$	$\cos \theta$	W	H_1	H_2	U_1	U_2	T	N	$N-U_1$	$N-U_2$
1	3.4	6.4	6.56	25.8	38°30'	0.6225	0.7826	38.7	1.10		7.2		24.1	30.3	23.1	
2	6.4	9.1	5.90	38.7	33°20'	0.5495	0.8335	58.1	3.20		18.9		31.9	48.5	29.6	
3	9.1	10.2	5.90	48.3	29°10'	0.4874	0.8732	72.5	4.60		27.1		35.3	63.3	36.2	
4	10.2	11.8	5.25	55.0	25°20'	0.4279	0.9038	82.5	5.40		28.4		35.3	74.6	46.2	
5	11.8	12.1	5.25	59.8	20°40'	0.3529	0.9356	89.7	6.00		31.5		31.7	83.9	52.4	
6	12.1	12.9	5.47	62.5	16°40'	0.2868	0.9580	93.8	6.10		33.4		26.9	89.9	56.5	
7	12.9	13.2	5.25	65.3	12°20'	0.2136	0.9769	98.0	5.70		29.9		20.9	95.7	65.8	
8	13.2	13.8	5.25	67.5	9°00'	0.6564	0.9877	101.3	5.20		27.3		15.8	100.1	72.8	
9	13.8	14.0	5.25	69.5	5°10'	0.0901	0.9959	104.3	4.30		22.6		9.4	103.9	81.3	
10	14.0	14.0	4.81	70.0	50'	0.0145	0.9999	105.0	4.20		20.2		1.5	105.0	84.8	
11	14.0	12.8	5.02	67.0	-3°10'	-0.0552	0.9985	100.5	3.80		19.1		-5.5	100.3	81.2	
12	13.8	11.4	5.25	60.5	-7°20'	-0.1276	0.9918	90.8	3.18		16.3		-11.6	90.1	73.8	
13	11.4	7.2	5.25	46.5	-11°00'	-0.1908	0.9816	69.8	2.10		11.0		-13.3	68.3	57.5	
14	7.2	4.4	5.02	26.9	-14°40'	-0.2532	0.9674	40.4	0.70		3.5		-10.2	39.1	35.6	
15	4.4	2.4	5.25	17.0	-18°50'	-0.3228	0.9465	25.5	—		0		-8.2	24.1	24.1	
16	2.4	0	4.59	4.5	-21°20'	-0.3638	0.9315	6.8	—		0		-2.5	6.3	6.3	
計			85.27	784.8				1,177.7			296.4		181.5	1,123.6	827.2	

iv) 排土後は、地表に植生工、表面排水工を必要とする
こと。

等からこの工法は、工費の点、施工後の処置を考えれば余
り適当とは思われない。

4) 抑止工法について (盛土工法)

抑止工法は、地すべり末端部に於て、盛土工事を行なう
ことにより、ある抵抗力 P を附加してこれで滑動力と平
衡を保たせて、地すべり斜面を安定させようとするもので
 $\Sigma T \leq \Sigma (N-u) \tan \phi + C \Sigma l + P$ とするものである。こ
こで、 P は C Line の地すべり斜面について杭打工法のと
ころで計算した結果では、 $P=39.9 \text{ t/m}$ である。しかし、抑
止工法を行なうに適当な位置と考えられる測線 19.220~
19.320 km 間 (図-3 参照) は、湧水が多く軟弱地盤であり、
抑止工事を行なうに当って必要とされる下記諸条件を満た
すには、擁壁の基盤を一応岩盤に定着させる必要があり、
ボーリング No. 1, No. 4 の結果からすると 2.50~2.80 m
の深度まで掘削し、基盤破壊を起さぬよう湿地を乾燥化す
る必要を生ずるため、多額の経費を必要とするであろう。
抑止工を行なうに当って必要とされる条件には次のものが
ある。

- i) 擁壁の中での剪断破壊に対して安全であること。
- ii) 擁壁の下での基礎破壊に対して安全であること。
- iii) 擁壁の基礎と地盤の接触面での剪断破壊に対して安
全であること。
- iv) 転倒に対して安全であること。

8. 対策工事 (計画)

前述の通り対策工法について考察した結果、比較的良策
と考えられる地下排水工法及び杭打工法について具体的な
工事計画を立ててみると次のようになる。

1) 地下排水ボーリング

対策工法に於ける考察の項で述べた理由により、A 地点
から D 地点までの 4 地点から排水ボーリングを計 14 本延
855 m 行なう。各孔の内訳は下記の通りである。

表-8 地下排水ボーリング

地 点 番 号	排水ボーリング記号	掘 進 長 (m)
A 地 点	a	50
	b	50
	c	60
B 地 点	d	110
	e	110
	f	75
C 地 点	g	60
	h	60
	i	60
	j	60
D 地 点	k	40
	l	40
	m	40
	n	40
計		855

ここで、ボーリングの方向は

i) 工事施工の上からなるべく機械運搬の労をはぶくためと

ii) 孔口施設の筒数を減らすためになるべく孔口を1個所に集めるように努め図-3に示すようにした。

次に、排水ボーリングの狙うべき深度について各地点別に説明すると次のようになる。

(a) A 地点 a, b, c 各孔とも調査ボーリング No. 3 と

表—9 ボーリング実績 (その1)

調査孔 地質調査地下水位観測管理設

試錐工事 発注年月	番 号	掘さく 深 度 (m)	試錐方向	備 考
昭和 39.10	No. 1	6.00	垂 直	以上上山試錐施工
	2	10.00	"	
	3	20.00	"	
	4	20.00	"	
	5	6.00	"	
	6	10.00	"	
	7	20.00	"	
	8	20.00	"	
	9	10.00	"	
	10	12.00	"	
	11	14.00	"	
	12	(14.00) 14.00	"	
	13	7.00	"	
小 計		183.00		
?	No. 14	3.50	垂 直	以上国鉄で発注分
	15	10.50	"	
	16	9.50	"	
	17	8.50	"	
	18	5.00	"	
	19	7.00	"	
小 計		44.00	"	
40. 4	No. 20	9.00		以上利根工事施工
	21	6.00		
	22	10.50		
	23	10.50		
小 計				
40.10	No. 24	19.00		以上利根工事施工
	25	17.00		
	26	12.00		
		48.00		
月 計				
合 計	26カ所			

同じ標高の地点ですべり面を切り、深度約 11~12 m の個所を通り、亀裂の下を通して調査ボーリング No. 4~8 の地点で破砕帯中に達する様に角度を決定した。

(b) B 地点 d, e の2孔は、亀裂下で岩盤のすぐ上を通るよう角度を決め、さらに亀裂上部の以前からの亀裂と思われる凹地の下を通るように決定した。f 孔は、亀裂下で岩盤のすぐ上を通るよう決定した。

(c) C 地点 g, h, i, j } 各孔共 f 孔と同じ
(d) D 地点 k, l, m, n }

表—10 ボーリング実績 (その2)

地下水排除孔 地下水排除

発注年月	番 号	掘さく 深 度 (m)	水平ボーリング 勾 配	備 考
40. 1	R- 1	30	+15%	以上北海道ボー リング施工
	4	25	+15 "	
	5	60	+82 "	
	6	20	+20 "	
	7	30	+20 "	
	8	23	-20 "	
	9	22	0	
	小 計	210		
40. 4	R-10	40	0	以上利根工事施工
	11	60	0	
	14	50	0	
	15	90	0	
	16	60	0	
	17	60	0	
	18	60	0	
	19	40	0	
	20	60	0	
	21	60	0	
	22	60	0	
	23	40	0	
	24	40	0	
	25	60	0	
	26	40	0	
小 計		820		
40.10	R-27	50	8°00'	以上利根工事施工
	28	50	8°30'	
	29	60	8°30'	
	30	110	6°30'	
	31	110	8°00'	
小 計		380		
合 計	27カ所	1,410		

2) 杭 打 工 法

○施工場所 (図-3 参照)

杭打ちの施工地点については、すべり面が水平線と接する点が地盤反力を期待出来る上から、一番適切なるため調査ボーリング No. 12 付近を通り亀裂とほぼ平行となるよう施工位置を決定するのが良策であるが、国道路面上では施工不可能なるため、b 線では 4 m 程上部に移し、c 線では国道下に施工するものとした。

i) 間隔; 対策工法に於ける考察の杭打工の欄で述べたように一列 4 m 間隔で 2 孔千鳥状に施工する。

ii) パイル長; 一般に岩盤打込深度は、パイル全長の 1/3 とされているので、当建設部の調査により明らかにされた岩盤等高線図より下記のように計画した。() 内の数字は実施本数を示す。

a 線では平均 18 m 20 本 (19 本)

b 線では平均 18 m 34 本 (30 本)

c 線では平均 6 m 53 本 (51 本)

計 107 本 (100 本)

ただし、杭打工施工前に a, b, c 線上でチェックボーリングを計 6 本行なって岩盤深度を確認した。

iii) パイルの頭部連続; 各パイルの頭部が、三角形の頂点となるように鉄筋コンクリートで連結するのが望ましいが、実際には行なわなかった。

iv) パイル間にコンクリートを充填した。

v) 基岩内ではグラウトを行なった。

ここで、長大鋼管の欠点は、曲げに対して弱いことであり、土圧のかかり方によっては両側に挫屈する。このため杭頭を H 型鋼等で剛結して門型ラーメンとしたり、基盤中にアンカーをもった Tension Tie で杭頭を引張り、曲げに対して安定を図ることも一方法であるが、杭の設置位置出来るだけすべり面が水平に近い処に置いて後部土塊による土圧反力を計算に入れることも大切である。一般に今まで鋼杭が、地すべり地で挫屈した場合は、深浅 2 層のすべり面があって、この中の浅いすべり面の作用によって杭の上部 2~5 m が挫屈した例が非常に多いようである。この場合の浅いすべり面というのは、斜面崩壊に近いケ所である。よって当地すべり地に於ける潜り杭の場合に挫屈する可能性は、実例から見ると少いと云える。鋼杭がパイプの場合は、中詰コンクリートを充填した方が有利で、これは八幡鋼管 K.K. の行なっている試験結果からも明らかである。また、杭にかかる土圧分布については、すべり面付近に異常に大きな圧力がかかり、この点では曲げに対して有利である。それから挫屈した杭を見ると、上部には変形はなく、殆んど水平に剪断されていたことからわかる。長大杭の実例については、門型ラーメン Tension Tie 工法は、愛媛県大洲土木事業所管内富沢鹿野川ダムの左岸地すべり (φ 500 mm 長 40 m) に適用され、単独杭の

実例については、関東地建二軽ダムの左岸地すべり、東北地建鳴子ダムの左岸地すべり、新潟県松の山地すべり、埼玉県本庄土木事業所管内下久保ダム工事用道路地すべり等が代表的であり、鹿野川ダムについては、歪み計、土圧計を鋼杭にとりつけて測定しており、この結果は現在とりまとめ中であり、今後大いに役立つことと思う。以上、地すべり防止対策工事の計画を述べたが、検討の結果、実際に施工されたのである。

9. 地すべり防止工事による計測成果の考察

試験杭に土圧計、歪み計をとりつけ、さらにこの外にエスロンパイプにパイプ歪み計をとりつけて図-3 に示す位置に建込み後、観測を続けた。ここで、土圧計は、坂田式土圧計を図-8 のようにとりつけ、昭和 41 年 3 月 4 日より 5 月 30 日まで毎日観測し、6 月~8 月まで約 10 日間、9 月以降今日まで月に 3 日間観測を続けているが、土圧測定値の最高合力は、図-9 より昭和 41 年 4 月 16 日の融雪時明けに生じている。また、パイプ歪み計は、既設及び新設のボーリング孔を利用して坂田式パイプ歪み計をとりつけ、昭和 41 年 4 月 2 日より 5 月 30 日まで毎日観測し、6 月~8 月までは約 10 日間、9 月以降今日まで毎月 3 日間観測を続けているが、パイプ歪み計測定結果は図-11~14 の通りである。

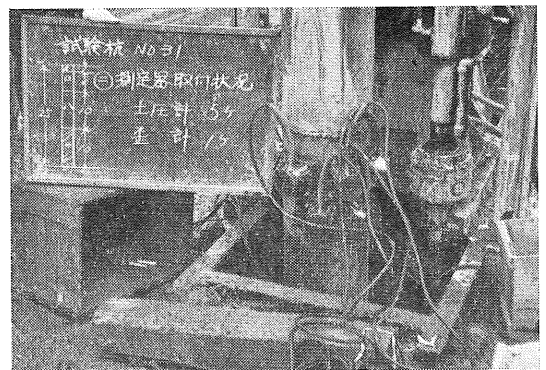


写真-5 土圧計及び歪計取付状況

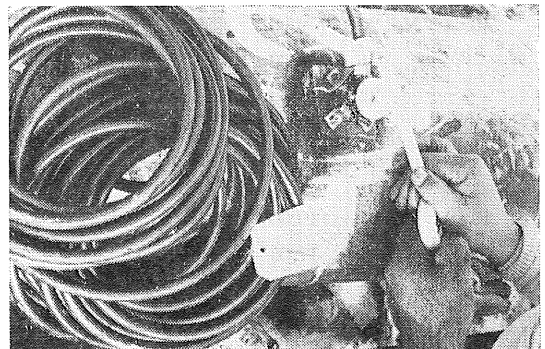


写真-6 土圧計取付状況

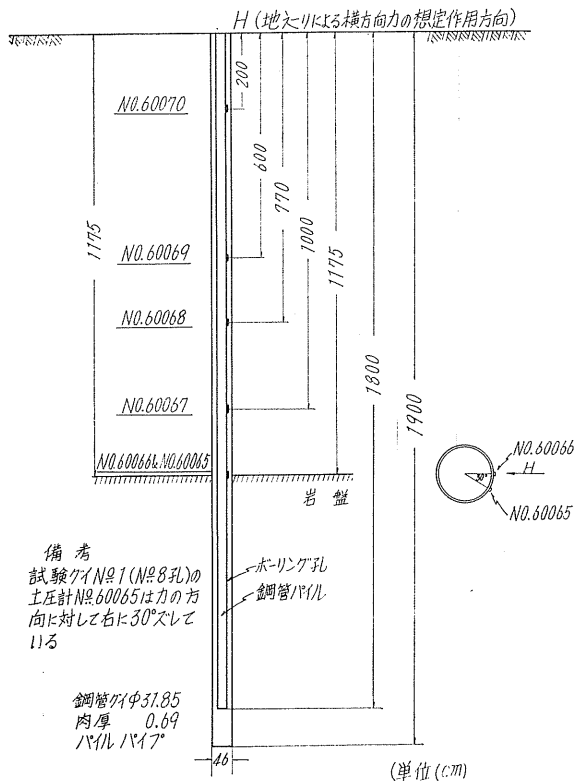


図-8 土圧計配置図

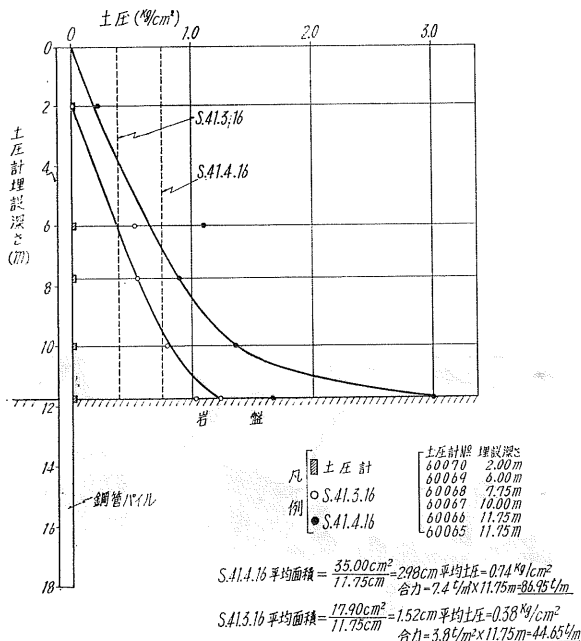


図-9 土圧の測定

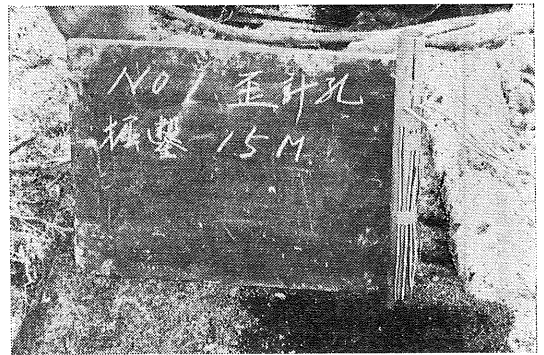


写真-7 パイプ歪計取付状況

って多少のばらつきはあるが、大体に於て a 線より c 線即ち No. 3 孔より No. 28 孔に向って漸減している。そして、カールソン型歪み計は、共和電業製カールソン型歪み計を図-15, 16 のようにとりつけ、昭和 41 年 3 月 25 日より 5 月 30 日まで毎日観測し、6 月～8 月までは約 10 日間観測を続けているが、歪み測定の最高値は、昭和 41 年 4 月中旬より下旬の融雪明けに生じている。一部は、3 月下旬より 4 月中旬にわたって生じている。以上より土圧力については、仮定値 39.9 t/m の倍以上の土圧合力 86.95 t/m の値が出ているが、これは鋼管の許容抗剪力を前述の通り、1,400 kg/cm² と仮定して計算した結果であり、これをアップすれば土圧合力に近づく値となろう。このように、計器類を埋設して計測した結果、地すべり対策防止工事の計画と実施については、大差ないことがわかったが、昭和 40 年

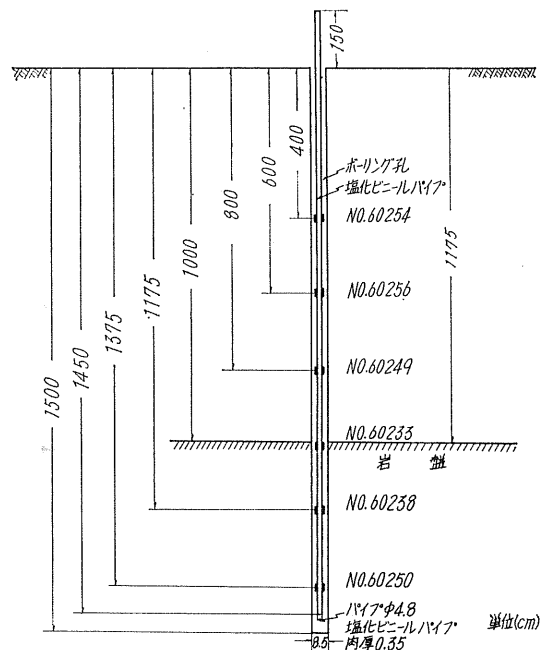


図-10 パイプヒズミ計配置図 (12 号孔)

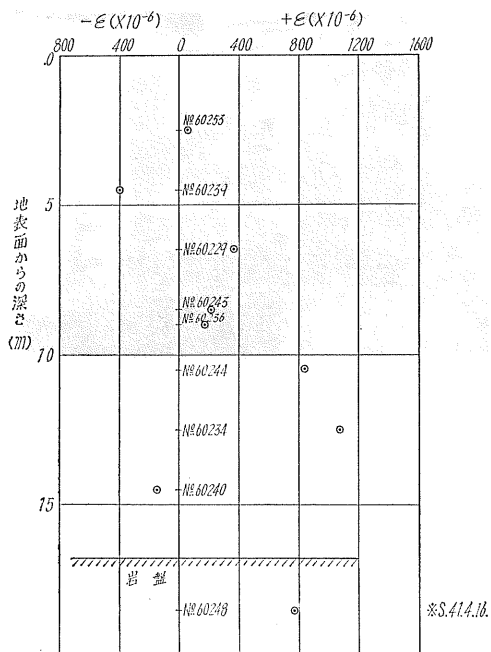


図-11 パイプヒズミ計測定結果図 (No. 3 孔)

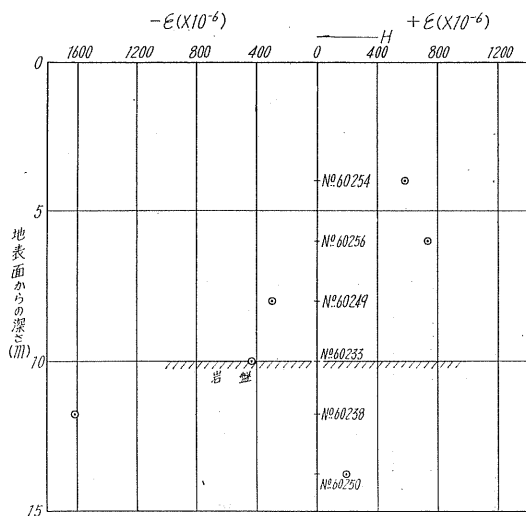


図-12 パイプヒズミ計測定結果図 (No. 12 孔)

度末に実施した a 線と、b 線の半分の鋼管杭打の結果、その後地すべりによる盛り上りや、ひびわれが生じていないことでもわかる。また、昭和41年10月に b 線の残り半分の鋼管杭打を実施したが、これは a 線より c 線に向かって土圧力及び歪みが漸減しているとは云え、すべり方向が確実に定っていないこともあり、b 線の残り半分をとりあえず実施して、c 線中に試験杭 1 本を打込み、計器類を取り付けて今後の状態を把握して明年度鋼管杭打の必要性を検討

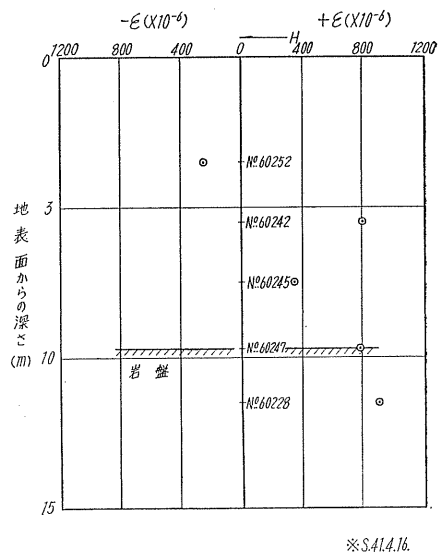


図-13 パイプヒズミ計測定結果図 (No. 27 孔)

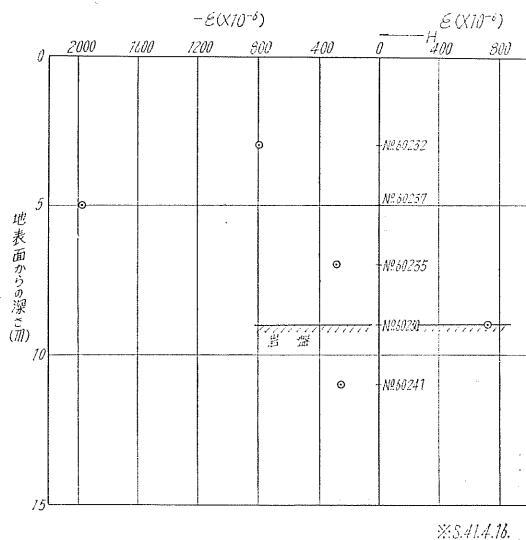


図-14 パイプヒズミ計測定結果図 (No. 28 孔)

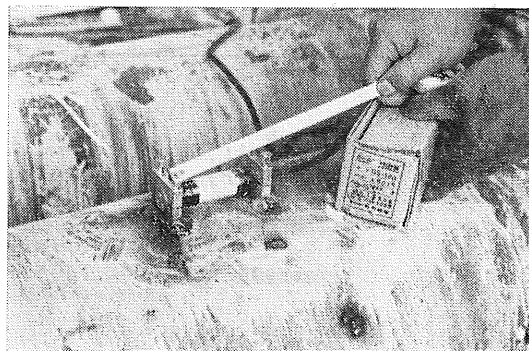
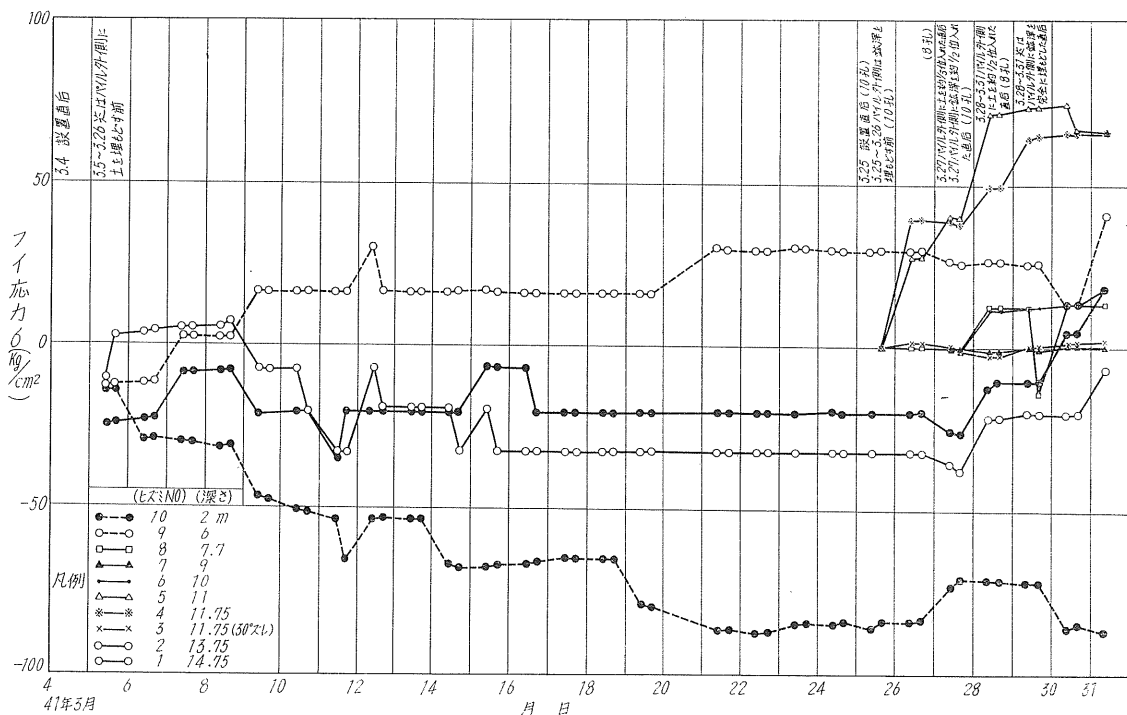
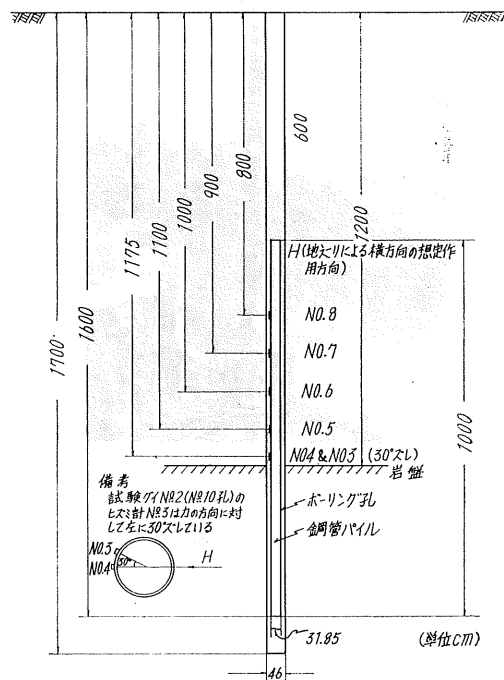
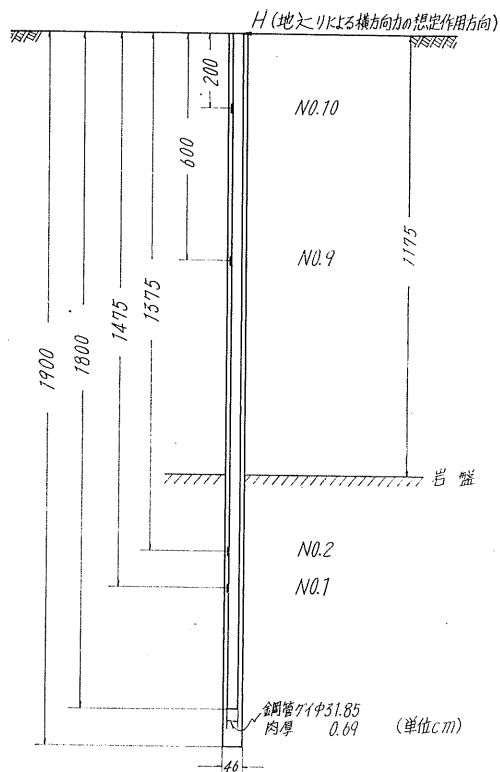
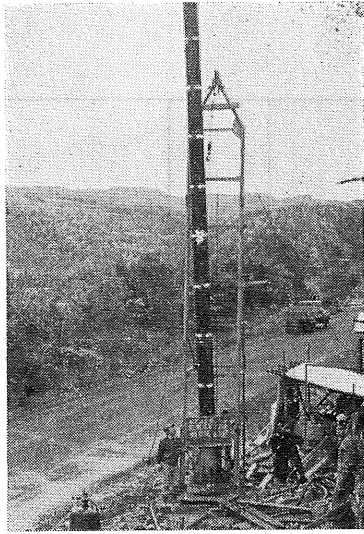


写真-8 カールソン型歪計取付状況





写真—9 試験杭建込中

の上、決定する予定である。なお、試験杭として図-3より昭和40年度 No. 8、そして昭和41年度 No. 31 と No. 51 鋼管杭に土圧計と歪み計をとりつけ、また昭和40年度 No. 3, 12, 27, 28 孔にパイプ歪計をとりつけ、また、土圧力に

プラス水圧が考えられるので、間隙水圧計を昭和41年度 No. 31 及び51 孔に埋設し、今後計測を続けることにより、すべり方向及び夫々の値が押えられ、計画と実施の対比がなされるであろう。何れにしても地すべりを防止し得たことは事実と思う。

10. 結 び

今後対策防止工事が施工されて、一応地すべりに対しては安全性が保持されるが、地下水位、排水量の変化とすべり量の関係を常にチェックしておくことが必要で、この為に地すべり頂部の亀裂を挟んで伸縮計を設置し、観測する必要がある、また融雪、降水による水位の上昇により多量の排水量が出てくることが予想されるので、水平パイプを絶えず掃除しておくことが必要であると考え。なお、本年度までこれに要した工費は、全てを見込んで約20,000千円である。最後に、この報告書作成に当って種々の御教示及び御援助を賜った建設省土木研究所渡正亮地すべり研究室長並びに北海道開発局土木試験所河野土質研究室長、同佐々木副室長、同谷口技官、小樽開発建設部稲穂道路改良事業所及川所長、尾山、工藤、畠各技官他所員一同、そして御協力を頂いた施工者利根工事株式会社に深く感謝する次第である。

植生による切土ノリ面保護効果についての一考察

正 員 河 野 文 弘*

正 員 佐 々 木 晴 美**

正 員 ○谷 口 秀 男***

1. ま え が き

近年の道路工事の主力は、山地部に移っており、それにとともに、各地で大きな切取工事がさかんに行なわれるようになってきた。このため切取ノリ面が長大化し、裸地のまま放置すれば、降雨などによるノリ面の侵食、崩落の規模も大きく、また頻度も高くなって、路面の維持が困難となる。

したがって、ノリ面を何らかの方法によって保護する必要がある。ノリ面を降雨などの侵食から保護する工法には、コンクリート張り工、石積工、ブロック工、粗朶棒工、植生工などが挙げられる。北海道の道路では工費、美観な

どの点から植生工法を採用することが多い。

植生工法はノリ面に植物を植えることによってノリ面を被覆し、ノリ面の侵食を防ごうとするものであり、近年まではノシバを用いた張芝、筋芝がその大部分をしめていた。

しかし、現在では良質なノシバが不足してきたため、人工芝によ各種の植生工法が考案され、各地で盛んに実用に供されている。

北海道は本州地方に比して、年間気温が低く、このため施工の適期は短く、また、冬期間のノリ面凍結、春先における雪どけ水、融雪クリープによるノリ面崩落、凍結融解によるノリ面破損などがあり、植生ノリ面保護工に対する寒冷地方独特の問題点をかかえている。



図—1 試 験 工 位 置 図

* 北海道開発局土木試験所土質研究室室長

** 北海道開発局土木試験所土質研究室副室長

*** 北海道開発局土木試験所土質研究室

われわれは、寒冷地における道路切土ノリ面の植生効果を検討するため、一般国道 230 号線中山峠地内道路改良工事箇所において、標高が異なり土質条件が類似していると思われる 2 地点を選び、3 種の植生工法をそれぞれ 7, 8, 9, 10 月に施工し、主として施工時期による植生ノリ面保護効果を調査した。調査内容の主なるものは、芝草の生育状況、降雨と崩落土量の関係、冬期間のノリ面積雪、ノリ面凍結、春さきにおける雪どけ水などによるノリ面の侵食状況などである。

この報告は昭和 40 年度と昭和 41 年度の調査結果を中間的にまとめたものである。

2. 調査の概要

調査試験を実設した箇所は、図-1 に示すように一般国道 230 号線定山溪～中山峠間道路改良工事区間の標高 400 m 地点の A 工区と標高 670 m 地点の B 工区である。この 2 工区にそれぞれ、種子吹付工、植生盤工、SM 式工の 3 工種を施工し、とくに A 工区には裸地（非施工）の区間を設けた。

植生工は、施工時期のちがいによる植生効果を調べるため、各工法とも 7, 8, 9, 10 月（それぞれ上旬）の 4 回に分けて施工した（図-2 参照）。

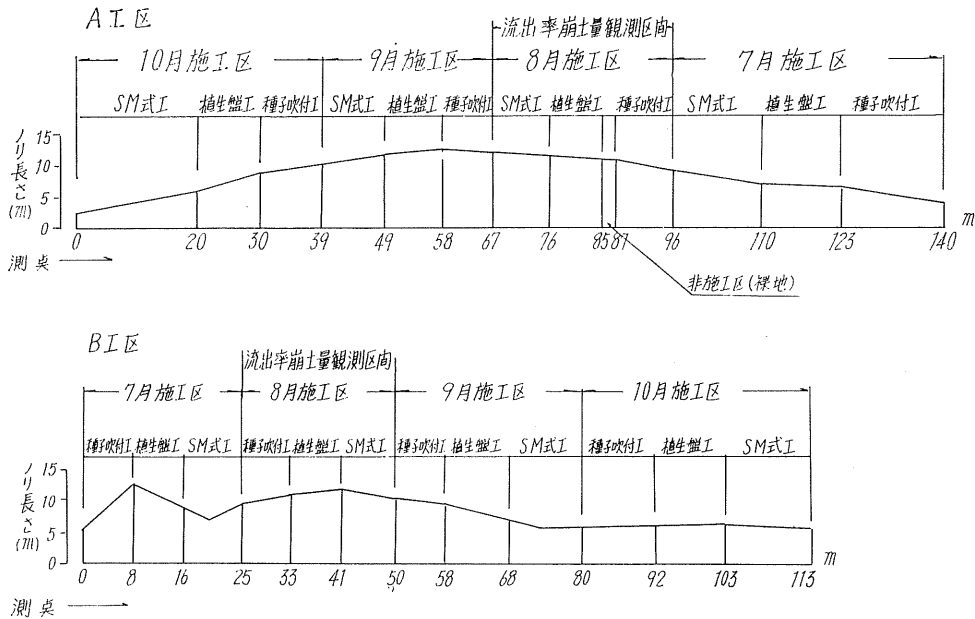


図-2 植生工区配置図

表-1 ノリ面状態

	標高 (m)	勾配	向き	土質					
				分類	最大径 (mm)	含水比 (%)	密度 (g/cm ³)	間隙比	比重
A 工区	400	1割5分	東	砂質ローム	50	40	1.7	1.16	2.63
B 工区	670	1割	南東	砂質ローム	20	30	1.4	1.31	2.56

注：密度はコアークッター法による 3 ケの供試体の平均を湿潤密度で記す

表-2 土壌分析

	pH		置換酸度 Y ₁	置換性石灰 (me/100 g)	全炭素 (%)	磷酸吸収力 (mg/100 g)
	H ₂ O	KCl				
A 工区	6.4	5.4	3.6	1.6	3.2	900
B 工区	5.8	4.7	1.2	7.4	2.5	860

注：土壌分析は土壌保全研究室に依頼実施したもの

表-3 施 工 の 概 要

工 種	概 要	肥 料 (1 m ² あたり)	種 子 (1 m ² あたり)
種子吹付工	吹付機械を使用して、土、肥料、種子を泥状に混合して圧搾空気でのり面に厚さ1 cm 程度に吹付け養生剤で被覆する。	N:P:K=15:15:10	ケンタッキー 31 F: 10 g ウィーピング・ラブ・グラス: 5 g
植 生 盤 工 法	土と肥料に水を加えて練り合せてから型枠(20×25×5 cm)につめ、プレスし、表面に種をつけこれを1 m ² 当り8枚の割合で、のり面に切った溝にはめこみ串で止め養生剤で被覆する。	A工区 N:P:K=15:15:10 B工区 N:P:K=15:15:15	ケンタッキー 31 F: 4 g ケンタッキー・ブリュ・グラス: 0.8 g ラジノクロバー: 1.6 g ベントグラス: 0.8 g レットトップ(1 m ² に8枚): 1.6 g
SM 式 工 法 (穴工法)	ドリルでのり面に直径6~10 cm の穴をあけ、固型肥料を入れ培土で穴をほとんどうめ紙にはさんだ種子を播き、土でおさえてその土を養生剤で被覆する。穴の深さは約15 cm で1 m ² あたり18穴を標準としている。	N:P:K=24:16:11	ケンタッキー 31 F: 3 g ケンタッキー・ブリュ・グラス: 1.5 g ホワイトクロバー: 0.5 g

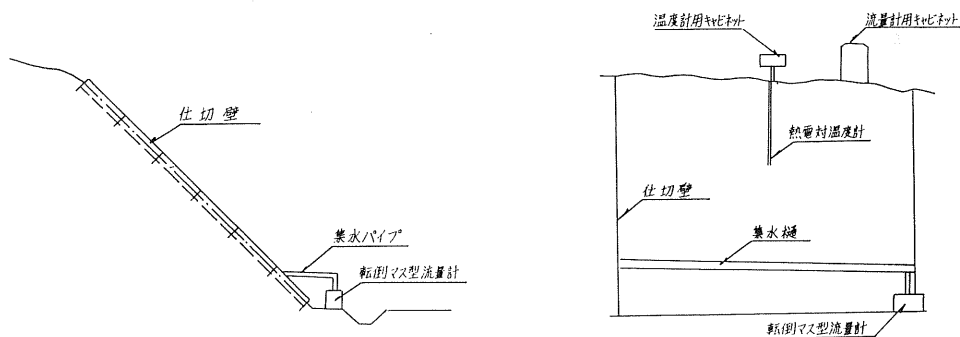


図-3 観 測 施 設

調査地点ののり面の状態、土壌分析の結果は表-1、表-2に、植生工の施工概要は表-3に示した。

のり面保護の効果を、崩落土量を尺度として調査することとし、8月施工区Gののり面に図-3に示すような集水・沈泥樋、電接計式転倒マス型流量計を設置した。

また、春先におけるのり面崩落の原因を、冬期間における凍結深などから検討するため、のり面と直角の方向に深さ120 cm まで電位差計式熱電温度計を試験のり面のほぼ中央に埋設し、冬期間の凍結深さ、春先における融解の状況を測定した。

このほか、気象観測のために自記式温度湿度計を設置した。

3. 観 測 結 果

i) 気 象

植生工の成否を決定づけるものは、芝草の生育の良否であり、芝草の生育は主として土壌の性質と気象に左右される。土壌の性質は肥料の添加などによって人工的にある程度変えることができるので、ここでは気象だけを採り上げ

ることとする。

気象観測は気温、湿度、降雨量について行なった。

気温、湿度は1週間巻の自記記録計を用いて測定し、3時、9時、15時、21時の測定値の平均を用いて日平均とした。

降雨量はA工区では電接記録計型雨量計、B工区ではフロート型雨量計を用いて測定した。冬期間の降水量は測定しなかった。

また、降雨量を降雨時期で割って降雨強度とした。したがって、降雨については、降雨曲線の形を問題にしていない。週平均降雨強度は、その週における降雨強度の平均値である。

図-4は気象観測の結果を示すもので、図中、温度、湿度は週平均を記してあり、降雨量は月間降雨量で示した。

図からわかるように40年度ではA工区はB工区に比べて、温度は高く、降雨量が小さくなっているが、41年度ではこの逆となっており、この2年間の温度について定性的な差を認めることはできない。

凍結深に重要な関係を有する積算寒度は40年度で、A工

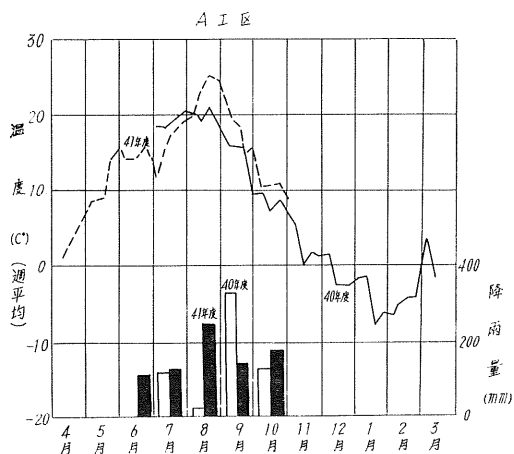


図-4-(イ) 温度・降雨量

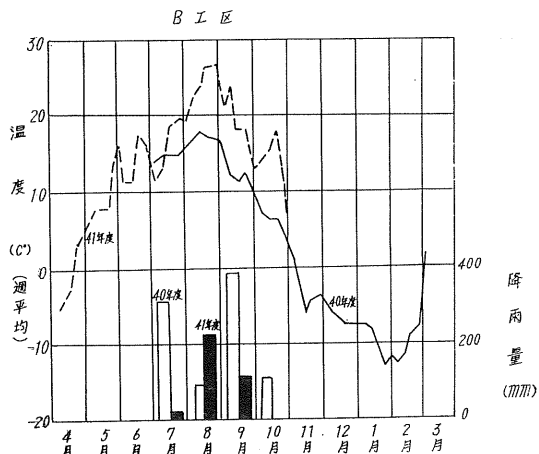


図-4-(ロ) 温度・降雨量

区では $343^{\circ}\text{C}\cdot\text{day}$ であるのに対し、B工区では $1063^{\circ}\text{C}\cdot\text{day}$ でかなり大きい。

ii) 表面流出量

ノリ面に降った雨は一部は蒸発し、一部は流下し、一部は浸透する。浸透した水は地中を流下しながら再び、地表面に浸出することがある。

表面流出の観測はノリ面を流下してきた雨水と、一部再浸出した雨水を集水樋に集め、その量を電接計式転倒マス型雨量計を用いて測定し、降雨量との比率を求めて流出率とした。

降雨量と流出率の関係は表-4 のようである。

測定期間中に流量計の故障、集水樋などの不備のため多

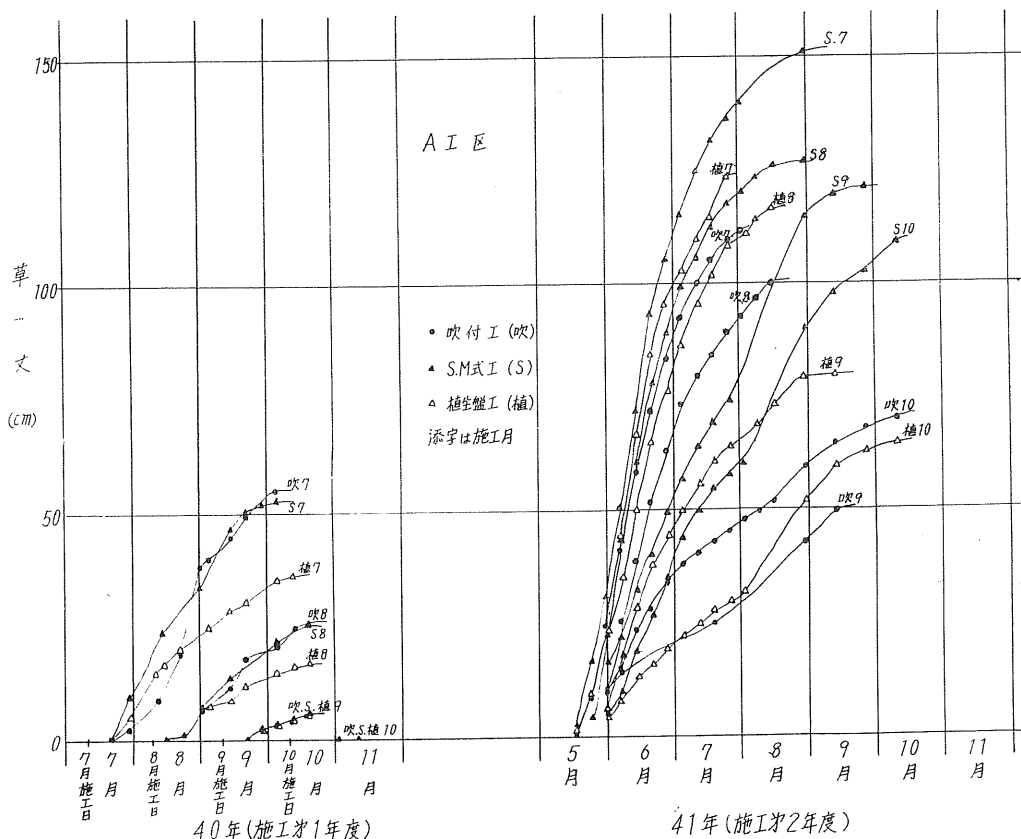


図-5-(イ) 草丈の経時変化

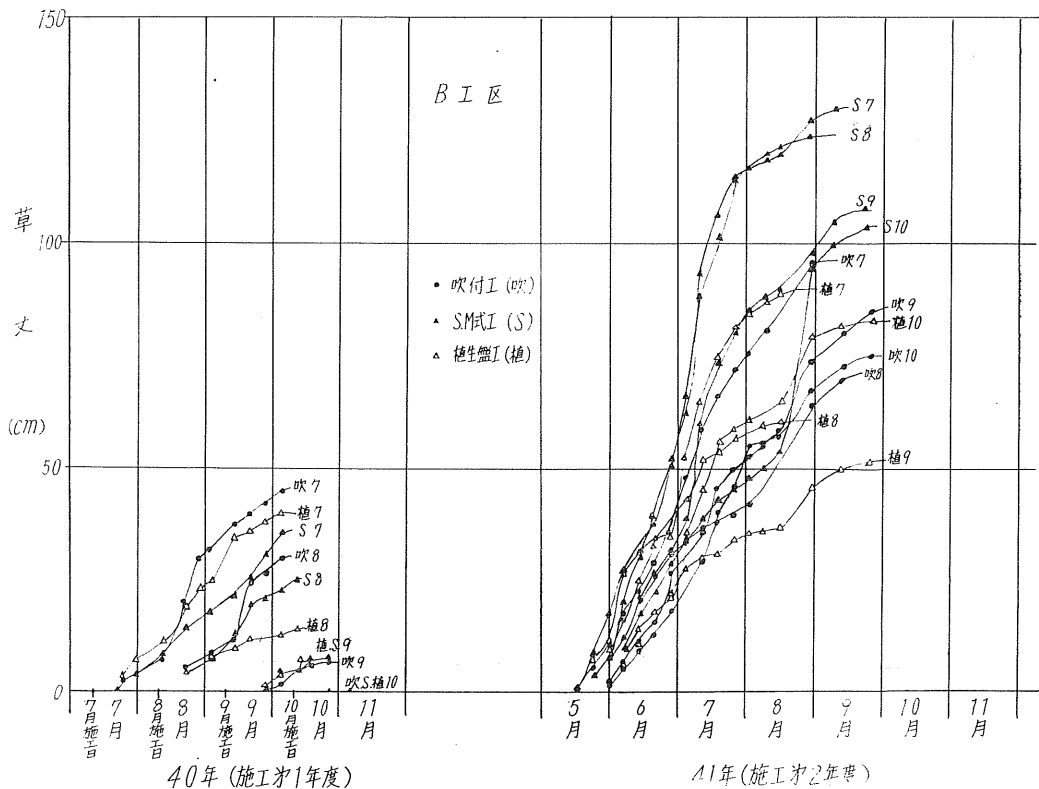


図-5-(ロ) 草丈の経時変化

くの期間において測定できなかったり、信頼性の低い測定値が多くでた。

iii) 芝草の生育

芝草の生育の程度を調べる方法として、芝草の長さ(草丈)を計る方法と、芝草がノリ面を覆っている割合(被覆率)

で示す方法が考えられる。

草丈の測定はノリ面に任意の点(ノリ尻から約1.5m)を選び10×10cmのワク内における草丈の平均値をもってそのときの草丈とした。測定結果は図-5のようである。施工第1年度においては、草丈生長停止期における各工種

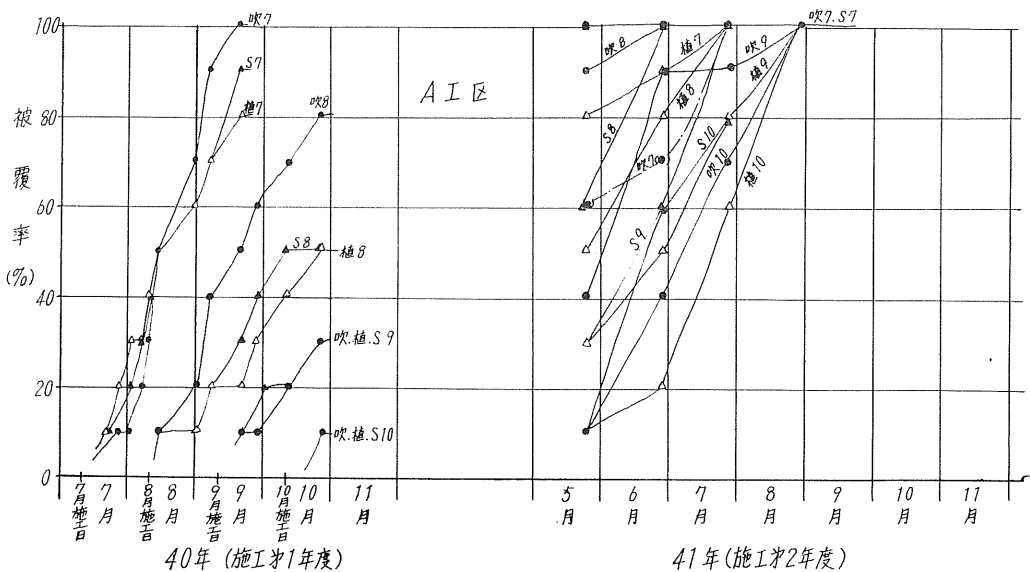
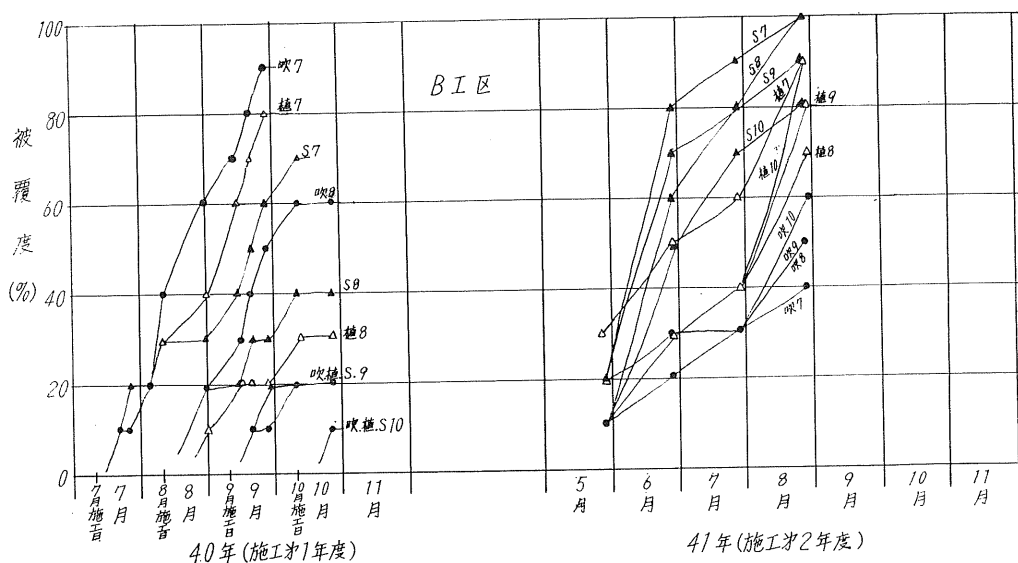


図-6-(イ) 被覆率の経時変化



図—6—(ロ) 被覆度の経時変化

表—4—(イ) A 工区における降雨と崩落土の関係

測定期間 (自年月日-至年月日)	降雨量 (mm)	降雨強度 (mm/hr)	崩落土量 (g/m ² /week)				流出率 (%)			
			種子 吹付工	植生盤工	SM 式工	裸地	種子 吹付工	植生盤工	SM 式工	裸地
40. 8. 30-40. 9. 5	28.5	14.3	10.8	2.1	2.5	19.7	3.2	0.5	0.8	2.6
9. 6- 9. 12	154.7	—	10.4	15.0	21.0	293.7	17.8	0.3	1.5	0.8
9. 13- 9. 16	167.2	—	4.6	6.6	11.4	196.4	4.3	0.4	—	0.2
9. 20- 9. 26	1.7	—	1.4	2.0	3.0	11.1	—	—	—	—
9. 27- 10. 3	41.5	—	0.7	2.5	5.7	52.9	3.5	0.3	3.4	0.2
10. 4- 10. 10	13.0	1.4	0.7	0.4	1.6	8.0	3.3	5.6	2.7	6.3
10. 11- 10. 17	32.0	2.9	0.7	0.2	1.4	56.0	2.3	2.1	5.7	1.7
10. 18- 10. 24	12.5	1.3	1.0	2.9	16.8	61.4	5.1	7.8	—	—
10. 25- 10. 31	3.0	3.0	1.8	1.5	2.1	34.0	8.6	7.1	—	11.4
11. 1- 11. 7	43.5	14.5	2.4	0.3	3.3	38.1	4.1	3.2	—	4.8
41. 6. 6-41. 6. 12	11.0	—	—	—	—	—	—	—	—	6.8
6. 20- 6. 26	36.5	1.9	0	0	0	6.4	—	3.0	0.7	3.4
6. 27- 7. 3	65.5	2.8	—	—	—	—	—	4.2	—	5.1
7. 4- 7. 10	10.5	—	0	0	0	6.4	—	5.2	—	—
7. 11- 7. 17	31.5	4.5	0	0	0	17.1	1.4	5.1	—	7.6
7. 18- 7. 24	50.0	2.3	0	0	0	36.1	—	—	—	12.8
7. 25- 7. 31	27.5	2.0	0	0	0	19.0	—	—	—	9.7
8. 1- 8. 7	8.0	1.1	—	—	—	—	16.1	—	—	13.6
8. 8- 8. 14	46.0	3.5	0	0	0	157.9	2.5	—	4.3	12.0
8. 15- 8. 21	188.5	4.9	—	—	—	—	—	—	3.6	—
8. 22- 8. 28	6.5	—	—	—	—	—	—	1.8	—	6.3
8. 29- 9. 4	20.0	1.9	0	0	0	11.2	2.7	2.2	4.5	—
9. 5- 9. 11	24.0	2.7	0	0	0	7.1	3.4	2.7	7.2	16.0
9. 12- 9. 18	25.0	0.8	0	0	0	2.9	1.1	1.9	5.2	10.0
9. 19- 9. 25	22.0	1.0	0	0	0	4.0	—	—	—	38.5
9. 26- 10. 2	32.0	2.6	0	0	0	28.0	—	—	—	3.0
10. 3- 10. 9	8.0	—	0	0	0	34.9	—	—	—	10.0
10. 10- 10. 16	42.0	1.0	0	0	0	11.3	—	—	—	15.0

表-4-(ロ) B 工区における降雨と崩落土の関係

測 定 期 間 (至年月日—至年月日)	降 雨 量 (mm)	降雨強度 (mm/hr)	崩 落 土 量 (g/m/week)			流 出 率 (%)		
			種子吹付工	植生盤工	SM 式工	種 子 吹付工	植生盤工	式工 SM
40. 8. 30—40. 9. 5	53.2	3.8	17.8	33.2	35.5	0.6	1.0	0.6
9. 6— 9. 12	162.4	3.8	42.2	73.6	70.8	1.4		0.1
9. 13— 9. 19	148.6	2.3	15.3	129.7	63.2	0.6		0.03
9. 20— 9. 26	15.7	1.6	1.0	3.6	4.2	1.8	0.5	
9. 27— 10. 3	103.0	12.8	3.6	60.2	13.9	14.4	4.7	0.5
10. 4— 10. 10	27.0		0.4	15.2	5.6	12.1	11.1	3.6
10. 11— 10. 17	34.6	1.1	0.5	17.6	4.5	20.0	25.1	13.3
10. 18— 10. 24	10.6	1.2	0.3	13.9	1.5	19.0	19.4	
10. 25— 10. 31	5.2	2.6	0.2	10.0	1.8	20.1	27.1	25.4
11. 1— 11. 7	41.1	1.1	2.0	123.3	29.0	7.7		6.7
41. 6. 6—41. 6. 12	1.4							
6. 20— 6. 26	21.5		37.0	50.8	5.5			
6. 27— 7. 3			14.1	13.4	0.9			
7. 4— 7. 10			18.6	30.3	0.6			
7. 11— 7. 17	17.9	2.0	26.0	8.4	1.8	20.9	47.0	
7. 18— 7. 24	4.6		31.6	42.5	0.9	1.3		2.8
7. 25— 7. 31	0.1		16.2	12.1	0.7			
8. 1— 8. 7	12.0	1.3	16.1	2.9	0.3	15.0	19.7	
8. 8— 8. 14	20.0	5.0	114.5	145.4	7.6			0.6
8. 15— 8. 21	185.4	3.8	139.0	199.8	127.8	28.0		
8. 22— 8. 28	7.7	1.9	12.1	6.9	0.9	21.2		
8. 29— 9. 4	23.7	1.5	6.3	2.0	0	49.0		
9. 5— 9. 11	15.5	2.4	8.4	3.7	0			
9. 12— 9. 18	25.6	0.6	5.8	0.8	0		9.9	
9. 19— 9. 25	24.0	1.4	7.1	0.5	0	11.0		
9. 26— 10. 2	24.4		4.3	3.3	0	6.0		
10. 3— 10. 9	8.0		8.7	2.0	0			
10. 10— 10. 16								

の7月施工区の草丈を100として、各工種毎に芝草の生長率を求めていたが、施工第2年度においては禾本科の芝草が消滅し、荳科のみが生育している工区が2, 3出てきたため生長率に対する検討は省略することにした。

被覆率はノリ面全体を芝草が覆っているときの状態を被覆率100%、裸地の状態のとき被覆率0%として、距視的肉眼判定にしたがった。この方法は主観的な判定におちいりやすい欠点はあるが、植生効果をみるときに有用な手段であると考ええる。測定結果は図-6のようである。

iv) 崩 落 土 量

植生工はノリ面を降雨などによる侵食から防止することを目的とするものであるから、植生工の効果を知る手段として、崩落土量を測定した。

崩落土量は図-3に示すような集水樋に土を沈澱させ、1週間を1期間とし、1期間毎に沈澱した土を採取し、炉乾燥してその重量を計り、崩落土量とした。

測定結果は表-4のようである。

これからわかるように、A 工区においては施工第2年度で崩落土が0となった。これはノリ面勾配とノリ面被覆率の関係によるものと考えられる。

v) 積雪および地中凍結深

北海道のような寒冷地では、降雪初期の着雪融解および崩落、霜柱による表土ハク離などの害に加えて春先における地中凍結の融解、雪どけ水により、植生工の効果をいじめるしく阻害することがある。その上、凍結融解のくり返しによってノリ面が風化したり、凍上によって芝草の根切れが生じることが考えられる。

このため、ノリ面積雪などの調査を行なうとともに、ノリ面の地中温度を測定した。

積雪量はノリ面のほぼ中央に標尺を立てて測り、地中温度はノリ面のほぼ中央に電位差計式熱電温度計(c・c線)を深さ5, 20, 40, 60, 80, 100, 120 cm に埋設して測定した。

4. 結果の考察と検討

1) 芝草の播種時期と発芽、芝草丈、被覆率の関係

芝草の生育状態は土壌成分と気象によって影響をうけるが、このほかに芝草の生育にもっとも大きな要因をなすのは播種の時期である。とくに北海道のような寒冷地帯では施工適期が短く、本州各地においていわれているような春播、秋播と分割することは実際上困難であり、それだけ施工時期の選定が重要になってくる。

また、芝草の生育は芝草の種類によって地力要求度、水分要求度が異なっていることや、単位面積当りの播種量の多少によっても異なってくる。

この調査では種子量、散布厚、穴数、盤数についてすでに現地施工に供せられているものを用い、施肥量についても既往の資料にもとづいて市販混合肥料を用いている。

芝草の生育状況を図-5についてみると、芝草の発芽に要した日数は、A、B工区とも7月施工区で3～5日、8月施工区で3～5日、9月施工区では5～8日、10月施工区では10日以上となり、施工時期が遅くなるにしたがって発芽に要する日数が多くなっていることがわかり、A、B工区ともほぼ同様な発芽日数を示していることから標高差に発芽状況の変化はみられない。

芝草の草丈は図-5に示すように施工時期の早いものほど芝草の生育が良く、この傾向は施工第2年度にもあらわれている。施工第1年度において種子吹付工の草丈が最大となっているのは、播種した種子の違いによるものと考えられ、施工第2年度で種子吹付工の草丈が、SM式工法の草丈より小さくなっていることでもわかる。これは、種子吹付工のウィーピングラブリラスが越冬性のないことや、肥料の欠乏などのため本本科芝草が消滅したことによるものであらうと考えられる。とくにA工区9月施工吹付工の施工第2年度における草丈が異常に小さいのは芝草がクローバーばかりになっているためである。

芝草の生育状況を施工月別にみると、施工第1年度では7月施工、8月施工、9月施工、10月施工の順に悪くなり、施工時期がおくれると芝草の生育がいちじるしく悪くなることを示している。とくに10月施工区では発芽するだけで芝草の生育はみられない。この芝草の生育が施工時期によってある程度定まると言う傾向は、施工第1年度ほど顕著ではないが、図-5から施工第2年度においてもみることができる。すなわち同一日時における芝草の草丈、芝草の生長停止期が、ほぼ7月施工、8月施工、9月施工、10月施工の順になっていることなどから推定できる。

標高差による草丈の大きさを比較すると、2、3明確に差の認められるものもあるが、A・B工区に有意差を認めることはできないようである。

これまで、芝草の長さのみを測定してきたが、芝草の生

育は単位面積当りの発芽本数、一株の分けつ量などによっても表わすことができる。この調査ではこれらの考え方を包含し、一般的に広く採用されていると考えられる被覆率についても検討した。これは前にも記したように芝草の種類が単一でなく芝草の長さが異なるため、草丈が直ちにノリ面被覆の割合とは考えられないこと、発芽、分けつ量についてはとくに全面積を平均化することは非常にむづかしいこと、さらに、ノリ面全体を芝草で覆うことによって、降雨の衝撃によるノリ面土砂の侵食を防ぐことができるのであるから被覆率がノリ面保護効果を計る尺度として最も適していると考えたからである。

被覆率はノリ面が芝草で完全に覆われた状態を100%とした。このため部分的には葉が重なりあって100%以上を示すところがあっても、ノリ面全体を巨視的に見て、緑で覆われている部分を被覆されているものとした。

図-6は被覆率の経時変化を示す。

被覆率は施工第1年度では、種子吹付工が一番良く、点まき工法のSM式工、筋まき工法の植生盤工については優劣をつけがたいが、施工第2年度については、SM式工の被覆率が一番良く、植生盤工、種子吹付工の順になっており、施工第1年度のほぼ逆の現象を示した。これは点まき、筋まき、全面播種の別によるものではなく、播種の方法と施肥の方法の相違によるものと考えられる。これに加えて春先の融雪クリーブによってノリ面損傷の受け方にも大きく影響されているようである。たとえば、B工区種子吹付工7月施工、8月施工は施工第1年度でかなりの被覆率を示しておりながら、融雪クリーブによるノリ面損傷のため施工第2年度の被覆率は施工第1年度の被覆率にも達していないことなどはその例である。

2) 降雨量・降雨強度と表面流出率の関係

降水の表面流出率は地表の状態、ノリ勾配、表層土壌の性質と降雨の形すなわち、降雨時間、降雨量、降雨強度の変化などによって異なる。

この調査における表面流出率の調査は、集水樋を設置した8月施工区についてだけ行ない、降雨量、降雨強度との関係について検討を試みた。

表-4に測定結果を示す。

この調査では測定器の故障があいついだため、精度の高い測定を行なうことはできなかった。全般的にいえることは、吹付、植生盤、SM式の各工種ともA工区の流出率がB工区の流出率よりも小さいことである。これはノリ勾配の違いによるものであらうと思われる。

降雨強度と表面流出率の関係についてもはっきりした関係は得られなかった。

3) 降雨と芝草の生長と崩落土の関係

ノリ面の侵食は降雨の落下による雨滴の衝突力によって土壌の結合を破壊したり、粒子の移動または飛散が生じて

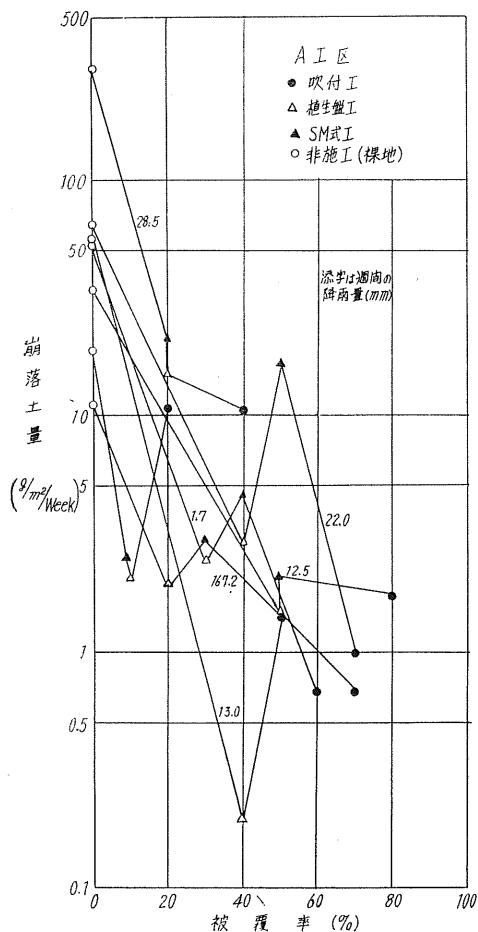


図-7-(イ) 被覆率と崩落土量の関係

遊離した土粒子がノリ面を流下する雨水によって容易に運び去られるために生ずるものである。しかも、雨滴の衝突力によってノリ面が侵食される割合は全崩落土量の80%にも達するといわれる。

この調査における崩落土の調査は、A工区、B工区とも8月施工区についてだけ行なった。

施工第1年度においては降雨のたびごとに崩落土は認められたが、施工第2年度においては、A工区では裸地区を除いて植生工を施した区間で崩落土を測定することはできなかった。これは単にノリ面勾配の違いによるものではなく、A工区の被覆率がほとんど100%であるのに対し、B工区の被覆率が100%に達していないことにもよるのであろう。このことはB工区SM式工の被覆率が100%になった8月26日以降の崩落土量が0である事実からも推定することができる。

以上のように、崩落土量はノリ面被覆率によって主に左右されると考えられる。ここでは、施工第2年度A工区をのぞいて、ノリ面被覆率と崩落土量の関係を雨量測定期間

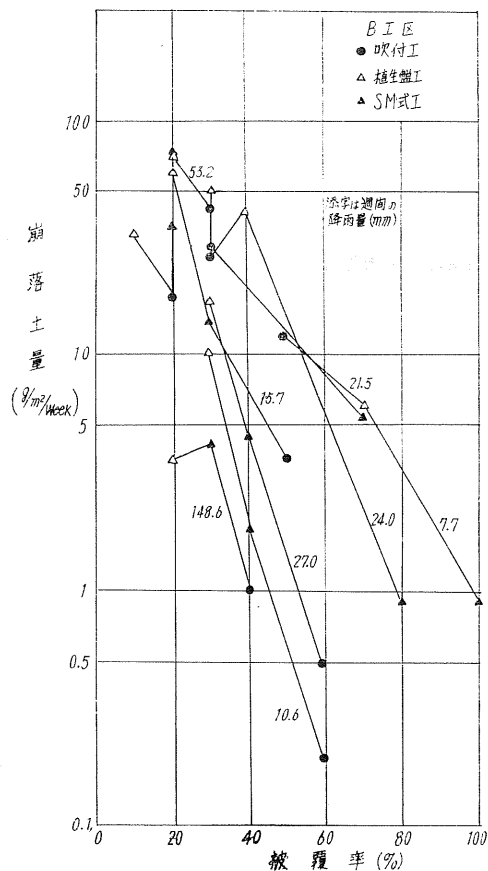


図-7-(ロ) 被覆率と崩落土量の関係

毎について図示したのが図-7である。これによれば、一般に被覆率が大きくなれば崩落土量が小さくなる傾向を有しており、また図中の添字は一期間中に降った雨量を示しており、崩落土量との間には必ずしも定まった関係はないようである。これはノリ面の侵食が単に降雨量によって定まるのではなく、降雨の強さ、ノリ面土壌の飽潤の状態にもよるものではないかと思われる。

降雨に率するノリ面侵食防止の効果は、一般には、全面播種、筋条播種、斑点状播種の順であるといわれているが、この調査においてみる限りでは播種した芝草が完全に定着することが条件であり、肥料の欠乏、種子の流亡、芝草の根切れに対し、十分な対策が必要になってくるものと考えられる。

このほか、崩落土は霜柱のために表面土が遊離することや、降雪初期における雪塊の転落によって生ずることがあり、その量は無視することができない。

4) ノリ面の凍結融解

ノリ面の凍結融解の状態は電位差計式熱電温度計によっ

て測定した地中温度から推定した。これによると地中凍結が始まるのはほぼ11月下旬から12月上旬であり、融解が終えるのは2月下旬から3月上旬となっている。

最大凍結深さはA工区でほぼ40~60 cm, B工区で20~40 cmと標高の低いA工区の方が深くなっている。

また、ノリ面積雪はA工区で110~120 cm, B工区では120~130 cmであった。芝草被覆状態によって地中温度、すなわち凍結深さの変ることも考えられたが、調査の結果がはこの点を明確にすることはできなかった。

5) 融雪直後におけるノリ面状態

北海道において植生によるノリ面保護工の成否は、春先の融雪水、ノリ面の凍結融解に対するノリ面の安定にかかっていると言っても過言ではない。

この調査においては、A工区、B工区とも、融雪期における雪のクリープのため集水樋などの施設はほとんど破損したが、A工区ではノリ面の流下、植生工の破損はほとんどみられなかったのに対し、B工区ではノリ面流下の顕著な傾向こそみられなかったが、各植生工とも被害を受け、とくに種子吹付工ではかなりの破損がみられた。これは、植生工に対する限界ノリ勾配があることを示す一つの資料と考えることができる。

5. む す び

この調査から、ただちに植生によるノリ面保護工について結論づけることはむづかしいが、播種当年における観測状況からは次のことが推定される。

1) この調査においては、標高差による芝草の発芽状況、草丈についての有意差は認められないようである。

2) 崩落土量は、被覆率に強い関係をもち、被覆率の増加に伴ない崩落土量は減少する。

3) 被覆率は、施工第1年度では種子吹付工(全面播種)が一番良く、SM式工(点まき)、植生盤工(筋まき)の順であったが、施工後第2年度においては種子吹付工が最下位となった。これは、種子吹付工はノリ面地山に対する固定度が低いために、融雪期の雪のクリープや融雪水の影響を受けやすく、肥料の流亡、草根の浮き上りにもとづく流失、枯死などによるものと推定され、ノリ面地山に対する定着性を高める工夫が必要である。

4) 越冬後の芝草の生長は、施工時期の早いものほどよい。工種別では、SM式工が一番良く、植生盤工、種子吹付工の順となっている。これは主として肥料の保有性に支配されているものと推定される。したがって春光の生長を促進させる必要がある場合は、生長率の遅いものについては施肥等を考慮する必要があるだろう。

5) ノリ面地山に対する定着性は、今回の調査結果によれば、SM式工法が最も良く、植生盤工法、種子吹付工法の順になっている。また、単位面積当りの工費は種子吹付工が最も安く、植生盤工、SM式工の順となっている。したがって、この3工法だけに限って言えば、ノリ勾配のゆるやかな、かつ、草根の定着しやすいノリ面には種子吹付工を、勾配の急な、あるいは草根の自然定着の困難なノリ面にはSM式工を、その中間には植生盤工を、というような使いわけも1例として提案できる。

なお、今回採用した吹付工については、播種する芝草の選定にも、さらに研究する余地があると考えられる。

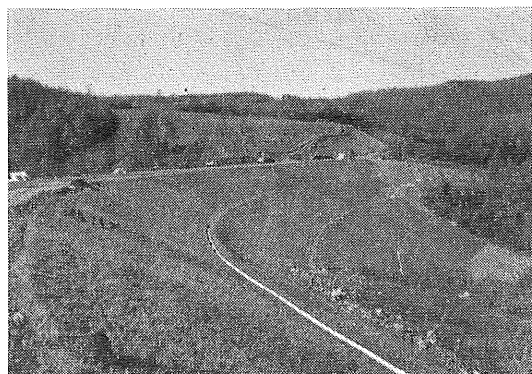
一般国道230号線蛇田町月浦地内 第2工区1号沢盛土の工事報告

正員 ○彼 谷 潔*

正員 臼 井 加 一**

1. 概 要

本工事カ処は札幌市と虻田郡蛇田町を結ぶ国道230号線の道路改良工事のうち、洞爺温泉市街より約5軒札幌寄りに新路線の山間部に入り込んだ地点に所在し、施工計画基面において沢幅約180m、盛高30m程度の兩岸急傾斜のV字形沢である。本1号沢盛土は昭和39年6月に着工し3カ年度にわたる施工によって昭和41年10月に完了したが、土質工学上の問題としては約80,000m³に及ぶ軟弱粘性土を切土し、直ちに盛土材料として使用せざるを得ない状況にあったことである。これは不良土を捨土し良質土をもって盛土するには当該工区が狭隘な山間地のため近傍に適切な捨土用地が無いことと、良質土を近傍からは得られず莫大な捨土費、運搬盛土費が必要となることが主な原因である。このため現場は諸々の技術的困難に当面したが、今年度施工において消石灰混入により軟弱粘土の土質を改良することを得、その後は順調に土工が進捗し、ここに完成を見るに至ったので経過を報告して参考に供したい。



写真一 一号沢盛土全景

2. 施工の経過

1) 昭和39年度

6月始めに着工、まず1号沢横断水路として径1.5mヒューム管(延長104m)敷設工を7月末で完了し、8月より

盛土作業を開始したが、切土地山の含水比は40~60%の高含水状態であり、加えて8月以降の天候に恵まれず降雪期までに約20,000m³を盛土したにとどまった。この間、地山の含水比を下げる必要から地山のさし水のある側に幅2m、深さ2m程度のトレンチを機械切土し排水路末端処理を行なって翌年度の施工に資することとした。

2) 昭和40年度

5月始めに引続いて作業を開始したが、地山の含水比は余り低下しておらず40~50%であったので、ブルドーザーで搬出し、土の曝気乾燥に努めるとともに盛土体内縦横に数多の盲排水(フィルター材40m/m級碎石)を入れ抜水を計ったが軟弱な土質のためトラフィカビリティがはなはだ悪く湿地ブルがしばしばぬかって動けなくなることがあり、他方盛土体の方も施工中の段階において、法面下部約1.5~2.5mの面で数回にわたって小規模の迂り崩れを起し特に10月中旬にいたり7段ステップから成る法面の上段より4~5段目法面にわたって法面仕上げ終了後数日を経てから迂り崩壊(迂り面は法面下最深2.5~3m)を起してしまった。このことを契機として当該カ処の盛土は今迄の通常考え方をもってしては盛りきることができず、今後は出発点に戻って施工法を根本的に検討し直すことが必要と考えるに至ったので、盛土体表面を整形し更にコルゲートパイプを既設ヒューム管に増設して当年度の工事を始末した。この間の盛土量は約13,000m³であった。

3) 昭和41年度

前年度工事終了後冬期において種々検討を行なった結論として、

- i) 盛土法面勾配を緩和すること。
- ii) 今迄の盛土体内の試錐調査を行なって盛土体の湿潤状態の程度を確かめること。
- iii) 昭和39~40年度の経験から、セン断迂り面は法面下1~3m程度の所に生じており、これが当面の施工上の難関となっているので、“見かけの土のセン断力”をできるだけ増加させるために何等かの工法を考慮すること。

* 北海道開発局室蘭開発建設部蛇田道路改良事業所長

** 北海道開発局室蘭開発建設部材料試験係長

さてこの方針に基づいて4月中旬から工事を再開し、まず法面勾配を図-1に示すとおり緩和し、吐口側下方ステップ3段分を現場採取の小割り軟岩(約6,800 m³)を使用して盛土の根固めと内部排水に資した。また5月中旬に昭和40

[illegible]

The figure is a topographic cross-section of Mt. Kutsukake (切土山). The vertical axis on the left represents elevation in meters, ranging from 190 to 240. The horizontal axis represents distance. A solid line depicts the mountain's profile. Two dashed lines represent the ground surface at different times: one for Showa 39 (昭和39年度) and another for Showa 40 (昭和40年度). A label '1号沢' (Site No. 1) points to a specific area on the slope. A legend on the right identifies the dashed lines. A scale bar at the bottom left shows distances of 0, 5, 10, 50, and 100 meters.

类别	地质量	计吨土	计吨土
5700	21006	20726	3
5800	20708	21093	4
5900	18640	21367	27
6000	20952	21490	4
6100	22691	21911	8
6200	22644	22332	3
6300	22444	22738	3
6400	24294	22821	5
6500	24011	23158	
	24294		

— 48 —

とも迂り崩れの傾向はなかったが、念のため数本の小型盲排水工を行なった。盛土の体内排水についてはできる限り急速排水が望ましいので、盲排水工の他ウエルポイント工法で強制排水を計ることを検討したが、次章に示す如く盛土体より得た試錐試料の透水係数は $10^{-6} \sim 10^{-8} \text{ cm/sec}$ の order で非常に小さく、一方ウエルポイント工法では対象地盤の透水係数はせいぜい $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ の order が限度であることから考えて余り効果を期待することはできないので採用しなかった。

さて地山の含水比は2年前に比べると35～45%と大分低下を来していることが判ったが軟弱粘性土のためトラフィカビリティは依然として悪く、また盛土材料としてのせん断抵抗力も不足であるので種々検討したが積極的な工法は見当らず結局材料自体の土質を改良してしまうことができれば最も確実であるので消石灰を混入して効果を確かめてみることにした。このことについては冬期間において予め室内試験を実施し幸いに可成り有効であることが判ったが、現場における混入作業方法を如何にするかという問題と、実際に大土量を対象にした場合は室内試験と異って効果が減ずるのではないかといったおそれがあったので現場において200 m³ 程度を対象に盛土試験を実施したところ、まずトラフィカビリティが大幅に改良されてブル作業が円滑になったことと、混入方法についても現場で支障なく作業を進めて行ける確信を得たので、今後ほとんど全土量を対象として石灰混入による盛土作業を行なうことに踏切った。その後は幸いに迂り崩れ等の事故を一回も起さず、特に本年8月中旬に当地方に災害をもたらした集中豪雨の際近傍地点の盛土法面が一部迂り崩れを起したにも拘らず1号沢は表面崩れの傾向もなく迂りに対する安定性の著しい向上を確認した。この折12時間連続降雨(雨量80 mm)によって地山の含水比は大幅に変化したが、盛土法面下50 cm カ処の含水比は5～6%程度の増加に止った。かくして当初計画のとおり盛土の完成を見ることができたが、当該カ処における年度別盛土量と工事費概算額は表-1に示すとおりである。

表-1 年度別工事実績

年 度	種 別	
	盛土実施量 (m ³)	工事費概算額 (千円)
昭和39年度	20,600	30,000
昭和40年度	12,800	15,000
昭和41年度	46,000	55,000
合 計	79,400	100,000

3. 盛土材料の土質試験について

盛土材料の土質性状は表-2に示すとおりであって切土

地山は測点5,920～6,300 m 間延長380 m 区間であるが、三角座標分類上ローム、砂質ローム、シルト質ローム、粘土質ロームと多様にわたっている。当工区の地勢の特徴として西側山手よりの湧水が著しく多く地山の土質に加えて盛土材料の強度を低下させる原因となっている。地山含水比は表-3のとおりであり年々減少しており高含水とは言えないがこの程度でもローム質土と結びつくと土の諸強度を低下させる。

本年5月に昨年度までの盛土体の試錐調査を実施し試錐孔に硬質ビニールパイプを挿入しておき、上昇してくる浸出水の水頭位置を1週程度にわたって観察して盛土体内の浸潤水位をつかんだ。結果は表-4に示すとおりであり、あわせて行なった強度試験は表-5のようであるが、これは本年度盛土作業を開始する前に迂り安定計算を行なう際の迂り面の推定に資した。これについては図-3および表-6に示すとおりであり、石灰混入1～2%程度で(混合24時間経過後一面剪断実施)迂り安全率は土質的に最良な材料で1.7～2.0、土質的に最不良な材料で1.0～1.2程度であって、後者については数値上これでは不安であるが実際は内部摩擦角3°40'程度の土は大量ではなく施工中或る程度の捨土を行なったり、または良質のものとの混合をはかることにより現場では十分解決できる。

石灰混入については本年冬期に室内試験を行なって最初の目安を立てたがその際の結果は図-4に示すとおりである。また製造所別の石灰(酸化カルシウム分約70%)および舗装用石粉(炭酸カルシウム分約95%)混入の場合の一面剪断の結果は図-5ないし11のとおりで、綜括表は表-8に示すとおりである。石粉混入の場合、粘着力は全然向上せず内部摩擦角も3～4%混入においても増加せず殆んど効果がない。この他従前からセメント混入の考え方がいわゆるソイルセメントとしてあるわけであるが、一般に少なくとも5%以上混入を要し、また短時間の養生では強度上昇は望めないので盛土作業のような毎日混入を行なう場合の急速施工には適さないと言われているが、未実験なので今後追試を実施したいと思っている。

参考までに石灰混入有無による締固め曲線の変化例を示すと図-12のとおりで石灰混入により最適含水比値が増し最大乾燥密度値は低くなるといった安定化の傾向がある。

盛土材料の石灰混入有無それぞれの一軸圧縮試験については5 m/m 以下礫まじりのままの場合の砂質ローム土と礫分なしのシルト質ローム土について図-13および14に示すとおりであって鋭敏比そのものはそれぞれ1.7、2.2といわゆる高鋭敏比ではない。しかしながら後者の場合は乱さない資料そのものが0.35 kg/cm²の低強度であり、乱した場合は前、後者それぞれ0.44、0.16 kg/cm²と相当低下するがこれも石灰混入によりかなり回復を見るか、または乱さない資料の強度以上の向上が認められる。

表—2 地山の土質試験結果

試料番号		*5840 m	*5860 m	5940 m	*6000 m	*6000 m	6200 m	6200 m
自然含水比 (%)		42.4	35.8		32.5	45.6	38.3	47.8
土粒子比重		2.698	2.702	2.60	2.689	2.667	2.558	2.592
液性限界 LL (%)		54.2	47.4	54.4	47.5	65.5	52.5	55.5
塑性限界 PL (%)		30.8	30.3	20.0	29.3	37.1	30.8	30.0
塑性指数 I_p (%)		23.4	17.1	34.4	18.2	28.4	21.7	23.5
粒度分析	礫 (%)	0	0	—	—	0	—	—
	砂	45	40	46	35	21	49	28
	シルト	33	33	50	38	64	40	58
	粘土	23	27	4	26	15	11	14
三角座標上分類名		(e) 粘土質ローム	(e) 粘土質ローム	(i) ローム	(e) 粘土質ローム	(j) シルト質ローム	(h) 砂質ローム	(j) シルト質ローム
一面剪断	粘着力 (t/m ²)	1.0	0.8		1.2		1.3	1.5
	内部摩擦角	0°	9.4°		22.8°		10.2°	3.7°
圧密試験	間隙比	1.05	0.88		1.07			
	先行荷重 (kg/cm ²)	—	—		—			
	圧縮指数	0.102	0.094		0.078			
	圧縮係数 (cm ² /kg)	4.88×10^{-5}	6.13×10^{-5}	$(1.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ の場合})$	5.25×10^{-5}	$(1.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ の場合})$		
	透水係数 (cm/sec)	6.22×10^{-8}	2.48×10^{-8}		5.48×10^{-6}			
ベーン剪断応力 (t/m ²)		0.8	1.4		2.5			
三軸	粘着力 (t/m ²)	0.8	0.6		1.9			
	内部摩擦角	1.5°	0.1°		4.6°			
		盛土表面採取資料	同 左		地山採取資料	同 左		

註 * 大成建設 KK 技術研究所豊州実験所における昭和 40 年 12 月実施分, 他は室蘭開発建設部綜合試験室における実施分。

表—3 各年度切土地山含山比

年 度	測 点	平均地山含山比
昭和 39 年度	5,920m~6,300m	49.8% (24ヶ平均)
昭和 40 年度	6,000 m	44.6% (20ヶ平均)
昭和 41 年度	6,000m~6,100m	45.7% (32ヶ平均)
	6,200m~6,300m	35.5% (20ヶ平均)

表—4 昭和 41 年 5 月盛土体試験調査記録

$D=5,860\text{m}$ No. 1		" No. 2		" No. 3	
表面よりの深度 (m)	含水比 (%)	深 度	含水比	深 度	含水比
0.8~1.3	33.5	1.0~1.5	29.1	1.0~1.5	31.6
1.3~1.8	32.7	1.5~2.0	27.8	1.5~2.0	32.4
2.0~2.5	30.0	2.5~3.0	24.3	2.5~3.0	22.3
2.5~3.0	33.0	3.0~3.5	24.3	3.0~3.5	27.4
4.0~4.5	29.6	4.0~4.5	29.5	4.0~4.5	37.7
4.5~5.0	31.9			4.5~5.0	36.3
5.7~6.2	43.0				
6.2~6.7	40.5				
* 水 位	5.50 m	水 位	4.00 m	水 位	4.48 m

* 試験孔にバルブを挿入しておき, 1 週観察によってパイプ内に上昇した浸潤水位の深度を測定した。
試験孔位置は 図-1 に示すとおりである。

表—5 試錐資料その他一面剪断結果

種 別	含 水 比 (%)	比 重	湿潤密度 (g/cm ³)	粘 着 力 (t/m ²)	内部摩擦角	tan φ
D=5,800 m 試 錐	40.3	2.625	1.740	0.8	32.2°	0.630
D=5,850 m "	33.7	2.515	1.778	1.6	11.3°	0.200
D=6,200 m 地 山	46.5	2.484	1.674	1.3	10.2°	0.180
D=6,200 m "	35.4	2.558	1.728	1.3	9.7°	0.170

表—6 す べ り 安 定 計 算 表

迂り面	石 灰 混入率 (%)	種別	含 水 比	湿潤密度 (t/m ³)	粘 着 力 (t/m ²)	内部摩擦角	tan φ	滑 モーメント (t・m)	動抵抗 モーメント (t・m)	安全率
a	0	1	45.6	1.817	1.4	19.8°	0.361	17,110	21,390	1.2
		2	35.4	1.728	1.3	9.7°	0.170	"	12,600	0.7
		3	47.8	1.742	0.8	3.7°	0.065	"	6,260	0.4
	1.0	1	44.6	1.817	1.4	28.5°	0.543	"	29,640	1.7
		2	35.4	1.728	1.3	9.7°	0.170	"	12,600	0.7
		3	45.3	1.742	1.1	17.7°	0.320	"	17,640	1.0
	2.0	1	44.5	1.817	1.5	34.0°	0.675	"	33,770	2.0
		2	35.4	1.728	1.3	9.7°	0.170	"	12,600	0.7
		3	45.0	1.742	1.5	19.5°	0.355	"	20,890	1.2
b	0	1	45.6	1.817	1.4	19.8°	0.361	9,990	12,600	1.3
		2	35.4	1.728	1.3	9.7°	0.170	"	7,990	0.8
		3	47.8	1.742	0.8	3.7°	0.065	"	4,190	0.4
	1.0	1	44.6	1.817	1.4	28.5°	0.543	"	16,930	1.7
		2	35.4	1.728	1.3	9.7°	0.170	"	7,990	0.8
		3	45.3	1.742	1.1	17.7°	0.320	"	10,240	1.0
	2.0	1	44.5	1.817	1.5	34.0°	0.675	"	19,420	2.0
		2	35.4	1.728	1.3	9.7°	0.170	"	7,990	0.8
		3	45.0	1.742	1.5	19.5°	0.355	"	12,410	1.3
c	0	1	45.6	1.817	1.4	19.8°	0.361	4,520	6,560	1.5
		2	35.4	1.728	1.3	9.7°	0.170	"	5,440	1.2
		3	47.8	1.742	0.8	3.7°	0.065	"	2,140	0.5
	1.0	1	44.6	1.817	1.4	28.5°	0.543	"	8,620	1.9
		2	35.4	1.728	1.3	9.7°	0.170	"	5,440	1.2
		3	45.3	1.742	1.1	17.7°	0.320	"	5,580	1.2
	2.0	1	44.5	1.817	1.5	34.0°	0.675	"	10,290	2.3
		2	35.4	1.728	1.3	9.7°	0.170	"	5,440	1.2
		3	45.6	1.742	1.5	19.5°	0.355	"	6,460	1.5

種別欄 1: D=6,200 m 砂質ローム土 (土質強度的に最良と思われるもの)
 2: D=6,200 m 砂質ローム土 (" 中程度 ")
 3: D=6,200 m シルト質ローム土 (" 最不良 ")

なお2については石灰混入のデーターはとれていない。

表-7 各種材料混入一面剪断結果

種 別		混入 比率 (%)	含 水 比 (%)	比 重	湿潤密度 (g/cm ³)	粘 着 力 (t/m ²)	内部摩擦角	tan φ
A	北海道石灰 開 発 K K 並 石 灰 (その一)	0	45.6	2.433	1.817	1.4	19.9°	0.361
		1	44.6	〃	〃	1.4	28.5°	0.543
		2	44.5	〃	〃	1.5	34.0°	0.675
		3	43.6	〃	〃	1.9	34.2°	0.678
		4	41.8	〃	〃	1.9	34.3°	0.734
B	栃 木 純 白 石 灰	1	44.4	2.433	1.817	1.8	23.4°	0.433
		2	45.0	〃	〃	2.2	29.2°	0.559
		3	42.1	〃	〃	2.0	34.3°	0.682
		4	41.6	〃	〃	2.5	34.0°	0.675
C	富士鉄石灰	1	44.1	2.433	1.817	1.4	10.6°	0.187
		2	44.6	〃	〃	1.1	30.1°	0.579
		3	42.8	〃	〃	1.4	28.3°	0.538
		4	41.9	〃	〃	1.4	28.0°	0.531
D	ア サ ノ フ イ ラ ー	1	44.4	2.433	1.817	1.2	22.5°	0.414
		2	44.0	〃	〃	1.6	22.6°	0.416
		3	43.4	〃	〃	1.1	27.5°	0.520
		4	42.0	〃	〃	1.3	26.6°	0.500
E	日 鉄 フ イ ラ ー	1	44.5	2.433	1.817	0.9	22.4°	0.411
		2	44.0	〃	〃	1.0	24.7°	0.460
		3	42.3	〃	〃	1.1	25.7°	0.480
		4	42.5	〃	〃	1.4	19.9°	0.361
F	北海道石灰 開 発 K K 並 石 灰 (その二)	0	43.0	2.484	1.817	1.4	16.6°	0.297
		1	39.7	〃	〃	1.4	31.1°	0.602
		2	38.9	〃	〃	2.1	32.5°	0.637
		3	37.9	〃	〃	2.7	35.1°	0.703
		4	36.6	〃	〃	2.0	40.5°	0.855

A～E までは $D=6,200$ m 砂質ローム土による一連試験。

F～ は、同上の土についての再追試である。

G	北海道石灰	0	47.8	2.592	1.742	0.9	3.7°	0.065
	開 発 KK	1	45.3	"	"	1.1	17.8°	0.320
	並 石 灰	2	45.0	"	"	1.5	19.6°	0.355
		—						

G～は、 $D=6,200$ m シルト質ローム土についての試験。

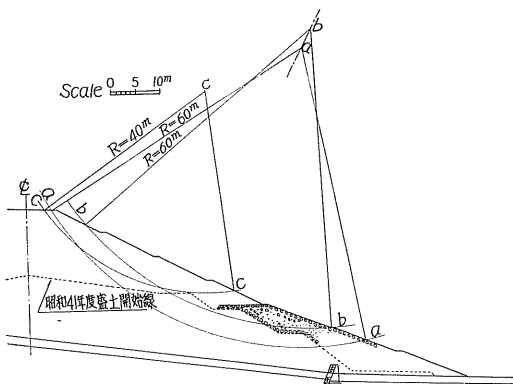


図-3 すべり安定計算

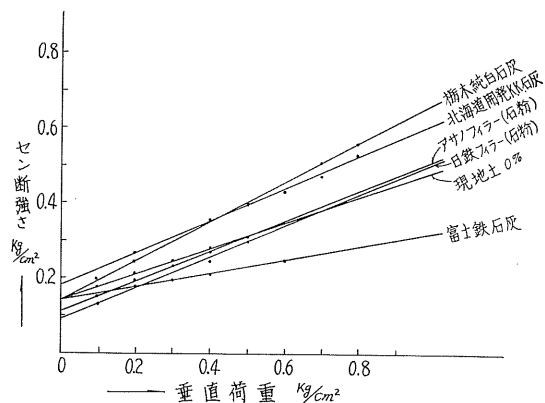


図-6 同各種材料 1% 混入一面剪断

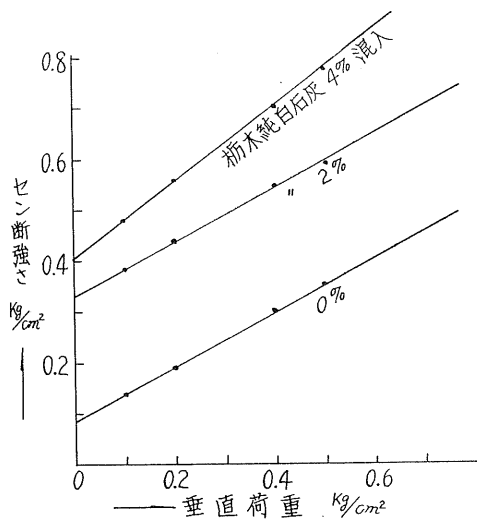


図-4 $D=5,940$ m ローム土一面剪断
(昭和 41 年 3 月予備試験)

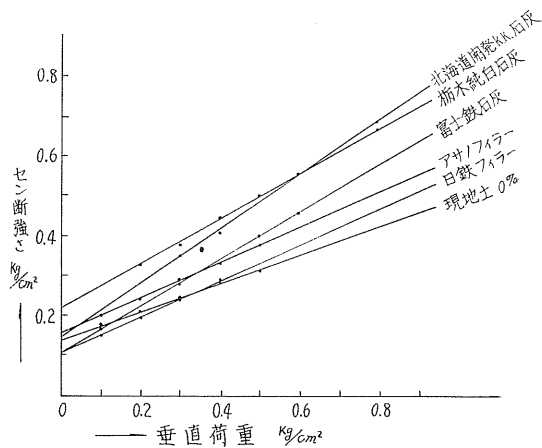


図-7 同各種材料 2% 混入一面剪断

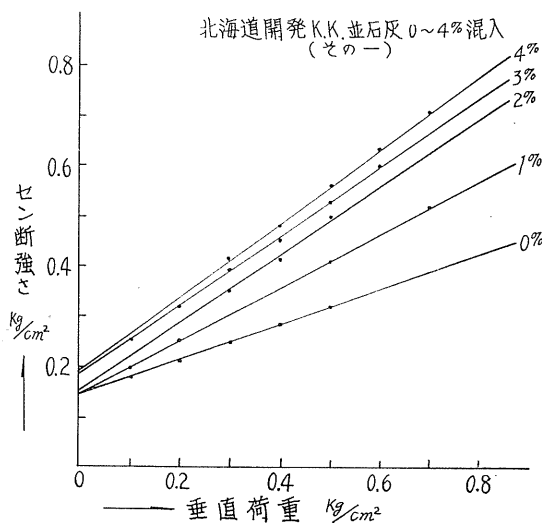


図-5 $D=6,200$ m 砂質ローム土一面剪断

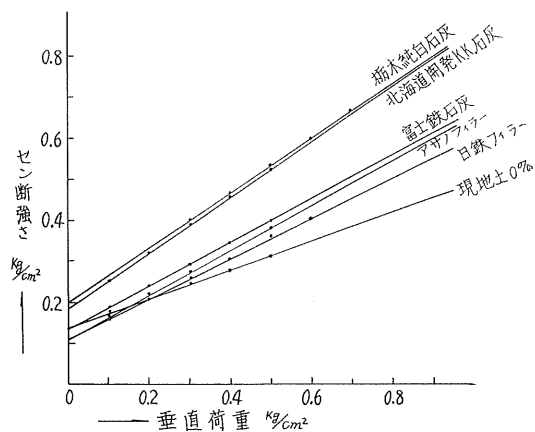


図-8 同各種材料 3% 混入一面剪断

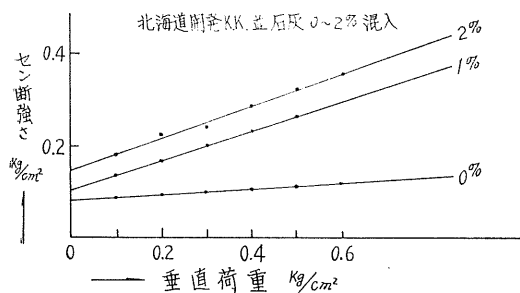


図-9 同各種材料 4% 混入一面剪断

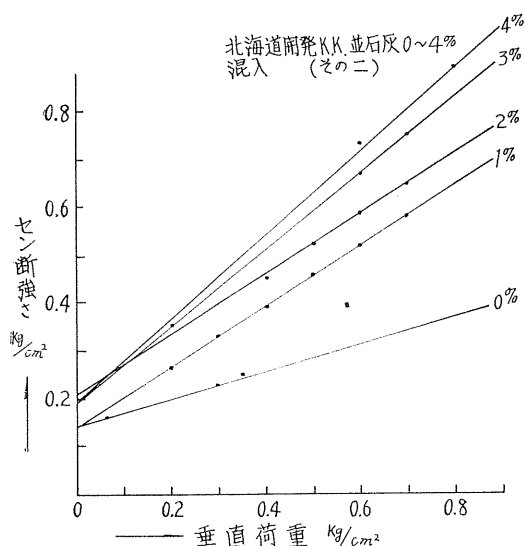


図-10 $D=6,200$ m 砂質ローム土一面剪断

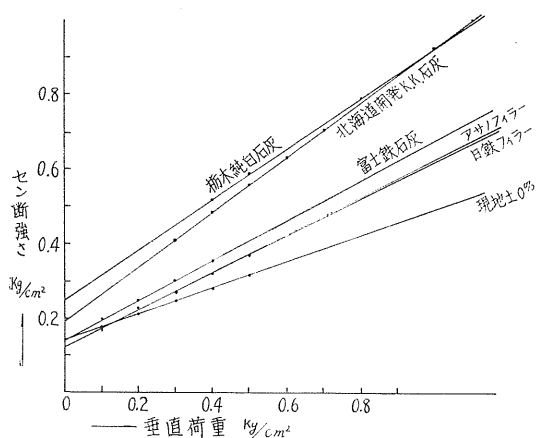


図-11 $D=6,280$ m シルト質ローム土一面剪断

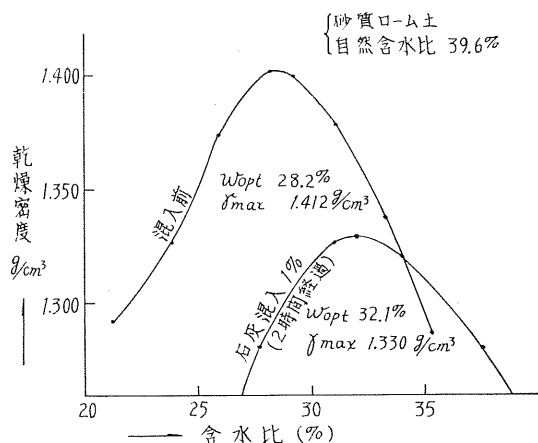


図-12 締固め試験成績 $D=6,200$ m
(石灰混入 1%, 2 時間経過)

表-8 石灰混入 2% によるコーン指数の変化

$D=6,200$ m	混入前	混入後 20分	混入後 24時間後
含水比	39.7%	34.7	28.2
コーン指数	18 kg/cm ²	28	50
換算地耐力	5 t/m ²	8	15

昭和 41 年 8 月上旬晴天時に、砂質ローム土について実施。

なお切土地山における石灰混入有無の場合のコーンペネのコーン指数の変化についても表-8に示すとおり良好であった。

4. 石灰混入について

前章に明らかなように盛土材料は三角座標分類における砂質ロームないしシルト質、粘土質ロームであって甚しい高含水ではないが含水比のある点で急激に液状化し易くなる性状の軟弱粘性土であり、これに加えてブル切押し作業でこね返すと鋭敏にゾル化してしまう傾向をもっていた。このことは盛土構造体のみについていえば時間の経過に伴って次第に強度を回復してゆくことが予想されるが、それにしても当初の切土地山の乱さないままの土質諸強度は期待し得ない。また現今の土工規模から 10~20 ton 級の土工機械の使用は必須であり機械施工の際のトラフィカビリティは現場における切実な問題である。この 2 点について検討することとして、まず法面に近い切り崩れについては法面勾配を図-1に示すとおり緩和し、予め図-3に示す切り面について石灰混入有無それぞれの場合の切り安定計算を行なった。この際盛り上りの各段階において多数の切り面が想定されるわけであるが、試験調査から得た浸潤線付

試料の状態	含水比 %	湿潤密度 g/cm ³	一軸圧縮強さ kg/cm ²	鋭敏比
乱さない	40.5	1.659	0.78	1.7
乱した	39.2	1.712	0.44	
石灰2%混入	37.7	1.721	0.56	

註: D=6200^m 砂質ローム土であるが、資料は、礫分が多くあるままに実施したので土質上最良の状態である。

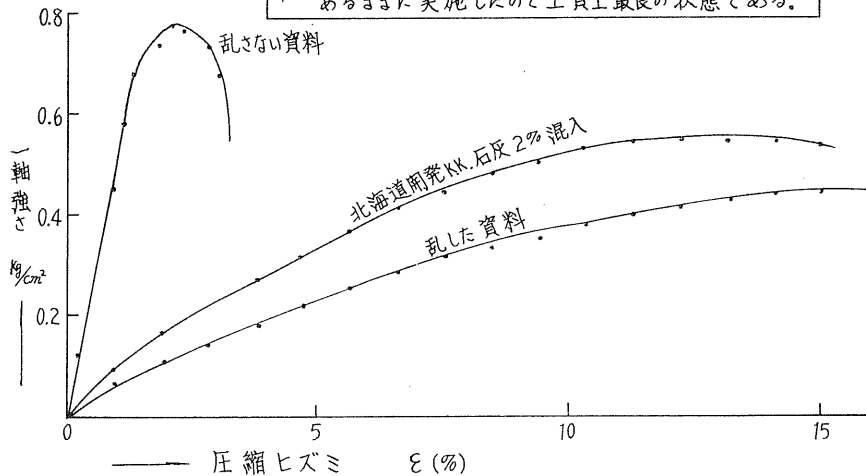


図-13 D=6,200 m 砂質ローム土一軸圧縮試験

試料の状態	含水比 %	湿潤密度 g/cm ³	一軸圧縮強さ kg/cm ²	鋭敏比
乱さない	44.0	1.645	0.350	2.2
乱した	44.0	1.643	0.158	
乱した後 24hに経過	44.0	1.644	0.136	
石灰1%混入	44.5	1.633	0.288	
石灰2%混入	43.6	1.626	0.432	

註: 礫分なし

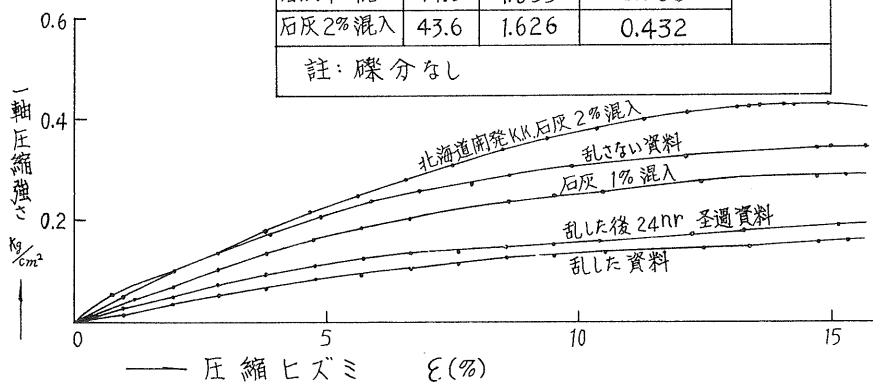


図-14 D=6,200 m シルト質ローム土一軸圧縮試験

近と盛土の新旧境界が前年度の経験からも危険な層と推定されるので図-3の a, b 面とそれより上部の今年度盛土分の c 面について試算した結果は表-6のとおりであり、石灰混入1~2%でもって迂り安全性は可成向上することが判った。次に D-50 普通ブルおよび湿地ブル (敷均し輾圧用) の接地圧それぞれ 0.57 および 0.26 kg/cm² に対し、乱した盛土材料の一軸圧縮強度は 0.16 ないし 0.44 kg/cm² 程度で

ありトラフィカビリティ上当然不足であるが石灰混入1~2%により 0.29 ないし 0.56 kg/cm² と向上し、この点も十分に改善されると推定した。本施工では流用土運搬はブル切押しはしないこととし、ほとんどスクレプドーザーにより運搬してきた土を盛土カ処手前の広場に仮置きして掘りこれをブル押しして敷均し、輾圧を行なうという具合である。石灰の混入方法は広場にあらかじめ積重ねの包装石灰

(1袋 20 kg 入) を人力により散布しこれをブル押しの際に混合してしまう方法であって、室内試験におけるような均一混合は望めないが現場的にはトラフィカビリティ、強度改良それぞれの面からこのような施工方法で十分であると思われる。また現場では切土の土質、含水比、盛土出来高を勘案しながら石灰混入比率を 1.0, 1.5, 2.0% の 3 段階混入として施工した。実際に混入後は 20 分位の経過で軟弱土は可成に固結された状態に変化し、このためブル走行は著しく円滑となることが認められ、また迂り崩れ等も生じなくなったことは前述のとおりであって、本現場における石灰混入は予期以上の成果を挙げることができたのは幸いであった。

5. む す び

近年すべての土木施工分野にわたって試験管理の考え方が滲透しており、盛土についてもこのことは例外でなく管理試験の必要項目が示方されていて各現場ともこれに従って現場試験を実施し施工の目安を立てているが、それと同時に施工に対して規範と、ある意味での拘束を附与していると言えよう。現在盛土についての現場試験は土質の一般性状試験すなわち粒度、土粒子比重、密度、含水比、液・塑性限界 (必要に応じて圧密、透水性) 等の必要な基本的土質試験と一方後者の意味のものとして広義の締固め管理試験 (締固め曲線による最大乾燥密度、最適含水比管理、飽和度管理等) が主である。後者の締固め管理試験についてであるが本 1 号沢現場のように軟弱ローム質土をそのまま盛土材料として使用せざるを得ない場合、この試験による管理は直ちに困難にぶつかることになる。まず図-12 の締固め曲線を例にとるとしても最適含水比の付近領域と地山含水比の領域は約 10% の開きがあり、この差は山間に所在する不規則な気象下の現場においては如何ともし難いもので人為的に大量の地山材料を 10% 近くも乾燥させて輾圧することは実際にはほとんど不可能に近い。更に根本問題として“JIS A-1210 土の突固め試験方法”に従って実施する室内試験の締固めエネルギーと実際に現場における各種重機輾圧による締固めエネルギーとの差違が両者における締固め結果についてどのように 1 対 1 の対応をなすものかといった疑問点と、また軟弱ローム質土の場合は室内試験時の出発点の含水比が結果の締固め曲線に大きく影響を及ぼすということ、例えば“久野悟郎著、土の締固め”に関東ロームの場合の極端ではあるが一例が図示されている

という具合に、軟弱ローム土の場合いわゆる最適含水比による管理は当初から難点を含んでいると考えられる。従って軟弱な場合は次善策として飽和度管理に依るわけであるが (飽和度 85% 以上になる輾圧を行なっておけば少なくともその条件下における最良の盛土状態であるという考え方を前提としている) この場合も所定の飽和度に達する前に重機のこね返しによって輾圧作業が困難になることが多いか、または強行し得たとしても所定の高さに盛上がる以前に法面に沿う迂り崩れを起してしまうことも実際に経験したわけである。要は盛土は施工中、施工後に迂り崩れを起さないでかつ自重、活荷重に耐え得る構造体を作れば OK なわけであるが飽和度管理のみをもってしてはその状態以上に悪化しないにしても盛土が構造上有すべき諸強度を定量的に押えることは無縁であり、従って施工後に迂り崩れ、荷重による不同沈下等を生ずるおそれも十分にあり得る。従って軟弱粘性土盛土の場合は本質的に有効な別途の管理試験があれば良いのであるが、盛土構造体が有すべき土質工学上の諸強度の種類と数値を示方することは工学上または施工上多くの要因が関与するのではなはだ困難であると思われ、現在未解決のままと言ってよく、今後に残された課題であると思う。

さて当現場における経験から観て 2, 3 の結論めいたものを述べると、このような軟弱粘性土を使用する大盛土の場合、

i) 湿地ブルをもってしても敷均し輾圧作業が困難で、かつ工期が限定されるような場合は何等かの方法で盛土材料自体の土質改良を計ることが必要かつ最良であって石灰混入方法もその一つであるが如何なる土質にも当てはまるわけではないので室内試験で効果を確めてみる。

ii) このような場合盛土作業は従来の締固め理論による施工管理では不十分である。補助手段の一つとして予め危険と想定される面の迂り安定計算を適時に行なうことが必要であり、このような簡易な計算をもってしても、用いる諸数値が適切であれば盛土の施工中施工後の迂り安全性について可成りの信頼をおけるものである。

iii) 従来盛土法面近くの迂り崩れは法面保護工 (例えば帯梢工、各種の植生工、コンクリート井桁枠工等) をもって補うという考え方も見受けられるがこれはほとんど法表面のみについての工法であり法面に沿う浅い迂り崩れに対してもほとんど効用を果していないと思われるので余りあてにはできないと考えられる。

日新ダムの基礎工法と軟岩盛土について

正 員 勝 俣 昇*

1. ま え が き

日新ダムは、国営かんがい事業として空知郡上富良野町に築造されるもので、水田 1,300 ヘクタールの水源として、総貯水量 450 万 m^3 、堤高 29.5 m、体積 345,000 m^3 、流域面積 23.5 km^2 などの規模である。なおこのダムは、十勝岳の火山噴出物中を流下する酸性毒水の代替水源となるもので昭和 40 年度より約 18 億円の事業費（うちダム 9 億円）で着工になり、42 年度にはバイパストンネル施工を開始しダム工事の本格的着工を目前にしている。

工法上、このダムは 2 つの特色がある。

当初計画は粘土質材料による均一型ダムであったが、ダム工法の発達にともない軟岩材料の使用が可能とされるようになり実施設計の段階で比較検討の結果、ダムサイトの溶結凝灰岩を爆破してロックフィルダムとすることが経済的であるという結論になった。この溶結凝灰岩は圧縮強度が 200 kg/cm^2 程度の軟岩で、したがってこのダムは**軟岩のロックフィルダム**という一つの特色をもっている。

もう一つの特色は**透水性地盤上のダム**であるということである。ダムの基礎は、河心部の最も深いところで 17.5 m まで、主に火山噴出物のいわゆる泥流で、砂礫は最大径 15 cm 程度の凝灰岩の破碎されたものがほとんどで、これに少量の安山岩の丸い礫を含んでおり、その堆積は比較的ゆるく、また数 m 毎に火山休止期間に堆積したと思われる厚さ 1.0 m 内外の粘土層がある。透水層の透水係数は $1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 、また標準貫入試験の N 値は、だいたい 20 内外、最小は 8 でやや軟弱性をもっている。

これらの工法を確立するために、軟岩のダム工法については、40 年度に引続き爆破試験と輻圧試験および室内での一般岩質試験を行ない、経済的爆破方法や盛土工法についての検討をし、また一方基礎工法については考えられる色々な工法（例えば、ケーソン工法、スラリートレンチ工法、ウエルポイント工法、グラウト工法、ブランケット工法）について検討と工事費の比較を行なった。

2. 基礎地質について

1) 地質概況

日新ダムは十勝岳の山麓に築造されるが、十勝岳火山群の山地部は安山岩類、台地は流紋岩質の溶結凝灰岩が分布

している。また山麓の河谷平野はこれら岩石類を母材とする砂礫および粘土の堆積である。溶結凝灰岩は、洪積世に現在の十勝岳附近を中心とする大火山活動で熱雲母状に放出され台地を形成しているものである。なお安山岩は洪積世末期以降の火山活動で山地を形成したもので、これを水源とする河川はいわゆる酸性毒水であり、また溶結凝灰岩を水源とする河川は良質水であり、日新ダムの築造地点もこの良質水のピリカフラヌイ川に選ばれている。

溶結凝灰岩は、応用地質上注意すべき特色があり、その成因にも関係し一見全く石英粗面岩様を呈する堅硬緻密なものから、軟質な凝灰岩質のものまでいろいろの段階の岩質のものが見られることがある。石英粗面岩様の硬いものは生成後の冷却のため著しい亀裂が発達しており、日新ダム附近は丁度中間的な岩質である。これらの風化は、岩～岩塊～砂という過程をたどるが、とくに石英粒を多く含んだ灰白色の粗砂が圧倒的であり、ダム附近の河谷は、これら風化物が過去何回かの爆発で泥流となり堆積したもので特に自重も軽く（真比重 2.3）また水中に一挙に数メートルの堆積をしているので、砂礫はしまっていないところが多い。

2) 透水層の地質

i) 調査の経過

計画調査の段階で、昭和 33 年度から昭和 36 年度までに基本的な地質調査はほとんど完了している。ダムセンターのボーリングは 12 孔 250 m を行ない、基礎岩盤はもちろんのこと、透水層を明確にし、さらに 2 ケ所にシャフトを設けその地質を確認し、また揚水試験を行なって透水係数を測定している。

実施設計の段階では、透水層の遮水工法のテストとして大型パーカッションにより掘さくし、ベント工法の成否を確めている。また揚水試験を行なって透水係数の再確認もしている。

本格的着工を目前にした本年は、ダムセンター上下流 10 m に深度 35 m のボーリングを 4 孔実施し、着岩附近の地質精査と透水層の標準貫入試験を行ない、また基礎の軟弱性を確めるため深度 6 m のシャフトを掘さくし、密度、粒度を調査した。また一方床掘り面の載荷試験を実施し沈下の程度を実測した。

ii) 基礎の透水性

* 北海道開発局旭川開発建設部十勝岳出張所長

トを打設した。その結果ベントナイト液とコンクリートの置換が困難であり、またベントナイトケーキに阻害され、コンクリート杭は先細りの状況であった。この結果ベント工法をやめて、ニューマチックケーソンを並べて遮水壁とすることを考えた。これは前者に比べ、構造物そのものが確実であり、基礎岩盤が肉眼で確認できること、グラウトをするのに程良いベースと幅が得られること、さらにもし将来他の工法に代っても工費的に余裕があること、などがフィルダムにはめずらしいケーソン工法の採択となった。しかしながらケーソン間のジョイントの問題、掘さく時の呼び込みの問題と附近地盤をゆるませること、に対し明確な対策が得られなかった。またフィルダムの工法として類例のない工法だけに一般的に適切でないとする批判もないわけではなかった。

その後実施を目前にした40年度と41年度において、上記の問題もさることながら、他の工法の著しい発達、例えば北海道庁では幌別ダムの透水層をイコス工法で処理し、また外国文献にもグラウト処理の例やブランケット工法、スラリートレンチ工法の例など紹介されるようになり、各工法に対し工事費を含め再検討することが必要となった。

2) 各種遮水工法

i) ケーソン工法

ニューマチックケーソンを連続7基沈設する。内訳は、幅3.2m、長さ11.6m、高さ16.5mを5基、幅3.2m、長さ13.5mを2基とする。継手はいろいろ考えられるが、上下流にシートパイルを各2列打込み、クラブバケットで掘さくして水中コンクリートで壁を送り、中央部を圧気掘さくし中詰コンクリートを充填する。

この特性は前述のとおりであり、さらにケーソン遮水壁以外の両袖の透水層の処理も決して簡単でないこと、さらに決定的な要素は表-2にもあるとおりきわめて工事費が高いことからこの工法は不採用となった。

ii) スラリートレンチ工法

a. イコス工法

イタリアで開発された工法で、ベントナイト懸濁液を掘さくしようとする箇所にもたして掘さく、壁面の崩落を防いで掘り下げ、トレミー管でコンクリートを水中打設する。掘さくはビット工法とバケット工法があるが、着岩部の掘さくを考えビット工法とする。ビットは丸形と鼓形を交互に施工して連続地下壁とし、その厚さは60cm、垂直方向にφ22鉄筋を鼓部に12本挿入する。グラウトパイプはコンクリート打設前に鉄筋と共に吊り下げてセットする。また基礎地盤部の沈下によるコアのせん断を防ぐためアスファルト乳剤と舗装を行なってコアとの接着（この場合浸透路長を長くする）をはかる。

この工法の特性としては、コア部との接着の問題がこれでよいか、また地震時地下壁の受ける影響はどうか、杭と

杭とのジョイントは完全かなど問題は残るが、先例もあることでもあり、また工事費的にも手頃であることなどから考慮を払うべき工法であったが、類似工法のエルゼ工法より掘さく能力が約10分の1の4.3m³/日と劣り、工費が高くなり、かつジョイントの点も劣るなどから採択に至らなかった。

b. エルゼ工法

イコス工法同様イタリアで開発され、ごく最近わが国で実用化したもので、スラリートレンチ工法としての原理もイコス工法と同じである。ただこの工法は巨大なガイドマストの打込みができ、その先端に掘さく用のショベルバケットをセットできるため掘さく能力が大きく、軟岩を破碎できること、また一回の掘さくの壁長が3.6mと長く、かつ、壁と壁とのジョイントが、バケットの刃先で凹凸にけずりとられ水密であること、さらに前述のとおり掘さく能力が4.0m³/hrと大きく、したがって工費も非常に安い。

耐震性およびコアとのジョイントの問題はやはりイコス工法と同じであるが、最終案図-7に見られるように前面コアタイプにすることにより、沈下に対する荷重を減じまた、地震などで壁体にクラックが入っても補修容易となるため、つまるところ上記の比較が決定的な要素となってこの工法を一応採択することにした。

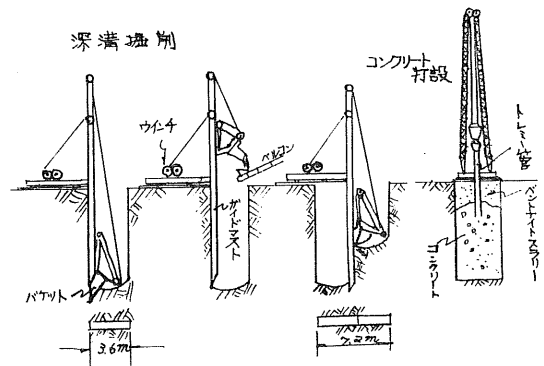


図-2 エルゼ機の掘さく

c. ケミコン工法

この工法は試案であって名称も今回つけたものである。エルゼ機で掘さくし、コンクリートを充填する代りに、附近地盤と同じ圧縮性をもった材料をケミカル材料からえらびこれを使おうということである。

ケミカルグラウト剤の中からポリアミンを使用することを考えてみた。これはゲル化してかたまる。一般にはこれに硬化剤を混ぜて使用するが、このダムの場合硬化剤は使わない。簡単な室内テストでは有望であった。しかし元来この材料は浸透性を強化するため、粘性は水に近くしてある。このため、附近砂礫とコンクリートを造っても、セメントのように粘性がないからスラリーとうまく置き代らな

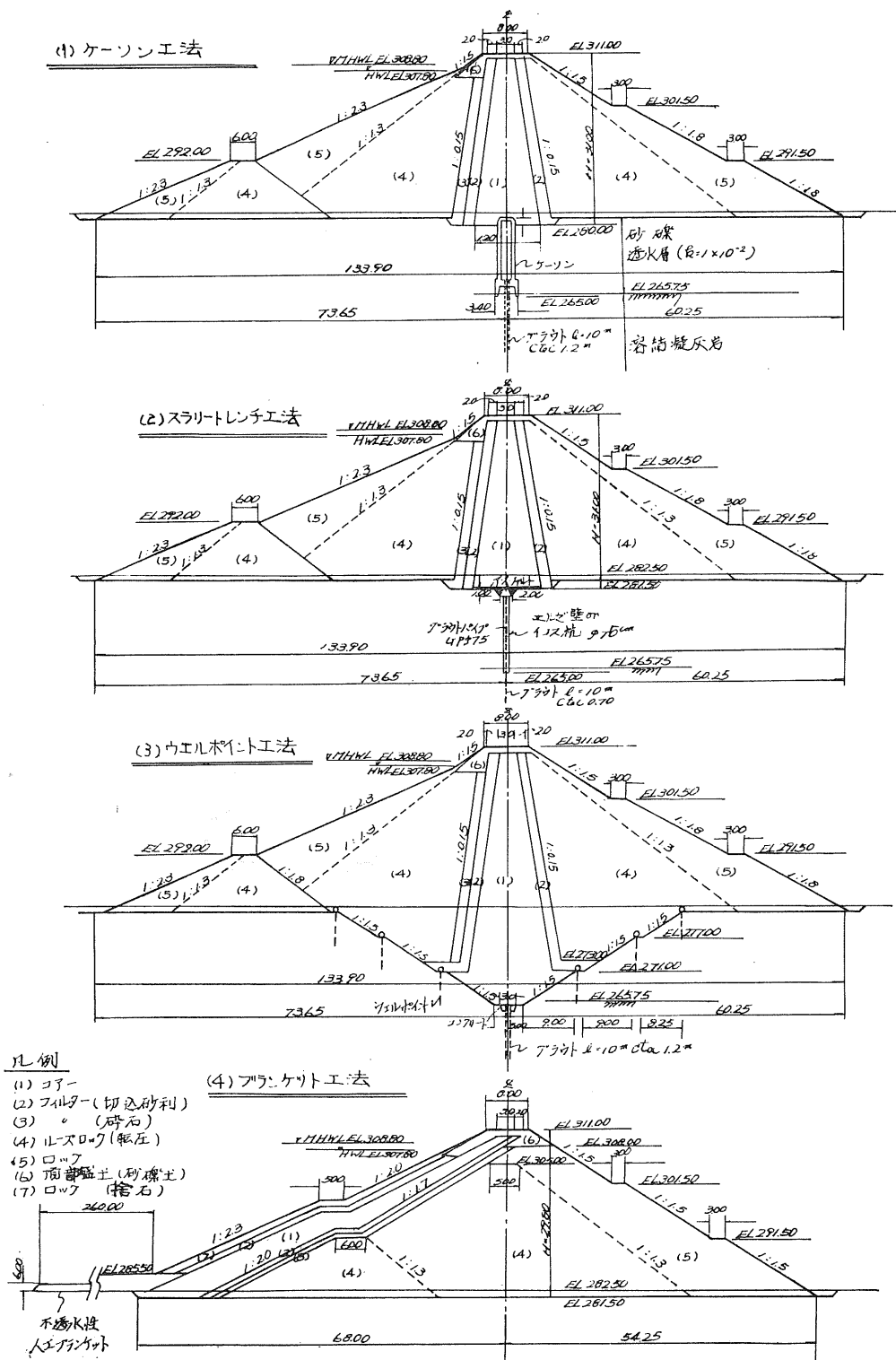


図-3 基礎工法の比較

いだろうと考えられる。しかしこの種の遮水壁ができれば理想的である。今のところ粘性の問題とさらに非常に高価であることから廃案とはならないまでも採用にはならなかった。

iii) ウェルポイントによるオープン掘さく工法

ウェルポイントでオープン掘さくし、基礎岩盤を露出させてコアをこれに接着させる。なお岩盤部のグラウトはコア埋戻し後施工する。ライザーパイプ7m3段とし、掘さく法面は1:1.5、ウェルポイント間隔は1.5mの計画とする。

この工法は掘さくの法面の安定や10万m³以上の埋戻しの施工に若干の難点はあるが、出来上りは非常に堅実である。惜しいことに工事費が高い。

iv) ブランケット工法

前面コアに接続し、人工不透水性ブランケットを設ける。ブランケット材料は大量に附近台地にあるコア用土を平均2.0m、長さ260mにわたって張る。

この工法は日新ダムの場合地形的にもまた他の工法に比べても非常にやりやすく望ましい工法である。しかも工事費も安く、エルゼ工法とともに最終案として残ったが、ブ

ランケットの厚さや長さの解析理論の確立していないことと、10⁻² cm/sec という大きい透水係数の地盤の場合の問題点などから採用にならなかった。

v) グラウト工法

ケミカルグラウトで遮水壁を造る。有効グラウト幅は4m、まず1mピッチに浸透性の悪い水ガラスを注入し、さらにその中間にクロムリグニン系TDM注入を行なって固める。可能でかつ有望な工法であるが、出来上りの確認が難しいことと、なによりも工事費が高く採用できなかった。

3) 工事費の比較

工事費を各工法について積算した結果は表-2のとおりであるが、とくに特殊工法については専門業者の見積を参考に予算の更改を行ない積算思想の統一を計った。ケーソン工法を100とするとブランケット工法が堤体工事費は最も安く87、また全基礎処理費はエルゼ工法が最も安く、また河床部の遮水断面1m²当り費用も37,260円/m²と最低であつた。なお参考までに、均一タイプとロックフィルタイプとの比較を別算で検討した結果、約4,300万円だけロックフィルタイプが安かった。

表-2 基礎工法と工事費の比較

項 目	(1)	(2) スラリートレンチ工法			(3)	(4)	(5)
	ケーソン工法	a. イコス工法	b. エルゼ工法	c. ケミコン工法	ウェルポイント開削工法	ブランケット工法	グラウト工法
堤 体 積	本堤 340,596 m ³ 両袖置換 12,175 m ³	千円 341,054	千円 341,054	千円 341,054	本堤 341,854 千円 埋戻 107,720	本堤 312,322 千円 ブランケット 107,720	千円 341,054
堤体工事費	637,511	591,948	573,970	602,859	618,309	551,852	621,884
内訳 基礎掘さく	14,791	14,932	14,932	14,932	14,720	12,027	14,932
盛土工	452,521	454,860	454,860	454,860	540,404	419,130	454,860
基礎工	ケーソン置換 74,831	70,719	52,741	81,630	83,173	93,603	河床部 125,000
	19,831						両袖 27,092
グラウト工	76,048	51,437	51,437	51,437	70,012	27,092	
堤体工事費比率	100	93	90	95	97	87	98
全基礎処理費	170,000 円/m ²	122,000 円/m ²	104,000 円/m ²	133,000 円/m ²	153,000 円/m ²	121,000 円/m ²	152,000 円/m ²
遮水壁工1m ² 当単価	64,900	49,960	37,260	57,670	78,760	66,130	71,100

4. 軟岩材料について

1) 岩質試験

北海道開発局土木試験所特殊土壌研究室に依頼して、溶結凝灰岩の岩質試験を行ない、各地の試験結果と比較して表-3を得た。

近來施工されるフィルダムは、基礎や用土の条件の悪いものが段々手掛けられるようになってきたが、開発局の農

業関係のダムでも、すでに厚真ダムが泥岩を使って施工最盛期であり、また月形ダムや野花南ダムも泥岩を使う予定である。しかしこれらのダムは転圧破砕し風化を促進して設計上土としての扱いを考慮している。表-3で明らかなように、強度においても風化、安定性テストにおいても、日新ダムのロックは上記ダムよりすぐれている。しかし一般にロックフィルのロック材料は強度700 kg/cm²が要求されることから考え、日新ダムの溶結凝灰岩はどのように扱

表—3 岩 質 試 験 の 比 較

項 目		ダ ム 名				
		日 新	厚 真	野 花 南	日 出 生	牧 尾
ダ ム タ イ プ		(軟 岩) ロックフィル	(軟 岩) 土石ダム	(軟 岩) 土石ダム	(軟 岩) ロックフィル	(硬 岩) ロックフィル
岩 名		溶結凝灰岩	泥 岩	泥 岩	溶結凝灰岩	砂 岩
比 重		2.36	2.20	2.49	2.3	2.58
吸 水 率		4.7%	7.0	6.0	5.1	
耐 圧 強 度	最 大	327 kg/cm ²		159		
	最 小	138		78		
	平 均	205	250	108	360	285
安 定 性 テ ス ト		割レ及びハゲ落 49%	100	崩壊 100	14	
風 化 テ ス ト	0°～8°C	0%		38		
	－20°～60°C	0.05		8.7		
	凍結～溶解	22%/9回	50%/4回			

- 注 1. 風化テスト 0°～8°C は 1 日 8 サイクル 8 日間テスト。
 2. －20°～60°C は 1 日 6 サイクル 7 日間テスト。
 3. 凍結～溶解 22%/9 回はボーリングコアのテスト結果。

うべきだろうか？

同じ溶結凝灰岩を使い軟岩のロックフィルダムを計画した日出生ダム（九州）との比較では、強度安定性共に劣るが、しかし、自重に対する強度は 205/6=34 に対し、日出生ダムは 360/10=36、牧尾ダム 285/23=13 と決して悪くはない。ことに後述の爆破試験の結果大塊のロックが生産されることは止むを得ない状況であることから考えて、工事費経済上使用にふみ切るべきで、ロックとしての脆弱さは工法上補う必要がある。

まず投石工法は避けるべきで、リフトは極力低くし、ダンプした場所に据えるかあるいはクレーンを使って若干の置直し作業が必要と思われる。また堤軸附近にロックゾーンを設け沈下を多くすることも避け法面附近に使用すべきであろう。

もう一つ問題として凍結溶解による風化がある。新鮮なロックについて－20°C～＋60°C、42 サイクルの風化度は 0 に近いが、ボーリングコアによるテストでは 9 サイクルで 22% もの損失が認められる。このことは溶結凝灰岩の特性として現地の各所で散見される現象でもある。数年前の道路工事の爆破岩塊が砂礫化しているものや、数十年前の石垣が未風化であるものなど全くピンからキリまである。岩質は大体ひと山ごとのブロックで均質であるので、良質な原石山と大塊をえらんでフェイシング材料とする配慮が必要である。

2) 爆破試験

i) 試験経過

39 年度全体実施設計の最終年度において比較設計の結果軟岩のロックフィルダムに変更したため、40 年度では、一応の指針を得るべく小規模な爆破試験と盛土試験を実施した。41 年度では、40 年度試験結果に基づいて、実際施工のため現場試験を本堤の一部として行なった。原石山の一部に 5 m のベンチカットを行ない約 4,000 m³ を爆破し、装薬方法、粒度などのテストをかさね、堤体断面の設計と施工計画の指針を得た。

ii) 試験計画

ベンチカットにより岩石を爆破する場合、垂直面では引張り (T)、水平面ではせん断 (S) および移動時の摩擦 (R) の 3 抵抗が考えられる。この 3 抵抗の中心点を荷重中心点 (Y) と呼び、爆破に際しては算定薬量の 1/2 を Y 以上に装填する必要があるといわれている。

$$Y = \frac{H}{2} \times \frac{T \cdot H}{T \cdot H + S \cdot W + A \cdot W \cdot H \cdot R}$$

ここに

T; 引張強度 (kg/cm²) = 8 (溶結凝灰岩の場合)

S; セン断強度 (kg/cm²) = 15 (")

R; まさつ係数 = 0.65 (一般に)

A; 岩石の比重 (kg/cm³) = 0.0023

Y; 荷重中心点 (cm)

H; ベンチの高さ (cm) = 500

W; 最小抵抗線 (cm) = いろいろに仮定する

また装薬量はハウザー公式 $L=C \cdot W^3$ を変形して

$$L=C \cdot D \cdot W \cdot H$$

ここに

L; 薬 量 (kg)

C; 爆破係数 $=g \cdot e \cdot d \cdot f$

D; 孔 間 隔 (m)

W; 最小抵抗線 (m)

H; ベンチ高 (m)

g; 岩石抵抗係数=0.3 (溶結凝灰岩の場合)

e; 爆薬威力係数=0.85 (3号桐の場合)

=1.00 (新アンモンの場合)

d= 壱塞係数 =1.0

f= 漏斗指数 = 各 W に応じ

色々と試算の結果計画装薬量を表-4 のように決めた。

表-4 計 画 装 薬 方 法

区 分	項					目			
	最 小 抵抗線 (m)	孔間隔 (m)	ベンチ高 (m)	爆破係数	装薬量 (kg)	荷 重 中心点 (m)	装薬長 (m)	1 孔当り 岩 石 量 (m ³)	単位当り 爆 薬 量 (kg/m ³)
符 号	W	D	H	C	L	Y	L ₀	V	l
三 号 桐	3.0	3.6	5.00	0.150	5.67	1.15	2.40	54.0	0.015
新 アンモン	2.5	3.0	5.00	0.138	5.18	1.26	2.64	37.5	0.138

3) 爆破試験結果

表-5 爆 破 試 験 結 果

区 分	項					目			
	W	D	H	C	L		L ₀		l
三 号 桐	2.0	2.4	5.0	0.44	10.50		3.92		0.45
新 アンモン	2.0	2.4	5.0	0.314	7.50		3.65		0.32

爆破試験の結果、計画装薬方法ではほとんどブルドーザ一作業ができないほど大きな塊 (5 m³ 以上) が多数残り失敗であった。W, D および装薬量を変え作業もしやすくかつ極力爆薬の節約を計った結果、上表が適当とされるに至った。このように W, D が減り、l が増大したのは、原石山に3~4 m 毎に発達しているクラックのため、3 m 以上の W, D では、いわゆる石の目で起きて爆破効果が上らない。

施工上、さく孔の傾斜角は 80° ぐらいとした方が安全であり爆破効果もわからない。また上述のとおりクラックの影響が大きいため実際さく孔に当っては、クラックを避け

て多少の位置修正をする必要がある。

粒度と盛土工法との関係については、図-4 の粒経加積曲線で見られるように、80 cm 以上のものが15~30% あり、全体を輾圧ルーズロックとするためには二次破碎も必要になり不経済であり、またフェイスングをかねロックゾーンを設けるべきである。

5. 軟岩盛土試験

1) 試験目的

大きな塊のロックはロックゾーンにダンプし輾圧は考えないが、岩材料の大半を占めるルーズロックはどのように輾圧したらよいかを現地においてテストする。試験項目は

- 最適リフト (撒出し厚さ)
- 最適輾圧機種
- 最適輾圧回数
- 破碎効果
- 輾圧効果 (密度、間隙比)
- 土量換算係数

などである。

2) 試験経過

40年度のテストは、50 m³ について 80 cm で、SP 22 タ

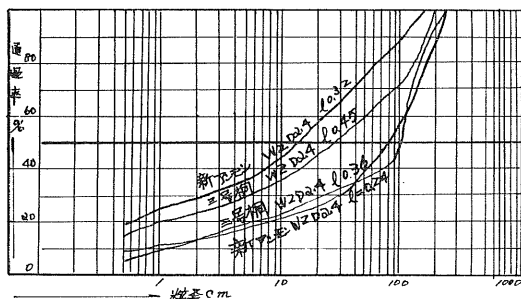


図-4 爆破方法と粒度

ンピングローラー（自走式、全装備重量 30 ton、接地圧 60 kg/cm²）を用い 7 回まで輾圧して効果を測定した。その結果破碎効果も充分で、上層から上層まで密実に締って、間隙比 0.59、密度 1.45 t/m³ を得た。なおこの試験は余りにも小規模なため過輾圧や側方へのずれなどがあったが一応の傾向は知ることができた。

この試験を指導した土木試験所特殊土壌研究室では意見として、『ルーズロックの締固め程度は、本間、宮田は $e=0.54$ 、アメリカの施工例で $e=0.54\sim0.82$ 、土木工学ハンドブックで $e=0.54$ 、また岩洞ダムの粘板岩（珪化）で $e=0.43$ 、 $\phi=45^\circ$ 、御母衣ダムの花崗岩で $e=0.48$ 、 $\phi=45^\circ$ 、放尾ダムの砂岩では $e=0.61$ 、 $\phi=45^\circ$ などの設計例を検討するとき、日新ダムの $e=0.59$ は結構な値であり、メキシコでの試験結果 $\phi=62-23\times e$ （°）から $\phi=48^\circ$ （ $\approx 45^\circ$ ）は期待できる。』こと、および締固め方式として『ルーズロックを積上げる場合、ダンプトラックからの投石とモニター注水による締固めがあり、アメリカでは多くは後者で 1 回のリフト 15~30 m で、野反ダムでは堤高 44 m を 3 回に分けて積上げている。また御母衣ダムでは土質遮水壁であるため、各ゾーンの盛り上り速度とのバランスから 4 m 程度としている。一方ドイツでは以前からリフト 80 cm 程度の層状締固めが行なわれており、Henne Dam では、 $e=0.22$ と極めて良好な締固めで、その後の沈下は 0 であったと報告している。また最近フランスでは Mont Cenis Dam の建設にあたり、リフトを 1~2 m、締固めは 8 ton 振動ローラー 4~6 回と、注水 375 l/m³（注水圧 2.8 kg/cm²）の併用としている。以上の例を参考に日新ダムでは、リフト 1.0 m 前後、岩石の最大径 80 cm、輾圧機械は 16 ton 以上のブルドーザー程度で 4~6 回輾圧が適当であろう』と提案している。

3) 試験方法

爆破試験で生産した材料を、ダム本体のルーズロックの盛土箇所にて約 4,000 m³ を堤体の一部分として盛土した。なお基盤は 50 cm の地均し盛土を行ない、その上に 50, 80, 110, 150 cm のリフトで 23 ton ブルドーザーと 12 ton ターンフートローラーで各々 1 層ずつ 6 回まで輾圧し、0, 2, 4, 6 の各回ごとに密度および粒度を測定した。なおリフト 1.5 m は厚さが大きいためいわゆる撒こぼし方式とした。また密度測定は水置換で約 2~3 m³ のサンプルを掘起して重量を計り、かつ粒度を測定し破碎効果をみた。

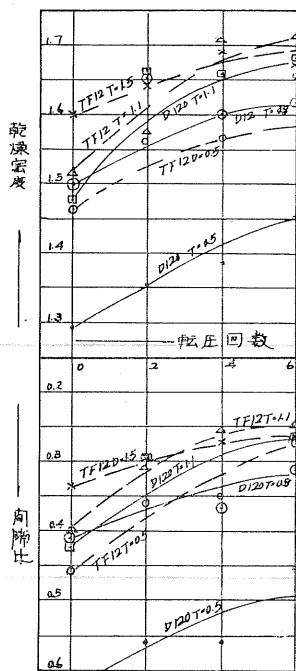
4) 試験結果

i) 輾圧密度と間隙比

図-5 に示通りである。

ii) 輾圧による粒子の破碎

図-6 は D 120 ブルドーザーによる粒度の破碎状況を示したものであるが、正直なところこれは非常にわれわれの期待どおりに出た結果であって、ターンフートローラーの場合や他のリフトの場合あまりよい傾向はでていない。



(注) D120 ; 23 ton D120 アルト-T-
TF12 ; 12 ton ターンフートローラー
T= ; リフト (撒厚 m)

図-5 輾圧密度と間隙比

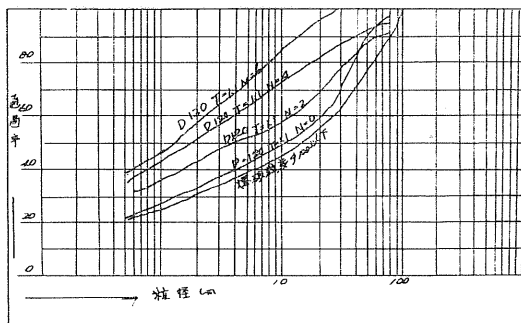


図-6 D 120 ブルドーザーによる輾圧破碎効果

しかし現場での所見は輾圧効果は確実であり、むしろ驚くほどよく密実に締っているし破碎されている。

iii) 輾圧方法に対する結論

a. リフト (撒厚) T

$T=0.5$ m はいずれの機種も破碎され密度が小さい。また最大径の制約からすでに破碎されたものを集めるためでもある。 $T=1.5$ m はターンフートローラーの場合のみの試験であるが、撒厚が厚いため撒こぼし方法（撒出した上を車が走って先へ先へとダンプする方法）をとるためと、大塊の混入とで、輾圧 0 でもかなりの密度になり、輾圧効果は極めて少なく、盛土断面の所見からも充分空隙は充填

されていない。

$T=0.8\text{ m}$ と 1.1 m とでは 1.1 m の方が輾圧効果は大きい。これは大塊のロックから破碎された砂礫まで粒度の配分がよいためで、盛土断面の所見も、よい締固りようであった。また 80 cm 程度のロックならば、 1.2 m^3 程度のトラクターショベルで積み込みが容易であることや、ダンピングして撤出す（撒きこぼしでなく）最適厚さが 1.0 m 程度が限界であることから、 $T=1.0\text{ m}$ が適当と考えられる。

b. 輾圧回数

図-5の輾圧密度のグラフからも明らかなように、4回以上の輾圧効果は余りない。しかし余裕をみて6回とするが妥当であろう。

c. 破碎効果

爆破粒度は、輾圧により明らかに破碎効果を受けている。肉眼所見でも、ロック材料があたかも土質材料のように破碎されて行く状況は集土→撒き出し→輾圧の段階ではっきり認められる。

d. 土量換算係数

掘り緩んだ状態のルーズロックの湿潤密度は 1.51 ton/m^3 、含水比は 9.5% したがって乾燥密度は 1.38 ton/m^3 である。一方輾圧密度は、ターンフートルローラー6回、 $T=1.1\text{ m}$ のとき乾燥密度で 1.70 ton/m^3 である。また原石山地山の密度（ロックの見掛け比重）は 2.32 ton/m^3 である。したがって土量換算係数は表-6のようになる。

5. ダム標準断面の検討

1) ダムタイプ

3において工法検討をおこなったとき、エルゼ工法が最適となったが、これのダムタイプは中心コア型であった。しかし 2, 2), iii) の沈下の検討で指摘したように、基礎地

表-6 ロック材料の土量換算係数

元の状態	乾燥密度 (ton/m^3)	換算すべき状態		
		地山状態	掘緩状態	締固状態
地山状態	2.13	1.00	(1.75) 1.51	(1.40) 1.25
掘り緩んだ状態	1.41	(0.57) 0.66	1.00	(0.80) 0.83
締固めた状態	1.70	(0.71) 0.80	(1.24) 1.20	1.00

注 上表中 () は小割石塊の係数
(伊丹康男；ブルドーザー土工)

盤の沈下が避けられない条件下では、やはりコンクリート遮水壁とコア接着部のせん断による遮水効果の減少について対策を考えなければならない。もう一つ地下壁の対震影響の問題がある。これは非常に予想が困難であるが、沈下を避けるため前面コア型とすると、遮水壁に地震の影響があったとしてもグラウトによる補修が非常に容易である。また前面コア型とすると背骨ゾーンの施工を早めにおこなうことによって、基礎の沈下を促進させることもできる。

2) 細部諸元の決定

i) 法こう配

下流側の法こう配については、ある程度クレーン車で積み直すので $1:1.5$ 程度が普通と考えられるが、軟岩であることや、若干の風化も考慮に入れ平均で $1:1.7$ とした。ロックゾーンとの境のルーズロックは $1:1.3$ とした。また上流側については、前面コアであることを考え平均 $1:2.34$ とした。

ii) エルゼ遮水壁とコアとの接合部

エルゼ壁は厚さが 0.75 m で適当とされるが、コアと

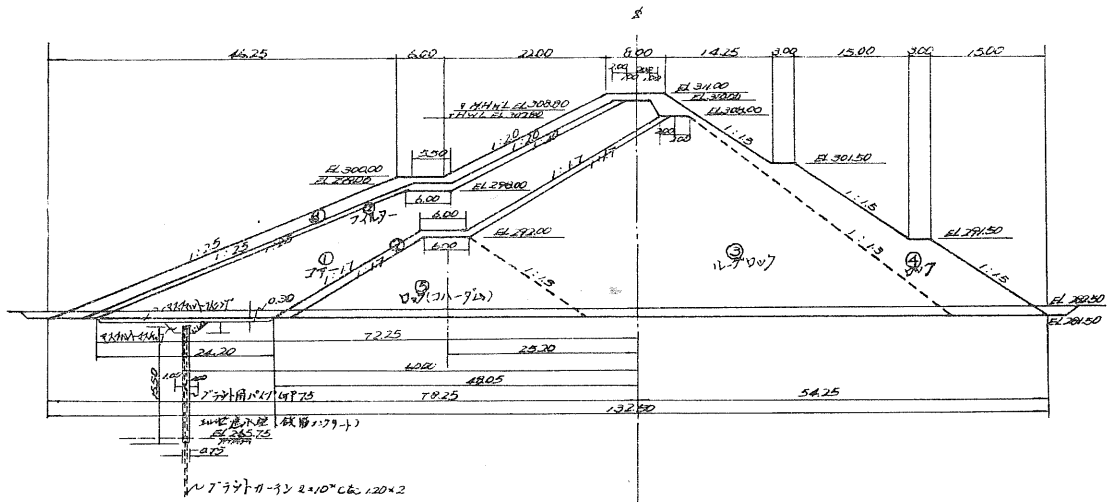


図-7 日新ダム標準断面図

の接合部は 0.75 m だけの不透水性部となり遮水効果が非常に不十分である。コンクリート壁をその部分だけ厚くする方法、グラウトで固める方法、ケミカル材料で接合部を固める方法、アスファルト乳剤を使う方法など検討した結果、幌別ダムのイコス壁の案にもあるように、アスファルト乳剤で遮水壁頂部を固め、さらにコアーと基盤が接する

面にはアスファルト舗装を施して浸透路長を長くする案を一応採用した。しかしアスファルト乳剤の経年変化の問題や、ダム完成後の地下水による低温影響などあり、今後検討が必要である。

iii) 日新ダム標準断面 (図-7 参照)

奈井江火力発電所ポンプ室基礎の掘削について

—— 主として高透水性砂礫層地盤における鋼矢板締切について ——

正 員 湯 浅 健 二*

1. 概 要

奈井江火力発電所は、昭和43年8月運転開始を目途に建設中のユニット出力175,000 kW、2期350,000 kWの石炭専焼火力発電所であるが、更に将来計画として、3期の建設も考慮されている地点である。

この発電所は、石狩川沿い奈井江大橋の下流約1 kmの左岸地区に位置し、産炭地に近く運炭に便利で、冷却用水の取水に比較的好条件であるばかりでなく、多量の灰を処理する灰捨て用地が隣接して確保できる等の有利性を備えている。

ポンプ室基礎工事は、この発電所の機器冷却用水を取水するためのもので、最大使用水量は11 m³/sec (2期分)、構造は、鉄筋コンクリート造で、図-2に示すとおりである。

ポンプ室基礎面は、河川取水位の関係上、地表からの深さ約12 m、このうち約10 mは、地下水位以下の掘削となっている。また、これに加えて当地点の土質は、既に土質工学会当支部の「技術報告資料」第4号に報告のとおり、石狩川の蛇行タイ積による経年の極く新しい、礫交り砂層の成層台地で、透水係数も、上部砂層で 8×10^{-1} cm/secと大きく石狩川に涵養し、水位変動の追従を受ける伏流水の存在が確認されている。

取水路～ポンプ室付近の土質断面は、図-3のとおりで、一部にシルト質粘土の混入も見受けられるが、大略有効径0.05 mm、均等係数が40～100で、最大粒径10～30 mmの砂礫層からなり、礫の含有量は30～40%と概して砂分が多い。特に、上部砂層は、有効径0.1 mm、均等係数2～3の値を示し、地下水位以下の掘削時には、クイックサンド

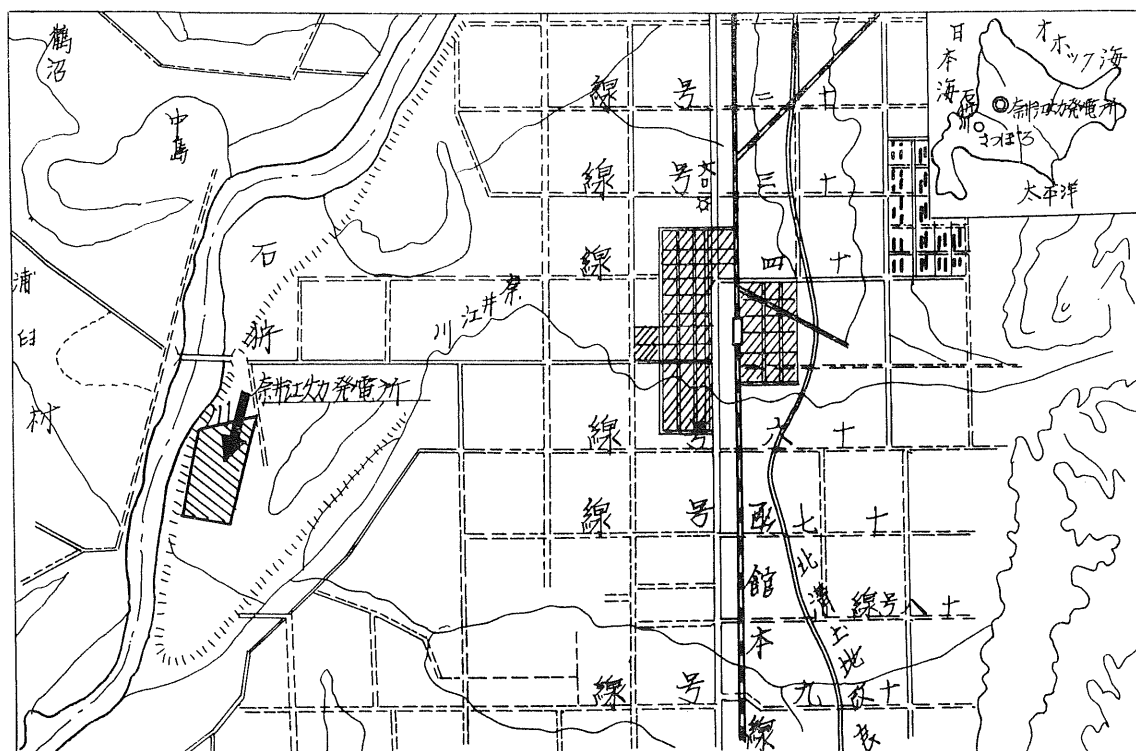


図-1 奈井江火力発電所位置図

* 北海道電力株式会社奈井江建設所土建課

等、工学上問題の多い事項を相手にし、早急に決定しなければならないという特殊な条件にある。従って、今回の掘削工法検討の経過においても、ある程度土質条件の仮定やデーターの簡略化を行っており、土質工学的に多少無理な点も考えられるが、一応各種工法について比較検討した結果を略記すると次のとおりである。

1) 鋼矢板締切工法

この工法は、III 型、 $L=14.5\text{ m}$ の鋼矢板で、打込みが可能となり、掘削に伴うパイピング等の発生がなければ、一般に考えられる工法のうち、工事費も安く、比較的確実な工法である。

2) ディープウェルポンプによる揚水工法

現地揚水試験の結果、透水係数が上部砂層で、 $8 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ と極めて高く、伏流水の関係で、ディープウェルポンプ ($Q=1 \text{ m}^3/\text{min}$) は、 3.7 m 間隔、総本数 60 本で、工事費は、水替費のみで約 60,000 千円になり、鋼矢板締切工法に比し割高になる。また伏流水が存在する場合は、理論計算値と、実際の湧水量とが合わない場合が多く、停電時に対する予備電源も必要である。しかし基礎地盤の耐力増加の点から見ると、最も優れた工法である。

3) イコスまたはアースドリルによる仮壁工法

この工法は、地盤を削孔し、R.C 造の仮壁を築造して、土圧、水圧を締切るものであるが、削孔中における孔壁の

崩壊防止に問題があり、ベントナイトでは、技術的に難しい状況にある。また工事費も約 30 千円/m^2 になり、鋼矢板締切工法の 2 倍以上になるので当地点の場合適当でない。

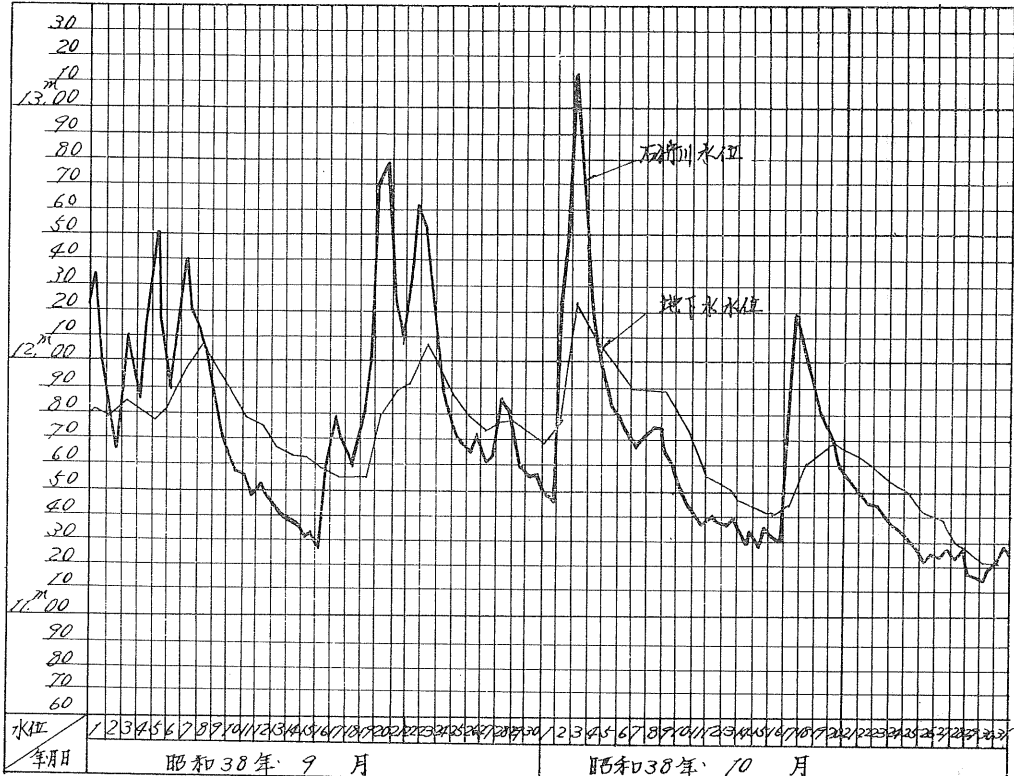
4) オープンウェル工法

この工法は、ボーリングまたは、パイピング上からすべて水中施工になり、地盤の耐力、工期等の面で工事の難点があり、工事費も最終基礎処理のための根入長を考慮すれば安くならないのでこの工事の場合適当でない。

5) ケーソン工法

一般に工事の確実性においては優れ、工事費も掘削 1 m^3 当たり、約 12,000~13,000 円程度で、安全な工法と思われるが、この工事のような規模のものでは、仮設備費が割高になり、また、透水係数が大きいために、ブロー止めに関連し、掘削にも難点が考えられ、結局工事費の増大が予想される。

このような状況から当地点の場合、鋼矢板締切工法における一部の問題、すなわち、鋼矢板打込時の座屈及びパイピング等の問題が解決できるならば、工事費その他の面で有利性が考えられる。特に関連工事である取水口、取水路工事では地形、構造形状から、河川の洪水締切や、掘削幅の関係で鋼矢板締切工法を採用しなければならない工事条件にあるため、鋼矢板および打込み機械等の転用が可能で、全体工事費をさらに節減できるメリットが考えられる。従



図—5 河川及び地下水位観測記録図

ってこの工事では、上記の問題点解明のための試掘工事を実施の上、鋼矢板締切工法の採用に決定したわけである。

3. 鋼矢板締切工法による掘削計画について

当ポンプ室基礎の掘削は、最終的には、図-13 に示すような工法、即ち、地表から EL 13.0 m までをオープンカットし、この地盤より鋼矢板 (III 型, $L=14.5$ m) を打込み、土圧、水圧を締切り、内部の掘削を実施する工法を採用した。

なお、掘削能率の向上を計るため、鋼矢板背面の荷重はすべて鋼製の支保工により負担させ、極力支保工間隔を大きくするよう配慮した。

以下、当ポンプ室基礎工事における、鋼矢板締切による掘削計画、主として、鋼矢板及び内部支保等の諸元検討の概要について述べる。

1) 鋼矢板締切天端高及び設計地下水位について

当地点の地下水位は、図-5, 6 のように、河川水位の影響を受け、WL 11.0 m ~ WL 13.8 m まで 2.8 m の変動がある

ことが、昭和 37~38 年の調査で明らかになった。しかし、河川水位は、9 月~翌年 3 月までは平水位以下で比較的安定しているので、着工時期を 9 月とすることにより、鋼矢板締切天端高を EL 13.0 m、鋼矢板及び内部支保工の強度計算に用いる設計地下水位を EL 12.0 m に決定した。締切天端高と、設計地下水位との間に 1 m の差を設けた理由は、工事工程上 (表-3 参照) 施工期間が、40 年 9 月~41 年 10 月になるので地下水位の上昇に備えるためであり、内部支保工等の強度上は、ある程度外壁コンクリートが打設されているので、復水させることにより安全を確保できるものと考えたからである。

2) 鋼矢板根入長の検討について

根入長の検討は、鋼矢板締切工法において、極めて重要な事項であるが、従来この根入長の不足に起因する事故が数多く発生しているのが実状のようである。

この工事では、上記の状況を勘案し、土質調査資料にもとづく検討と現地における試掘工事の結果を総合して根入長を決定することにした。

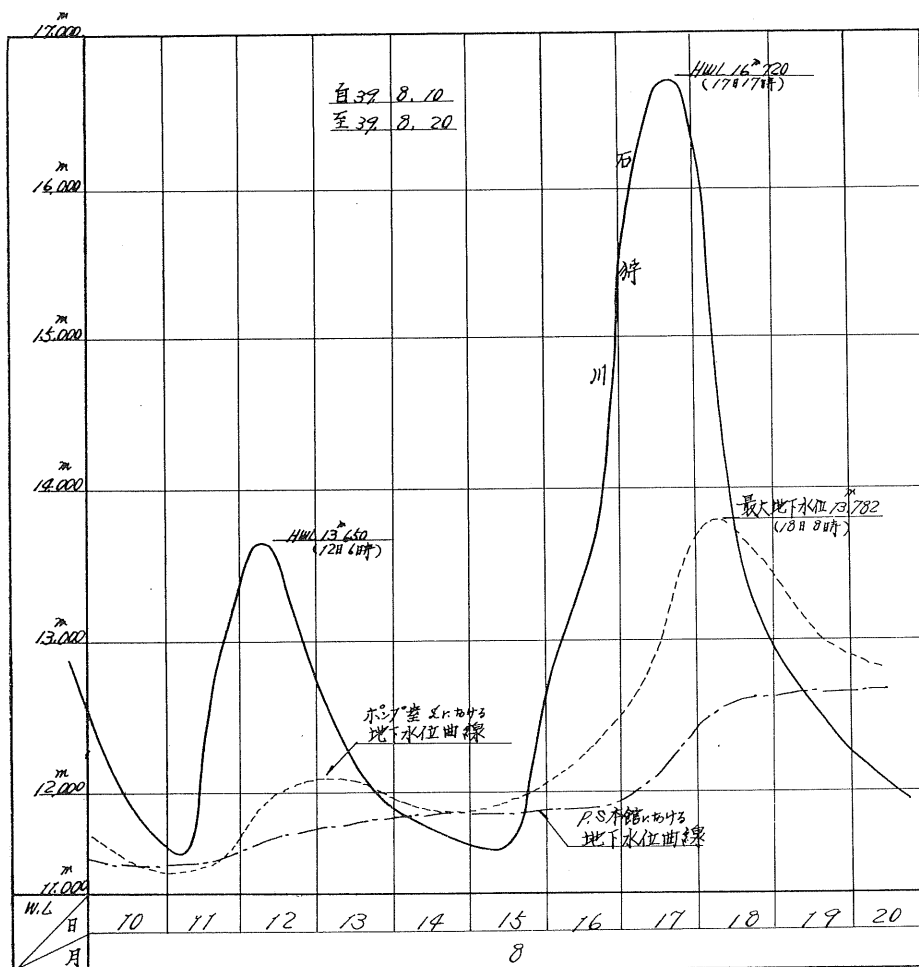


図-6 奈井江火力地点河川及び地下水位観測記録図

鋼矢板根入長の検討には大別すると、ヒービングに対して安定な必要根入長と、主働及び受働土圧との安定に必要な根入長、ならびにパイピングの発生を防止するに必要な根入長の検討との3項が考えられる。このうち最初のヒービング防止上の必要根入長については、軟かい粘土、またはシルト質地盤では検討の必要があるが、当地点のような砂質地盤では他の条件から決定しても支障がないので省略し、後記の2項についての検討を行なう。

(i) 主働および受働土圧の安定上からの根入長

掘削に伴ない発生する矢板背面の主働土圧及び水圧と、矢板前面の受働土圧とが安定を保つに必要な根入長を算定する。この検討に使用した設計用 N 値、内部摩擦角および、土圧値等の計算条件は、次のとおりである。

(設計用 N 値): 鋼矢板打込み地盤から1m毎に測定した14個の標準貫入試験値から求める。 N 値の分布状況は図-7のように相当のパラツキがある上に、深度補正の必要もあろうが、仮設構造物であるのでこれらの条件は無視し平均 N 値を採用することにし、 $\bar{N} \div 23.2$ とする。

(内部摩擦角 ϕ): 設計用 N 値を用い、大崎、Dunham、Peck の3式より内部摩擦角を算出すると、表-1のようになるが、今回の検討には、大崎および Dunham の2式による計算値、 $\phi = 37^\circ$ を採用する。

なお、一部には、シルトまたは、粘土質土の混入も見受けられるが、極めて薄く、レンズ状程度であるので砂質土とみなして粘着力は無視する。

表-1 内部摩擦角算出表

公 式 名	計 算 式	内部摩擦角
Peck の式	$\phi = 0.3N + 27$	34°
Dunham の式	$\phi = \sqrt{12} N + 20$	37°
大 崎 の 式	$\phi = \sqrt{20} N + 15$	37°

(土圧分布及び土圧値): 土留壁に作用する土圧の分布は土留壁の刚性、即ち壁体の移動の性質に左右され、一概に決定することは難かしい。特に Rankine の土圧分布は、壁体がその下端を中心に外側に傾くか、鉛直を保持したまま水平に移動する場合にのみ生ずることは、周知のとおりであるが、実験によれば壁高の1/1000の水平移動によっても土圧は三角形分布になることが確かめられている。一方この程度の水平移動は、一般の内部支保工の場合は十分生ずるものと考えられるので、今回の検討では、土圧は三角形分布をなし、土圧値としては Rankine の土圧値を採用することにする。なお上載荷重は、土砂換算高2.0mを見

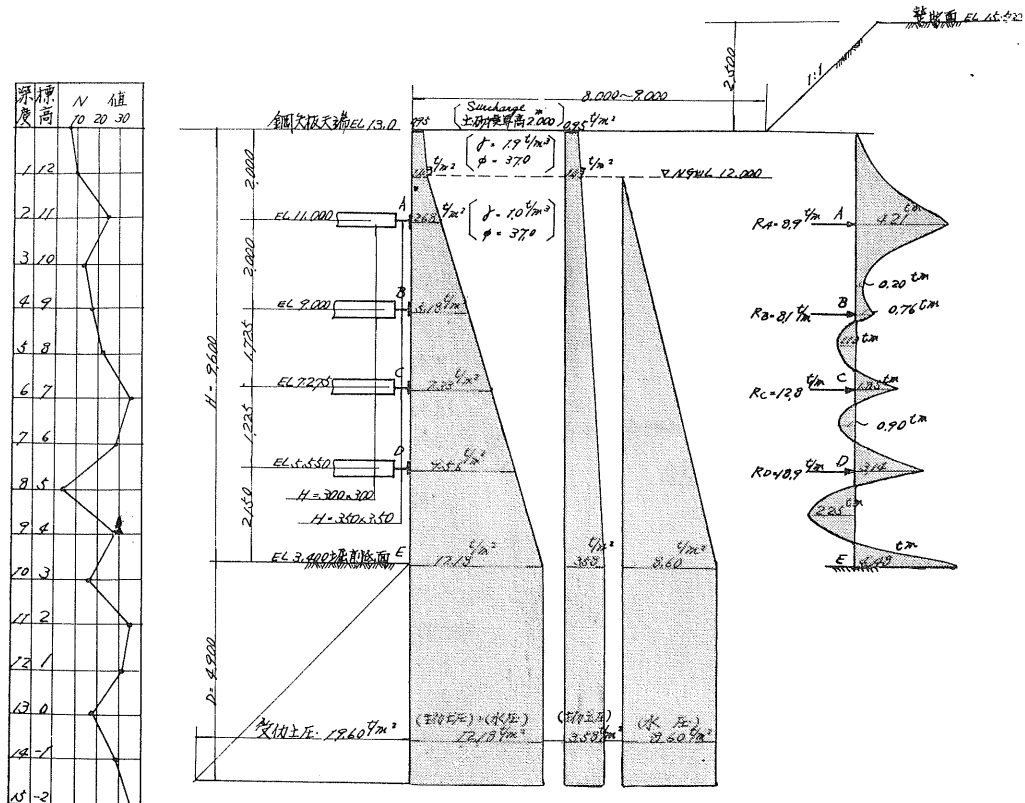


図-7 土留工設計概要図

込み作業時の重機の走向等に備えるものとする。
土圧強度の計算式は次のとおりである。

$$\text{主働土圧強度: } p_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \cdot \gamma \cdot h$$

$$\text{受働土圧強度: } p_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \cdot \gamma \cdot h$$

なお式中における各記号は次のとおりである。

ϕ : 土の内部摩擦角 = 3°

γ : 土の単位体積重量, 空気中 1.9 t/m^3 , 水中 1.0 t/m^3

h : 土圧計算点における土の深さ

以上の条件により, 各点の土圧及び水压強度を計算すると図-7 になる。図中, 矢板根入長を 4.9 m に仮定して D 点 (内部支保工最下段) に関する Moment を計算し, 安定度を検討してみると

$$M_{\text{右 (転倒 Momnet)}} = 297 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$< M_{\text{左 (抵抗 Moment)}} = 355 \text{ t} \cdot \text{m}$$

になり, 根入長は 4.9 m あれば安定で, この場合の安全率は約 1.2 である。なお G. P. Tschebotarioff の実験によると, 砂質土の場合の必要根入長は $0.43 H$, 即ち, 4.13 m あれば十分安全であり, 安全率は 2 と考えてよいと云われているので, 4.9 m の根入長はこの条件に対して妥当な値と考えられる。

(ii) パイピング防止上の必要根入長について

この検討は, 透水性地盤の矢板締切工法において, 最も重要な事項であるが, かなり難かしい要素を含んでいるものと考えられる。掘削に伴い, 矢板背面と前面との間に水位差が発生するが, 矢板先端が不透水層に達していない場合には, 基礎地盤中に水流を生じて掘削底面に浸透水が流出し, 水位差が大きくなると土が浸食されたり, 膨れ上っ

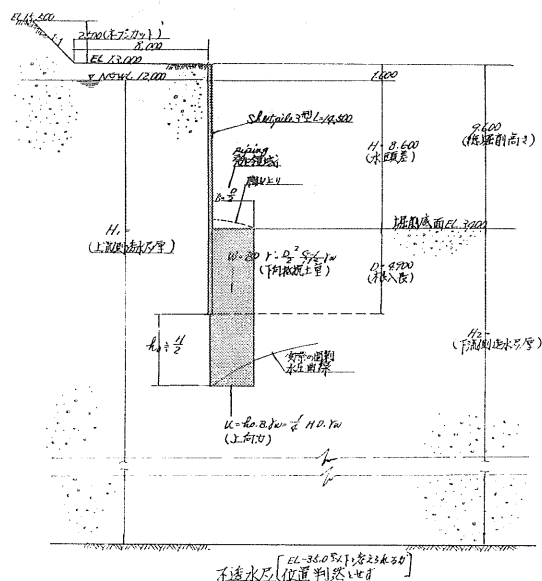


図-8 パイピングに対する矢板根入長の検討概要図

たりして, いわゆるパイピング現象を起して破壊に至る。この検討には, 流線網を画き, 基礎地盤中における間隙水压を求めなければならない。しかし, 流線網の作成には不透水層の位置が必要であるが, 通常この位置は判然としない場合が多く, 当地点においても, ボーリング及び現場揚水試験による透水係数の測定等の調査を実施したが不透水層の位置を確認することはできず, 次の程度のことが判明したに過ぎなかった。

○EL-5.0 m (深度約 20 m) 付近より上部の層は, 相対密度が中位でシルトまたは, 粘土分の含有量は極めて少ない礫交り砂層で, 透水係数は $(4 \sim 8) \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ 程度である。

○EL-5.0 m ~ EL-35.0 m (深度約 50 m) までの層は, N 値 $40 \sim 70$ で, 相対密度が大きく, シルト以下の含有量も, $10 \sim 30\%$ とかなり多いので, 上部層に比し, 透水性は相当低いようである。

○EL-35.0 m より下部の層については, 調査を実施していないので明らかではないが, 道立地下資源調査所のボーリング資料によれば, 急激な変化はなく, 上部の層に, ほぼ類似のものと推定される。

このような状況からパイピング防止のため根入長の計算条件は, 一部を仮定し, 次のとおりにした。

○パイピング発生領域は, K. Terzaghi の提唱にもとづき矢板壁から, 矢板根入長の $1/2$ 以内であるとする。

○パイピング発生領域における矢板先端の間隙水压 h_0 は, $h_0 = H/2$ で一様であると仮定する。(当ポンプ室基礎工事のように, 矢板背面側の地盤の高い場合は, 佐川・鈴木の実験により, $h_0 \leq H/2$ であることが確認されている。また間隙水压は矢板から遠ざかるに従い小さくなるのでこの仮定は安全であると考えられる)

○土質関係の諸数値は次のとおりとする。

間隙比 $e = 0.75$, 土の比重 $G = 2.65$,

水の比重 $\gamma_w = 1.00$

以上の条件で安全率 $F_s = 1$, 即ち, パイピング発生限界における状態を考えてみると

$$F_s = \frac{W}{u} = \left(\frac{D^2}{2} \cdot \frac{G-1}{1+e} \gamma_w \right) / \left(\frac{1}{4} H \cdot D \cdot \gamma_w \right) = 1$$

になる。これより矢板根入長 D を求めると, $D = 4.56 \text{ m}$ になるが, この工事の場合は, 仮説的なものであるので 1 割程度の余裕を見込み $D = 4.9 \text{ m}$ にする。

しかし, この値は, 矢板先端における間隙水压を $H/2$ に仮定したものであり, 多少問題があるので試掘工事によりパイピングの発生限界を調査することにした。

試掘工事は, ポンプ室中心において, 直径 4.46 m に鋼矢板 (III 型, $L = 12.5 \text{ m} \cdots 17$ 枚, $L = 10.0 \text{ m} \cdots 18$ 枚) を打込み, 内部の掘削と, 土質および湧水量測定等の調査を行

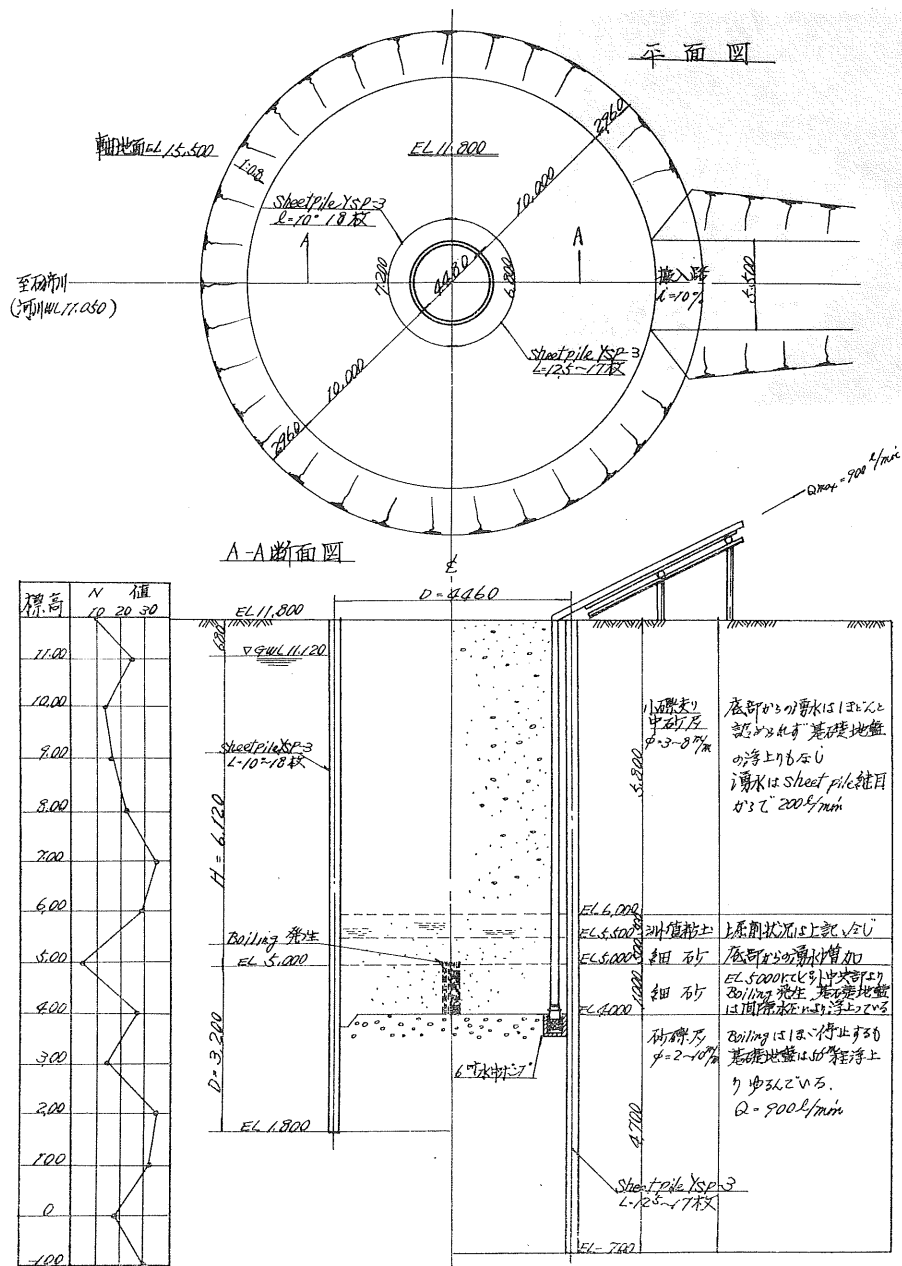


図-9 ポンプ室試掘工事状況図

なった。

試掘の際の条件と、パイピングの発生に至るまでの経過は図-9のとおりであり、EL 5.0 m に至ると、写真-1 のように、ピット中央において激しいボイリング現象が発生した。この時の水位差 H と、根入長 D との比は、 $D/H = 3.20/6.12 = 52.3\%$ であった。一方前記の仮定条件で算出した、パイピング発生限界における D/H は 53.0% であり、試掘工事の結果とよく合致しており、 0.7% 計算値が安全側であることが確認された。

このように、計算による根入長は試掘工事により、妥当性が確認されたので、根入長は 4.9 m にし、使用鋼矢板の全長 L は、 $L = 9.6 + 4.9 = 14.5\text{ m}$ に決定した。

3) 鋼矢板の打込みに対する検討

先きの検討により、この工事に使用する鋼矢板長は、 14.5 m になったが、この鋼矢板を座屈または、離脱させることなく完全に打込み得ることが、土圧、水圧の締切上、極めて重要である。このためには、打込みの際の地盤貫入抵抗力を把握し、この貫入抵抗力に対して座屈させずに打



写真-1 試掘工事におけるボーリングの状況

込み得る断面性能の鋼矢板を選定することと、所要の打撃力を有する打込み機械を選定することが必要である。以下その概要について述べる。

(i) 打込み時の地盤貫入抵抗力

鋼矢板打込み時の貫入抵抗力を求める方法は、鋼ぐいの極限支持力を求める方法と類似のものと考えられるので、ぐいの支持力公式により算出することにする。しかし、ぐいの支持力公式には多数あり、各種の土質に対する適合性や、先端開放ぐいにおける先端断面積のとり方等问题点が多いので、試掘工事用の鋼矢板打込みの際に、ラムストローク、貫入量、リバウンド等の測定を行なってみた。この

結果は、図-10 のとおりで、これより鋼ぐいのくい打公式のうち比較的その適合性の高い、Hiley 系の公式により貫入抵抗力を算出してみると、図-11 のように、Meyerhof 修正式による値との適合性が高いようである。しかし、今回の試験では、打撃エネルギーの測定と、載荷試験を実施していない上、標本数も少ないため、前記の関係の信頼度には、疑問もあろうが、他に適当な方法が見当たらないことと、今回の検討では、打込みの可能性という概略の指針を得るためのものであるので、一応 Meyerhof 修正式により、地盤の貫入抵抗力を算出する。

計算式 (Meyerhof 修正公式)

$$Q_s = 40 \cdot N \cdot A_p + 1/5 \cdot \bar{N} \cdot L \cdot A_s$$

ここに Q_s : 鋼矢板の極限抵抗力

N : 鋼矢板の先端の N 値

$\bar{N}$: 鋼矢板貫入深さにおける平均 N 値

A_p : 鋼矢板の先端断面積 = 0.092 m² (矢板 2 枚分)

A_s : 鋼矢板の周表面積 = 2.1 m²/m (矢板 2 枚分)

上記の式により、深度 1 m 毎の地盤貫入抵抗力を計算すると、図-12 のとおりである。

(ii) 打込み時の限界座屈抵抗力

打込み中の段階において、地上露出部分は、側方拘束がないので、この部分で座屈が生じないように鋼矢板断面が必要であるが、この種の動的座屈の問題に関しては、現在の所一般に認められた解法が見当たらないので、建築学会の

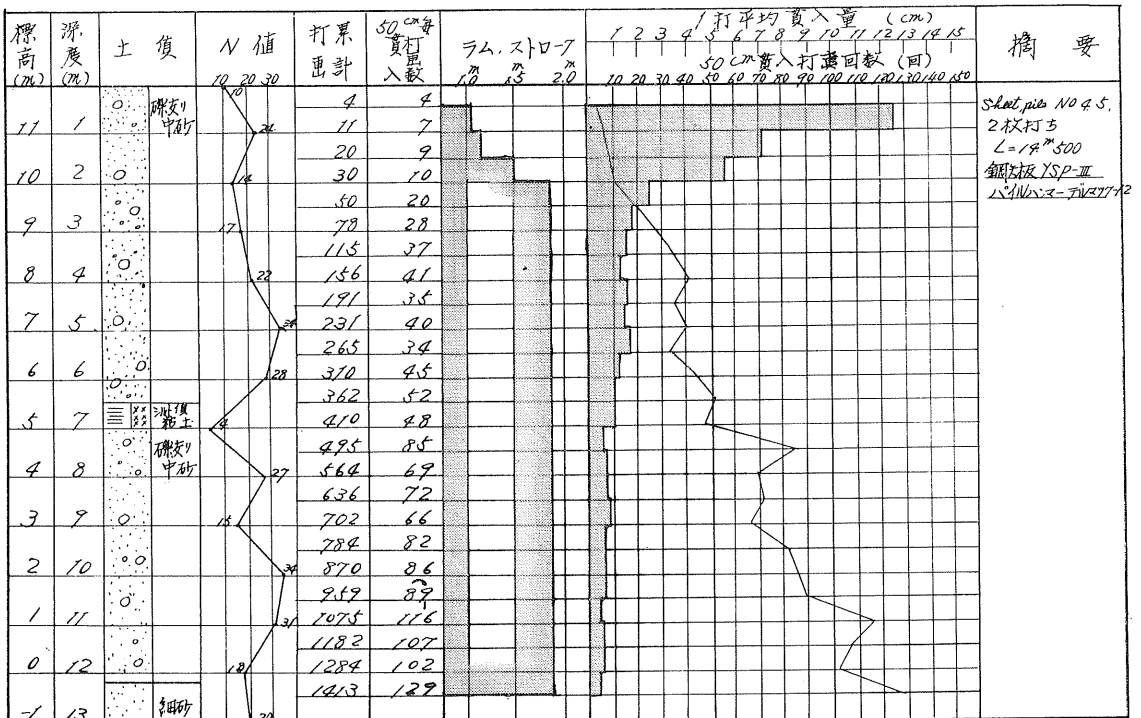


図-10 鋼矢板試験打記録

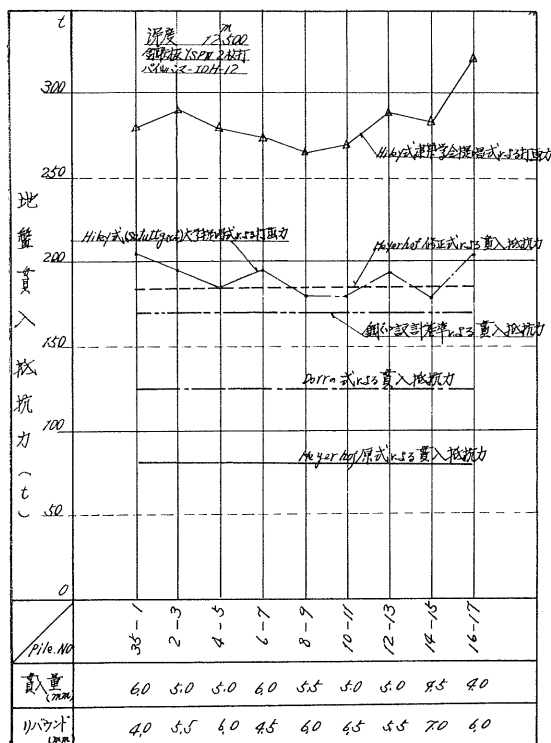


図-11 鋼矢板貫入抵抗力比較表 (試掘用試験打記録より)

「鋼ぐい設計規準」の方法により検討することにする。

鋼矢板は、パイルハンマーとキャップの寸法上から、2枚打ちとなるが、この場合の断面性能のとり方には、継手の緊結を無視するか、継手の緊結を考慮し、矢板の壁軸に対する値にするかの2とおりがある。実状としては、両者の中間的な状態で打込まれるものと考えられるが、これを定量的に把握することは困難であるので、一応継手の緊結効果は無視することにした。

計算式は次のとおりで、III型、 $L=14.5$ mの鋼矢板について検討してみる。

$$P = \sigma_y \left/ \frac{w}{A} + \left\{ e_0 + (l_1 + l_R)/500 \right\} / Z \right.$$

ここに P : 鋼矢板の限界座屈抵抗力

σ_y : 鋼矢板の限界応力度 $= 3.5$ t/cm²

w : 座屈係数

A : 鋼矢板の断面積 $= 152.8$ cm²

Z : 鋼矢板の断面係数 $= 392$ cm³

e_0 : 打撃力の偏心距離 $= 1$ cm

l_1 : 鋼矢板の地上露出長

l_R : 地表面より仮想固定点までの深さ $=$

$$\beta^{-1} = 110 \text{ cm}$$

$$\beta: (E_s/4 \cdot E \cdot I)^{1/4}$$

E_s : 土の弾性係数 $= 100$ kg/cm²

E : 鋼矢板の弾性係数 $= 2.1 \times 10^6$ kg/cm²

I : 鋼矢板の断面2次モーメント $= 1.920$ cm⁴

以上の条件で算出した限界座屈抵抗力と、地盤貫入抵抗力の関係を取りまとめると、図-12のようになる。

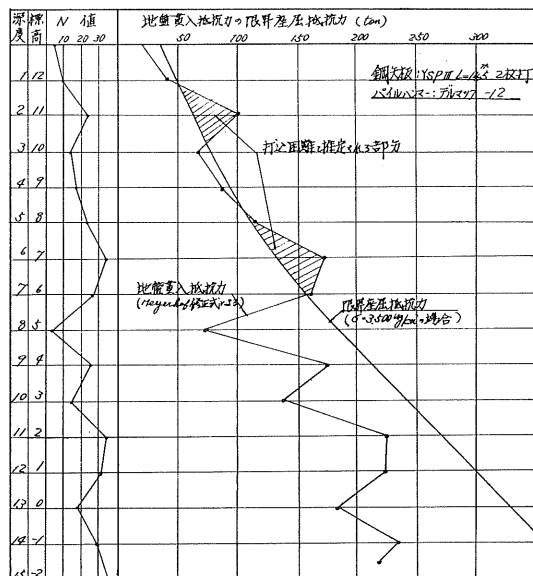


図-12 鋼矢板の打込に対する検討概要図

この図によると、深度2 mと、6 m付近では、座屈のおそれがあり、III型の打込みは難しいようである。しかし、IV型では、相当の工事費増を招く上に、地盤貫入抵抗力の計算では、全深度に亘り先端閉鎖断面積を採用しているため、上部層の貫入抵抗力はやや過大に算出されており、鋼矢板継手の緊結作用による剛性の増加も考慮されるので、打込み時の施工を慎重に行なうことを条件にし、鋼矢板は、III型を採用することにした。

(iii) 打込み機械の選定について

鋼矢板の打込みは、落錘による方法と、ディーゼルまたはスチームハンマーによる方法との2つに大別されるが、(ジェット打ち工法もあるが、水密性の確保に問題があるので除外する) 頭部破損や、傾斜、ねじれを極力防止し、打込み時の正確さを期するため、後者の、ディーゼルハンマーを使用することにした。

ハンマー容量については、打込み時の最大貫入抵抗力230 tonに対し、デルマック12型で、沈下量3 m/m、リバウンド8 m/mとすると、Hiley公式による打撃力は、320 ton程度期待できるので、打込機械は、ディーゼルハンマーデルマック12型を使用することにした。

4) 鋼矢板壁及び内部支保工材の設計

土留壁に作用する荷重は、先に矢板根入長検討の項で計算したとおりであり (図-7参照)、これらの荷重はすべてマーケットサイズのH型钢で負担することにした。

H 型鋼は、断面性能に方向性があり、圧縮材としては、力学的に不利であるが、鋼材加工費の節減や撤去後の他工事への流用価値、すなわち、残存価格等の経済的有利性を考慮してこれを使用することにしたわけである。

土留工材の主なる設計条件ならびに特に留意した事項を列举すると次のとおりである。

- 土留工材の許容応力度は、鋼材の短期許容応力度を採用し、 $2,400 \text{ kg/cm}^2$ とする。
- 鋼矢板壁は、掘削底面を固定とし、内部支保工各段を支承にする連続梁とする。
- 腹起部材は、上記計算による支承反力を荷重にする固定

梁とし、スパンは方づえ材間の中心間隔とする。

- 切梁部材は、2方向の交点に支柱を打込み、各交点を緊結することにし、交点間をピン支持とする圧縮部材として計算する。

- 内部支保工の平面配置は、外壁及び導流壁等のコンクリート壁を極力避けると同時に、掘削その他の作業能率の観点から6m以上にする。

- 鉛直方向の内部支保工は、前記平面配置に対し許容応力度以内になるよう適切な配置にすること。

以上の諸点を考慮して、種々試算の上決定した内部支保工は図-13のとおりで、腹起部材に H-350×350×12×19

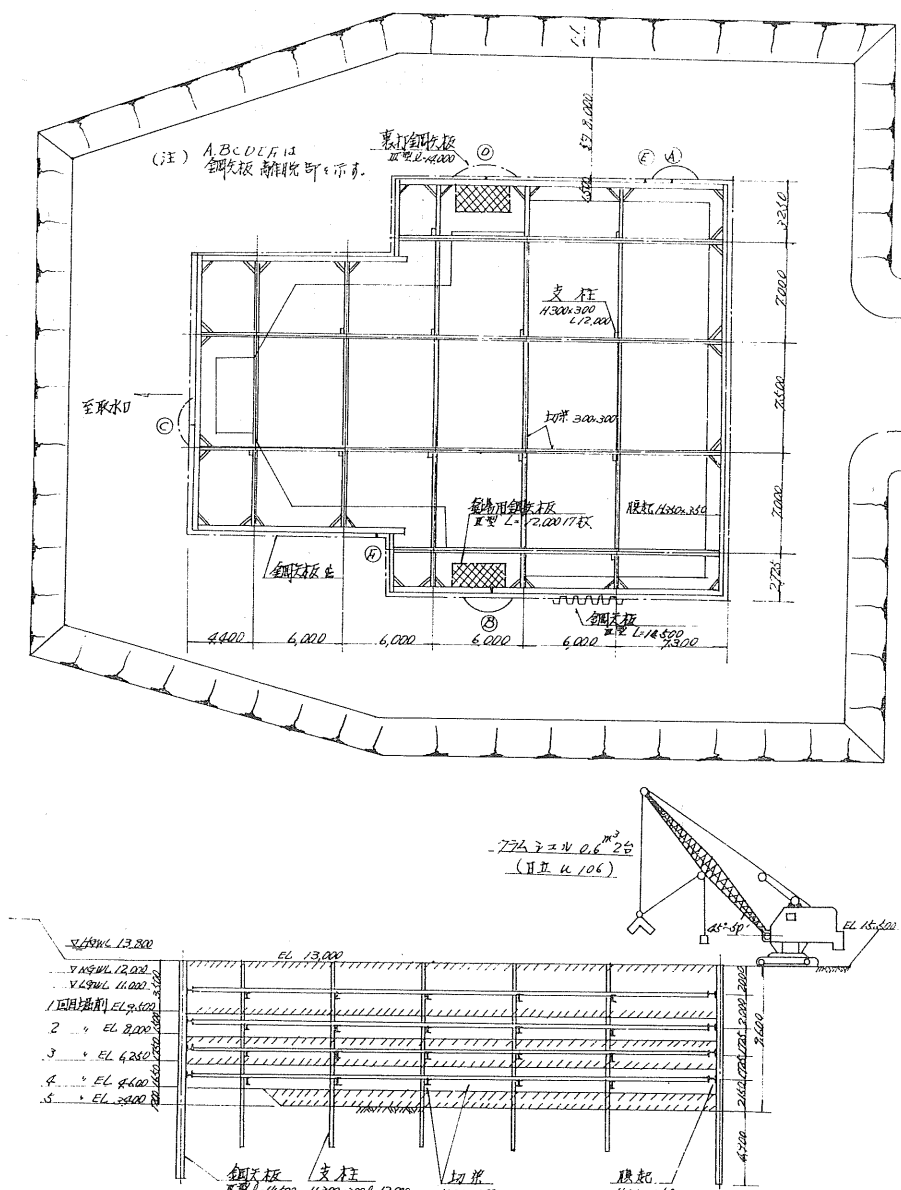


図-13 ポンプ室基礎工事掘削概要図

表-2 内部支保工設計概要表

内 部 支 保 工	荷 重 (t/m)	腹起部材 (H-350×350×12×19)	切梁部材 (H-300×300×10×15)
		ス パ ン 5.5 m $I_x = 35,100 \text{ cm}^4$ $Z_x = 2,000 \text{ m}^3$ $\sigma_a = 2,400 \text{ kg/cm}^2$	$A = 106.3 \text{ cm}^2$ $I_y = 5,990 \text{ cm}^4$ $i_y = 7.5 \text{ cm}$ 座屈長 7.5 m 細長比 100 $\sigma_{ca} = 2,400 - 0.05 (100)^2$ $N_a = A \cdot \sigma_{ca} = 202 \text{ ton}$
1 段 目	8.9	$M = 22.4 \text{ tm}$ $\sigma = 1,120 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a$	$N = 67 \text{ t} < N_a$
2 段 目	8.1	$M = 20.4 \text{ tm}$ $\sigma = 1,020 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a$	$N = 61 \text{ t} < N_a$
3 段 目	12.8	$M = 32.3 \text{ tm}$ $\sigma = 1,615 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a$	$N = 96 \text{ t} < N_a$
4 段 目	18.9	$M = 47.7 \text{ tm}$ $\sigma = 2,385 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a$	$N = 142 \text{ t} < N_a$

切梁部材に H-300×300×10×15 を使用し、鉛直方向 4 段の配置になった。なお、各部材の設計概要は、表-2 のとおりで、上段部材の応力度には、相当の余裕を見込んでいるが、これは設置における掘り過ぎや、撤去時点の荷重状態に備えるための措置である。

また、鋼矢板の応力度は、内部支保工が、鉛直方向 4 段の配置になったため、最大でも 340 kg/cm^2 と十分余裕のある設計になった。

5) 内部湧水量の検討について

鋼矢板締切内部の湧水量は、継手からの漏水を無視すれば、底部からのみ流入する場合の、Forchheimer による井戸公式、即ち、 $Q=4 \cdot k \cdot s \cdot r$ で与えられる。

この工事では、上式における諸数値を、現地揚水試験と試掘工事等の状況から次のとおりにした。

k : 垂直方向透水係数 $= 1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ (揚水試験による水平方向の平均値 $4 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ に対し、垂直方向は、ラザス・ホワイト著「締切工論」からこの 1/4 にした。

s : 水頭差 $= 8.40/2$ (鋼矢板根入長による損失を、全水頭の 1/2 に仮定した)

r : 井戸半径 $= 9.9 \text{ m}$ (等値面積を有する円に換算)

以上の条件で湧水量を計算すると $10.2 \text{ m}^3/\text{min}$ になるが継手からの漏水量を考慮し、最大 $12 \text{ m}^3/\text{min}$ に決定した。

4. 工事の実績について

この工事の施工期間は、昭和 40 年 9 月から、翌 41 年 10 月までの 13 カ月間で、その実施工程は、表-3 のとおりである。

施工方法は、まず地表 (EL 15.5 m) から EL 13.0 m まで 2.5 m をオープンカットし、この地盤より、III 型、 $L=14.5 \text{ m}$ の鋼矢板 317 枚を打込みの上、内部支保工 (総重量 268.7 ton) の設置作業に合せ、基礎底面まで、深さ 9.6 m の掘削を進め、40 年 12 月 23 日これを完了した。

当初は、40 年末までに敷コンクリートを完了し、冬期間の作業は、中止の予定であったが、鋼矢板の離脱や、底部からの湧水状況からみて、翌春の融雪期まで放置することは、基礎地盤の軟弱化と、土留工に対する悪影響が考えられたので、冬期間もコンクリートの打設を継続して行なった。なお、内部支保工の撤去と、鋼矢板の引抜きは、各々外壁コンクリートが、EL 11.8 m 及び EL 13.0 m まで完了した時点に行ない、41 年 10 月 4 日、総量 3,376 m^3 のコンクリート打設を完了した。

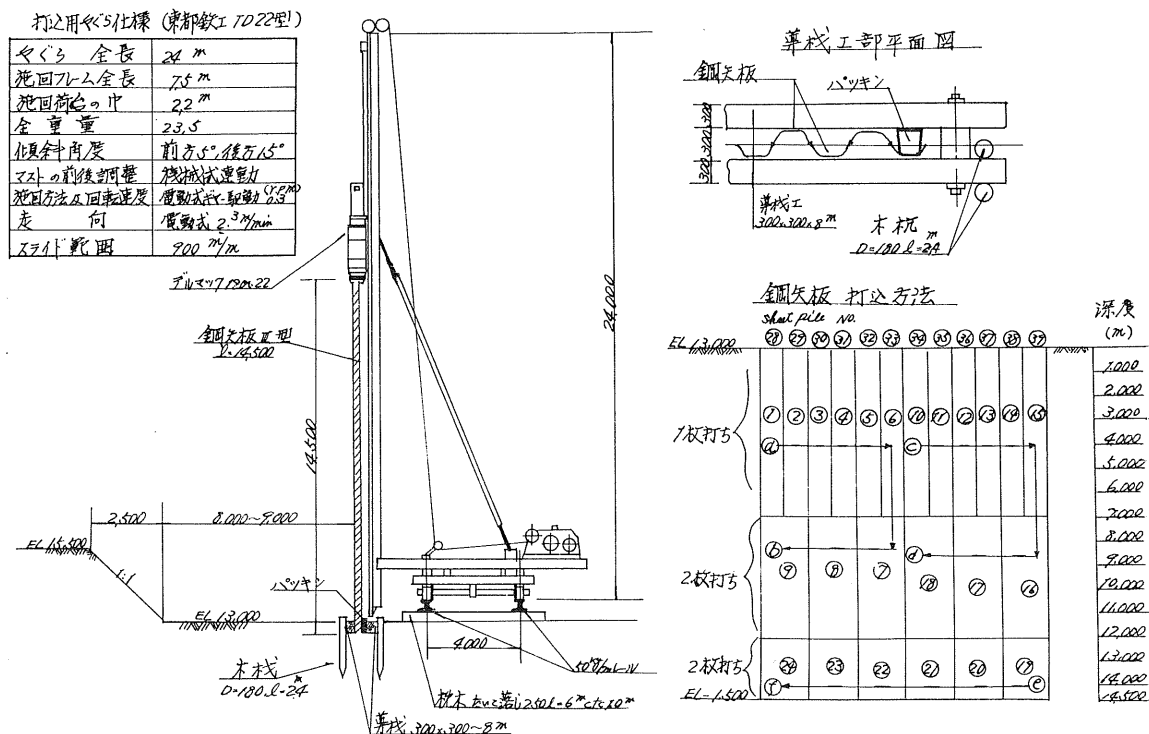
今回の報告では、本工事のうちでも、比較的特異性の考えられる EL 13.0 m 以下の施工、即ち、鋼矢板の打込みと内部支保工の設置、ならびに、地下水位以下の掘削状況等について述べる。

1) 鋼矢板の打込みについて

土留用鋼矢板は、前記検討にもとづく、III 型、 $L=14.5 \text{ m}$ であるが、この他に、湧水処理の釜場用と、土留用鋼矢板離脱部の裏打に使用した鋼矢板を含めて取りまとめると表-4 のとおりで、総打込み枚数は 317 枚 ($A=2,259.2 \text{ m}^2$, $W=339 \text{ ton}$) である。鋼矢板の締切計画線は、外壁との最小間隔を 1.5 m にし、湧水処理の釜場スペースや、内部支保工の形状等を考慮し、図-13 のように決定した。

鋼矢板の打込みは、主として締切計画線の内側に設置した走行路 (50 kg/m レール使用) にて、東都鉄工製 TD 22 型やぐらに、デルマック 12、または 22 を装備して行なっ

表-3 ポンプ室工事工程表

[illegible]

図—14 鋼矢板打込み概要図

表-4 鋼矢板使用一覧表

使用場所	型式	長さ (m)	枚数	面積 (m ²)	重量 (t)
土留用	Ⅲ型	14.5	317	1,838.6	275.79
釜場用	"	12.0	34	163.2	24.48
離脱部裏打用	"	14.0	46	257.6	38.64
合 計			397	2,259.4	338.91

た。また一部は、工程短縮のため、日立 U 106 パワーショベル本体にハンマーリーダーを取付け、デルマック 12 を使用して打込みを行なったが、移動、建込みに要する時間が多いうえ、作業範囲も狭いことから施工能率はよくなかった。

打込みに当っては、図-14 のように、締切計画線に導材工を設置し、これに従い距離及び鉛直方向をスチールテープとトランシット 2 台により検測し建込みの正確を期した。

鋼矢板は、打込み時、進行方向に傾斜する傾向がある。この対策としては、鋼矢板をある枚数同時に建込み均し打ちを行なう方法と、傾斜に合わせてその都度鉛直度修正用のくさび形矢板を製作し、打込んで行く方法の 2 とおりがあるが、この工事では、工程短縮と工費節減の見地から、前者の均し打ち工法により傾斜を防止することにした。均し打ちの方法は種々採用してみたが、当地点の土質と鋼矢板長に対しては、図-14 のような方法が適当なようであった。しかし、この方法によっても、多少の傾斜は防止できず、一部はワイヤーロープにより引張り修正の上打込んだ箇所もあった。

鋼矢板の打込み実績は、図-15、及び表-5 に示すとおりで期間平均 8.5 枚/day であり、これに要した主要機械と、労務者の稼働実績は、表-6、7 のとおりである。

鋼矢板の打込みに要した総打撃回数は、2 枚当り、FSP III A 型で 800~3,000 回、YSP III 型で 400~1,200 回であった。また、最終貫入量の調査結果は、図-16 のとおりで、2 枚当り平均 18 mm/回 であり、これより Hiley 公式で貫入抵抗を算出してみると、約 209 ton になり、事前検討で算出した値には近い傾向を示してはいるが、個々の

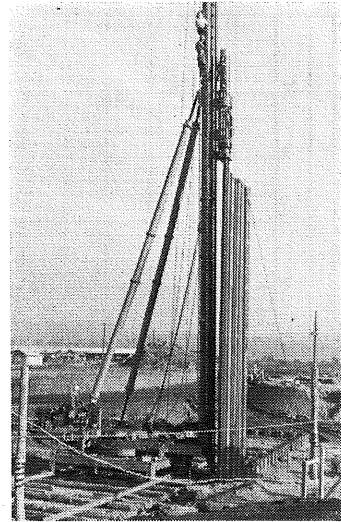


写真-2 鋼矢板打込み状況 (その 1)

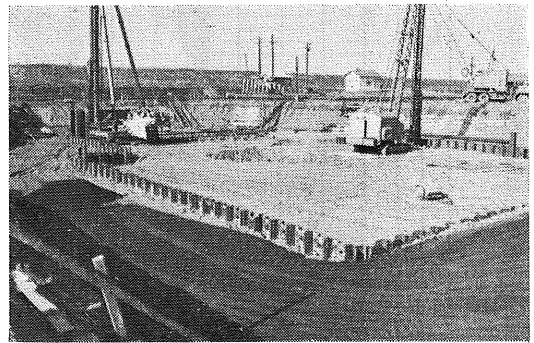


写真-3 鋼矢板打込み状況 (その 2)

値についてみると、図-16 の数字で示すように、相当のバラツキが見受けられる。このバラツキは、地盤の相対密度の変化によることも原因であるが、鋼矢板の建込み精度や鋼矢板自体の曲りに支配される継手部の、摩擦力の差が最も大きな原因と考えられる。打込み時の継手部摩擦力は、内部支保工の支柱用 H 杭の打込みや、関連工事の基礎杭の打込み状況からみて、平均で地盤のみの貫入抵抗力の約 40%、大きい場合は 100% 程度と推定される。

表-5 鋼矢板打込み実績表

総 打 込 み 枚 数	351 枚	土 留 用 L = 14.5 m-317 枚 釜 場 用 L = 12.0 m-34 枚
総 稼 働 日 数	41 日	
純 稼 働 日 数	28 日	
総稼働日数当り打込み能率	8.5 枚/日	パイルハンマー 2 台使用
純稼働日数当り打込み能率	12.5 枚/日	" "
期 間 最 大 打 込 み 枚 数	25 枚/日	" "

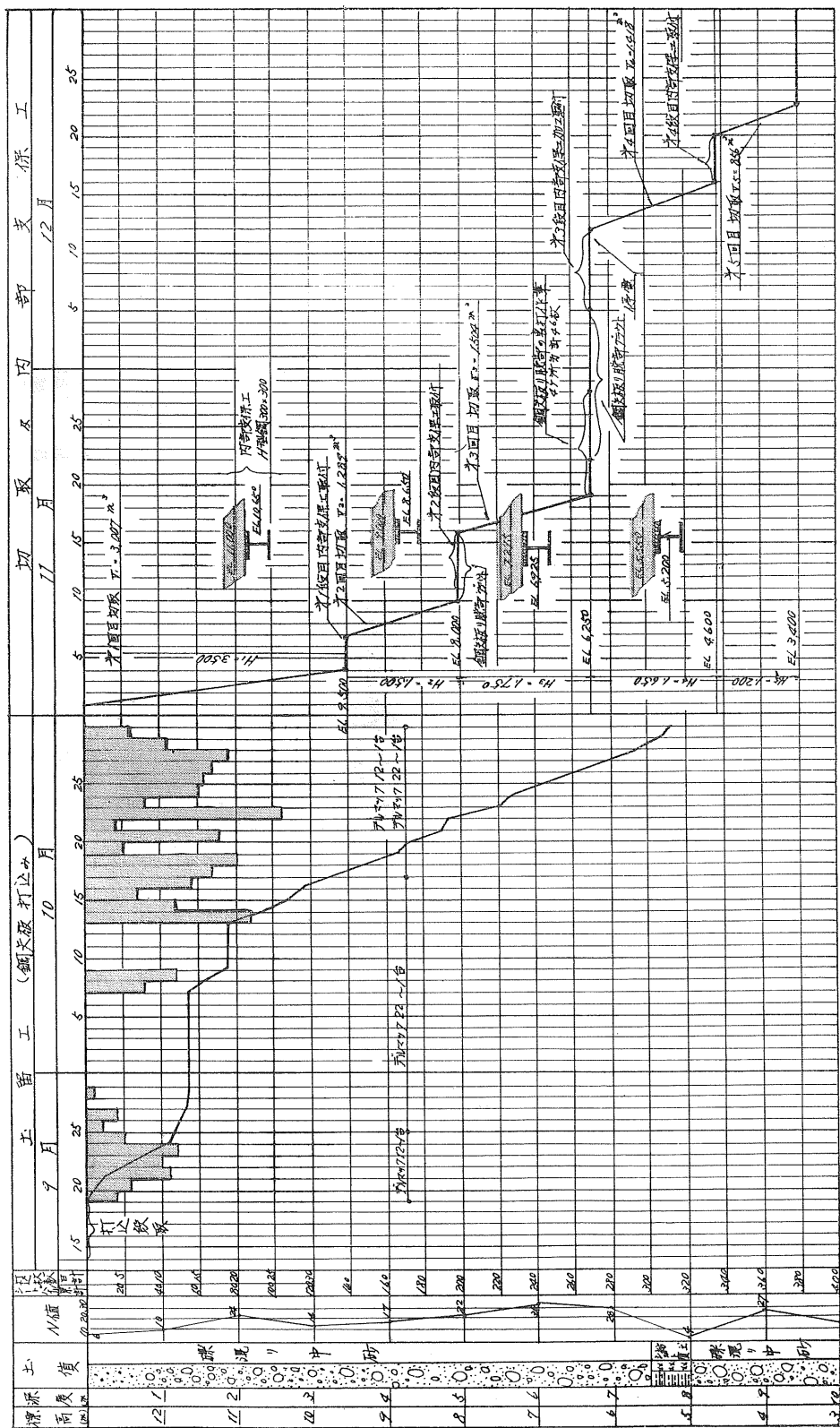


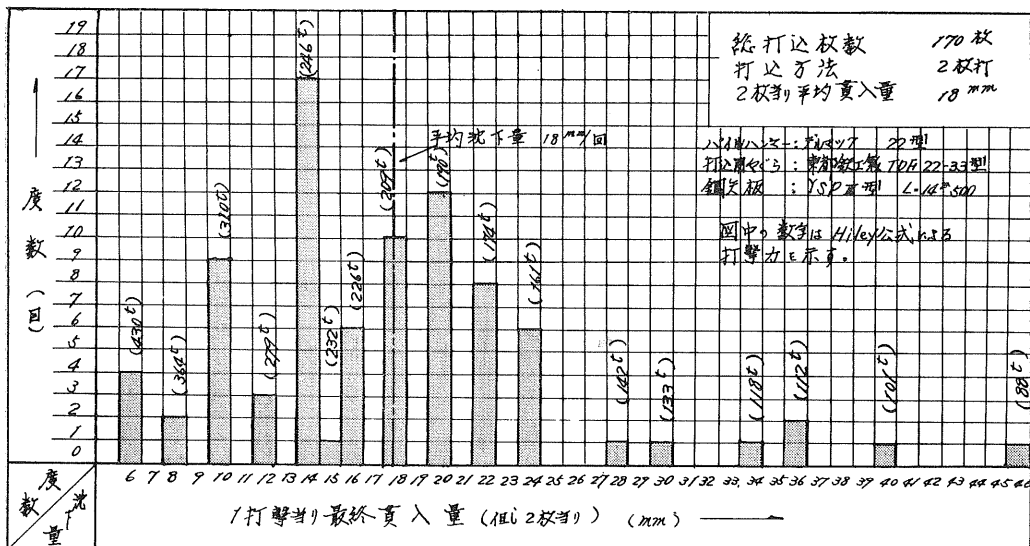
図-15 ポンプ室基礎工事施工実績表 (但し EL 13.00 m 以下)

表—6 鋼矢板打込み用機械稼働実績表

機 械 名	仕 様	稼働日数	摘 要
デルマック 12	IDH-12	19	} デルマック 12 に取付
デルマック 22	IDH-22	22	
デルマック用やぐら	東都鉄工製 TD-22	28	
デルマック用ハンマーリーダー		13	
ショベル 本体	日立 U 106	13	傾斜修正他
ブルトーザー	D-50	5	
トラック, クレーン	日立 F 106 ブーム長 30 m	32	建込小運搬
ショベル, クレーン	日立 U 106 ブーム長 19 m	22	"
溶 接 機		36	
ガス切断器		36	

表—7 鋼矢板打込み用労務者稼働実績表

職 種	稼 働 実 績		1 枚当り実績		摘 要
	出 面	歩 付	出 面	歩 付	
才 夫	167	247	0.476	0.704	鋼矢板打込及びデルマック組立解体, 方向転換共
大 工	44	62	0.125	0.177	導材工設置及びデーター記録
機 械 工	41	49	0.117	0.140	機械, 組立, 修理他
電 工	12	16	0.034	0.046	小仮設その他
鍛 冶 工	41	49	0.117	0.140	吊込用穴明, 共下り防止その他
人 夫	164	213	0.467	0.607	グリース塗り, ナンバーリングその他才夫手元
合 計	469	636	1.336	1.812	III 型 L=14.5 m, 317 枚 } 当り III 型 L=12.0 m, 34 枚 }



図—16 鋼矢板最終貫入量測定記録

III 型の打込みに対する事前検討では、一部の深度で座屈の懸念があったが、実施の結果、一応座屈せずに打込むことができた。これは、先きにも述べたが、鋼矢板継手部の緊結作用による剛性の増加と、上部の浅い層における先端閉塞効果が小さかったためと考えられる。

しかし、当初懸念した、地上露出部分の座屈とは別に、掘削の結果、後で述べるように、鋼矢板継手部に離脱現象のあることが判明し、施工上の難点になった。

離脱の原因は地盤の相対密度と鋼矢板長に対して、剛性が不足であったことや、埋木等によるものであろうが、打込み中の状況と、離脱箇所の関係や、前記の継手部摩擦力の大きさ、ならびに、この工事に継続して行なった関連工事の鋼矢板締切の結果から判断すると、次のような事項も、見逃せない原因と考えられる。

○鋼矢板はすべて、新品を使用したが生、一部曲りの大きいものが混入していたこと。

○傾斜防止のため、均し打ちを行なったが、建込枚数が多すぎて、継手間に過大な引張力が発生したこと。

○鋼矢板の継手には、多少の余裕があるため、打込み延長に増減が生ずるが、これを締切計画線に合わせるため、無理な建込みを行なった場合。

○その他、打撃力の偏心や、傾斜修正のため無理な引張り方等、打込み精度に関する事項。

これらの事項が、単独、または、重なり合い、前記の継手部摩擦力、すなわち、貫入抵抗力の増大、ひいては、鋼矢板の過大応力の発生となり、離脱を招く要因になったのが、実状のようである。

2) 内部支保工の設置、ならびにその応力状況についてこの工事の土留用内部支保工は、前述のとおり、マーケ

ットサイズの H 型鋼であり、工場における加工製作は、継手部と、火打、方杖金物等の補助部材程度である。

支保工材の内訳は表-8 のとおりで、鋼材総重量で 268.7 ton を使用した。

表-8 内部支保工材使用内訳表

部 材 名	仕 様	重 量 (t)
支 柱 材	H-300×300×10×15	18.1
腹 起 材	H-350×350×12×19	71.7
切 染 材	H-300×300×10×15	99.5
補 助 材	ピース、ブラケットジャッキ	21.9
補 強 材	アングル、プレート他	57.5
合 計		268.7

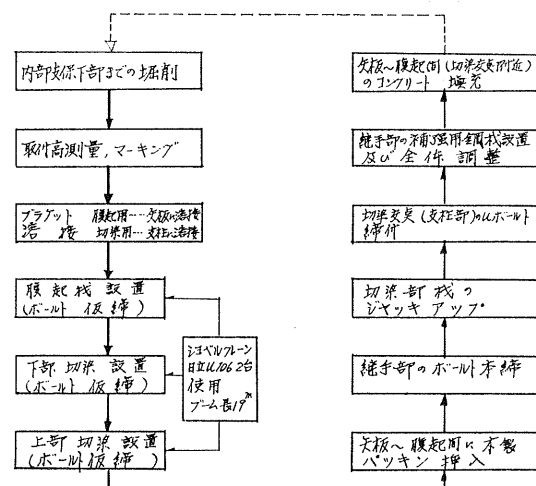


図-17 内部支保設置順序説明図

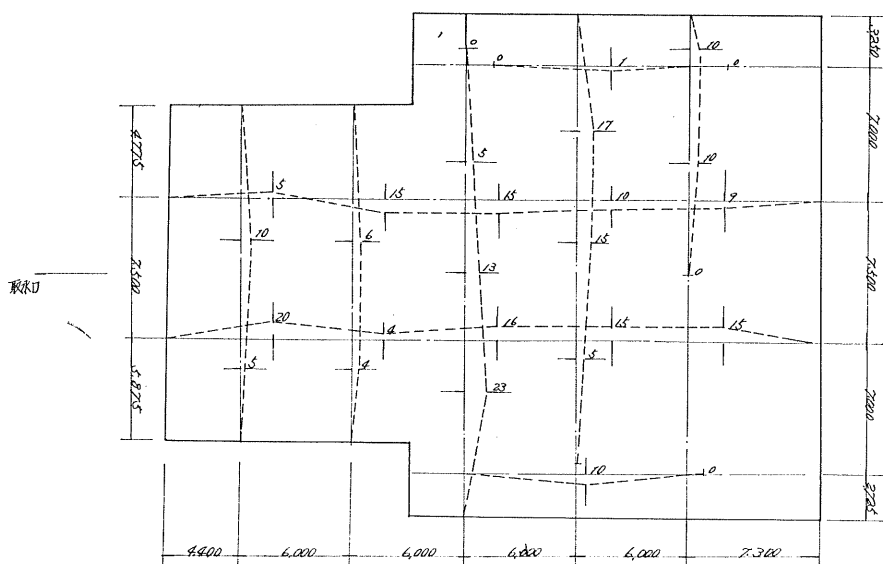
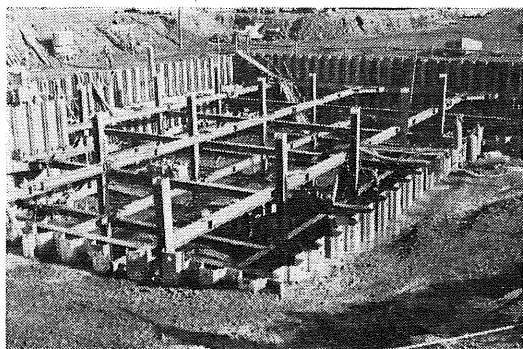


図-18 内部支保工水平変位実測図 (第1段目)



写真—4 内部支保工設置状況 (2 段目)

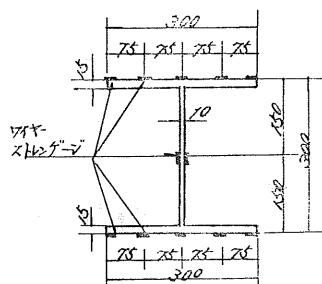
設置の方法は、まず鋼矢板の打込みに引続き、デルマック 12 及び 22 を使用して、支柱材 (H-300×300, $L=12$ m) 16 本を打込み後、各段の内部支保工下部までの掘削に合せて、図-17 に示す順序により行なった。また、鋼矢板と腹起材との空隙は、一般部を木製パッキンで、切梁交点付近は、貧配合のコンクリートを填充することにより、腹起材に掛る荷重を均等化するように配慮した。

3 段目までの内部支保工設置後、切梁の水平変位を実測してみると、図-18 のとおりで、約 20 mm、最大では、40 mm 程度の曲りを生じた部材もあった。据付に当っては、トランシット、レベル及びピアノ線等により、正確に行な

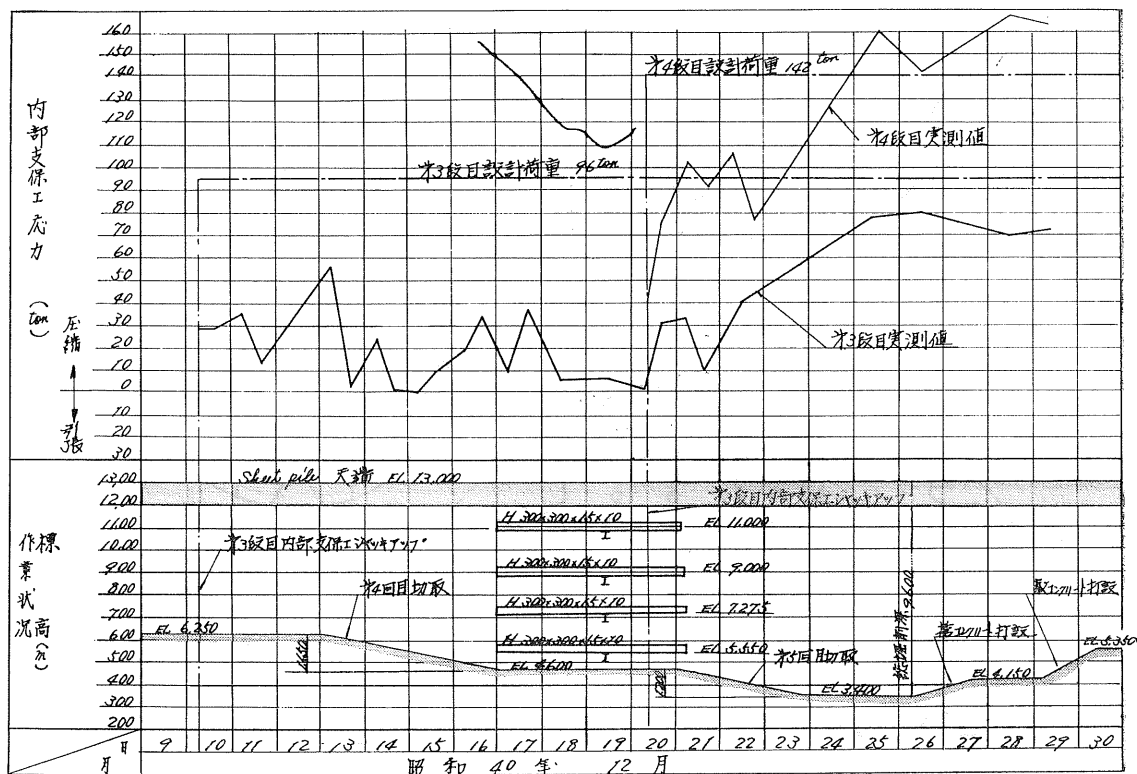
ったのであるが、ジャッキアップ、ならびに荷重の増加に伴い、前記のような変位を生じたものである。

これの主な原因は、市販の H 型鋼を使用したため、切梁継手両端における、エンドプレートの軸方向に対する直角度の誤差によるものであるが、上下方向の変位が 3 mm 程度で比較的良好な状態であることからみると、先きにも述べたとおり、圧縮材として、断面係数に方向性 (水平方向は上下方向の約 1/3 である) のあるものを使用したことも間接的な原因に考えられる。

このような状況から、設置済みの部材は、後に述べる鋼矢板離脱部のグラウト注入時の復水に合せて、曲りの整理を行なうと同時に、設計荷重の大きい、4 段目の部材は、現地最寄りの砂川市における工場で、仮組、修正の上、使



図—19 ストレンゲージ設置図



図—20 内部支保工応力測定図

用した。これらの対策を実施したことにより、4段目の水平変位は、最大でも10mm以下になり、荷重増加後に発生したボイリング現象や、地震（微震程度）等の内部支保工の応力増を来す要因にもかかわらず、無事地下水位以下の施工を完了することができた。

内部支保工材は、仮設構造物であることと、工費節減の見地から、鋼材降伏点応力度まで許容して設計を行なっていることは、前記のとおりであるが、工事の安全管理と、今後の設計、施工の参考にするため、荷重の大きい3段目と4段目の切梁について応力測定を実施してみた。

測定は、ワイヤーストレンゲージを図-19の如く張り付け、各段10個所、計20個所について行なった。測定結果の一部は、図-20のとおりで、その概要を略記すると次のとおりである。

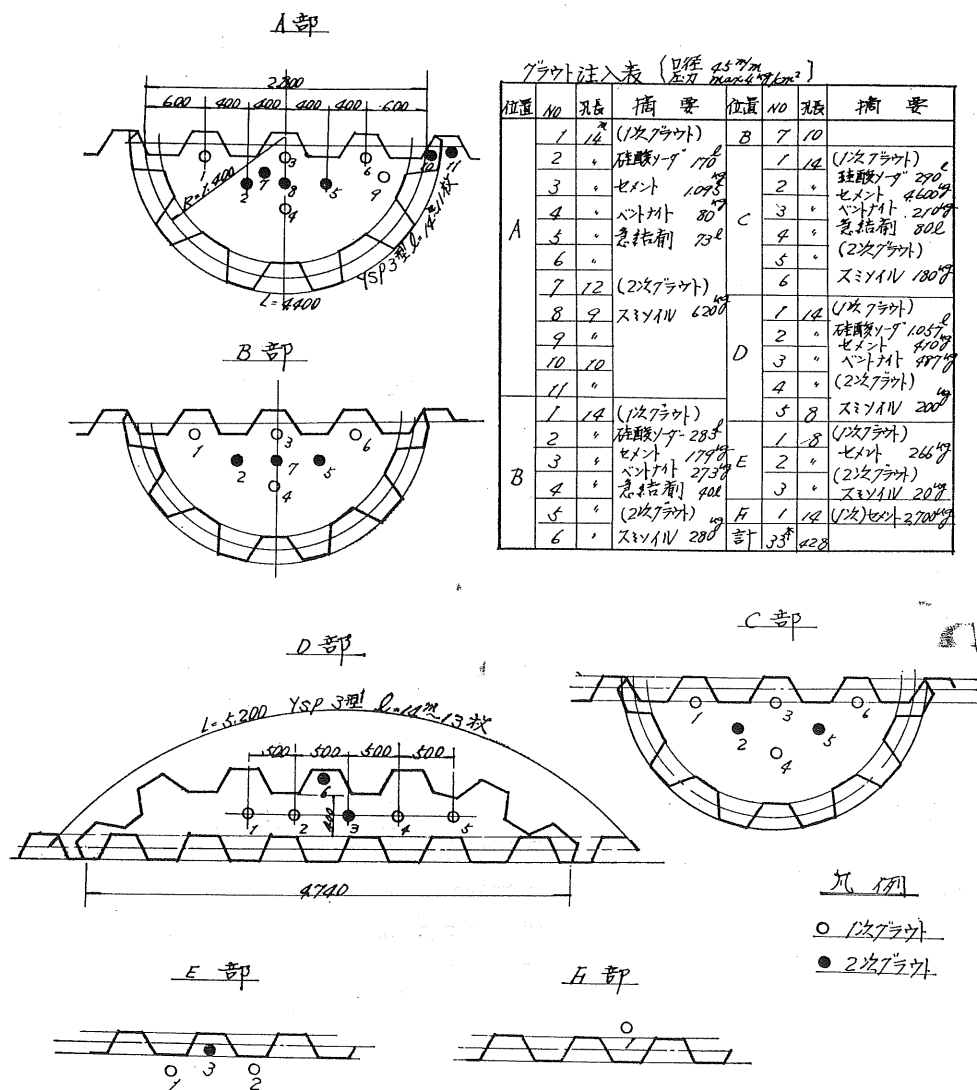
○各段とも、当初予定した設計荷重、またはそれ以上の荷重が作用している。

○切梁応力の増加は、外力の増加傾向とは、必ずしも一致せず、かなり遅れて発生している。

○外力増加の初期においては、応力度に著しい変動が見受けられるが、時日の経過に従い安定状態に近づくようである。

○3段目は、4段目に比し、各部材の応力度に相当のパラツキがあり、設置方法や、精度に大きく左右される様相を呈しているが、曲げによる引張応力の発生にまでは至っていない。

このような状況からみて、内部支保工の設計は、許容応力度との関係もあるが、設置方法や、精度条件も考慮することが必要と考えられる。



3) 鋼矢板の離脱状況とその処理について

土留鋼矢板の離脱箇所のうち、掘削底面より上部で判明したものは、図-13 のとおりで、計7カ所であった。またこの他にも、掘削底面以下で発生した離脱カ所が数カ所あったが、これは鋼矢板引抜完了後に判明したものである。

離脱部は、当初、内側から鋼板を溶接し、掘削を進めていたが、土圧、水圧の増加に伴い、急激な土砂の流出を生じ、種々の作業が困難であるばかりでなく、矢板背面土砂の陥没により、土留工全体のバランスを乱す危険性が考えられたので、締切計画線の外側に、裏打矢板と、グラウトによる止水等の処理を実施することにした。

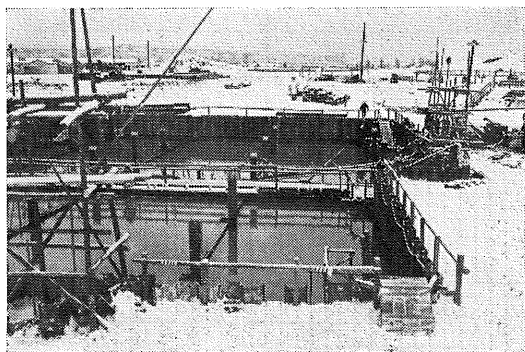


写真-5 鋼矢板離脱部のグラウト状況

表-9 離脱部グラウト標準配合表

第1次グラウト (不安定水ガラス工法)

水 (ℓ)	珪酸 ソーダー (ℓ)	セメント (kg)	ベント ナイト (kg)	ゲ ル タ イ ム (分)
100	10	3.5	6	30~60

第2次グラウト (スミソイル工法)

	水 (ℓ)	スミ ソイル (ℓ)	助 剤 (g)	促進剤 (g)	開始剤 (g)	ゲ ル タ イ ム (分)
A 液	80	20	320	5	—	5~6
B 液	100	—	—	—	400	

裏打矢板は、一応離脱部を中心に、鋼矢板の最小曲率半径程度にし、グラウトは、第1次と第2次に分け、第1次グラウトでは、珪酸ソーダーを主剤とするいわゆる不安定水ガラス工法で、比較的粗粒子間の空隙を填充し、第2次グラウトでは、アクリルアミドを主剤とするスミソイル工法により、微粒子間の空隙を填充し、止水するよう計画した。これらグラウトの標準配合は表-9のとおりであり、注入に当っては、地下水の流れを止め、その効果を確実にするため、水替用水中ポンプの運転を一時停止し、復水のうえ実施した。この注入実績は図-21のとおりであるが、

空隙中への均等な注入は困難で完全止水を期待することはできなかった。参考までに、土粒子径と、各種注入材料の注入範囲との関係を示せば、図-22のとおりとされている。不安定水ガラス工法は、硬化後の強度は大きい、粘性度が高く、大きな空隙と流水路の填充程度であることは、一般に云われているとおりであった。しかし、スミソイル工法は、シルト程度の土質まで注入可能とされているが、今回の実績では全空隙の約1/4程度しか注入出来なかった。注入に当っては、この工法に熟練した技術指導員のもとに行なったのではあるが、当地点のように、不均質な土質で、地下伏流水の存在する場合の止水には技術的に難しい要因があり、経済性にも多少難点があるように考えられる。

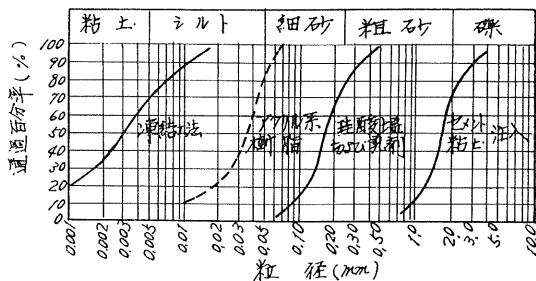


図-22 土粒子径と注入材料との関係

このため、締切計画線の内側に、軽量鋼矢板とアングルによる土留枠を設け、地山の乱れを防止しながら基礎面までの掘削を実施した。

4) 掘削の概要について

掘削は、図-13, 15 のように、各段の内部支保工下部で区分し、合計5回にわたって行なった。

当初、クラムシェルのブーム長は、機械掘削の範囲を広くする目的で、19 mにしたが、安定性が悪く、サイクルタイムも70秒以上になることから、13 mのブームに交換し内部で2 ton ブルトーザーを使用することにしたものであり、この結果は、表-10に示すとおりで、ほぼ予定した能率で施工することができた。

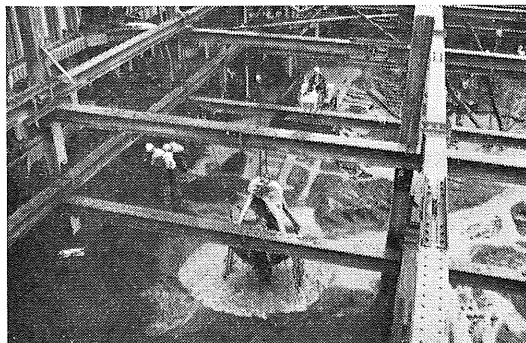
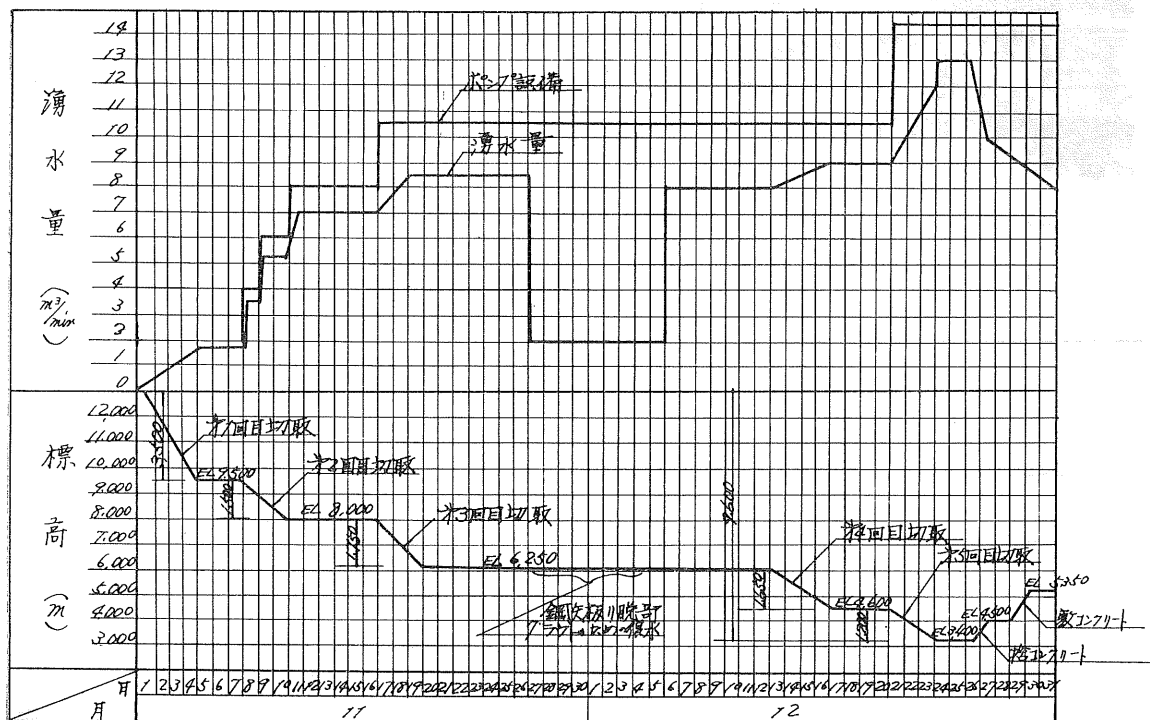


写真-6 掘削中の状況 (3回目)

表一10 掘削 (EL 13.0 以下) 実績表

区 分	切取深 (m)	数 量 (m³)	稼働 日数 (日)	能 率 (m³/日)	稼 働 機 械	摘 要
1 回 目	3,500	3,007	4	752	バックホー (0.6 m³) 1台 クラムシエル (") 1台 ブルトーザー (D-50) 1台 ダンプトラック (6 t) 3台	6時～22時まで稼働 ブルトーザー D-50 は土捨場用
2 回 目	1,500	1,289	3	430	クラムシエル (0.6 m³) 2台 ブルトーザー (D-50) 1台 " (BD-2) 1台 ダンプトラック (6 t) 4台	6時～19時まで稼働 ブルトーザー D-50 は土捨場用
3 回 目	1,750	1,504	3	501	同 上	同 上
4 回 目	1,650	1,418	4	355	同 上 但し、ダンプトラックは3台	同 上
5 回 目	1,200	856	3	285	同 上	同 上
合 計	9,600	8,074	17	475		



図—23 ポンプ室基礎掘削中の湧水調査図

5) 内部湧水量とその処理について

内部湧水量の調査結果は、図-23 のとおりで、掘削による水圧の増加に略々比例して漸増の傾向にあるが、基礎底面では、中央釜場で発生したボイリング現象によりやや急増し、最大湧水量は、事前検討による $12 \text{ m}^3/\text{min}$ を若干上廻る結果となった。

当初、湧水は、外周部の側溝により両サイドの釜場へ集水の予定であったが、釜場付近にも、鋼矢板の離脱が発生

し、使用不能となった。このため、ポンプ室中央部の試掘孔（直径 4.46 m の鋼平板製）跡を釜場代用として使用した。また、最大ポンプ設備は、6 吋水中ポンプ 6 台、6 吋水中サンドポンプ 1 台で、公称揚水能力は、各々 2 m³/min と 2.5 m³/min で、合計 14.5 m³/min である。

6) ボイリングの状況と、その処理について

この工事では、掘削の進行に伴い、次のような3種類のボイリング現象が発生した。

(i) EL 8.0 m 付近 (鋼矢板天端より 5.0 m の深さ)

締切内部、ほぼ全体に亘り、数多く発生した。直径数 cm 程度の小規模なボイリング現象。

(ii) EL 7.0 m 付近 (鋼矢板天端より 6.0 m の深さ)

取水路側の傾斜部に挟在する極部的な薄いシルト層の弱点を破り発生した写真-7, 8 のようなボイリング現象。



写真-7 シルト層のために発生したボイリングの状況



写真-8 写真-7 の下部シルト層の状況

(iii) EL 3.1 m 付近 (基礎底面付近)

掘削完了後、基礎底面の浸透水の低下を計るために使用した、試験用ピット跡の中央釜場で発生した、直径 4 m 程度のやや規模の大きいボイリング現象。

これら 3 種類のボイリング現象は、いずれも掘削に伴い発生した間隙水圧によるものであることは、周知のとおりであるが、間隙水圧の大きさと、土質状態からみると、多少性質を異にしているようである。

すなわち、(i) のボイリング現象は、後の 2 つの現象に比し、極く僅かの間隙水圧で、矢板根入長も十分であるにもかかわらず、有効径 0.1 mm、均等係数 3 程度という、土質特性により発生したもので、K. Terzaghi のいうクイックサイドの状態であるこの層の支持力は、殆んど 0 に近い状態であったが、基礎面より高い位置にあり、掘削の進行に伴い消滅し、実際上の問題はなかった。しかし、この種の土質が基礎底面以下に存在する場合は、鋼矢板締切工法に対し、致命的な影響を与えるものと考えられる。

(ii) のボイリング現象は、図-24 のような状況、即ち、上向きの浸透水流がシルト層により、遮水されて、被圧状態になり、これがシルト層の軟弱部を破り、ボイリングの発生になったものである。これに対しては、傾斜部につき、矢板根入長に余裕のあることから、置換工法による処置を実施した。

(iii) の基礎底面付近で発生したボイリング現象は、図-25 にも示すように、締切の中央部で、間隙水圧による浸透水流の減衰効果が最も大きい位置であることから、原因を究明し、今後の参考にするため、簡単な調査と、ボイリング発生時の状況を整理してみた。この結果を略記すると次のとおりである。

○ボイリング発生位置の、両サイドの鋼矢板は、離脱し、根入が不完全であった。

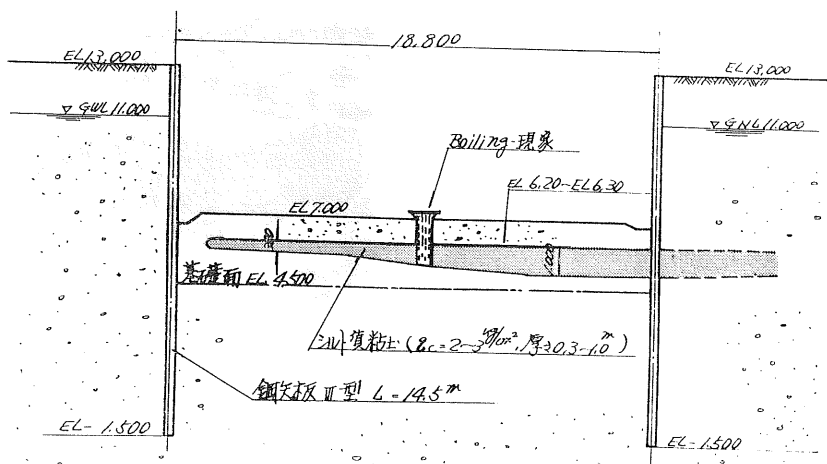
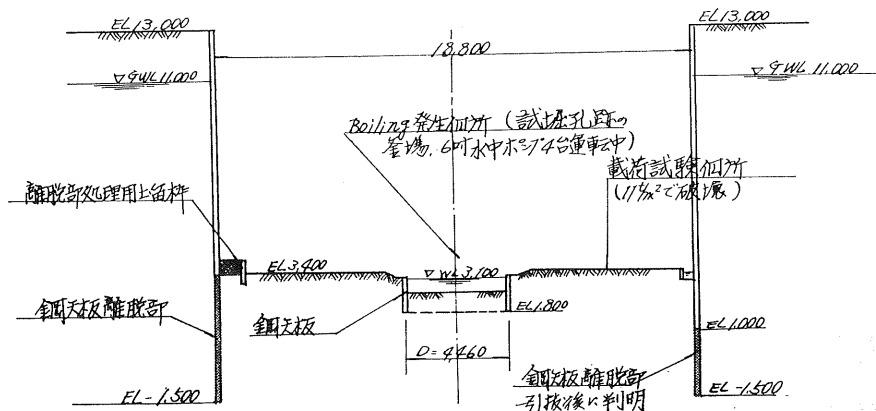


図-24 シルト層のために発生したボイリングの状況



図—25 締切中央部におけるボイリング発生時の状況

○この離脱部の外側からボーリングの上、フローレンソナーを注入すると、20分後、中央釜場のボイリング位置に浸透していることが明らかになった。

○ボイリング発生前に、中央釜場と鋼矢板離脱部を結ぶ線上で、平板荷重試験を実施中であったが、ボイリングの発生と同時に、 11.0 t/m^2 という小さい荷重で急激な破壊が生じた。しかし竣工後の荷重 26.0 t/m^2 (但し浮力を差し引くと 20.0 t/m^2) に対しても基礎の破壊は見られず、沈下量も最大 5 mm と良好な地盤であることから見て、極部的に大きな浸透水流の発生があったものと考えられる。

このような状況から考察すると、鋼矢板の離脱により、根入が完全でなかった上、長時間の揚水により、微粒子が流出し、土質構成と、透水性状の変化をもたらしたことが直接の原因と考えられる。また、水平方向の透水係数が、垂直方向の約 $3 \sim 5$ 倍と大きいことも、前記位置の発生に結びつく原因であろう。この他、ボイリングと直接の関係はないが、今回の工事での状況では、土留鋼矢板近く、締切中央部も間隙水圧の大きさがほぼ同様に見受けられた。これは、透水係数に方向による差があることも関係しようが、現在行なわれているこの種矢板締切による地下浸透流の、2次元流の取り扱いには、実状に則しない疑問も感じられる次第である。

この対策としては、動水傾度を緩和して水深を 30 cm 程度に保ちながら、ボイリング個所に栗石を填充し、やや厚い捨コンクリートを打設することにより処理し、その後の作業の円滑化と、基礎地盤の耐力保持に万全を期すことができた。

7) 基礎地盤の耐力と沈下について

以上のように、大きな浸透水流や、ボイリング現象等のため基礎地盤に乱れを生じていることから、荷重増に伴い相当量の沈下が予想されていた。このため、基礎地盤のコンソリデーショングラウト用の配管をし、沈下量の測定を

行ないながらコンクリート打設を進める方針にした。

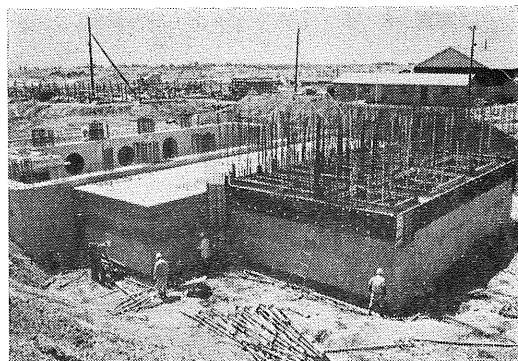
この結果は、幸いにもほぼ設計荷重に近い 26.0 t/m^2 (ただし、浮力を差し引くと 20.0 t/m^2) が作用した現在でも、沈下量は、 5 mm 以下という極く僅かの値でおさまリ、グラウトの注入は実施せずに済んだ。

なお、この地盤の許容支持力は、Terzaghi 公式によると 170.0 t/m^2 (このうち基礎の根入による支持力は 61.0 t/m^2 である) で、沈下量は、建築学会「建築基礎構造設計規準」により算出すると、

○全荷重 26 t/m^2 に対しては $S = 33 \text{ mm}$

○浮力を差し引いた有効荷重 20.0 t/m^2 に対しては $S = 14 \text{ mm}$

になり、地下水による浮力の影響が相当大きいようであるが、この工事の実績からみると、砂質地盤の沈下量に対しては、かなり安全側の値を与えているようである。



写真—9 EL 15.5 m 付近のコンクリート打設状況

5. 結 び

このポンプ室基礎工事では、工事の確実性と、経済性との両面から総合的に検討の上、鋼矢板締切工法を採用したものであり、この工法に対する事前の調査、検討も、十分

とは云えないまでも、慎重な配慮のもとに行なったつもりであるが、地盤構成の複雑さや、地下水の性状等、土質の特異性にもとづき、前記のような種々の現象が発生したものと考えられる。

当地点のような、高透水性の、砂礫層地盤における鋼矢板締切工法で、最も大切な事項は、鋼矢板打込み時の座屈ならびに離脱と、パイピング防止上の、根入長の問題であろう。この2項に適正を欠いた場合は、工事全体に与える影響が大きいので、慎重な配慮が望まれる訳である。

しかし、より大型のサイズ、より長い根入長の鋼矢板の使用は、工事の安全性を増すことは確かではあるが、工事費の増高もまた大なるものがあり、企業者側の苦慮する所である。

幸い、この工事の締切工は比較的余裕の少ない設計でありながら、無事故で完成し、施工後の沈下量も僅少である上、継続して実施した、一連の鋼矢板締切工事に対する各種資材の流用と施工上の指針を得ることができ、当初の目的を達成することができた。

終りに、本工事の施工に当り、厳寒期の困難な作業に耐え、終始一貫誠実な態度で望まれた、施工業者の方々の労を多とし、感謝の意をひょうすると共に、この小文が、一般的な鋼矢板締切工法にも、土質の特異性によっては種々の現象の伴うことと認識されるのに、多少なりとも参考になれば幸である。

岩見沢車両基地地盤調査について

正 員 福 井 巖*

1. ま え が き

国鉄では第3次長期計画の一環として、道内主要3幹線(函館、千歳、室蘭本線)の全面複線化、電化を計画し、複線化は40年度より、電化は41年度よりそれぞれ着工したがこれに必要な電化車両を輸送方式の改善、動力近代化の進展に即応して合理的な運用、検修を行なうための基地について検討した結果、43年10月電化開業時における電車基地として札幌(手稲)、電気機関車基地として岩見沢が決定

され、それぞれ所要の設備が設けられることになった。

すなわち、岩見沢車両基地は駅西部操車場構内の一部に図-1に示すように、操車場の将来計画をもあわせ考えた位置が選定されたが、本地区は石狩泥炭地群の中心で、一般に知られているように低湿軟弱であって、構造物の基礎地盤としては、きわめて不安定なものがあり、ここに約11万 m^3 (平均盛高1.2m)の盛土と、交換庫、修繕庫、収容庫、綜合事務所等の重構造物を建造するためには、充分な調査と検討が必要である。

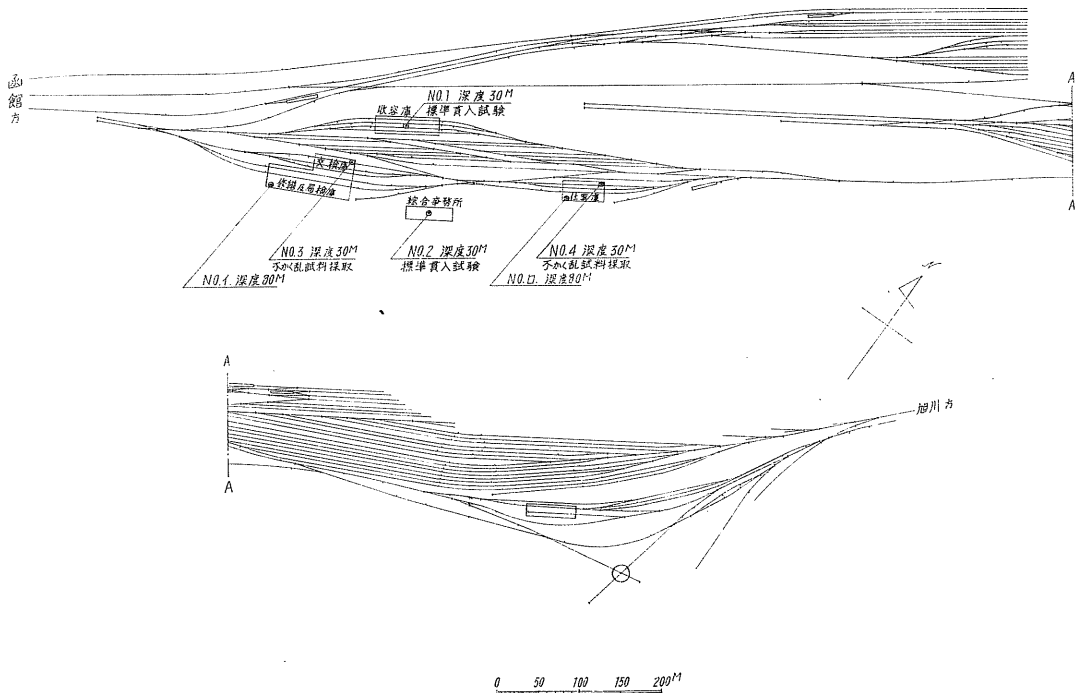


図-1 岩見沢車両基地平面図

このため車両基地新設が岩見沢に決定されてから、41年1月に一般的な資料を得るために、ロータリー式ボーリングおよび標準貫入試験を実施したが、さらに精密調査を必要とするので、フォイルサンプラーによる連続不かく乱試料を採取して諸種の解析を行なうことになった。

本資料は、これら地盤調査の一部をとりあえずまとめたものである。

2. 先行調査

前述のとおり41年1月、図-1に示す(イ)、(ロ)地点でロータリー式ボーリングおよび標準貫入試験を行なった結果は図-2のとおりである。両地点では信頼できる基盤調査のため、80mまでボーリングを行なったが、地層構成は全般に粘性土が卓越し、部分的に砂層あるいは泥炭、重炭の

* 国鉄札幌工務局停車場課補佐

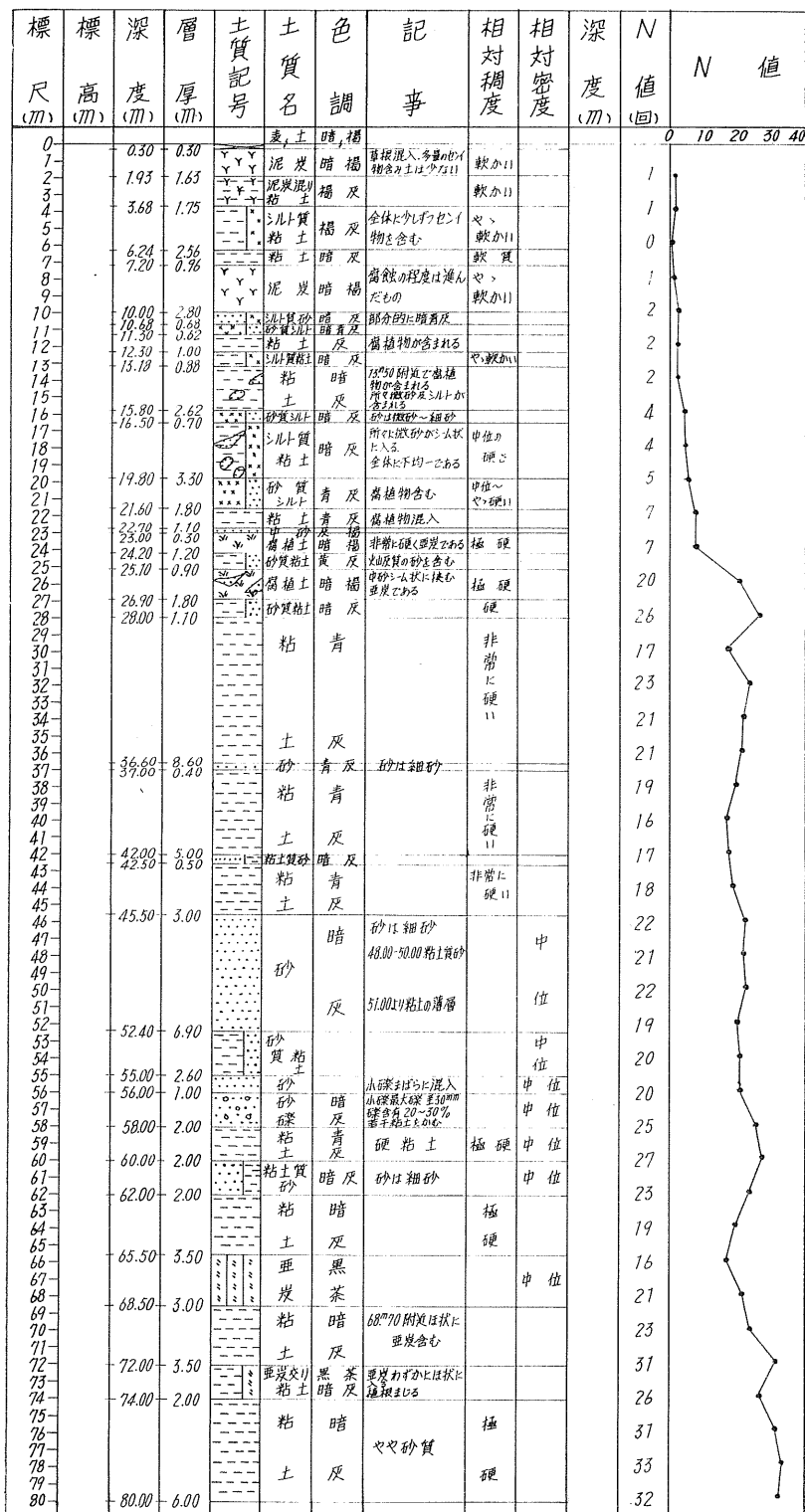


図-2 土質柱状図

薄層がみられ、また両地点共地表より 24~26 m 付近までは N 値 5 以下とかなり軟質であるが、それ以深では、 N 値も 10~20、所によって 30 以上を示し、全般的に地層のしまりが良くなっている。地下水位は地表よりそれぞれ 40~50 cm 程度で非常に浅い。

3. フォイルサンプリングによる精密調査

今回の調査は 41 年 10 月、図-1 に示す車両基地新設予定地の No. 1~No. 4 の地点で行なった。

No. 3, No. 4 (深度各 30 m) の地点ではフォイルサンプリングを行ない、No. 3 地点では地表面下およそ 16 m, No. 4 地点ではおよそ 20 m まで連続的に不かく乱試料の採取を行なった。採取した試料は肉眼で観察できる範囲内で記録を行ない、その後およそ 20 cm ごとに試料を切断しパラフィンで個々をシールした後、必要に応じて現場での土質試験として含水比、密度測定、一軸圧縮試験(鋭敏比とも)を実施した。フォイルサンプリングの実施できなかった深度では、粘性土について可能な限りデニソンサンプラーを用い、No. 3 地点では 20 m より 26 m まで、No. 4 地点では 20 m より 23 m までの不かく乱試料を採取し、フォイルサンプリングの場合と同じ方法で観察、土質試験を行なった。また不かく乱試料の採取を行なわなかった部分および No. 1, No. 2 (深度各 30 m) では、ロータリー式ボーリングにより深度およそ 1 m 毎に標準貫入試験を行なった。

なお土質試験は土の分類判定に関しては一般物理試験を、地耐力判定に関するものとして一軸圧縮、三軸圧縮、圧密の各試験を行なった。

1) 従来のサンプラーとフォイルサンプラー

一般に試料採取法には種々の型式がある。オーガーボーリングは最も簡単な方法であり、またパーカッション式ボーリングやロータリー式ボーリングも一種の試料採取法である。しかしこれらの方法では強度的な特性を求める試験

に必要な不かく乱試料を得ることができない。不かく乱試料を得るには地表付近ではつぼ掘りの方法があるが、深さに限度があり、また深度を増すに従って圧力または含水状態等の変化を生じ、自然のままとは異なったものとなる。シンウォールピストンサンプラーはつぼ掘りの弱点を除き、任意の深さから不かく乱試料を得るために作られたもので、この方法によれば原理的にどんな深さにある土層からも不かく乱試料がとれるわけである(図-3 参照)。

しかしこの採取法にもいろいろの欠陥があり、たとえば長大なパイプによって連続試料をとろうとしても、試料とチューブ内面との摩擦は、コアの長さとともに増加するので、それが一定の値を越えれば刃先直下の土はパイプに入らず側方に押しのけられてしまう状態となる。また試料は通常重力方向に採取される場合が多く、軟弱な試料を垂直に立てておけば自重変形を生ずる。もし試料表面にそって一様な微力で支えることができれば、理論的に無限に長い試料をなんの損傷と与えることなく保存することが可能である。これらの点を満足させる意味からフォイルサンプラーヘッドを内蔵し、採取された試料の周囲をフォイルテープで包むことによって連続した乱さない試料の採取を可能にしたのがフォイルサンプラーである。

ii) サンプラーヘッド: サンプラーヘッドは実際にはサンブラチューブの連続である外側部分と、ピストンから成る内側部分から構成される。外側部分は壁体内に金属フォイル 16 巻を収容して金属フォイルが引出される場合のガイドとなる機構とカッティング・エッジ等があり、ピストンからなる内側部分はボーリング槽に鎖で懸吊できる金具と、外側部分を自動的に圧して落下を防止する機構と、ブレーキ機構および金属フォイルを保持する機構を持っている。

ii) 金属フォイル: フォイルテープは鋼製の幅 12 m/m のものが標準で厚さ 0.07, 0.08, 0.1, 0.12 m/m の 4 種類が使用されている。テープは地質によって異なり、粘性土の場合は普通 0.07~0.1 m/m、砂質土の場合は 0.1~0.12 m/m の厚さのものが使用されている。今回の試料採取は 0.1 m/m のものを使用した。

iii) サンプラーチューブ: サンプラーチューブ(内径 68 m/m) は下方に押しこまれるので長さ 2.5 m の鋼管を特種割型カップリングおよび普通カップリングで連結し継ぎ足して行く。地中から採取される試料はサンプラーを地中に押しこむことによって、つぎつぎとフォイルテープに包まれてサンプラーチューブの中に収められる。

2) デニソンサンプラー

シンウォールピストンサンプラーは軟かい粘性土(N 値ではば 4 以下)のサンプリングには適しているが、硬質な試料ではサンプラーの押込が困難となり無理な押込をするとチューブが変形したり、試料がすごごる乱れることもある。かような欠点を補うためにデニソンサンプラーが用い

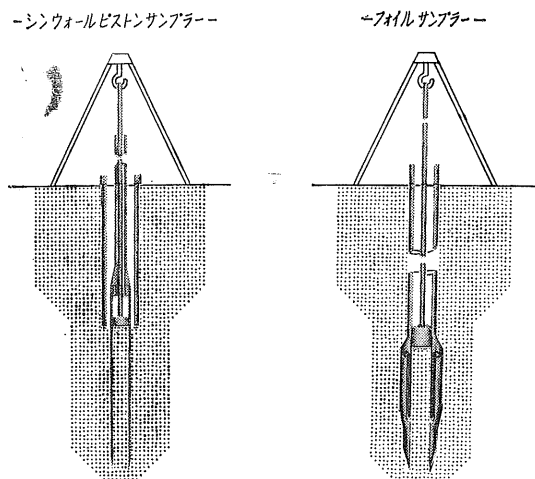


図-3 サンプラーの原理

られ、ピストンサンプラーでは採取できないような硬質の粘土のサンプリングが可能である。しかし硬質の粘土でもデニソンサンプラーで採取できるのは、十分な長さの試料採取という点でみると N 値が10~12以下に限られよう。

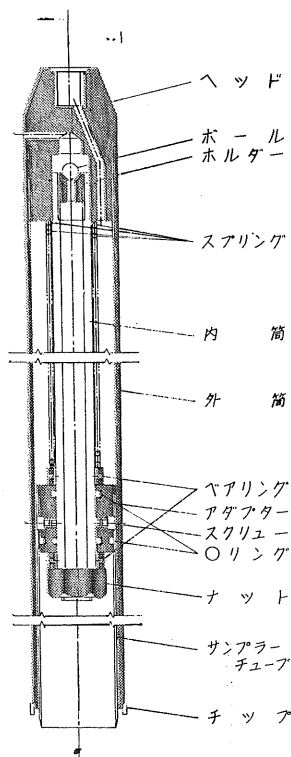


図-4 デニソン・サンプラー (Y型)

構造は図-4に示すようにダブルコアーチューブで外管はボーリングロッドに連絡して、送水しながら回転することによって土の掘削をする外管と内管はボールベアリングによって構造的に分離されており、外管の回転は内管に伝わらない構造になっている。内管は外管より先に突出しているが、この突出の長さは内蔵されるスプリングの弾性によって0~10 cmの範囲に調節できるように設計されており、軟かい土には突出をより長くし、硬い土には突出を短くして使用し、外管の回転に影響されてサンピラーチューブが一緒にまわらないようにする一方、押しこみを容易にしている。

3) 調査結果に基づく土性概要

調査場所は前述のとおり岩見沢操車場西端に位置する平坦な荒地で、地表面は半ば湿地帯の状況を呈し地域的にも泥炭層を主体とする軟弱粘性土の発達している所である。

今回の調査からもほとんど同じ様な結果が観察された。次にその地層の堆積状況および土性について述べる (図-5参照)。

地表面下より泥炭層、粘土層の互層を呈し、深度およそ

24 m 付近まで軟かいコンシステンシーを持つ粘性土層である。さらにこれを標準貫入試験値および土質試験結果よりみて細分すると No. 1, No. 2 の各地点では深度10 m 付近まで $N=0\sim3$ 程度の分布にあり、No. 4 地点では深度7.5 m 付近まで一軸圧縮強度が 0.25 kg/cm^2 以下を示している。今 No. 3 および No. 4 地点の土質試験結果の主なものを深度7.5 m までのものについて列挙すると表-1 のとおりである。

表-1 土質試験結果 (0~7.5 m)

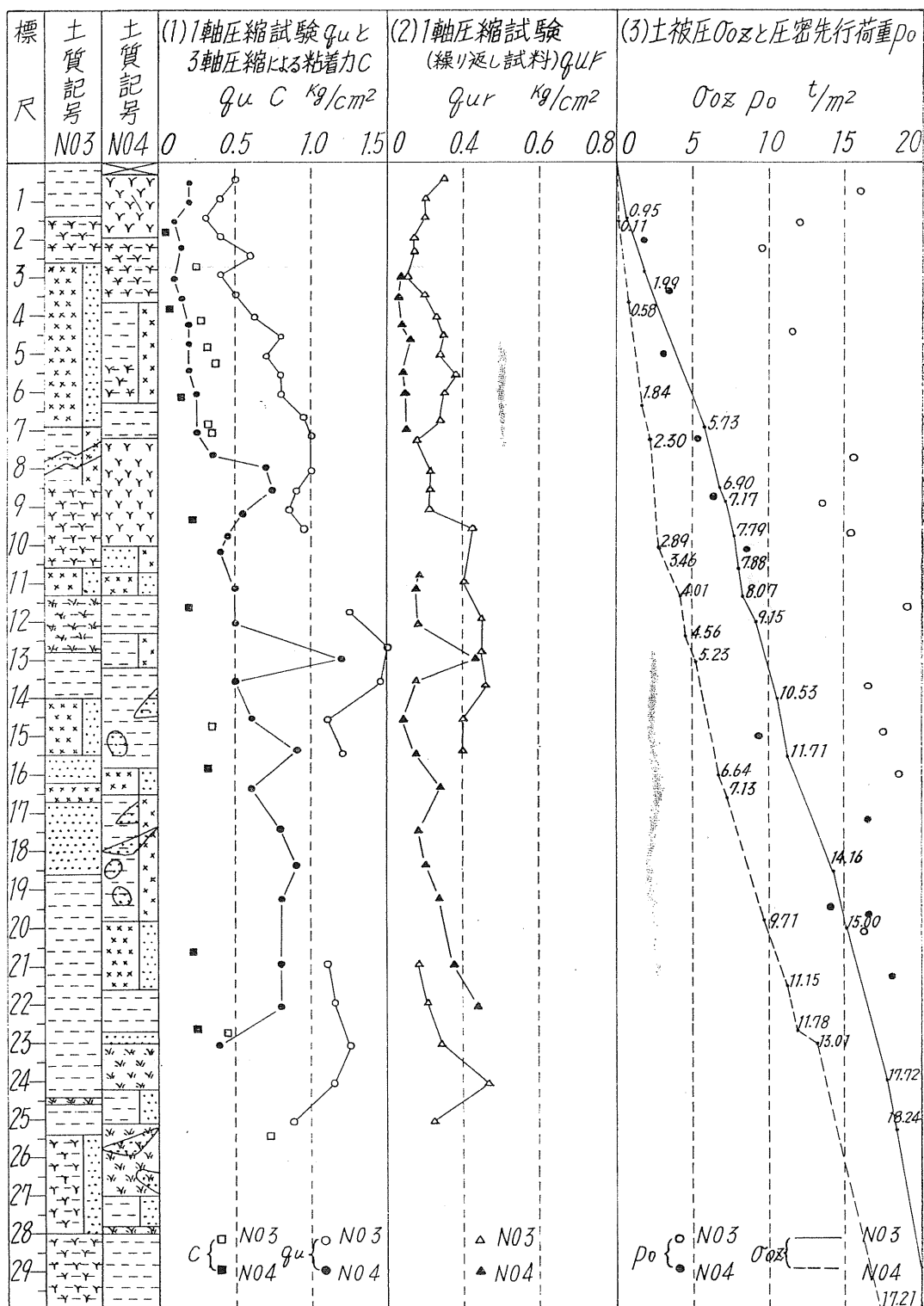
試 験 項 目		調 査 地 点	
		No. 3	No. 4
自然含水比	W_c %	26~40	59~540
湿潤密度	γ_t t/m^3	1.6~1.8	0.98~1.6
一軸圧縮強度	q_u kg/cm^2	0.32~1.01	0.10~0.25
粘着力	c kg/cm^2	0.23~0.37	0.05~0.16
圧密先行荷重	P_0 kg/cm^2	0.96~2.35	0.17~0.53
液性限界	LL %	42~50	69~210
塑性限界	PL %	19~27	29~62
圧縮指数	C_c	0.21~0.29	0.54~2.78

以上の結果からみると、No. 4 地点では泥炭層または泥炭を含む地層では W_c がきわめて高く100~500%の範囲である。密度についても泥炭性地盤では $0.9\sim1.0 \text{ t/m}^3$ で小さく、粘土地盤でも $1.3\sim1.4 \text{ t/m}^3$ というところである。また液性限界 LL もきわめて大きく全般に W_c よりやや大きく目である。したがってセン断強度等よりみてきわめて圧縮性の高い軟弱層であることがわかる。

一方 No. 3 地点では No. 4 地点とやや土性を異にし、No. 4 地点とほぼ同じ深度まで一つの土性を示している。すなわち全般にセン断強度や先行荷重が大きく、 W_c も低目でありそれほど軟弱な地盤とは思われない。フォイルサンプリングの結果でもやや砂分が多いのでその影響が現われているものと思われる。

表-2 土質試験結果 (7.5~24 m)

試 験 項 目		調 査 地 点	
		No. 3	No. 4
W_c	%	30~70	30~60
γ_t	t/m^3	1.6~1.8	1.5~1.8
q_u	kg/cm^2	0.8~1.5	0.4~0.9
c	kg/cm^2	0.35~0.70	0.21~0.32
P_0	kg/cm^2	1.57~3.2	1.0~2.0
LL	%	40~50	40~50
PL	%	20~30	18~35
C_c		0.23~0.63	0.24~0.85



図—5 土質試験結果総括図

また 7.5 m より 24 m 付近までの土質試験値をみると、表-2 のとおりである。

以上の結果は極端に離れた数値をカットしたもののでは中間値に相当するものである。図-5 に示すように、No. 3 地点の深度 10~13 m 付近と、No. 4 地点の深度 8~9 m 付近で泥炭ないし泥炭を含む土が q_u で大きな数値を示しているのは試料採取時に繊維物が多く、多少圧縮ないしは圧密されてしまったためと思われる、これらの泥炭性地盤を除けば No. 3, No. 4 の両地点とも物理的、力学的性質は近似し、しかも上部深度 7.5 m までの土に対し、強度特性は大きくなっているものと思われる。また鋭敏比については 2~5 の範囲にあり、軟弱粘土層の性質を現わしているものと思うが、施工上のかく乱でせん断強度は低下するものと考えられる。

また全地点にわたり深度 17 m 以下の土についてみると、地層の堆積は粘性土であるが、全般に N 値は No. 1, 2 では大体 10~20, No. 3, 4 では 10~29 程度である。土質試験値も図-5 でわかるように上層部の先行荷重をうけて過大な強度特性を示している。

4. 構造物基礎地盤支持力の検討

基礎は上部構造を安全に支持し、有害な沈下傾斜などを起さないために接地圧が地盤の許容支持力度を越えないと

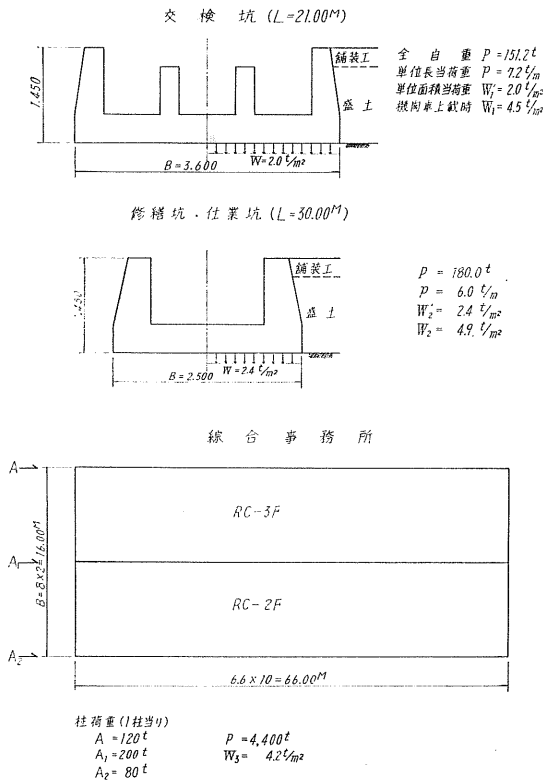


図-6 各種構造物諸元

ともに、各基礎の沈下が許容しうる沈下量内で、かつできるだけ一様でなければならない。

車両基地内で考えられる構造物の主なもの概略諸元は図-6 のとおりであるが、次式により長期許容支持力度を計算してみると次のとおりである。

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha c N_e + \beta \gamma_1 B N_f + \gamma_2 D_f N_q)$$

上式中

q_a : 許容支持力度 (t/m^2)

c : 基礎荷重面下による地盤の粘着力 (t/m^2)

γ_1 : 基礎荷重面下による地盤の単位体積重量 (t/m^3)

γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位体積重量 (t/m^3)

α, β : 形状係数

N_e, N_f, N_q : 支持力係数

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

B : 基礎荷重面の最小幅 (m)

1) 交換坑

$$q_{a1} = 3.9\text{t/m}^2 < 4.5\text{t/m}^2 = W_1$$

2) 修繕坑

$$q_{a2} = 3.8\text{t/m}^2 < 4.9\text{t/m}^2 = W_2$$

3) 総合事務所

$$q_{a3} = 4.0\text{t/m}^2 < 4.2\text{t/m}^2 = W_3$$

以上より地盤支持力としてはそれぞれ W の 2 倍以上に相当するものが要求されるので、直接支持型式の場合は支持力的に不可能ということになる。

しかし地表面付近の軟強層でも計算上では 4t/m^2 程度の支持力があることになるので、他の構造物で特に小規模なもの内、建物荷重 (建設後の有効上載荷重も含めて) が 4t/m^2 よりおよそ 70% 以下ぐらいに相当するものは、沈下に対する考慮を別とすれば支持力的に直接基礎型式 (ベタ基礎、布基礎、独立基礎) でも可能とみてよいと思われる。

以上の各種構造物の支持基礎については、地盤の改良 (例えばサンドドレーン、サンドコンパクションパイル等々) の外に、杭基礎、その他が考えられるが、これらに対しては沈下量の解析とともに別途検討を加えることにする。

5. 新盛土の圧密沈下と基底破壊に対する検討

1) 軟弱層の初期強度 C_0 による安定計算

軟弱地盤における盛土の基底破壊に対する安全率 F_0 は次式であらわされる。

$$F_0 = \frac{C_0}{C_a}, \quad C_a = \frac{\gamma_b H_b}{N_s}$$

上式中

C_0 : 軟弱層の初期強度 (t/m^2)

C_d : 盛土の安定に必要な限界粘着力 (t/m^2)

γ_b : 盛土単位重量 (t/m^3)

H_b : 盛土高 (m)

N_s : 安定係数 (図-8) $n_d = \frac{H_b + 2D}{H_b}$ より求める。

図-7 において各層について安全率を求めると次のとおりである。

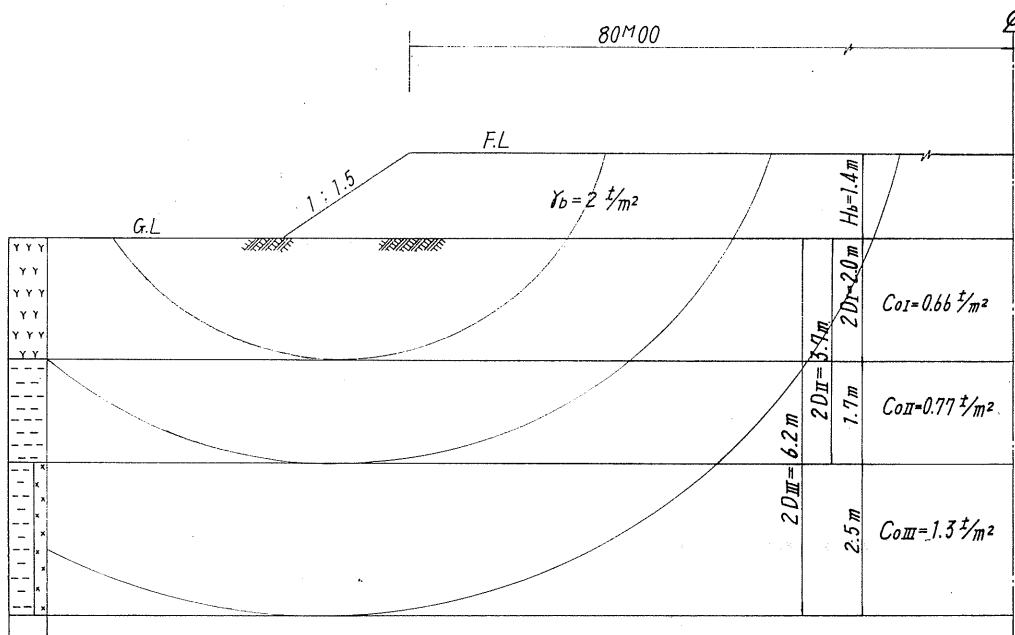


図-7 斜面安定計算

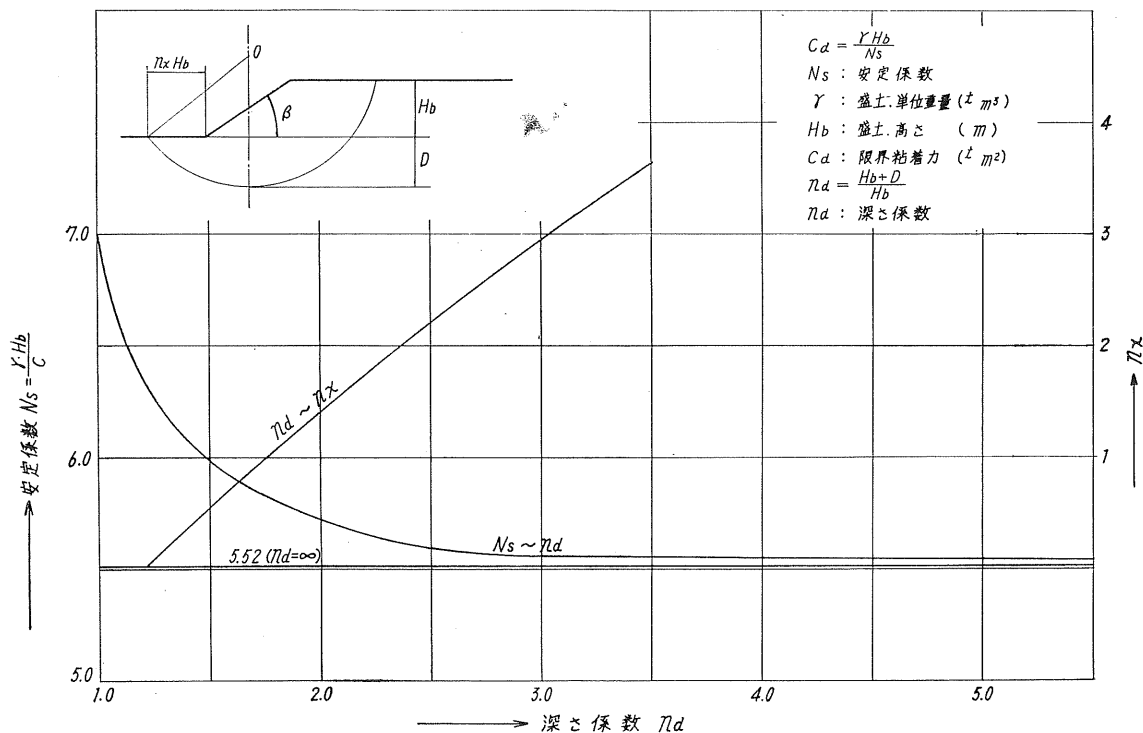


図-8 のりこう配 1:1.5 ($\beta=33^\circ42'$) のときの安定係数 (N_s) と深さ係数 (n_d) との関係

第 I 層

$n_d=2.43$, 図-8 より $N_s=5.6$, よって $C_d=0.5$

$$F_{0I} = 1.32 > 1.2 \quad \text{o.k}$$

第 II 層

$n_d=3.64$, $N_s=5.55$, $C_d=0.505$

$$F_{0II} = 1.52 > 1.2 \quad \text{o.k}$$

第 III 層

$n_d=5.43$, $N_s=5.53$, $C_d=0.507$

$$F_{0III} = 2.57 > 1.2 \quad \text{o.k}$$

以上初期強度 C_0 についてはいずれの層についても安全である。また最終盛土完了時ならびに開業時についても同様安全である。

2) 沈下計算

i) 圧密沈下層厚の決定と最終沈下量

図-9 の第 1 次盛土荷重による軟弱層内増加圧力 σ_{2z} を無限テラス下応力分布図表より求めると表-3 のとおりである。

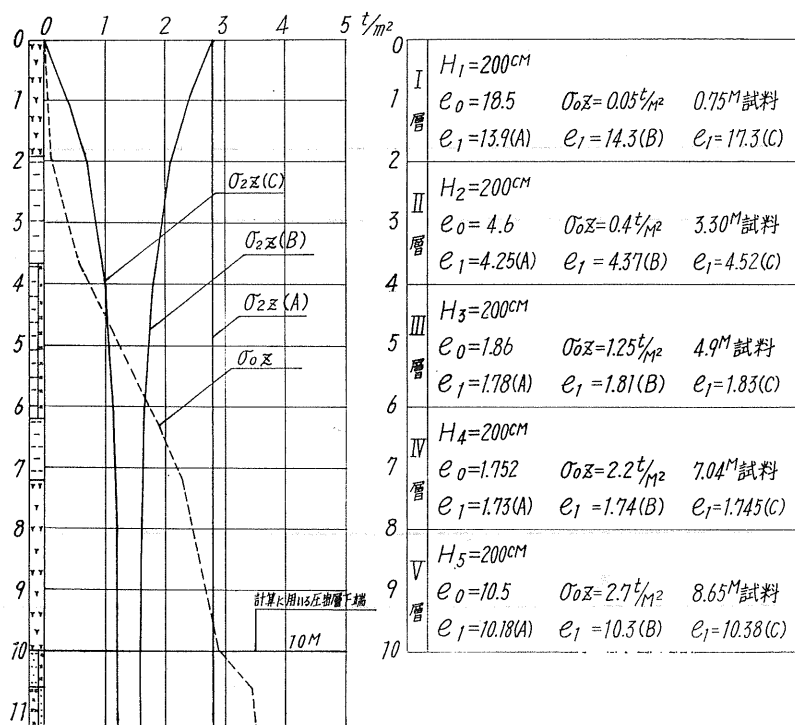
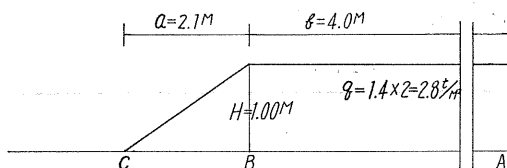


図-9 地盤内応力分布図

表-3 第 1 次盛土荷重による軟弱層内増加圧力 (σ_{2z})

深 度 (m)	A 点		B 点		C 点	
	k	σ_{2z} (t/m ²)	k	σ_{2z} (t/m ²)	k	σ_{2z} (t/m ²)
1	1	>2.8	0.86	2.4	0.15	0.4
2	1	>2.8	0.75	2.1	0.25	0.7
4	1	>2.8	0.65	1.8	0.36	1.0
6	1	>2.8	0.60	1.7	0.41	1.1
8	1	>2.8	0.58	1.6	0.43	1.2
10	1	>2.8	0.57	1.6	0.43	1.2
12	1	>2.8	0.57	1.6	0.43	1.2

表中 k : 荷重分散係数

表-3 の σ_{2z} と図-5 の土被圧 σ_{0z} の関係は図-9 に示すとおり盛土の中心 A 点では深度約 10 m で交わるので、圧密沈下の影響を受けるのは概ねこの付近までと考え、これを地層の変化に応じ 5 層に分割して $4e$ 法により沈下量を求

めると表-4のとおりとなる。

すなわち第1次盛土による最終沈下量は盛土中心のA点では73 cm, 法肩B点では59 cm, 法尻C点では20 cmとなる。

ii) 時間沈下曲線

最終沈下量に達するまでの経過時間と沈下量の関係は次式であらわされる。

$$t = T \frac{D^2}{C_v}$$

上式中

t : 実際の経過時間 (sec)

D : 全層厚の1/2 (cm)

C_v : 圧密係数 (cm²/sec)

T : 時間係数

計算を簡単にするため被圧密層5層平均の基準圧密係数 C_v を圧密試験結果より求め ($C_v = 3.2 \times 10^{-3}$ cm²/sec), これによる時間沈下の関係を示すと表-5のとおりとなる。

以上の結果を図示すると図-10の第1次盛土による時間

表-4 第1次盛土荷重による沈下量 (S)

層	H_n (cm)	e_0	A 点				B 点				C 点			
			e_1	Δe	$\frac{\Delta e}{1+e_0}$	S (cm)	e_1	Δe	$\frac{\Delta e}{1+e_0}$	S (cm)	e_1	Δe	$\frac{\Delta e}{1+e_0}$	S (cm)
I	200	18.5	13.9	4.6	0.236	47.2	14.3	4.2	0.215	43.0	17.3	1.2	0.0615	12.3
II	200	4.6	4.25	0.35	0.0625	12.5	4.37	0.23	0.041	8.2	4.52	0.08	0.0143	2.8
III	200	1.86	1.78	0.08	0.028	5.6	1.81	0.05	0.0175	3.5	1.83	0.03	0.0105	2.1
IV	200	1.752	1.73	0.022	0.008	1.6	1.74	0.008	0.0029	0.6	1.745	0.007	0.0025	0.5
V	200	10.5	10.18	0.32	0.0278	5.5	10.3	0.2	0.0174	3.5	10.38	0.12	0.0104	2.1
ΣS			72.4 $\div$ 73 cm				58.8 $\div$ 59 cm				19.8 $\div$ 20 cm			

注) 1. 沈下量 $S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$ 2. 第V層は泥炭層

表-5 第1次盛土荷重による時間沈下の関係

U %	10	20	30	40	50	60	70	80	90
T	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848
t (日)	29	112	257	456	714	1040	1460	2050	3070
S (cm)	7.3	14.6	21.9	29.2	36.5	43.8	51.1	58.4	65.7

表-6 第2次盛土荷重による沈下量 (S)

層	H_n (cm)	e_0	e_1	Δe	$\frac{\Delta e}{1+e_0}$	S (cm)
I	200	13.9	13.2	0.7	0.047	9.4
II	200	4.25	4.17	0.08	0.015	3.0
III	200	1.78	1.75	0.03	0.011	2.2
IV	200	1.73	1.71	0.02	0.0073	1.5
V	200	10.18	10.1	0.08	0.0072	1.4
ΣS		17.5 $\div$ 18 cm				

表-7 第2次盛土荷重による時間沈下の関係

U %	10	20	30	40	50	60	70	80	90
T	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848
t (日)	33	126	290	513	803	1165	1640	2300	3450
S (cm)	1.8	3.6	5.4	7.2	9.0	10.8	12.6	14.4	16.2

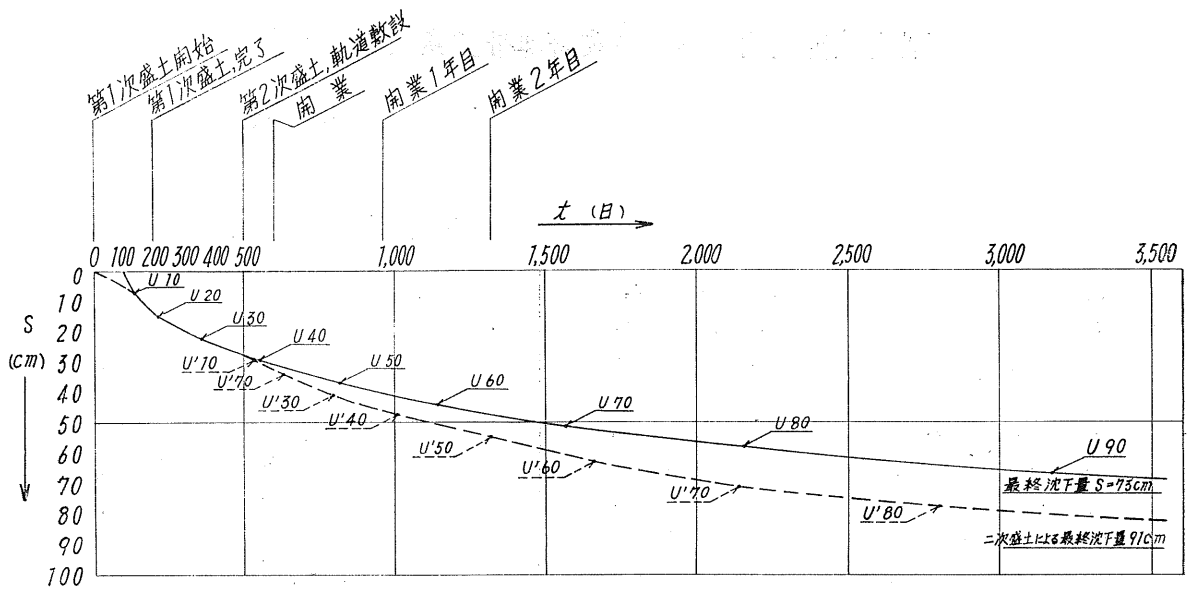


図-10 時間沈下曲線

沈下曲線が得られ、これに開業時における第1次盛土の予想沈下量 30 cm に、軌道荷重による換算盛土高 15 cm を加えて第2次盛土高を 45 cm とし、これの最終沈下量ならびに時間沈下の関係を求めると表-6、表-7 のとおりで、これを図示すると図-10 の第2次盛土時間沈下曲線（第1次盛土との合成）が得られる。

iii) 許容沈下速度と全沈下量

軌道の許容沈下速度は、軌道の保守の可能性と経済性から決まる。いま保守の可能性という方から見れば保守最小周期と、軌道の許容狂い量を論じなければならない。一般に本線路については、保守最小周期は週1回とみるのが妥当と思われ、いま許容狂い量に対する沈下量を 2 mm とすれば、年間許容沈下量は 2 mm/回×50 回/年=100 mm/年となるので、100 mm 以下という程度に考えたい。また全沈下量は電柱などの路盤上構造物を考え、10 年間で 50 cm 程度が限度と考えられる。

いま岩見沢車両基地の場合、開業1年目の推定沈下量は

13 cm となり前述の限界を超えるが、2 年目には 9 cm、3 年目には 7 cm 程度となり、またこの計算は最悪条件の箇所で計算したもので、盛土については特別に対策工法を施さなくても差支えないものと思われる。なお開業後の沈下量についても若干限界を超えるが実用上は差支えないものと思われる。

6. あとがき

以上岩見沢車両基地における地盤調査報告の一端を述べたが、前述のとおり本地区は石狩泥炭地群の中心で、一般に知られているように低湿軟弱であって、構造物の基礎地盤としてはきわめて不安定な場所であり、これを簡単な解析のみでその結論を見出すことは至難である。当工事局ではすでに盛土工事の一部を発注し、4 月早々着工するが、これには沈下測定装置を設けて実際の沈下量計算との差異を確かめると同時に、国鉄技術研究所その他の指導を得て、本基地の完成に万全を期したいものと考えている。

紅葉山線新登川ずい道蛇紋岩地帯試験工事について

正 員 藤 森 房 司*

1. ま え が き

紅葉山線は既設夕張線紅葉山駅より占冠を経て、既設根室本線金山駅に至る延長約 52 km の建設線である。今回実施計画が認可されたのは、紅葉山・占冠間 37.2 km である。

紅葉山線は線路の性格上、南北に縦走する夕張山脈を横断する事になり、全線 37.2 km のうちずい道延長は実に 23.8 km 約 64% に達する。最長ずい道は 5,828 m の新登川ずい道である(紅葉山線概況及び沿線地質については、第 1 回技術研究会記録「鉄道新線建設の施工技術」を参照)。

新登川ずい道は昭和 39 年 9 月より昭和 41 年 3 月にわたって地表踏査、弾性波探査、ボーリング等の一連の地質調査が行なわれた結果、図-1 に示すように、ずい道延長 5,828 m のほぼ中央部に約 1,300 m の長さで蛇紋岩が分布している事が確認された。しかしながら極く最近までこれほどの大規模な蛇紋岩帯中を貫いて、ずい道を建設した例がなく、国鉄が施工中の函館本線の神居ずい道と共に大きな蛇紋岩帯中に本格的にずい道を掘さくするものは我が国最初である。

今までの経験によると蛇紋岩の著しい膨脹性地圧によってずい道の掘さくは困難視された。そこで本ずい道の設計施工に必要な資料を得るために、蛇紋岩帯中に試験ずい道が計画された。

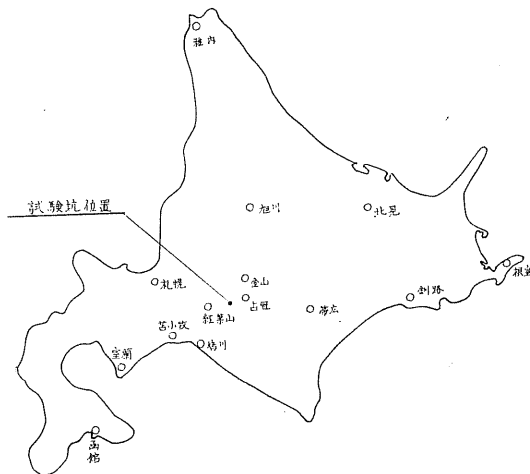


図-2 試験坑位置図

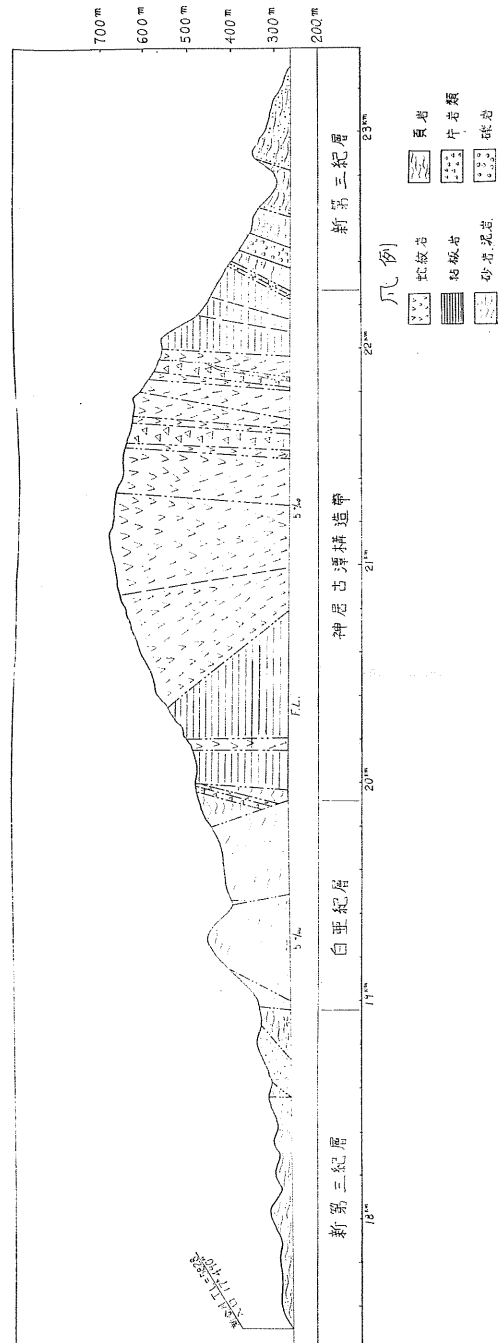


図-1 新登川ずい道地質断面図

* 日本鉄道建設公団札幌支社 占冠鉄道建設所

試験ずい道位置は地表踏査、弾性波探査、ボーリング等の地質調査の結果、新登川ずい道予定線のほぼ中央に、高さは予定線のレベルよりも約 250 m 高い地点に選定された。

交通は富内線富内駅より鵜川林道を 22.4 km さらに鵜川の支流小倉沢に沿って 2.7 km 上流である。

2. 試験工事概要

新登川ずい道蛇紋岩地帯試験工事では地山を掘さくする際生ずる蛇紋岩の地圧特性と実際の支保工応力を明らかにして本ずい道の設計施工に必要な資料を得る事を目的としている。

試験工事は大きく分類すると 2 つになる。第 1 次試験は外径 3.0 m、延長 200 m の円形断面 (図-3) の試験ずい道で昭和 40 年 11 月より着手し、昭和 41 年 4 月掘さくが終了した。引き続き、坑内から 3 本の水平ボーリングを行なって試験に適した地質 (葉片状蛇紋岩) の分布ゾーンを探り、第 2 次試験を行なった。第 2 次試験は、特 1 号型変形断面 (図-3) の試験ずい道で取付部を含め延長 60 m を計画し、昭和 41 年 6 月に着手し、昭和 41 年 11 月に掘さくが終了した。計測は昭和 42 年 3 月まで継続する予定である。

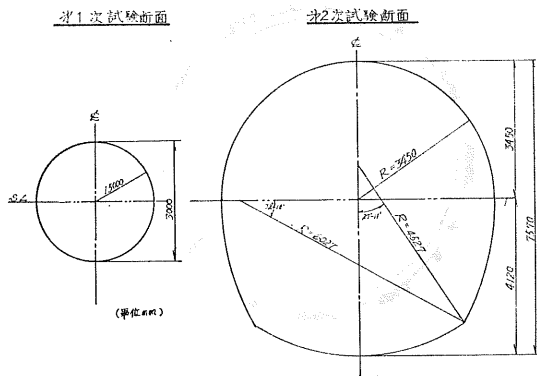


図-3 試験断面図

第 1 次試験に於いては、蛇紋岩の性質と円形断面での地圧特性を明らかにするため

- 1) ロードセルによる支保工軸力の測定
- 2) カールソン歪計による支保工応力の測定
- 3) 直視歪計による支保工応力の直視的観察
- 4) 支保工変位測定
- 5) 地山変位測定
- 6) ロードセルによる直接土圧測定
- 7) 種々の岩石試験

第 2 次試験に於いては、蛇紋岩の地圧特性をさらに明らかにするため第 1 次試験と同様な試験を行なうと共に、施工に関する試験として

- 1) 全断面掘さく工法

- 2) 2 段ベンチカット工法
- 3) 覆工適正巻厚の検討
- 4) 吹付コンクリートの適否

を行ない、あわせて矢板強度、 γ 線密度計、中性子水分計による地山密度、含水比の経時変化の測定等、総合的な測定を行なっている。

測定が現在 (昭和 41 年 12 月) 継続中で結論を下すまでには至っていないが、現在までの測定結果、施工結果からの中間的結論を以下に報告する。

3. 地質概要

当試験坑地域は神居古潭と呼ばれる構造帯に属し、その南部地域にあたる。この構造帯は輝緑岩、蛇紋岩を主体とし、粘板岩、珪岩、緑色片岩、黒色片岩、等によって構成されている。神居古潭帯は白亜紀の造山運動の際大きな背斜構造帯となり、それに東から西に作用する衝上性の運動が強かったところと見られている。そのためにいたるところにセン断帯が出来、先白亜紀～白亜紀層の一部には黒色片岩、緑色片岩、等の結晶片岩が生じた。これらの結晶片岩類や白亜紀層に膨大な量の蛇紋岩が進入しており、神居古潭帯はわが国最大の蛇紋岩帯となっている。

神居古潭帯は日高変成帯が熱的作用を強く受けたのに対し、もっぱら動力的作用を受けたために地質、岩石構造は非常に乱れている。蛇紋岩は動力に対してたやすく変形し動きやすいため、基盤の被進入岩の構造に影響されやすくまた蛇紋岩自体の内部の構造も複雑である。

当地域の蛇紋岩の分布は図-4 に示すように蛇紋岩は大きなふくらみを示しわん曲した形をして分布している。蛇紋岩のまわりの地質構成は先白亜紀層の粘板岩、輝緑岩、珪岩、等からなり、一部には片岩類がある。蛇紋岩はこれらの基盤岩の構造の境目に入っており、その形態は基盤岩の構造に応じて帯状、環状などとなっている。

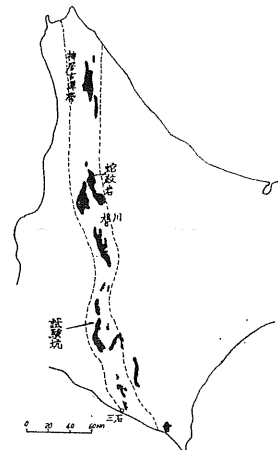


図-4 蛇紋岩の分布

蛇紋岩は大きく分けると、塊状と葉片状の2つにわけられる。これらを坑内での観察から更に細分すると

- 1) 塊状蛇紋岩
- 2) 塊状破碎葉片状蛇紋岩
- 3) 葉片状蛇紋岩
- 4) 粘土状蛇紋岩

のようになる。

塊状蛇紋岩は大小さまざまな玉石として、2)以下の蛇紋岩に含まれるにすぎず、これのみが層としてあらわれることはなかった。玉石の周辺部は蛇紋粘土や滑石の薄い層で被われている。内部は一般に黒石で緻密である。

塊状破碎葉片状蛇紋岩は、人頭大又はそれ以下の塊状蛇紋岩を主体とし、その間隙を葉片状蛇紋岩が縫うようにして生じているもので片理は強い。塊状部は一般に割目が多い。

葉片状蛇紋岩は塊状破碎葉片状蛇紋岩とは漸移的關係にある。葉片状蛇紋岩はへき開の発達が顕著で各へき開片は著しい鏡肌(油肌)を呈している。従ってへき開面相互の結びつきが非常に弱く、容易に破片として取出すことができる。

粘土状蛇紋岩は蛇紋粘土を主体とする塊状破碎及び葉片状蛇紋岩である。水を加えればドロ状に解け、日に当ればぼろぼろにくだける性質のものである。

4. 蛇紋岩の諸性質

- (1) 比重 2.65
- (2) 単位体積重量 2.27 g/cm³
- (3) 自然含水比 13.2%
- (4) 一軸圧縮強度

室内試験	0.4~1.7 kg/cm ²
現場試験	1.0~4.4 kg/cm ²

 (室内と現場では資料の大きさが相違している)
- (5) 吸水膨脹試験

体積膨脹比	1.5~11.7%
-------	-----------
- (6) 圧密試験(資料は粉碎したものである)

圧密係数	C_v 10 ⁻² ~10 ⁻³ cm ² /sec
体積圧密係数	m_v 10 ⁻² ~10 ⁻³ cm ² /kg

圧縮係数	C_e 10 ⁻² ~10 ⁻³
透水係数	k 10 ⁻⁴ ~10 ⁻⁶ cm/sec

(半不透水性)

(7) 地山載荷試験

K_{30} 値(沈下量 7.0 mm) 9.3~10.7 kg/cm³

(8) 粘土鉱物

塊状蛇紋岩	Antigorite
	Kotschubeite (Cholite)
葉片状粘土化蛇紋岩	Clino-Crysotile
	Magnetite

この他微量の不明物質あり

5. 第1次試験工事概要

掘さく断面は図-3に示すように、外径 3.0 m の円形断面で掘さく工法は全断面掘さくで、3ピースからなる支保工(H-125)を1 m 間隔に建込んだ。支保工建込みは、天端からの肌落ち防止のために、H 型鋼 125×125 のクラウンバーを使用して、矢板は縫地とせずすべて掛矢板を行った。矢板は 15 cm×4.5 cm×1.0 m のエゾ松材を使用した(図-5 参照)。

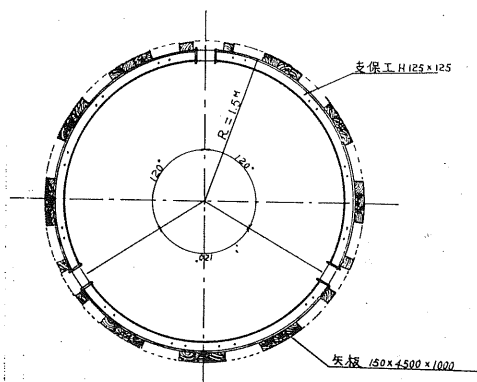


図-5 矢板位置図

削孔は足尾製 317 型レッグドリルと長さ 1.5 m のスパイラルロッドと 38 mm のクロスビットの組合せて乾式で行ない、1回の削孔長は 1.2 m、断面積 7.1 m² に2台の削岩機を使用して 20~25 の削孔を行なった。削孔速度は各

表-1 歩 掛 り

種 別	岩 質	区 間	延長 (m)	掘削量 (m ³)	削孔速度 (m/min)	ダイナマイト		DS 電気雷管		破砕率	労 務 者	
						kg	kg/m ³	ヶ	ヶ/m ³		人	人/m ³
第1種	表土及び表面風化帯	0~31	31	214.0	0.3~0.5	103	0.48	476	2.21	2.0	264	1.32
第2種	塊状蛇紋岩帯	31~137 190~195	111	788.5	0.7~1.0	573.2	0.73	2,149	2.73	2.0	733	4.93
第3種	葉片状蛇紋岩帯	137~180	43	305.3	0.5~0.7	169.4	0.55	801	2.63	1.7	264	0.87
第4種	塊状蛇紋岩(湧水帯)	180~190	10	71.0	0.3~0.5	75.4	1.07	306	4.31	2.1	140	1.97
第5種	堅固な塊状蛇紋岩帯	195~200	5	35.5	0.3~0.4	63.1	1.78	176	4.96	1.7	45	1.27

岩質によって異なり、その平均的な値は表-1の通りである。心抜きはウェッジカットを行ないその孔数は4~6であった。

火薬は2号煙(φ28 mm 100 g)とDS電気雷管1段~5段を使用した。これらの火薬の各岩質による使用実績は表-1の通りである。

ずり出しはRS 20のロッカーショベルと手押し木製トロの組合せで行なった。レールは単線で9 kgレール、レールゲージ610 mmを使用した。トロは3台使い1台は積み込み1台は坑外で待避、1台はずい捨ての配置で行なった。

以上の施工に於いて断面7.1 m²、支保工間隔1 m、延長200 mのずい道掘さくに於ける歩掛りは表-1の通りである。

6. 第1次試験測定概要

第1次試験の測定は大別して支保工軸力の測定と変位の測定に分けられる。

支保工応力測定として

- 1) ロードセルによる支保工軸力の測定
- 2) カールソン歪計による支保工応力の測定
- 3) 直視歪計による支保工応力の測定
- 4) ロードセルによる直接土圧の測定

等である。また変位の測定としては

- 5) バーニアスケールによる支保工変位の測定
- 6) バーニアスケールによる地山変位の測定

である。

測定はこれら諸項目を各々関連づけて行ない、かつ重点的な測定区間を塊状蛇紋岩帯、葉片状蛇紋岩帯に設定し、地山の性質の違いによる特性を総合的に解明し、地圧の実

態を把握出来るように努めた。

各計測器の配置を図-6、7に示した。

1) ロードセルによる支保工軸力の測定

ロードセルによる支保工軸力の測定には次の3種類がある。

R_1 型	ロードセル	3 個
	カールソン歪計	16 個
	直視歪計	3 個
R_2 型	ロードセル	3 個
R_3 型	ロードセル	3 個
	直視歪計	1 個

これらの配置は図-7参照。ロードセルは坂田式 PG-50を使用し、指示計は新興通信製 PS 7 LTを使用した。

2) カールソン歪計による支保工応力の測定

カールソン歪計による支保工応力の測定には次の3種類がある。

R_1 型	前 掲
R_4 型	カールソン歪計 16 個
	直視歪計 3 個
	支保工継手部 ボルト接合
R_5 型	カールソン歪計 16 個
	直視歪計 3 個
	支保工継手部 溶接

カールソン歪計は土木測器製 FL-10 B、共和電業製 FL-10 D (+500~1000×10⁻⁶)を使用した。歪計は図-8に示すように支保工坑口側の上下縁フランジ内側に専用の取付脚を用いて取付け、後保護カバーで被覆してずりの飛散その他による損傷を防いだ。指示計は共和 CM-4 F を使用し、測定を能率化するために24点スイッチボックス

第1次試験

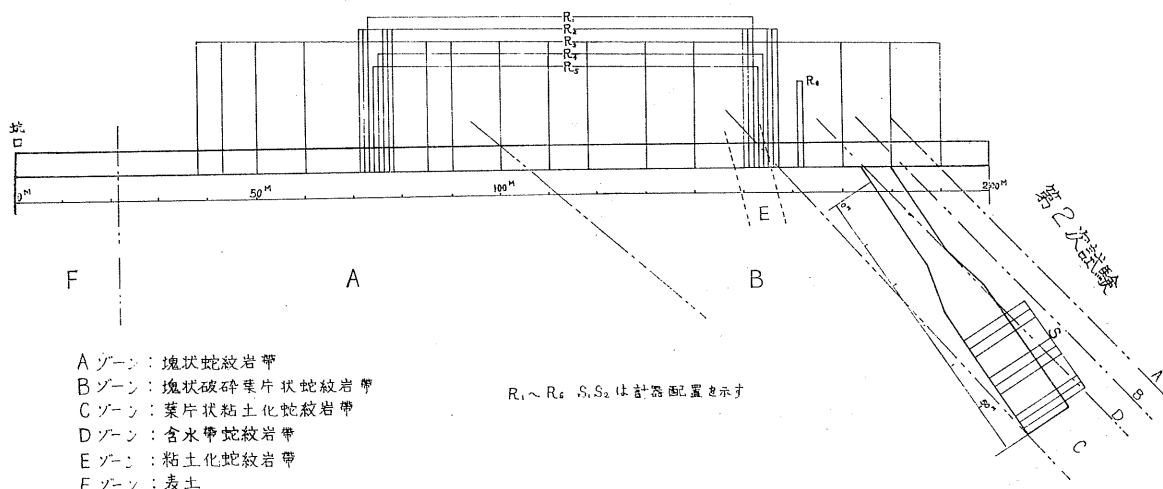


図-6 測定実施図

NS-E 型を用いた。

3) 直視歪計による支保工応力の測定

直視歪計はカーソン歪計による支保工応力のチェックとロードセルによる支保工軸力のチェックの意味で R_1 型, R_3 型, R_4 型, R_5 型試験支保工に取付た。直視歪計は坂田電気製 SZ-12 (精度 10×10^{-6}) を使用し盛替可能である。

4) ロードセルによる直接土圧の測定

ロードセルを支保工と地山の間に取付けて、矢板を通して支保工に作用する荷重をロードセルで測定し、ロードセル通して支保工に作用する荷重による支保工各点の応力を同時に求めた。この種支保工を R_6 型として支保工円周に等間隔に 12 個のロードセルと、支保工上下縁に 8 か所 16 個のカーソン歪計を取付けたものとなる。ロードセルは坂田電気製 PG-15 B を使用した。

5) 支保工変位の測定

支保工変位はスプリングの上下点に於いて水平に 2 か所

頂部—底部を鉛直方向に 1 か所をバーニアスケールを用いて相対変位を測定した。測定にはポンチで支保工に凹をつけて、それにバーニアスケールの先端をあてて $1/10$ mm 精度で測定した。バーニアスケールは坂田電気製 $L=3$ m のものと使用した。

6) 地山変位測定

地山の変位量は支保工と支保工の中間で、左右の側壁間の水平変位量と天盤と底盤の鉛直変位量を求めた。測定法には P_1 型と P_2 型があって、 P_1 型に於いては側壁部の表面からの深さを 0, 50, 100 cm と 3 種類に変えて、地山表面からの深さの違いによる変位量を測定した。 P_2 型は地山表面のみの変位を測定した。測定にはピンを地山に打込んで、ピンの頭部にバーニアスケールを当てて相対的な変位を求めた。地山表面より 50, 100 cm 奥のピンにはケーシングを入れてピンの摩擦を取り除くようにした。

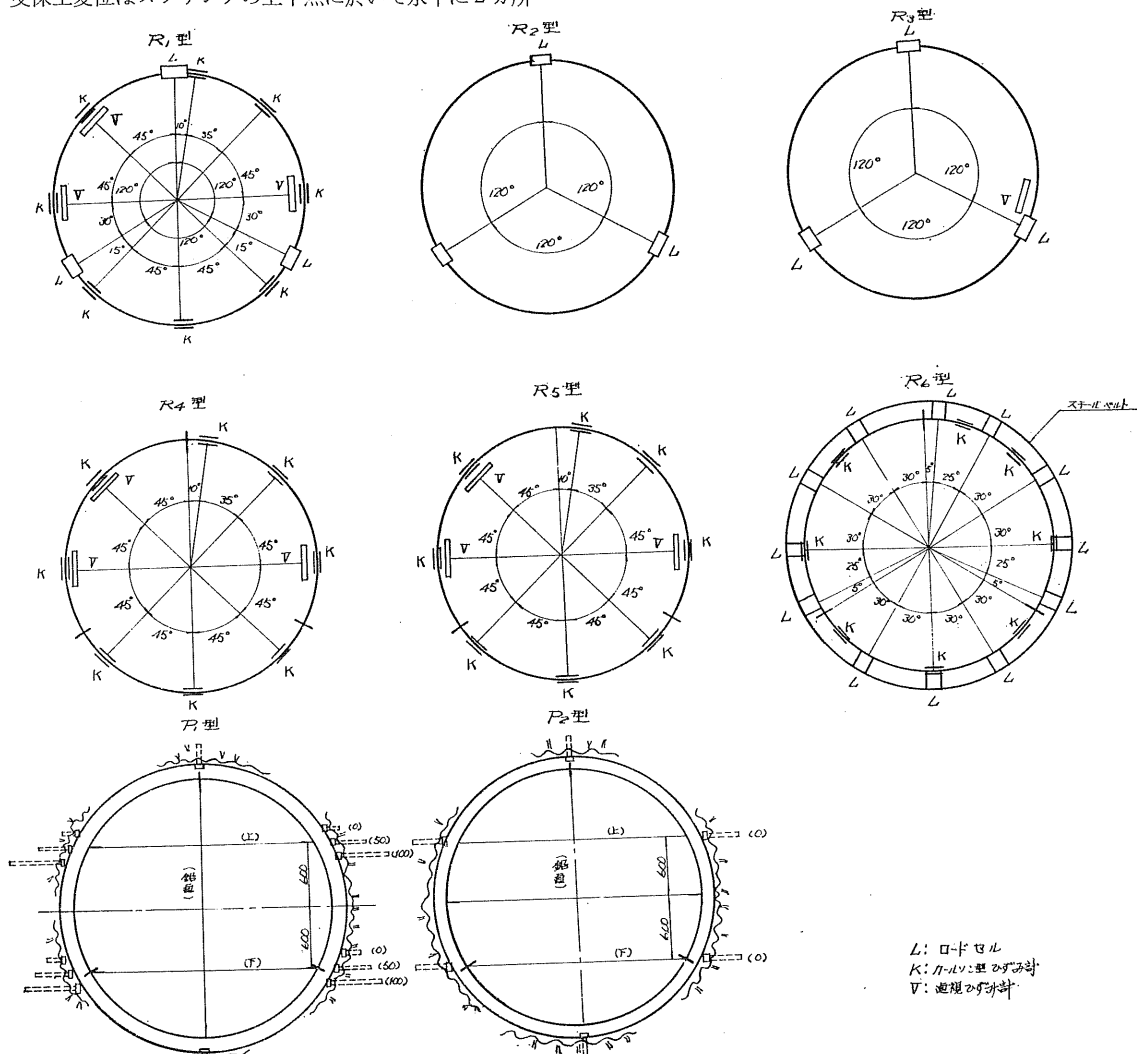
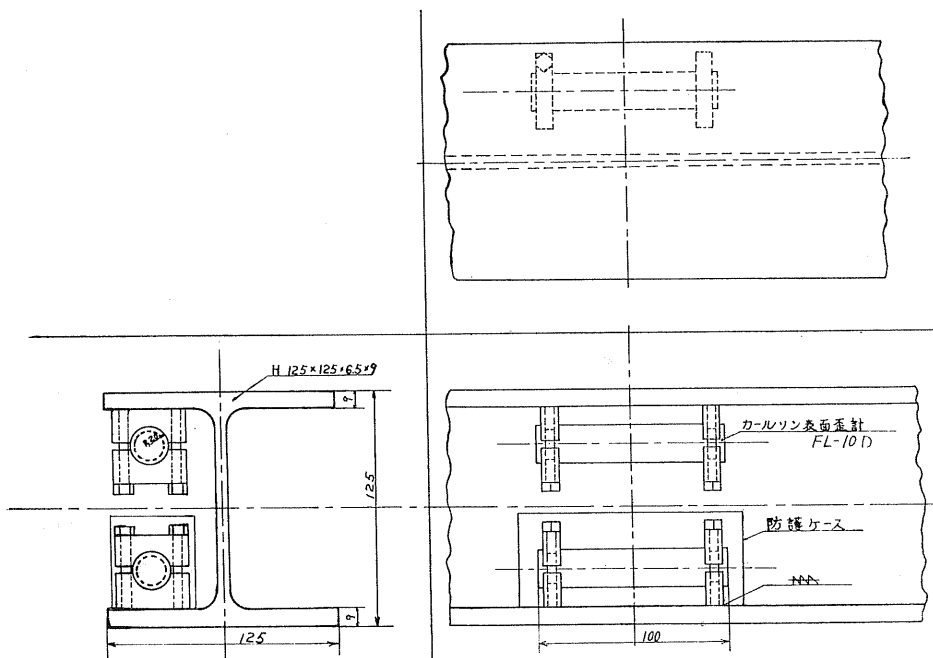


図-7 第1次試験計器配置図



図—8 カールソン歪計取付図

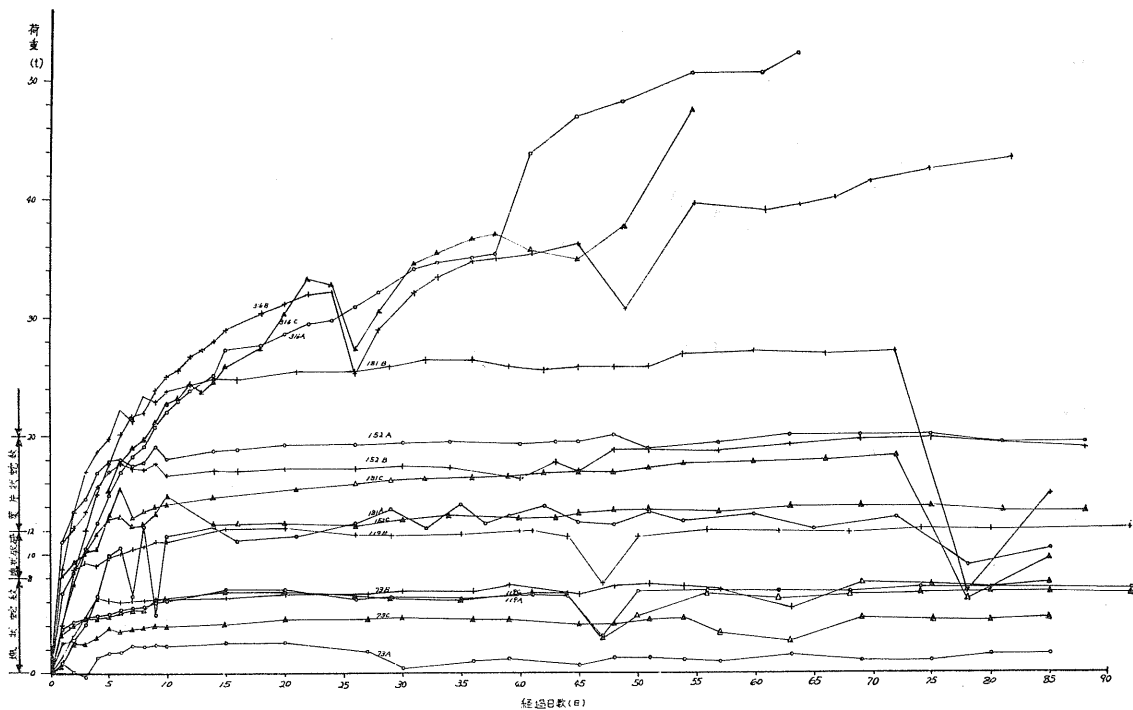
7. 第1次試験測定結果

1) 支保工軸力

支保工に作用する地圧によって、ロードセルに生じた荷重(軸力)の経時変化の状況を図-9に示した。図中には塊

状蛇紋岩帯、塊状破碎葉片状蛇紋岩帯、葉片状蛇紋岩帯における結果と葉片状蛇紋岩帯で鉄矢板を使用した場合の結果についても示した。ロードセル荷重の経時変化は蛇紋岩の破碎程度の差によって多少異なっている。

塊状蛇紋岩を主とする区間での荷重増加は掘さく後3～



図—9 ロードセル軸力の経時変化

5日ではほぼ平衡状態に達しているが、葉片状を主とする区間では掘さく後4~5日間の荷重増加が特に著しく、この頃に矢板の一部が折損してくるために一時的に荷重が減少することもある。その後荷重増加は急激に減少してやがて平衡状態に達している。この時期が掘さく後約10日である。

ロードセル荷重(軸力)の大きさについてみると塊状を主とする区間では4~5t以下を示すものが大部分で、特別に大きいものでも8t以下となっている。これが葉片状を主とする区間では12~20tの値を示しており、塊状を主とする区間の値の3~4倍の値となっている。塊状破砕帯は塊状と葉片状との中間にあって8~12tの値を示している。また180m付近の葉片状蛇紋岩帯に湧水があった場合の荷重増加は特にいちじるしく、掘さく後10日で増加が緩やかになってくるけれども、その後も若干増加が継続して約24tに達している。

また、同程度に破砕された蛇紋岩でも鉄矢板を使って地圧を逃がさない様にした場合には、かなり大きな荷重を示

し、最大値が45~50tを越す値となっている(ロードセルの測定範囲50tを越えているため実際の数値は不明)。ただし鉄矢板使用の箇所はずい道分岐による応力干渉が支配的で地山変位量も同程度破砕された葉片状の区間よりかなり大きく、これが原因で大きな荷重となったものと考えられる。

2) 直接地圧

地山荷重を支保周辺に取り付た12個のロードセルを介して支保工に作用せしめた。この測定結果を図-10に示す。

支保工円周上に配置した1つのロードセルの荷重の分担範囲は約88cmであるが、実際には矢板3枚分、すなわち45cmの分担範囲で、これ以下の範囲の地圧は矢板と矢板の間から変位となって解放されているものと考えられる。各ロードセルに作用した荷重を支保工円周上に等分布するものと仮定した場合の地圧強度は 4.1 t/m^2 となり、全円周上に矢板を掛けた場合に換算すれば約 8 t/m^2 の地圧となる。

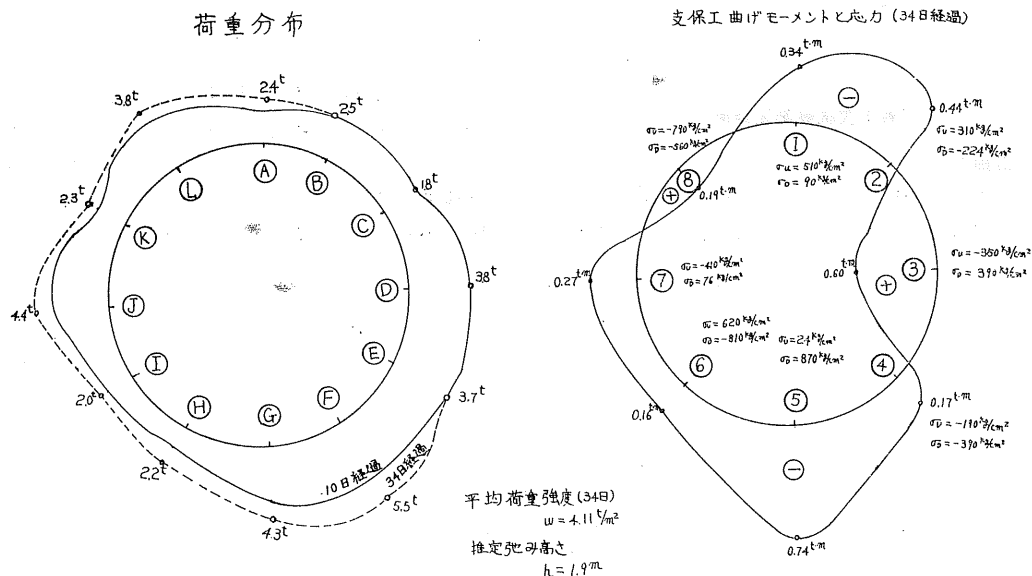


図-10 直接土圧測定結果

3) 支保工応力

カルソン歪計による支保工各部の応力の分布状況、さらに支保工各部の軸力、曲げモーメントの経時変化を R_1 型、 R_4 型、 R_5 型それぞれについて塊状、葉片状とを比較して示したのが図-11, 12, 13である。

R_1 型支保工の応力分布と R_5 型のそれとは非常に類似しているが、 R_4 型の支保工の場合はかなり異なった分布を示している。 R_1 型は支保工接合部にロードセルを取り付けてあり、その接合部は1カ所当り8本づつのボルトで、しっかり締めつけあって、支保工接合部を熔接して剛結し

た R_5 型の接合部とかなり近い状態となっているためと考えられ、また R_4 型の場合は2本のボルトだけで取り付けてあるため接合部の状況が前2者とかなり異なっており、このため支保工応力の分布に差が表われてきたものと推定される。

塊状蛇紋岩の支保工応力についてはなんら特性らしきものが見出せない。塊状部分では作用荷重が小さく支保工にも小さな応力しか発生していないために応力上の特性が判然としないものと思われる。

葉片状蛇紋岩帯で作用地圧が 15 t/m^2 程度のとき支保工

塊状蛇紋岩
葉片状蛇紋岩

——

曲げモーメント $T-M$

軸力 TON

下縁応力 kg/cm^2

上縁応力 kg/cm^2

10日経過

30日経過

90日経過

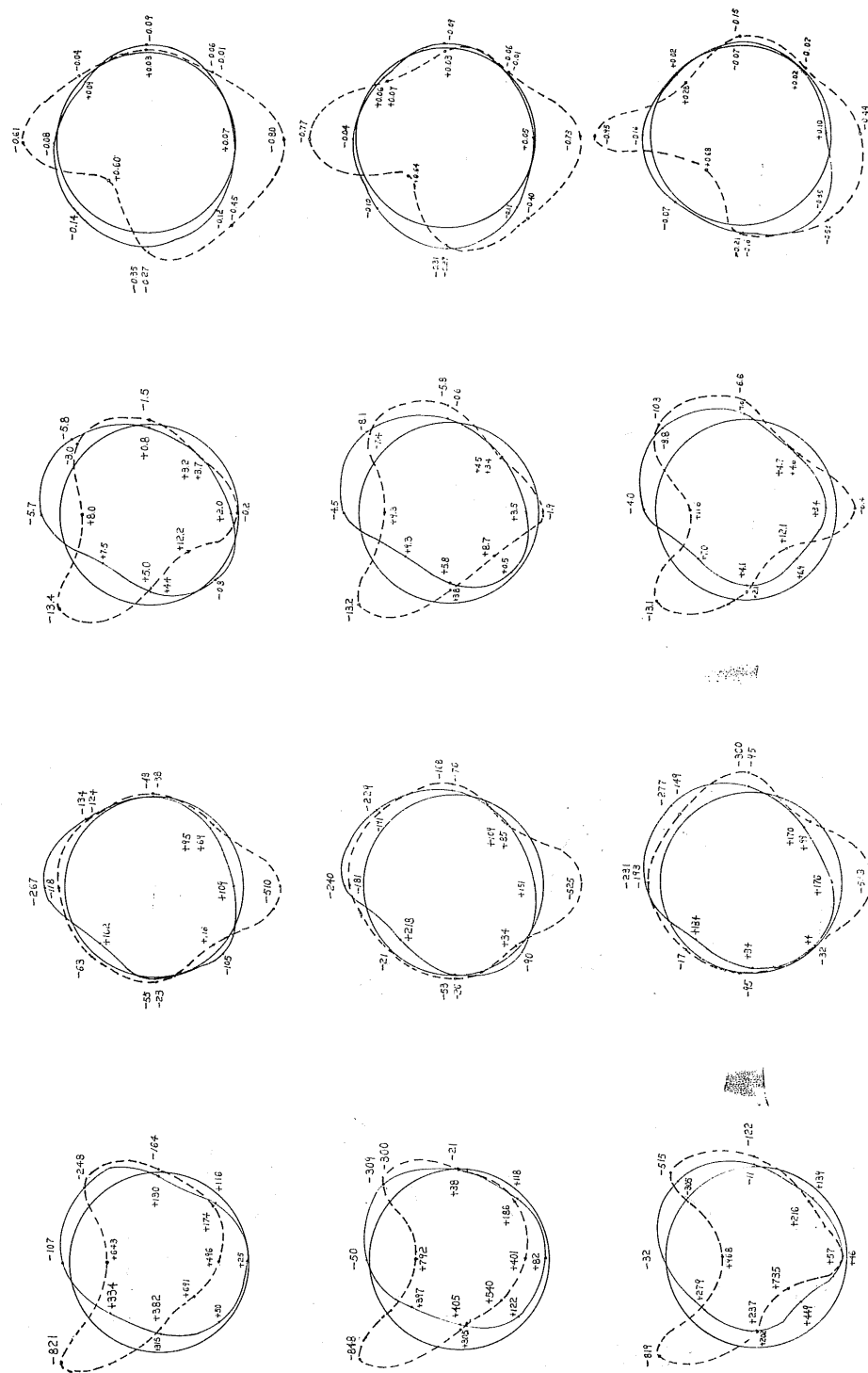


図-11 支保工応力 R_1 型

[illegible]

トモーズ曲

轉力 TON

下縁応力 kg/cm^2

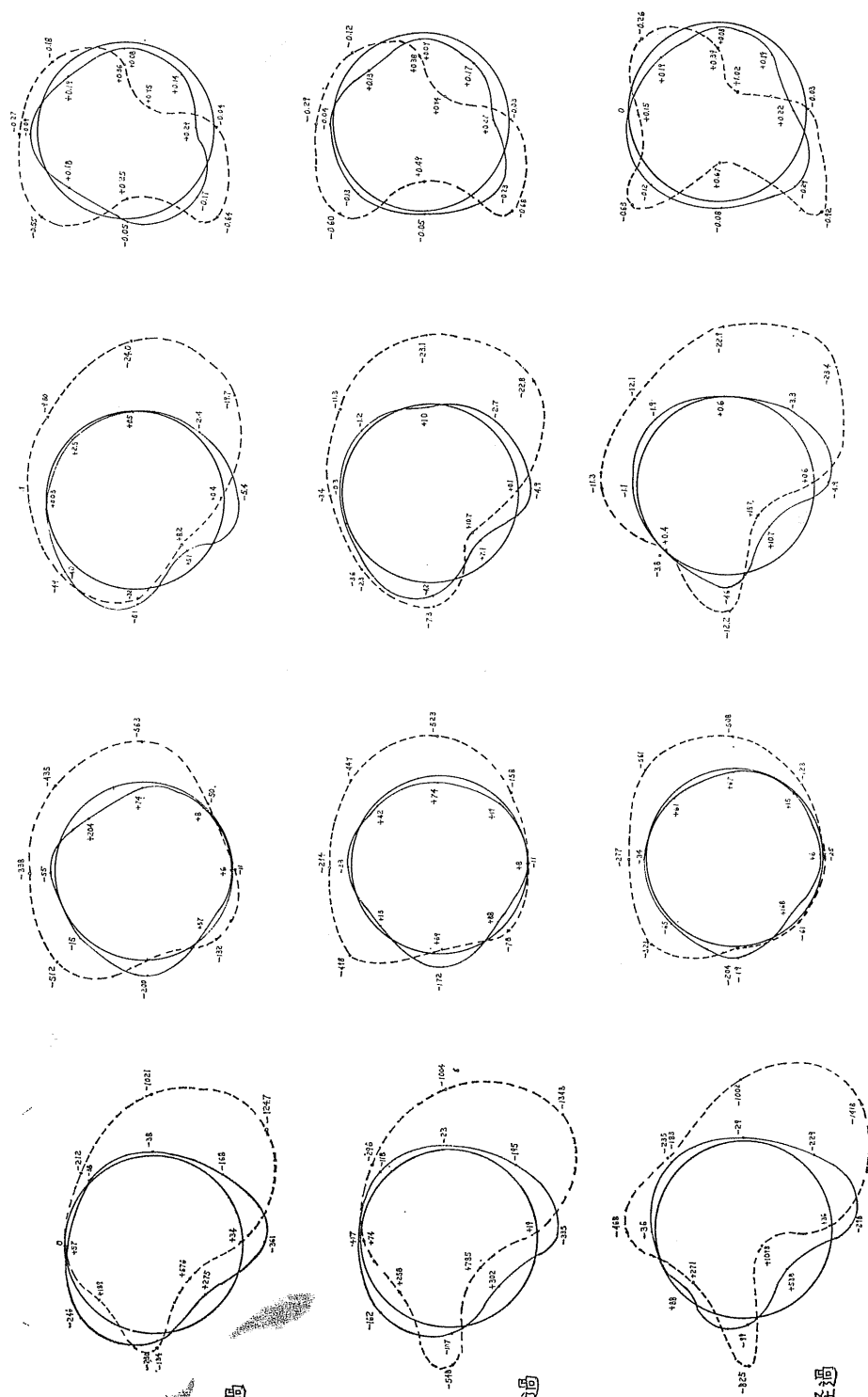
上縁応力 kg/cm^2

10日經過

30日經過

90日経過

图-12 支保工应力 R_4 型



塊状地紋岩
葉片状地紋岩

曲げモーメント T-M

軸力 TON

下縁応力 kg/cm^2

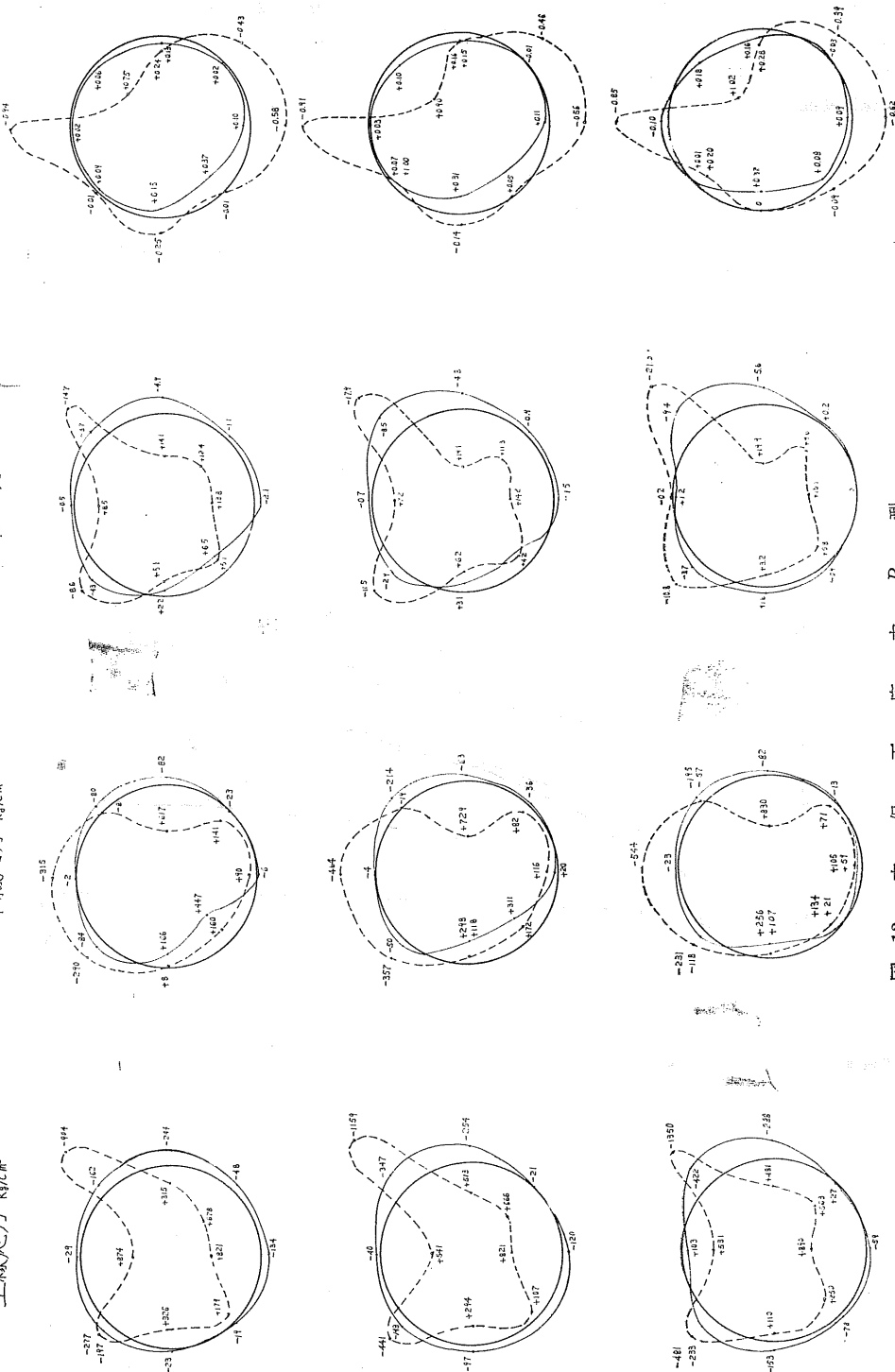
上縁応力 kg/cm^2

10日経過

30日経過

90日経過

図-13 支保工応力 R_5 型



応力は R_1 型支保工で $200 \sim 800 \text{ kg/cm}^2$, R_4 型で $70 \sim 1,350 \text{ kg/cm}^2$, R_5 型で $100 \sim 1,200 \text{ kg/cm}^2$ の値で支保工の降伏応力 $2,200 \text{ kg/cm}^2$ まではかなりの余裕がある。

4) 支保工変位

支保工の変位は塊状部ではほとんどなく、葉片状部分でもきわめて小さい。これは支保工応力が降伏までかなりの余裕をもっているために、ごくわずかの弾性変形量に見合った程度の変形におさまっており、大きい所でも $2.5 \sim 5 \text{ mm}$ 以下の値である。

5) 地山変位

掘さく表面の変位の経後変化を図-14に示した。

塊状蛇紋岩帯では相対変位 5 mm 以下のものが多く、掘さく後 $4 \sim 5$ 日経過すれば、その後の増加はほとんど止まっている。これに比して葉片状蛇紋岩帯では掘さく後、10日位までの変位がいちじるしく、その後もかなり継続して増加がみられる。塊状破碎帯の変位の増加傾向もほぼ葉片状蛇紋岩帯の場合と類似している。これら地山の表面変位の最終値は塊状部分で 10 mm 、塊状破碎帯では $10 \sim 20 \text{ mm}$ 、葉片状部分で $20 \sim 30 \text{ mm}$ 程度になっている。

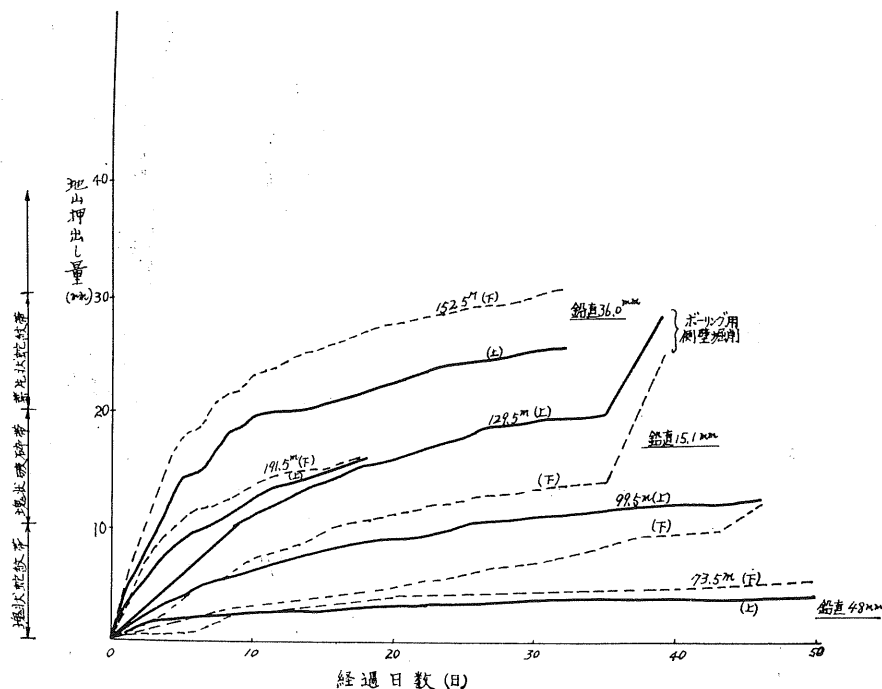


図-14 地山相対変化

6) 荷重増加と切端までの距離

支保工に作用する地山荷重は切端までの距離が近い間は地山自身のドーム作用によって支持されているが、これは切端が遠ざかるにつれて次第にアーチ作用に変ってくる。この間に支保工に作用する荷重は次第に増加し切端がある一定の距離以上離れてはじめて、切端での荷重支持がなくなって切端の影響を受けなくなる。

図-15は塊状、葉片状について支保工軸力の増加と切端までの距離との関係について代表的なものについて示したもので、塊状で約 8 m (直径の $2.5 \sim 3$ 倍)、葉片状では $12 \sim 13 \text{ m}$ (直径の $4 \sim 5$ 倍) 以上切端が離れれば、その影響を受けなくなる。

7) 矢板折損状況

矢板はすべて掛矢板で行なった。

矢板の折損は坑口より $100 \sim 200 \text{ m}$ 区間の各所にみられ

るが、ある区間にわたって連続して矢板が折損している区間は $150 \sim 160 \text{ m}$ 付近のみである。この区間は葉片状蛇紋岩帯でずい道周辺の地山が全面的に押し出てきたためと考えられる。矢板の位置は図-5に示した通りである。この中で矢板の位置⑥⑦⑧のところは折損しているかどうか調査が困難なので省略したが、多分ほとんど折損していないものと考えられる。

$150 \sim 160 \text{ m}$ 付近の矢板は掘さく後 $4 \sim 5$ 日で、折れ出し10日位までの折れが著しいがその後もわずかつづ増加している。この区間における矢板損率の経時変化を図-16に示した。次にずい道断面の天端から肩にかけての矢板の折れが多く下部にくるほど折損率が小さくなっている(図-17参照)。

他の区間の矢板の折損状況は $150 \sim 160 \text{ m}$ 付近とは若干事情が異っている。塊状の中に破碎されて葉片状化した部

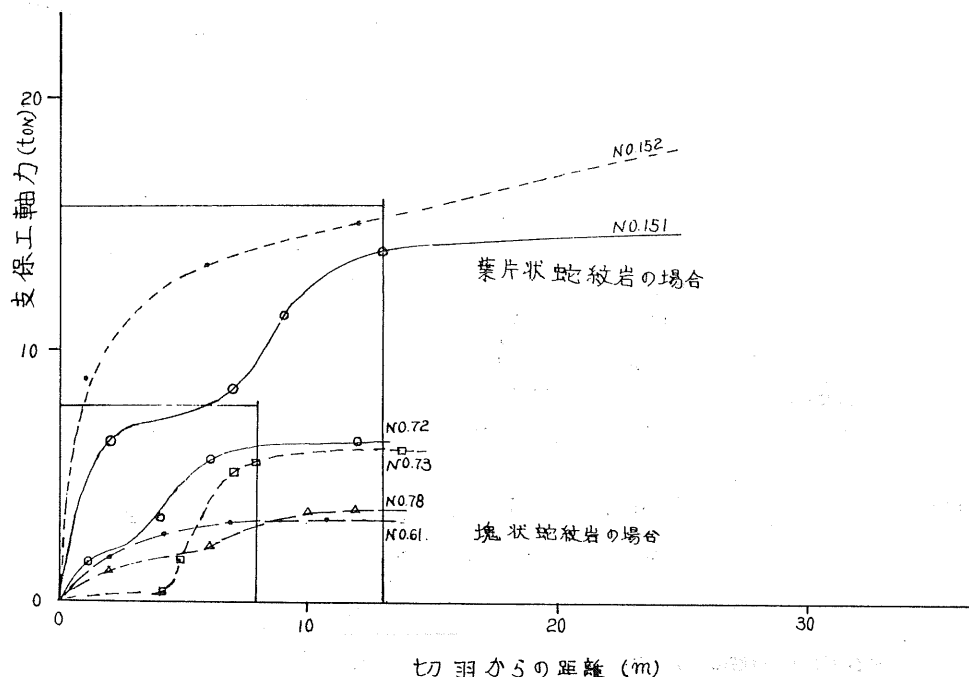


図-15 荷重増加と切端までの距離

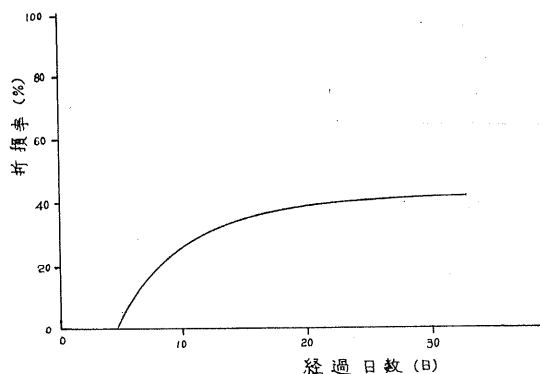


図-16 矢板折損率の経時変化

分が入ってきており、この葉片状化した部分の強度が弱い
ために塊状部分が剝離して下方にずり落ちてくる。このず
り出してきた玉状の岩石が直接矢板に当たり、局部的に矢板
が折損している。またこの外にも全体的には塊状であるけ
れども、幅 1 m 以下位の破碎して葉片状化した区間が含
まれており、この部分に押し出によって破損している場合
もみられる。このような区間では、ほぼ 1 スパンの矢板が
全面的に折損している。

8) 弾性波探査

弾性波探査は当初地表から行なったが、その後坑内から
も行なった。これらの結果を図-18 に示した。

坑内からと地表からの結果を比較した場合に、地表から
推定した速度帯が実際にずい道内に現われてくる位置に

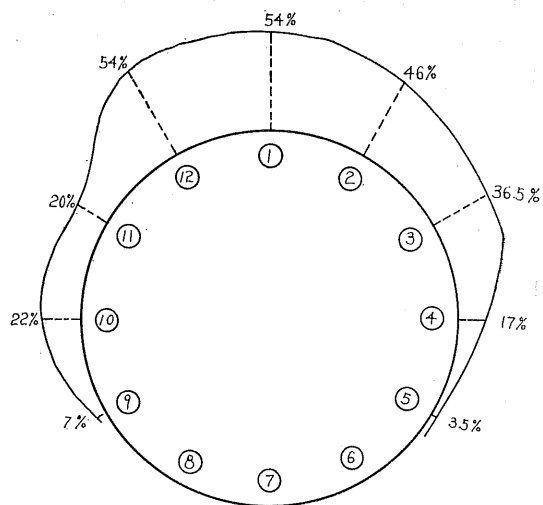


図-17 矢板折損率

20~30 m のずれがあった。これは各速度帯の傾斜を推定
するのが困難であることから起る。また地表からの場合に
は小範囲の速度帯の検出がむづかしく、或る範囲の平均的
な基盤速度が出ており、実際には局部的にいろいろな速度
帯が出てきている。

また弾性波速度を蛇紋岩の種類によって分類すると次の
ようになる。

塊状蛇紋岩	3.0 km/sec 以上
塊状破碎葉片状蛇紋岩	2.5~3.0 km/sec

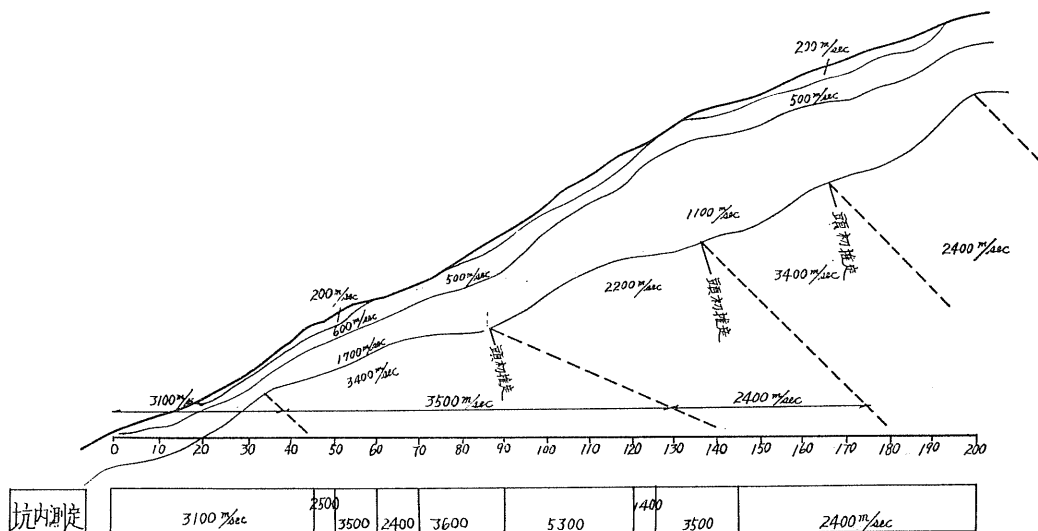


図-18 試験坑弾性波速度図

葉片状蛇紋岩

2.0~2.5 km/sec

8. 蛇紋岩の地圧特性について

1) 地圧の大きさ

地山荷重が円形断面に鉛直水平方向共に等分布荷重として作用するもの(図-19)と考えたときの地圧強度は支保工軸力より計算で求めることが出来る。

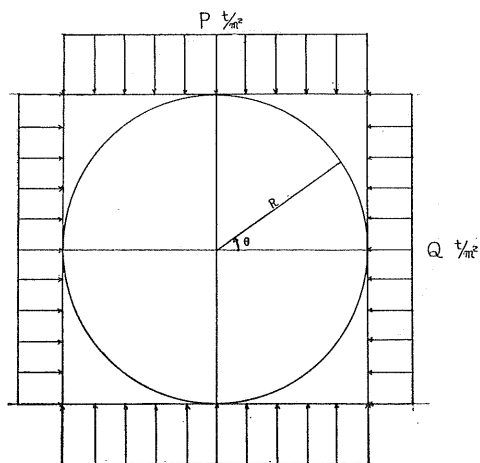


図-19 荷重モデル

$$N = -\frac{PR}{2}(1 + \cos 2\theta) - \frac{QR}{2}(1 - \cos 2\theta)$$

ここに N: ロードセルによる軸力 [t]

P: 鉛直方向等分布荷重 [t/m²]

Q: 水平方向等分布荷重 [t/m²]

R: 円の半径 [m]

第1次試験の結果から地圧の大きさを求めると表-2の

表-2 蛇紋岩の地圧の大きさ [t/m²]

蛇紋岩の分類	鉛直地圧	水平地圧
塊状蛇紋岩	3.0~4.0	2.0~5.0
塊状破碎葉片状蛇紋岩	3.0~6.5	3.5~5.0
葉片状粘土化蛇紋岩	6.0~13.0	6.0~10.0
塊状破碎(湧水帯)	13.0~14.0	8.0~10.0

ようになる。

2) 蛇紋岩の種類による地圧

第1次試験の結果から見る限りでは、支保工に作用する荷重の最も大きかった150~170m間(図-6)の地山は、粘土状蛇紋岩を主体とし、破碎された塊状礫を含むものから粘土化の強い葉片状蛇紋岩までを包含している。それに続く170~185m間は玉石を多く含み、湧水を伴っている。150m以前の区間は荷重がずっと少なかった。この部分は塊状を主とした葉片状蛇紋岩からなっている。

これらのことから見ると「粘土化」の程度が地圧の第1の要因となるといえる。玉石を多く含むところは破碎や変形の程度が少ないところであり、それだけ地山は強い。しかしこの様な部分でも湧水があれば玉石の周辺部の粘土は融けて流失するので荷重は大きくなる。

荷重の最も小さいところから大きい方に蛇紋岩の地質を分類すると

- 主として塊状からなる蛇紋岩
- (玉石を含む) 葉片状蛇紋岩
- 1及び2で湧水を伴うもの
- 粘土化が進んだ蛇紋岩

ようになる。

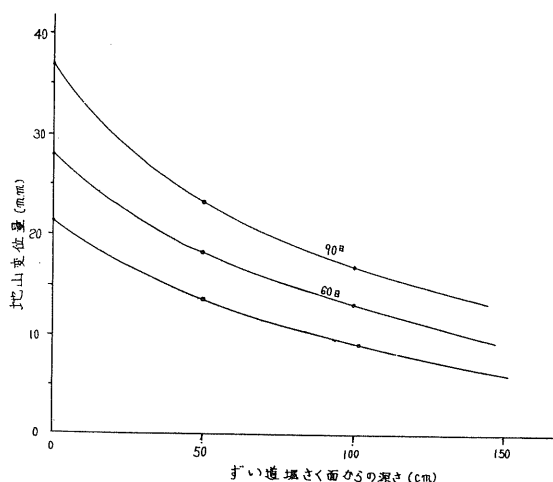
葉片状蛇紋岩でも緑～淡緑色のものは、いわば粘土が固結したようなもので、水やわずかの加圧によって変形したり、崩壊する。また、坑内の観察から蛇紋岩の1つの特性と考えられることは、時間の経過とともに岩質のものが変化し、粘土状になって弱くなっていくことである。

3) 地圧の原因の推定

第1次試験の結果から総合的に地圧の原因を推定すると次のようになる。

塊状蛇紋岩における地圧は、主として掘さくによる地山のゆるみによるものであり、塊状内部の亀裂、葉片状化した部分からの塊状の離脱などによって局部的な荷重となつて支保工に作用してきているものと考えられる。

葉片状蛇紋岩における地圧は、地山の押し出しによる膨脹性地圧と考えられる。この膨脹性地圧の原因は、地山の岩石試験の結果から判断してモンモリロナイト等の粘土鉱物による吸水膨脹や膨潤、化学変化等によるものではなく地山の一軸強度 ($1.0 \sim 4.4 \text{ kg/cm}^2$) からみて、潜在応力の解放と掘さくによってトンネル周辺に発生するせん断力に対する地山の塑性的な変形にもとづく膨脹地圧と考えられる。この種の地圧はずい道掘さく初期に比較的大きな増加



図—20 ずい道周辺地山相対変位

傾向を示すが、やがて平衡状態になる(第1次試験では約10日、第2次試験では20日後後)。これは一種のグランドアーチが地山内部に形成されるため、地山の変位量(ずい道周辺地山の押し出し量)はずい道掘さく面に近い程大きく地山内部にいく程小さくなる(図—20)。

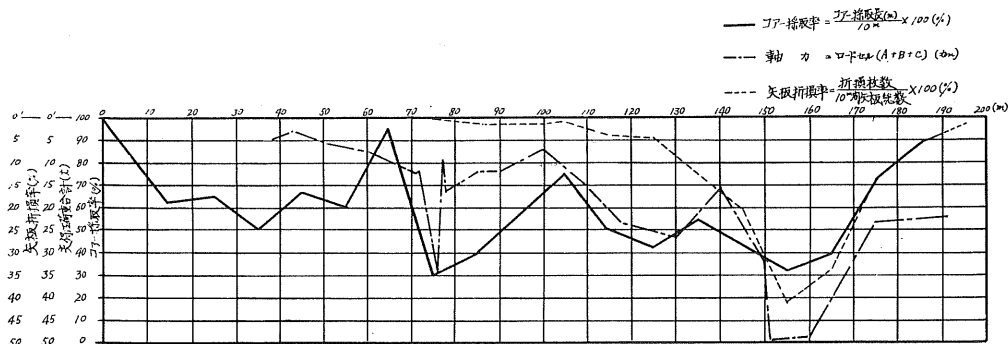
地山の変位量を掘さく表面からの深さに対してプロットし地山変位が0となる深さにグランドアーチが形成されると同時にグランドアーチ自身も時間の経過にしたがって移動するので固定化して考えることは出来ないが、第1次試験において葉片状粘土化蛇紋岩帯では掘さく面から2.5～3.0 mの奥に生じている。

4) ボーリングの結果と地圧の大きさ

予備調査の結果からずい道地質を想定して測定計画をたてたが、実際にずい道を掘さくしてみると、予備調査の結果とは大きく相違しており(図—18参照)、意外に堅固な蛇紋岩が多く、特に120 m地点の葉片状蛇紋岩と推定した地点は70 m地点の塊状蛇紋岩とは大差なく、試験ブロックを予定していたが中止された。この様に水平ボーリングの結果と実際ずい道を掘さくした場合の地質とはこの試験工事に関する限り、相当の違いがあった。

これは蛇紋岩がその複雑な変質作用を受けた結果、一定の方向性もなく、はっきりした層状にもなっていないためにボーリング位置が少しずれただけで岩石の状態が非常に変わり得ることを示すものと考えられる。また塊状と葉片状とが入り混っている場合には、塊状のある断面内に於ける位置、大きさ等によっては、コアからの地質状況の判断と実際ずい道を掘さくした場合の切端の状況とは、まったく違った感じを受ける。そこでボーリングで採取したコアの岩質のみでなく、ロットの貫入抵抗、コア採取率、コアの塊状率等、総合的な資料を解析して判定することが特に蛇紋岩の場合については必要であると考えられる。コアの塊状率とは採取したコアの中でしめる塊状蛇紋岩比である。

蛇紋岩のように塊状と葉片状が複雑に入り込んだ地質に



図—21 コア採取率、支保工軸と矢板折損率の関係

において詳細にボーリングのコアーを見ても傾向的なものを導き出すことは困難であるから極く概略に単位長さを 10 m にとって、この間に於ける平均的なコアーの採取率を求めて、これと支保工ロードセル 3 個による荷重の合計値とさらにこれ等と矢板折損率との関係をプロットしたものを図-21 に示した。これによるとコアー採取率とロードセルの荷重合計値とはかなり良く一致した傾向を示しており、ボーリングのコアー採取率からある程度地山荷重の概略を推定出来そうである。

	コアー採取率	支保工軸力
葉片状蛇紋岩	40% 以下	12~20 t
塊状破碎帯	40~60%	8~12 t
塊状蛇紋岩	60% 以上	8 t 以下

9. 第 2 次試験計画

外径 3.0 m の円形断面に関する第 1 次試験の結果、最も地圧の大きい葉片状粘土蛇紋岩の地圧が 15 t/m² 程度で通常の鋼製支保工を用いたずい道工法で掘さくが可能であることが判明した。

そこで第 2 次試験では本工事に近い条件のもとでの地圧と、それによる支保工応力に関連した測定を行ない、これに地山の岩石試験を加えて本工事での設計施工の基礎資料とするのを主目的とする。そしてこの坑道掘さくを通じて本工事での施工法の確立をめざし、地圧の増加傾向を勘案

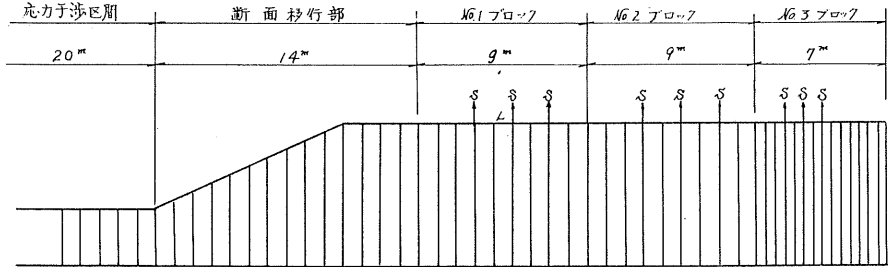
してコンクリート覆工試験を行なう。また、トルクレットによる吹付工法の試験もあわせて行なう。

試験場所は図-18 に示した弾性波速度 2.0~2.4 km/sec の葉片状蛇紋岩帯で行なう。

そして図-22 に示すような計画に従って第 2 次試験を開始した。なお計器配置は図-23 のとおりである。

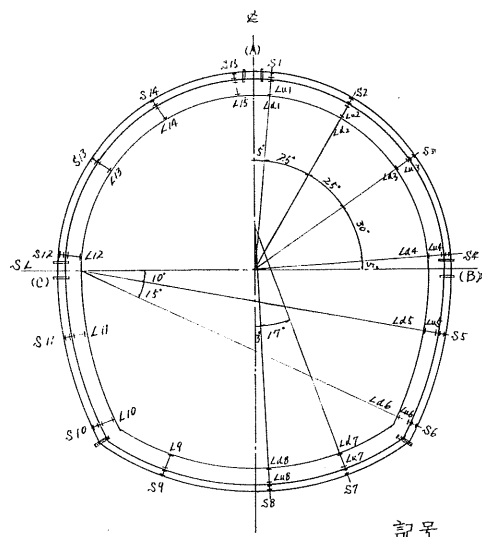
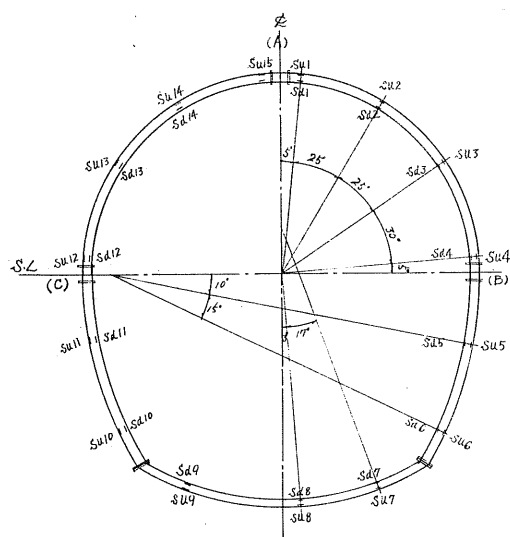
第 1 次試験結果から蛇紋岩帯不ずい道の施工にあたっては次の各項を考慮すべきと考える。すなわち

- 1) 設計断面はできるだけ円形に近いものとしインバートをつける。
- 2) 掘さくはできるだけ全断面に近い形で掘ること。従来の導坑切掘げ方式によれば、導坑、上半 土平が終り支保工全部の建込みが終るには約 2~3 カ月位を要する。この間に地山の塑性変動(押し出し)が大きくなり地圧の誘発源は進み、ますます施工が困難となる。
- 3) 全断面の切端が持ちきれない場合は、上半と下半に分けて掘さくするもやむを得ないが、上半と下半とはできるだけ接近させて、インバードを含む全支保工を速やかに施工する。
- 4) 強大な地圧、押出しの原因となる矢板裏の隙間を出来るだけ小さくするため縫地工法をさけ掛矢板とする。
- 5) 覆工は二重巻とし、外巻完了後変状状態を見極めた後内巻を施工する。



支保工	H-125	H-150			H-125
支保工間隔	100 ^{cm}				50 ^{cm}
覆工巻厚	40 ^{cm}		45 ^{cm}	30 ^{cm}	吹付 15 ^{cm}
掘さく工法	全断面(2段掘り)掘さく工法		2段ベーク式掘さく工法(上半先進)		
施工法の研究	施工の可否		施工法の検討 月進の推定 適正巻厚の検討		吹付による 山留の可否
地圧の研究	断面拡大による支保工の 変形状況の観察		支保工覆工コン クリート応力測定	支保工応力測定 池山試験	支保工応力測定 吹付状況観察

図-22 第 2 次 試 験 計 画



記号

Su: Sd	支保工用 ケーブルに巻計
Lu: Ld	覆工用 ケーブルに巻計
A, B, C	ロードセル

図-23 第2次試験計器配置図

10. 第2次試験工事概要

第2次試験は特1号型断面に関する試験であるため、坑道分岐、円形断面の応力干渉区間、円形断面から馬蹄形特1号型断面、さらに卵型特1号型断面(図-3)へと断面の大きさ、形の変化があった。そのために使用材料が多様多様にわたり、しかも覆工コンクリート、トルクレットによる地山吹付、覆工背面グラウト等使用する骨材、セメント等の材料の量が1次試験に比較して非常に多くなっている。

工事は第1次試験の円形坑道内から3カ所水平ボーリングを行なって地質を検討した結果、円形坑道175 m地点より右50度の方向に掘進することを決定し、まず坑道分岐から開始した。

分岐部から延長20 mの区間は1次試験と同様に、全断面掘さくを行なって3ピースからなる鋼製支保工を1.0 m間隔に挿入した。この区間は2つの坑道が距離的に近く地山応力が互に干渉しあうので、地圧が大きく全面的に矢板が折損した。次の移行部は外径3.0 mの円形断面から馬蹄形特1号断面への取付区間で掘さくは全断面掘さくを行なったが、次第に切端が大きくなり切端よりの崩落がしばしばあって作業に危険を感じたので各掘さくサイクル毎に鏡面防護を行なった。この区間はラッパ状に断面が拡大しているので、坑道軸方向の地圧も受けるために支保工が切端側に倒される傾向があって、スチールベルトで各支保工を連結し3.0 mの円形断面部分に定着すると共に片側3カ

所、合計6本の鋼管パイプをヤラズとして支保工の倒れを防いだ。

移行部から4.0 m間は馬蹄形1号型断面で全断面2段発破を行なったが支保工脚部が直線であるため側圧による坑道内部への変形が大きくφ6インチの鋼管パイプ2本による胴梁で補強した。全断面掘さくは卵型特1号断面で5 mまで行なったが、設備の関係で削孔、支保工建込みはビデオ足場を3段に組立てて行なった。また鏡面防護はH鋼を3段に渡して、それに矢板を固定する方法で行なった。

卵型特1号断面(図-3)5 m以降は後述するような理由で2段ベンチカット工法を採用し、上半断面を7~8 m先行し直線および曲線の上半ストラットで上半支保工の脚部を固定した。上半のずりはベルトコンベアで下段に落した。この工法によると鏡面防護が不要で足場の組立て、解体、撤去も不要でサイクルタイムも短縮されたが、上半支保工組立てを先行するので、下半部の掘さくから下半支保工組立てまでの間に、上半支保工の沈下を防止するための特別の対策が必要である。この対策としては上半支保工の基礎にシートパイル(幅40 cm、長さ60 cm)を敷くとともに、H型鋼(H125、長さ4.5 m)のクラウンバー4本、ウォールバー(H150、長さ5.0 m)で既に脚付した支保工から支持して上半支保工の沈下を防ぐ方法を講じた。

上半ストラットは長柱となるために挫屈耐力が少なく、また支保工脚部の沈下および内梁の挿入によって曲げモーメントが作用してストラットの変形が著しく、特に直線ス

トラットに於いて著しかった。また下半の掘さくの際には、火薬量を少なくして発破による地山の過大破壊を防ぎ極力上半支保工の沈下を押さえると共に、発破による上半支保工の損傷を起さないために、ピックによる成形が必要となってくる。この場合下半側壁部に玉状の大きな蛇紋岩があると小割発破、およびピック掘りではかなりの時間を費やすことがあった。

卵型特1号断面第3ブロックの掘さく工法は第2ブロックと同じ2段ベンチカット工法を採用したが、掘さく後支保工を建込み、矢板は使用せず即座にトルクレットによるコンクリート吹付を行なった。下半も掘さく後支保工だけを建込んで即座に地山に吹付を行なった。鏡面も奥行き1.0 mのスラップを設けて吹付だけでもたしている。

覆工コンクリートは呉プレーシープレーサーを使用し、移行部、第1、第2各ブロックの打設を行なった。当初プレーサーは骨材の分離からくるいろいろな問題が懸念されたが、実際の打設はセミ連続方式で行なって、その状況を観察したり、プレーサー前後でまだかたまらないコンクリートの品質管理試験を行なって検討した結果、特別懸念すべき問題もなく比較的順調に打設することが出来た。むしろ施工性の点ではコンクリートポンプ以上のものがあり、運搬、据付、操作等あらゆる面で簡便で故障も少なかった。ただ今回はミキサーの容量が小さく、またロコの運動能力がプレーサーの打設能力以下であったために1日10時間当たり約10 m³のコンクリートしか打設出来なかった。

覆工コンクリート打設後、背面ブラウトを行なった。グラウトにはアジポンプを用いて発泡剤グラリオン混入のモルタルグラウトを施工して背面の空隙を充填した。

11. 2段ベンチカット工法

1) 全断面掘さく工法の可否

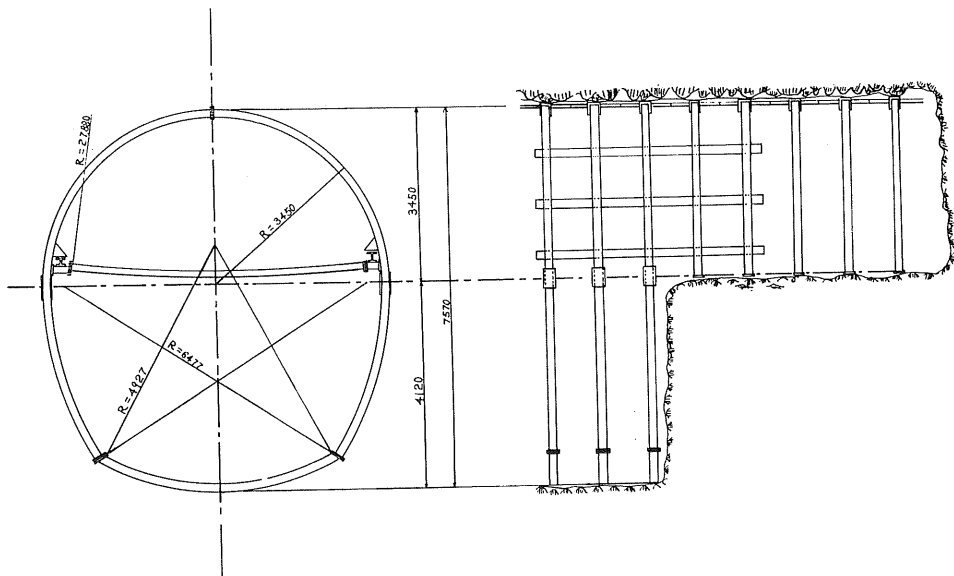
掘さく工法は当初全断面掘さくとして出発した。しかし次の理由からこの工法による施工は5 mで打ち切り、2段ベンチカット工法に切替えた。

- i) 掘さくから支保工建込みまで約2日(4方)要し、その間に切端面が弛緩し、鏡押え用H型鋼および鋼管が押されて著しく変形したり切端の崩壊が予想されたこと。
- ii) 支保工建込みのとき、特にインバートストラットの根掘りの時の、切端からの崩落による危険が著しく大きいこと。
- iii) 鏡面防護にかなりの時間がかかり進捗が落ちること。

実際に切端からの崩落があったため、全断面掘さくを断念した。

2) 2段ベンチカット工法

掘さくはスプリング位置と上半と下半に分けて上半は上半支保工を建込みながら7~8 m先行する(図-24)。上半のずりにはベルトコンベアで下段に落とし、下段でトロに積込む。上半支保工には水平地圧に対抗するために、上半ストラット(図-24)を入れて上半支保工の脚部を固定する。下半支保工を建込んでから上半ストラットをはずす。上半ストラットは出来るだけ転用する。上半支保工と下半支保工とのジョイントは添接プレートをあてて、H鋼内外フランジをボルトでしめて補強する。下半の掘さく時には上半支保工を片側当り3カ所で、既に下半の建込みを終了した支



図—24 2段ベンチカット工法掘さく図

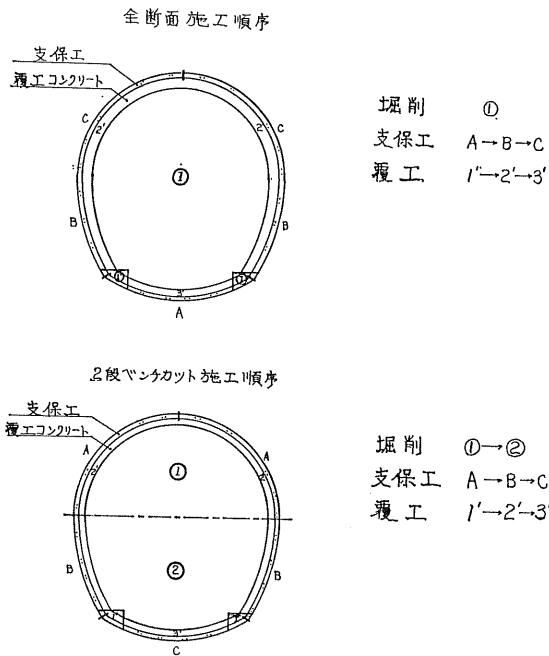


図-25 施工順序

保工よりクラウンバー式(図-24)に連結して上半支保工の沈下を押える。

なお、全断面掘さくと2段ベンチカット掘さくの両工法の施工順序は図-25のとおりであった。

12. 第2次試験測定結果概要

1) 測定経過

測定は第2次試験の目的からして施工法に主眼が置かれたが、測定事項としては

- i) カールソン歪計による支保工応力の測定
- ii) 直視歪計による支保工応力の直視的観察
- iii) ロードセルによる支保工軸力の測定
- iv) カールソン歪計によるコンクリート覆工応力測定
- v) 支保工、地山変位の測定
- vi) γ 線密度計、中性子水分計による地山密度、含水比の測定
- vii) 地山載荷試験
- viii) インパストストラットの応力測定

等が主なものであるが、この外に2段ベンチカット工法の場合の測定事項として

- i) ロードセルによる上半支保エベース反力の測定
- ii) 上半支保工の沈下量の測定
- iii) 上半支保工の水平変位の測定
- iv) 上半ストラットの応力測定
- v) 上半支保工の下半掘さくまでに生ずる曲げモーメント、軸力の測定

があり、現在2段ベンチカット工法に於ける測定および地山密度、含水比、載荷試験関係の測定が終了している。また覆工コンクリート、吹付コンクリートに関する品質管理試験関係の測定もすべて終了している。この他調査としては、矢板の折損状況、覆工コンクリートおよび吹付コンクリートの亀裂調査があり、亀裂調査についてはダイヤルゲージ等によって今後も継続して行なう予定である。

各測定について第1次試験と違って施工の関係から種々測定に関して障害となる問題が多くあって、特に地山変位支保工変位等に関しては、ずり出し、コンクリート打設、グラウト等掘さく後長期間障害となり当初を考えていた様な測定は出来なかった。測定は地山の掘さく直後から初期のものに大きな意味があり今後継続して測定するものとしては

- i) カールソン歪計による支保工応力の測定
- ii) 直視歪計による支保工応力の直視的観察
- iii) ロードセルによる支保工軸力の測定
- iv) カールソン歪計によるコンクリート覆工応力測定
- v) 地山変位の測定

があり、この他坑内の変状に関する諸種の調査はその都度行なっていく予定である。

2) 測定概要

現在まだ測定中のものは、結論を下せないが現在までの経過を以下概略報告する。なお測定が終了しているものは後述する。

全般的に支保工に作用する地圧が大きく、支保工が局部的に降伏している箇所も何箇所も見られる。また一般に2段ベンチカットに対して全断面工法を採用した区間の支保工応力は増加が著しく、ロードセルの値に例をとってみても、支保工建込み後10日前後でスケールアウトしているほどである(50t容量)。カールソン歪計による支保工軸力についてみても初期の荷重増加が著しいが支保工建込み後、20日前後で平衡して落ちついてきている。全断面工法区間では途中における支保工応力の解放がないために一見支保工応力の初期の増加が著しく比較的早い時期に平衡状態に達しており、この間の増加傾向は1次試験の葉片状蛇紋岩と良く似ている。したがって地山に対しては地圧に充分耐え得る大きさの支保工を建込み、支保工の局部的な降伏を避けることが出れば、2段ベンチカット工法より望ましいと考えられる。

掘さく後25日経過した支保工 No. 337 についてその支保工軸力の大きさから地圧を概算して求めると

$$\text{鉛直地圧 } P_v = 12 \text{ t/m}^2$$

$$\text{水平地圧 } P_h = 18 \text{ t/m}^2$$

となり、側圧が比較的大きい。この側圧によって No. 336 支保工スプリングより1.3 m 上部に挫屈が生じた。覆工コンクリートの打設によって支保工が拘束され荷重の支持条

件が改善されるため支保工応力は横ばいとなっている。

支保工、地山変位、直視歪計の測定は長期間上半のずりが障害となり、ずりがなくなれば次のコンクリート打設によって測定不能となったり、この間に測点の変動があったりして思うような測定が出来なかった。全般的な傾向としては、断面が上下方向に押されて脚部が地山側に押しひろげられる様な支保工変位となっている。

吹付コンクリート施工区間の支保工応力は非常に短期間に荷重増加が止っており、しかも曲げモーメントが普通工法区間に比して小さい傾向となっている。また上半支保工に比して下半支保工の応力が一般に小さい等の結果となっており、吹付コンクリートの地山に対する特性が良く出てきている。

3) 矢板折損状況

支保の折損は支保工建込後、早い所で7~10日目ではじまる。全般的にアーチ部の折損は比較的少なく、アーチスプリング上部より脚部にかけて折損が著しい。このことは蛇紋岩の地圧特性の1つである側圧が大きいことを示している。

4) 地山載荷試験

載荷試験装置を用いて蛇紋岩の荷重~時間~変位曲線を求め、地盤支持力および受働土圧係数を決定し、支保工沈下および支保工の応力解析に使用することを目的として行った。その結果を表-3に示した。

表-3 地盤支持力

測 点	最 大 荷 重 [t]	最 大 支 持 力 [t/m ²]	短期許容支持力 [t/m ²]	長期許容支持力 [t/m ²]	岩 質
No. 1	12.5	179	120	60	葉片状粘土化
No. 2	6.6	94	63	31	葉片状粘土化
No. 3	12.5	179	120	60	塊状破碎粘土化

13. 2段ベンチカット工法に関する測定

1) 地山変位

下半支保工建込みまでの地山変位の状況を図-26に示した。地山変位は10日で約40~50mm前後の値を示しており、第1次試験の葉片状のところでは10日で約20mm前後の値で約2倍の大きさである。これは主に断面の大きさが関係してきているものと思われる。

2) 支保工変位

上半支保工の横方向変位は、下半を掘さくするまでに大きい所で20mm位、内空断面を縮める方向に変位しているが、全般的に1~5mmの変位を示すものが多い。また一部には、地山側に2~5mm変位している支保工もある。測定位置は支保工スプリングより80~90cm上方の位置で測定しているため、鉛直荷重が側圧よりも大きく使用する所では支保工が地山側に変位するものと考えられる。

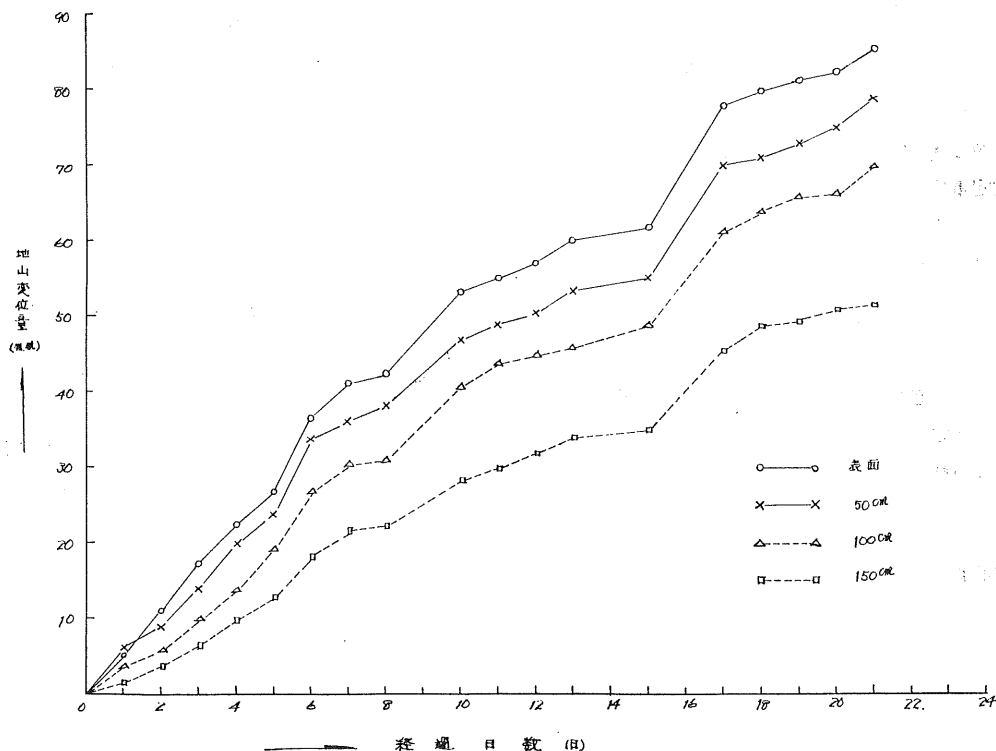


図-26 上半地山変位

3) 支保工軸力、曲げモーメント

下半支保工建込みまでに、上半支保工建込み後1週間から3週間程度経過している。その間に上半支保工に生ずる軸力は10~40tの値を示している。図-27に示すように、これらの軸力は下半建込み時に上半軸力は7~8tから20t、最も大きい所で30t以上激減しているが、下半支保工建込み後は最初の増加勾配と同程度かむしろそれ以下の勾配で増大している。一般に下半掘さくまでに上半支保工に生ずる軸力は極端に大きな値とはならない。これは支保工脚部の沈下となって解放された結果であり、本格的に大き

な軸力となってくるのは下半支保工を建込んだ後である。

支保工軸力の増加は全断面工法による場合よりも長期間続き、掘さく後30日以上経過してもなお続き、覆工コンクリート打設まで平衡してこない。この間に支保工の降伏点を超過している部分も出ている。

上半支保工の曲げモーメントは、比較的小さく大きくても2.0t-m程度以下の所がほとんどである。下半掘さくによって曲げモーメントの符号が逆転している所もあって、この工法の場合は施工中に種々複雑な力が支保工に作用するものと考えられる。

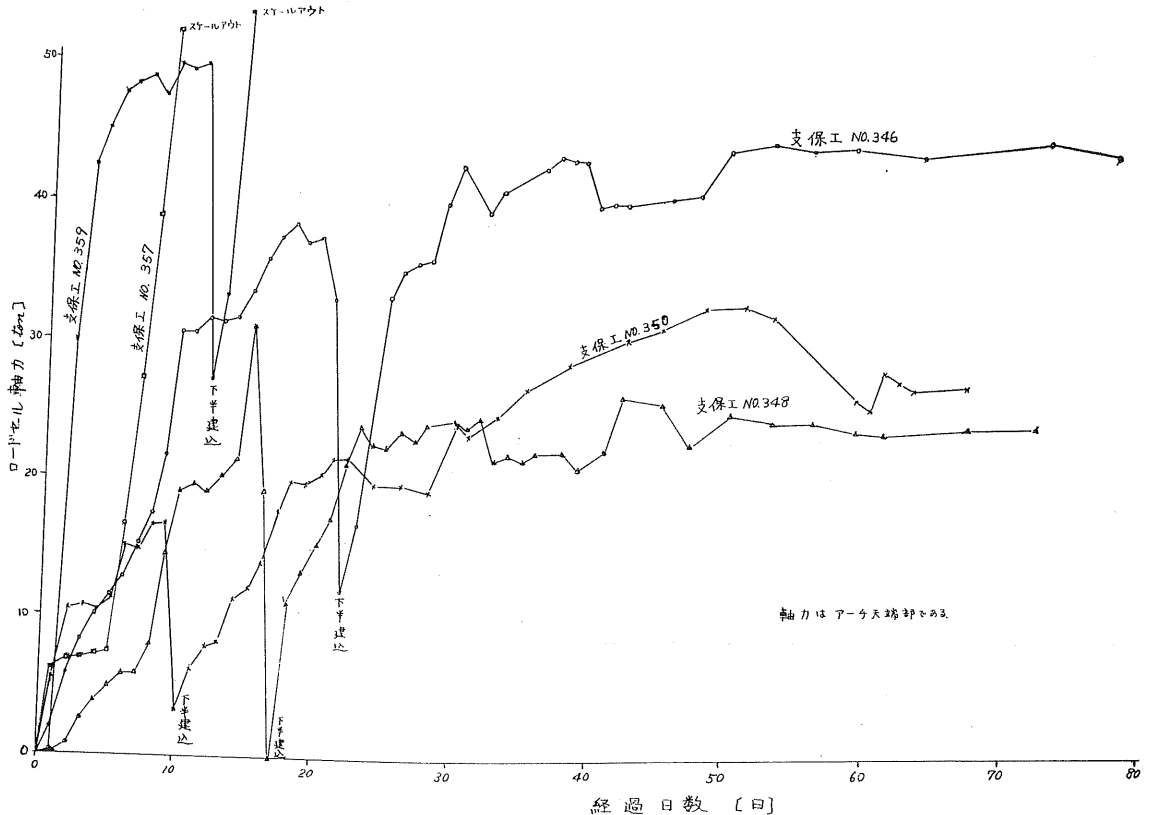


図-27 第2次試験ロードセル軸力経時変化

4) ベース反力

上半支保工のベース反力の測定は図-28に示す方法で行なった。ベース反力の値は4~10t程度で支保工軸力と比較して非常に小さい。ベース反力は地山の支持力の大小による沈下、上半ストラットによる反力の転移、支保工と地山とのブロッキングによる摩擦力的な力等に関係している。下半掘さく直前における上半支保工のベース反力の測定値を表-4に示した。

5) 上半支保工沈下測定結果

支保工基礎には皿板(木製 250×150×45) 2~3枚重ねに敷いて矢板式による場合とシートパイル(八幡I型長さ60cm)を敷いて吹付コンクリートを施工した場合について2

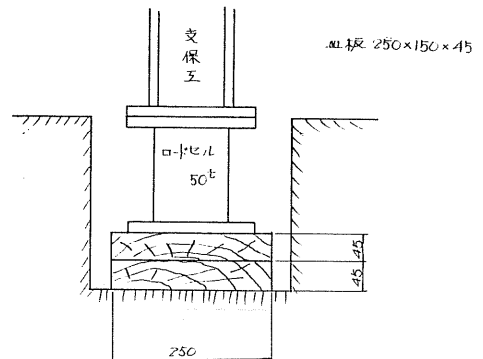


図-28 上半支保工のベース反力測定法

表-4 下半掘さく直前に於ける上半支保工ベース反力 [t]

支保工 No.	340	341	342	343	344	345	346	347	348	349	350	351	352
山 手	—	4.0	—	9.0	5.8	9.8	10.8	8.0	16.0	5.2	7.6	9.2	3.2
川 手	—	7.3	—	5.4	5.2	6.6	7.8	7.8	7.8	7.0	5.0	4.6	3.0

表-5 上半支保工沈下量 [cm]

支保工	山 手 ベース	クラウン	川 手 ベース	経 過 日 数 (日)	備 考
340	12.2	8.2	11.2	6	普通工法区間 皿板基礎
341	12.3	7.0	9.0	7	
342	12.0	8.0	8.2	7	
343	11.0	8.0	8.2	7	
344	12.0	6.0	6.0	7	
345	8.4	16.4	16.0	21	
346	24.8	13.6	15.6	21	
347	22.0	10.0	16.4	22	
348	17.0	5.4	12.4	17	
349	13.2	6.0	15.4	15	
350	3.6	3.2	2.4	9	吹付工法区間 シートパイル 基礎
351	5.0	2.4	4.4	13	
352	3.6	1.2	1.6	13	
357	7.1	—	6.3	18	
358	3.5	—	4.7	13	
359	5.1	—	4.4	12	
360	3.0	—	2.4	11	
361	3.2	—	3.1	10	

段ベンチカット工法の場合の下半部支保工建込みを経て上半支保工の沈下が落ちつくまでの全沈下量は表-5の通りである。

14. 覆工コンクリートの施工

覆工試験は移行部は 40 cm で 13 m 区間インバート、側壁、アーチの順に打設した。第 1 ブロックは 45 cm 巻厚で 9 m 区間側壁、アーチは同時に打ち、インバートは後から打設した。9 m 区間を 4.5 m づつ 2 回に分けて打設し覆工コンクリートの応力を測定するためにカールソン歪計を入れた。また第 2 ブロックは 35 cm 巻厚で第 1 ブロックと同様な方法で打設した。この区間には歪計は入っていない。

1) 使用骨材

セメント：富士セメント B 種高炉

粗骨材：沙流川産

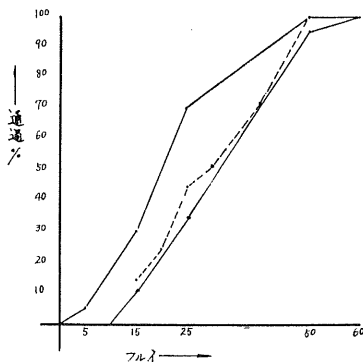
細骨材：海砂(苫小牧産)

混和剤：ボゾリス No. 5

2) 骨材試験

粗骨材細骨材の粒度試験結果は図-29のとおりであった。また骨材の比重、吸水率は表-6のとおりであった。試験はいずれも JIS によっている。

粗 骨 材



細 骨 材

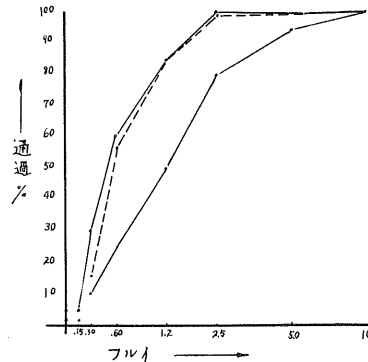


図-29 粒 度 試 験 結 果

表-6 覆工コンクリート用骨材試験

	単位体積重量 [t/m³]	比 重	吸水率 (%)	F.M		単位体積重量 [t/m³]	比 重	吸水率 (%)	F.M
細 骨 材	1.73	2.62	1.41	3.42	粗 骨 材	1.75	2.70	1.46	7.97

3) コンクリートの示方配合

28日強度は 250 kg/cm² である。

コンクリートの示方配合は表-7のとおりである。目標

表-7 覆工コンクリート示方配合 [1m³ 当り]

骨材最大 寸法 (mm)	水セメ ント比 W/C	単位セメ ント量 C (kg)	単位水量 W (kg)	絶対細 骨材率 S/A	細骨材量 S (kg)	粗骨材量 G (kg)	スラン プ (cm)	空気量 (%)	混 合 剤
40	46.7	330	155	33	655	1,323	13±1	4±1	ボゾリス No. 5

4) 圧縮強度試験

コンクリートの打設は呉プレーシーを使用するため、ミキサー吐出直後、およびプレーシー入口、プレーシー出口等についてまだ固まらないコンクリートについてスラン

プ、空気量、圧縮強度 (σ_3 , σ_7 , σ_{28}) について試験を行なった。養生は水中と坑内大気中の2種類について行なった。なお坑内の平均気温は 10~13°C であった。

試験の結果を表-8, 9に示した。

表-8 コ ン ク リ ー ト 管 理 試 験

打 設 場 所	材 齢 (日)	養 生 条 件	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	ス ラ ン プ (cm)	空 気 量 (%)	備 考
移 行 部 インバート	3					各材齢共テストピース 3ヶの平均値
	7	大 気 中	172	4.5	3.7	
	28	水 中 10°C	262	3.5	3.5	
移 行 部 側 壁	3	坑 内 大 気	115	7.0	3.6	"
	7	"	179	7.0	3.6	
	28	"	248	7.0	3.6	
移 行 部 ア ー チ	3					"
	7	坑 内 大 気	179	—	—	
	28	"	272	18.0	2.7	
第1ブロック ア ー チ (前 半)	3	坑 内 大 気	118	11.5	3.6	"
	7	"	168	11.5	3.4	
	28	"	222	11.5	3.6	
第1ブロック ア ー チ (後 半)	3	坑 内 大 気				"
	7	"	175	11.5	3.5	
	28	"	253	13.3	3.5	
第2ブロック ア ー チ (前 半)	3	坑 内 大 気	104	13.3	3.2	"
	7	"	150	13.3	3.2	
	28	"	246	13.3	3.2	
第2ブロック ア ー チ (後 半)	3	坑 内 大 気	109	11.5	3.2	"
	7	"	171	12.0	2.9	
	28	"	239	15.5	3.5	
インバート (第1, 第2) ブロック	3	坑 内 大 気	103	5.8	3.5	"
	7	"	155	5.8	3.5	
	28	"		5.8	3.5	

表-9 コンクリート管理試験 (材齢 28 日)

打設場所	採集条件	養生条件	圧縮強度 (kg/cm ²)	スランブ (cm)	空気量 (%)	備 考
移行部 ア - チ	ブレースー入口	坑内大気	272	18.0	3.6	各材齢共テストピース 3ヶの平均値
	ブレースー出口	"	259	9.0	3.1	
第1ブロック ア - チ (前半)	ブレースー入口	坑内大気	222	11.5	3.6	"
	ブレースー出口	"	250	11.5	3.8	
第1ブロック ア - チ (後半)	ブレースー入口	坑内大気	253	13.3	3.5	"
	ブレースー出口	"				
第2ブロック ア - チ (前半)	ブレースー入口	坑内大気	246	13.3	3.2	"
	ブレースー出口	"	230	12.0	3.3	
第2ブロック ア - チ (後半)	ブレースー入口	坑内大気	239	15.5	3.5	"
	ブレースー出口	"	238	13.5	3.7	

5) コンクリートの弾性係数、ポアソン比の測定

コンクリート供試体に縦方向と横方向各々2枚ずつ、ストレーンゲージを貼布し、荷重～歪度曲線をかいてコンク

リートのヤング率、ポアソン比を求めた。

その結果を示したのが表-10である。

表-10 覆工コンクリート試験結果

材 齢 (日)	供試体 番 号	養生条件	最大圧縮 強 度 (kg/cm ²)	ヤング率 E (kg/cm ²)	ポ ア ソ 比	圧縮強度 (kg/cm ²)	ヤング率 (平均) (kg/cm ²)	ポアソン 比 (平均)	備 考
3	1	坑内大気	113	—					
	2	"	125	158,000	0.158	118	154,000	0.159	
	3	"	116	150,000	0.160				
7	4	坑内大気	159	186,000	0.195				
	5	"	170	232,000	0.160	168	219,000	0.180	
	6	"	176	240,000	0.185				
28	7	坑内大気	207	240,000	0.140				
	8	"	246	266,000	0.222	222	250,000	0.182	
	9	"	213	245,000	0.184				

(ゲージは PL-60, $R=120\Omega$, $GF=2.12$ 使用)

6) 覆工背面グラウトの施工

グラウトは移行部延長 13 m, 第 1, 第 2 ブロック延長 18 m を行なった。

注入孔は天端と両肩に千鳥に 1.5 m 間隙に設けた。平均注入圧は 2.0 kg/cm² であった。注入量は移行部で 9.7 m³, 第 1 ブロックで 13.6 m³, 第 2 ブロックは 11.0 m³ であ

た。使用機械、配合は表-11 のとおりである。

15. 吹付コンクリートの施工

第 3 試験ブロック 8.1 m はトルクレットによるコンクリート吹付施工区間である。掘さくは同じく 2 段ベンチカット工法によって行なった。支保工は H 125 を 0.5~0.8 m 間隙に建込んで、内梁、つなぎボルト、上半ストラットのみで地山の崩落が起りそうな所のみ矢板でブロッキングして極力矢板は用いないようにした。

吹付厚は 18 cm の予定であったが、地山の葉片状粘土化蛇紋岩の中に玉状の塊状蛇紋岩が入ってきており、ピックで整形して余掘りを極力押える様に努力したが、余掘り調

表-11 グラウト示方配合 [1 m³ 当り]

セメント (kg)	砂 (kg)	水 (ℓ)	グラリ オ ン (ℓ)	フロー値 (sec)	W/C
291	1,019	291	2.91	19±3	100

査結果に示した通り、大きな余掘りが生じている。支保工が完全にコンクリートに包まれるまでの厚さは上半で 37.2 cm, 下半で 29.0 cm の平均巻厚となっている。

1) 使用材料

セメント：富士早強セメント

急結剤：日曹マスタービルダーズ NMB No. 500

粗骨材：沙流川産 20 mm 以下

細骨材：海岸砂(苫小牧産)

2) 骨材試験

表—12 吹付コンクリート用骨材試験

	単位体積重量 [t/m ³]	比重	表面水量 (%)	吸水率 (%)	F.M
細骨材	1.4	2.46	3.4	3.9	2.62
粗骨材	1.6	2.64	1.4	2.3	6.21

骨材試験の結果を表-12 に示した。

3) 示方配合

示方配合は表-13 に示すとおりである。

表—13 吹付コンクリート示方配合 [1 m³ 当り]

骨材最大寸法 (mm)	水セメント比 W/C	単セメント量 C (kg)	単位水量 W (kg)	絶対細骨材率 S/A	細骨材 S (kg)	粗骨材 G (kg)	急結剤 No. 500 (kg)
20	50	290	145	60	930	620	11.6

4) 混和方法

i) 投入順序

細骨材→粗骨材→セメント→急結剤→水

水はノズル位置にて混入

ii) 混和時間

約 60~90 秒

iii) 混和方式

乾式強制混合, 能力 0.2 m³, 1 バッチ 0.083 m³

iv) 平均ホース長および吹付圧

ホース長 100 m

吹付圧 トルクレット 4.2 kg/cm²

ノズル位置 2.0 kg/cm²

5) 吹付コンクリート試験

吹付コンクリートの圧縮強度, 弾性係数, ポアソン比試験結果を表-14 に示した。

表—14 吹付コンクリート試験結果

材 齢 (日)	供試体 番 号	養生条件	最大 圧縮強度 (kg/cm ²)	ヤング率 E (kg/cm ²)	ポアソ ン 比	平均 圧縮強度 (kg/cm ²)	平均 ヤング率 (kg/cm ²)	平均ポ アソン 比	備 考
1	1	坑内大気	27.6	100,000	—	19.5	100,000	—	寸法 φ 15×30 cm
	2	"	11.4	—	—				
3	3	"	87	200,000	—	89	225,000	—	
	4	"	90	250,000	—				
7	5	"	51	250,000	0.147	54	175,000	0.147	
	6	"	57	100,000	—				
14	7	"	69	275,000	—	83	275,000	—	
	8	"	96	—	—				
28	9	"							
	10	"							
7	11	"	120	—	—	105	—	—	
	12	"	90	—	—				
7	13	"	120	—	—	122	—	—	註) 1
	14	"	123	—	—				

註) 一度側壁に吹付けたものをかき落とし, 3 層 30 回つき固めて供試体を作成。

6) 余掘り調査

掘さく後、コンクリート吹付をする前に余掘りを調査し

た。調査方法、結果を図-30、表-15に示した。

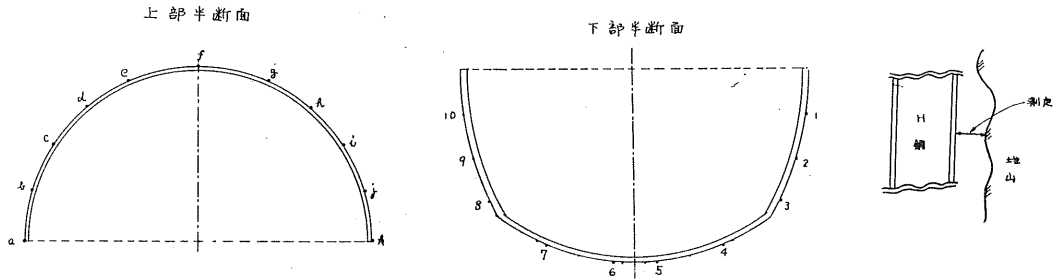


図-30 余掘り調査 (吹付区間)

表-15 余掘り量調査 [cm]

	支保工 No.	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	平均
上部半断面	352	2	28	6	27	18	27	23	29	20	41	30	22
	353	17	33	35	55	35	55	37	42	35	32	17	36
	354	10	17	30	33	12	34	45	39	22	27	12	26
	355	9	31	25	32	18	47	20	13	14	8	12	21
	356	15	15	28	30	30	19	9	19	25	13	5	19
	357	10	20	30	40	19	12	19	15	19	18	10	19
	358	4	13	28	32	41	35	23	17	17	20	16	22
	359	8	11	16	16	27	36	25	28	29	25	18	22
	360	2	16	9	9	15	22	21	18	15	26	8	15
	361	11	8	14	12	19	21	24	12	14	13	6	14
	362	6	12	23	16	22	21	27	19	11	10	4	16
	363	4	8	16	24	28	21	14	10	23	4	6	14
	平均	8	18	22	27	24	29	24	21	20	20	12	21
	支保工 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		平均
下部半断面	352	13	16	5	2	5	0	0	3	6	0		5
	353	6	1	0	8	11	0	4	7	9	0		5
	354	20	16	17	0	4	0	0	3	9	18		9
	355	35	26	27	0	4	0	0	3	19	19		13
	356	35	26	24	7	0	6	5	16	18	13		15
	357	75	21	25	8	5	9	7	8	15	21		19
	358	40	26	17	8	12	11	14	20	13	21		18
	359	20	5	25	11	4	0	7	12	34	17		14
	360	10	13	24	6	8	7	4	9	17	21		12
	361	14	11	18	0	4	6	0	7	14	9		8
	362	23	20	6	4	5	4	4	11	23	13		11
	363	19	21	21	8	0	0	0	13	4	11		10
	平均	26	17	17	5	5	4	4	9	15	14		12

7) 吹付コンクリート施工状況

吹付コンクリートは普通コンクリートに比較すれば、圧縮空気による吹出ノズルからの飛散、水量の管理が出来ないこと、空気圧の変動からくる吐出量の変動等の理由から品質管理は厳密には出来ないけれども、その使用目的からして或る程度の強度と剛性を持った材料を地山に密着させ地山に風化、弛緩を起させないことの方がより重要である。この意味において吹付工法は非常に優れた工法である。またそれと同時に掘さく後直ちに地山にコンクリートを吹付けることによって挿入した支保工の荷重支持条件を改善し、支保工を抱束することによって支保工の耐荷力を著しく増大させることが出来ると考えられ、特に押し出し性の地圧現象を伴う地山に対する仮巻きとして有利である。

吹付は地山との間に支保工、矢板、内梁等の障害となるものが無い程、そのハネ返り量が少ない。このハネ返り量はまた吹付ノズルマンの技術が大いに関係する。今回の試験におけるハネ返り量は約 20% 程度である。またこの他

に地山の強度不足からくる崩落が多少あり、大きさ 30 cm 位の葉片状の塊が吹付けたコンクリートと一緒に落ちたものも 3~4 箇所あり、少量の湧水があった場合には吹付コンクリートの地山への付着が悪く崩落した。

発破の影響によるものと考えられる変状はほとんどなくただ吹付の薄い所に小規模な亀裂が出たり、多少けずり取られたりした所もあった程度で、比較的良好であった。また吹付第 1 層の厚さを厚めにしたり、水量が多過ぎたりすると一度吹付けたコンクリートが崩落してしまうことは度々あった。現在切端に吹付けたコンクリートに比較的大きな亀裂が入ってきており、いずれは崩落するものと予想されるがその他には別に今迄のところ変状は見られない。

8) 吹付区間と普通工法区間の支保工応力の比較

吹付区間の支保工応力の大きさを普通工法の支保工応力とを比較した例を表-16、図-31 に示したが、支保工応力は概して吹付区間の方が大きい。これは地山をゆるめないうで、地圧を拘束しているためと考えられ、地山に対しては好ましい結果となっている。

表-16 応力の比較の一例 (10 日経過)

測 点	支 保 工 No. 348 (H 150)				支 保 工 No. 359 (H 125)			
	曲げモーメント M [t-m]	軸 力 N [t]	上縁応力 σ_n [kg/cm ²]	下縁応力 σ_d [kg/cm ²]	曲げモーメント M [t-m]	軸 力 N [t]	上縁応力 σ_n [kg/cm ²]	下縁応力 σ_d [kg/cm ²]
S_1	-0.050	- 8.30	- 230	-184	+0.276	-43.86	-1208	-1523
S_2	+0.199	-23.56	- 496	-678	+0.199	-15.34	- 364	- 591
S_3	+0.170	-28.49	- 632	-787	-0.378	-17.19	- 751	- 392
S_4	-0.323	+ 2.28	- 91	+204	+1.700	-42.78	- 362	-2302
S_{12}	+0.405	+11.93	+ 482	+112	-6.741	+70.69	-2271	+6049
S_{13}	-0.909	-25.33	-1046	-216	-1.710	-20.40	-1611	- 341
S_{14}	+0.016	- 8.01	- 192	-207	+0.227	-17.41	- 413	- 672
S_{15}	-0.806	-26.89	-1032	-302	+0.061	-46.63	-1417	-1487

[註] H 125 の数値は H 150 と同一条件になるように修正。

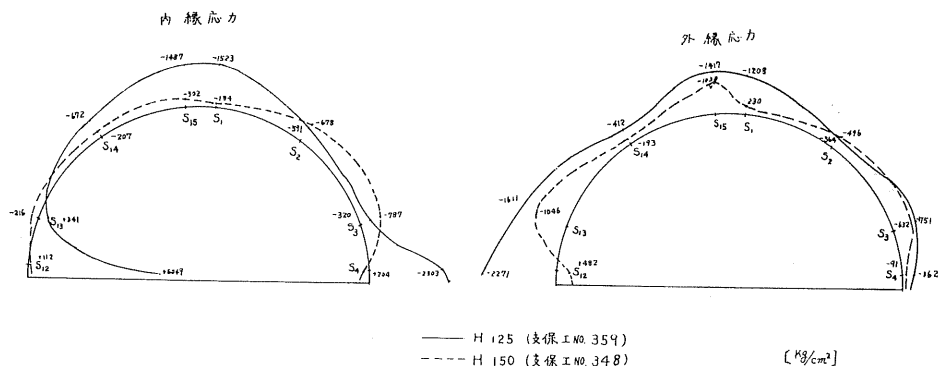


図-31 応 力 比 較 (経過日数 10 日)

16. 中性子水分計, γ 線密度計 による岩盤調査

1) 目的

中性子水分計, γ 線密度計を用いて, ずい道周辺の岩盤の含水比, 密度を測定して岩盤の挙動調査の資料とする。

2) 使用測定器

日立製中性子水分計挿入型

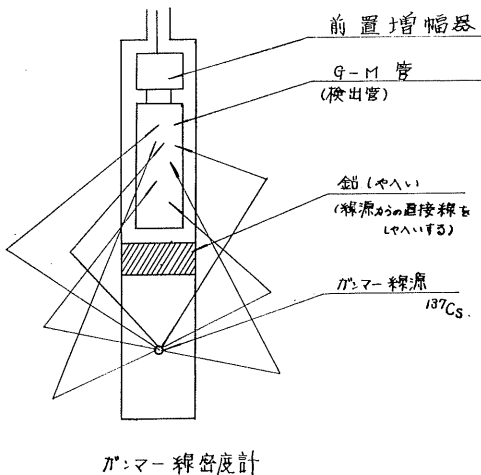
線源 $Ra-Be$ 5 mc 検出器 BF_3 カウンター

日立製 γ 線密度計挿入型

線源 ^{137}Cs 10 mc 検出器 $G-M$ カウンター

3) 測定原理概略

挿入型 γ 線密度計および中性子水分計は密度および水分を検出する検出器部分とその信号を読みとる計数率計から



構成されている。

測定原理は検出器部分に内蔵された放射線源から放射される γ 線, あるいは中性子線が被測定物によって散乱されて, 再び検出器に到達する割合を測定して密度あるいは含水率に対応させる。

密度と計数率, 含水率と計数率との関係は標準校正曲線で与えられる。密度計は密度が高くなる程計数率は低く, 水分計は含水率が高くなる程計数率は高くなる。計数率というのは単位時間内に検出器に到達する γ あるいは中性子の数をいう。

検出器部分の構造略図を図-32に示した。図のような検出器をあらかじめ埋設した導入管あるいは測定用ピットに挿入して測定を行なう。

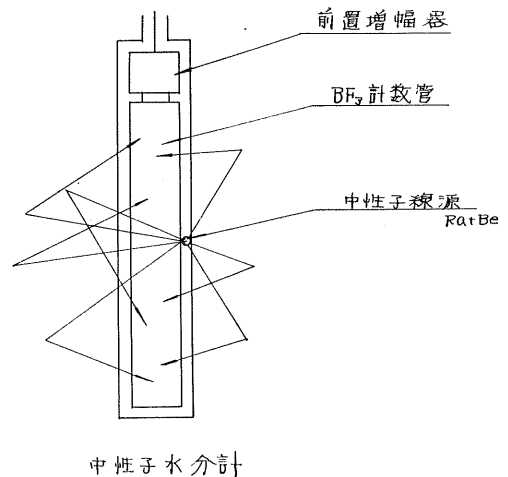


図-32 検出器の構造

4) 調査場所

調査場所は図-33に示すようである。

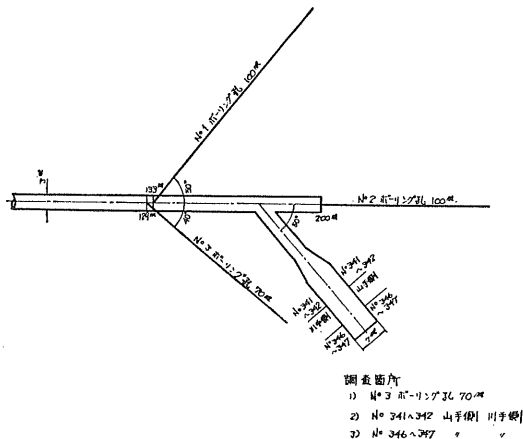


図-33 水分計密度計調査位置図

5) 調査方法

中性子水分計, γ 線密度計による岩盤測定はボーリング孔または測定孔(水分計密度計測定専用孔)にプローブを所定の深度まで挿入し 20 cm または 40 cm 間隔で計測を行なった。各測定の計測時間は3分間, 2分間または1分間とした。計測値(カウント数)はあらかじめ作成した校正曲線より含水率(%), 湿潤密度(g/cm^3)を求め, 乾燥密度, 含水比は含水量, 湿潤密度測定値より計算により求めた。ボーリング孔は径3インチであるので精度確保のためプローブはセンタリングガイドパイプ(2インチ炭素鋼管)を使用した。専用孔(ピット径55 mmで削孔)は直接プローブを挿入した。

6) 校正曲線の作成

水分計密度計測定値の算出はカウント数—含水量, カウント数—湿潤密度校正曲線より求める。この校正曲線は測定孔にアクセスパイプを用いた場合その径, 肉厚, 材質により変化をうける。またアクセスパイプを使用しない場合

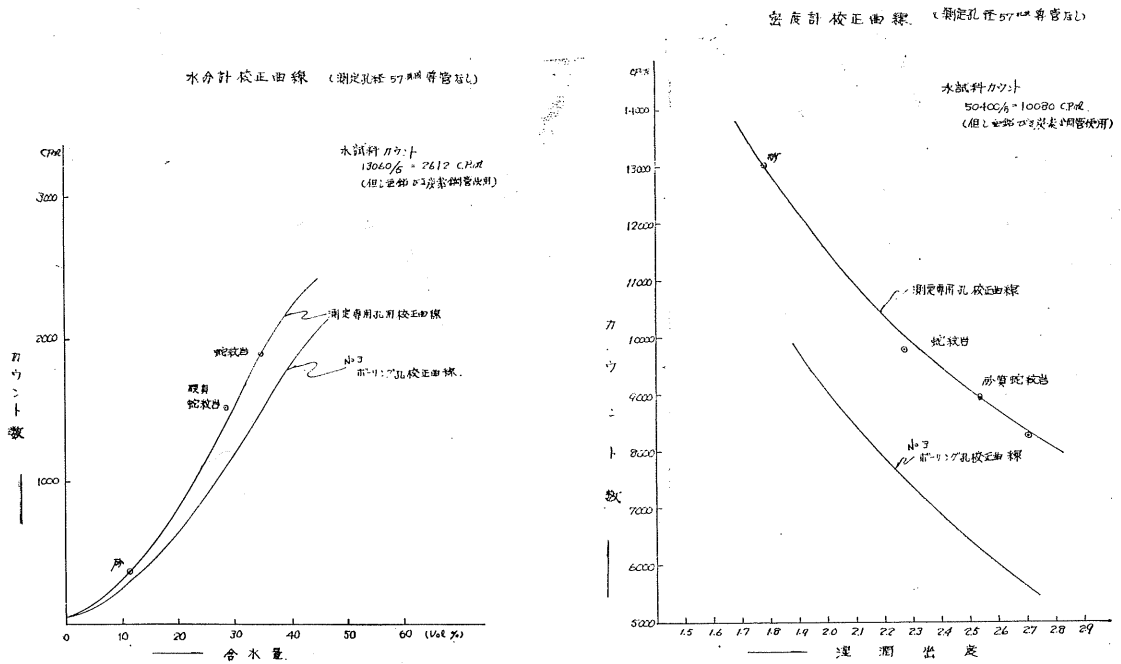


図-34 修正校正曲線

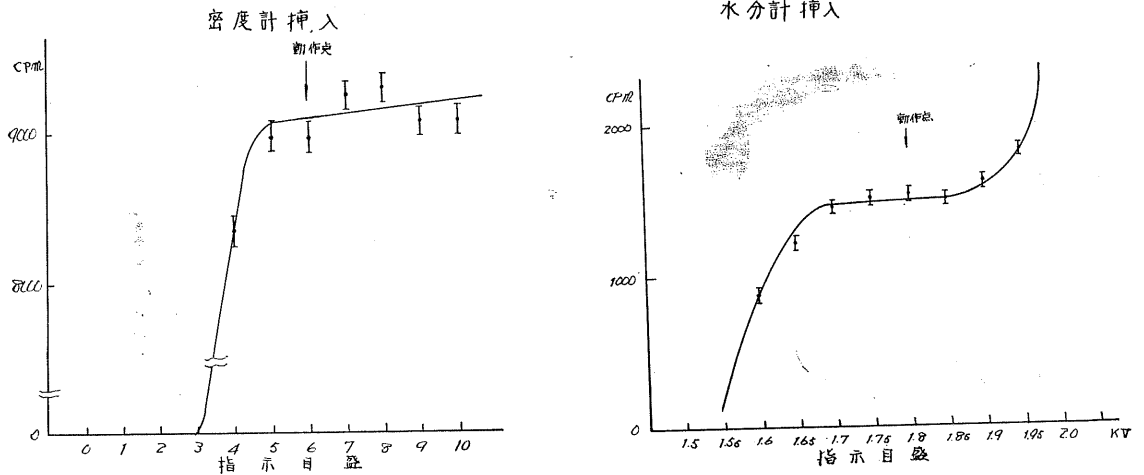


図-35 プラトー曲線

は、削孔径より変化をうけるので現場において両者の場合の校正曲線を作成した。作成にあたっては現場の蛇紋岩を使い校正曲線を作成した。その結果、従来使用の校正曲線に修正を加えた。修正校正曲線は図-34に示した。なお水分計校正曲線は岩石中に含まれる結晶水の補正は行っていない。

7) プラトーの決定

水分計、密度計のプラトー曲線を求め各計器の高圧動作点を決定した。求めたプラトー曲線を図-35に示した。プラトー曲線より密度計動作点は指示目盛 No. 6、水分計動

作点は指示目盛 1.8 kV とした。

8) 測定結果

水分計、密度計の測定結果を図-36, 37, 38, 39, 40に示した。

9) 考察

- i) No. 341~342, No. 346~347 ともに測定孔は土圧による変形収縮を生じているものと思われる。そのため特に密度計において密度の経時変化が著しい。
- ii) 水分計は孔径による影響は無視しうるので比較的に正確な測定値を示しているものと思われる。

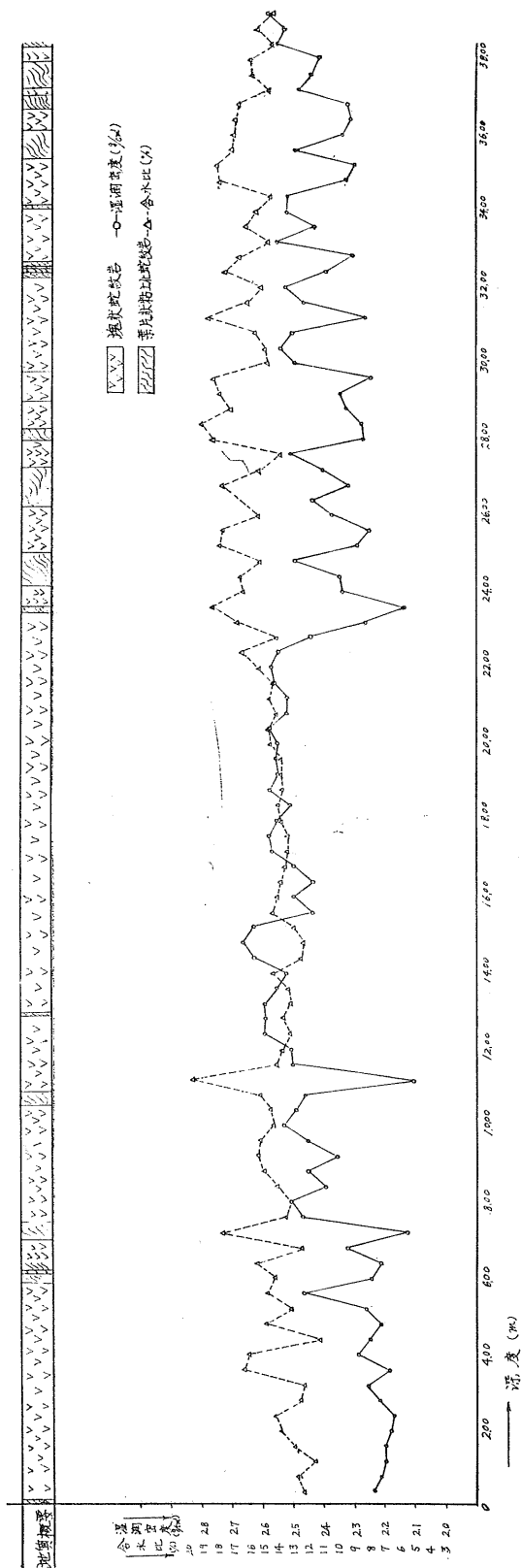


図-36 129 m 地点ボア・リリング測定結果

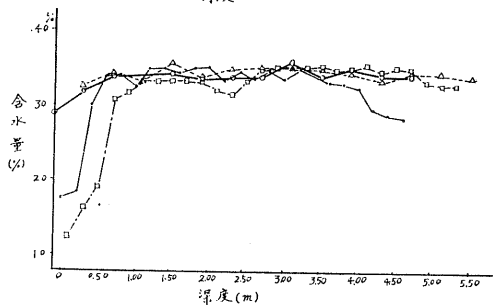
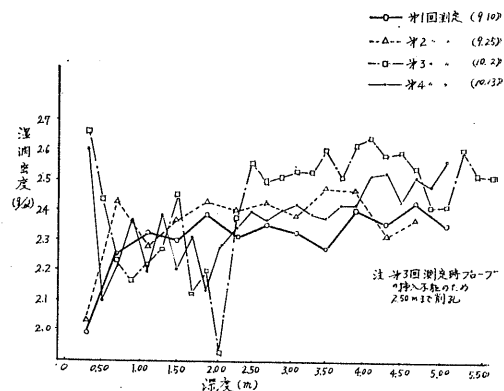


図-37 湿潤密度含水量測定結果
(No. 341~342 川手側)

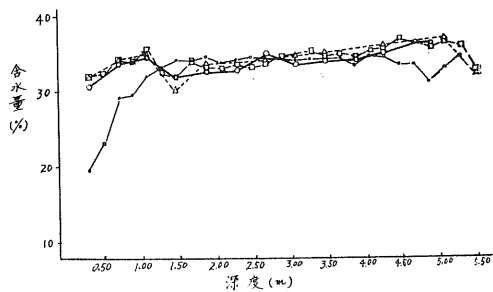
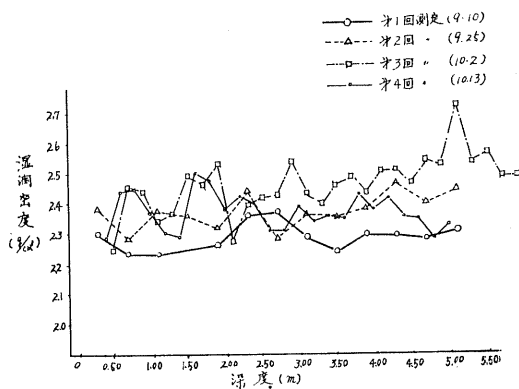
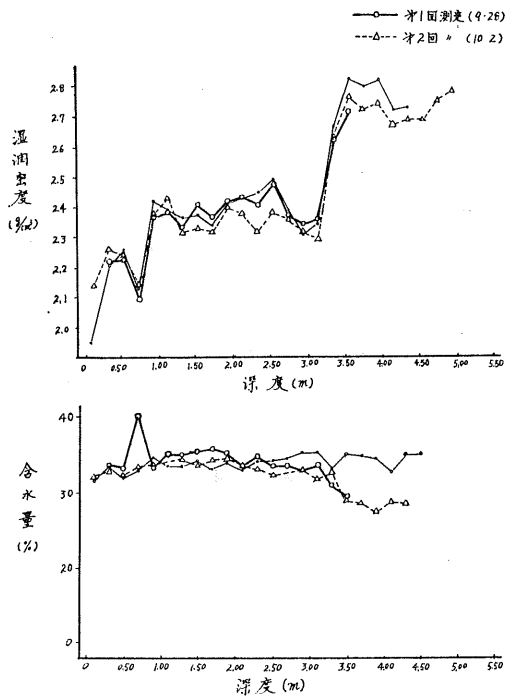
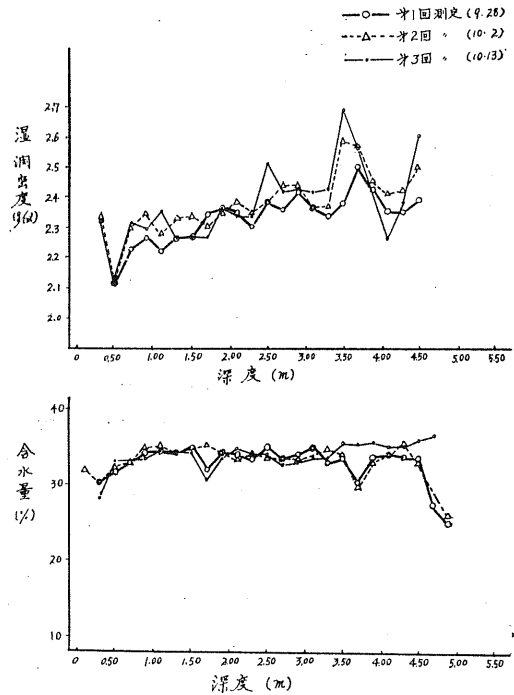


図-38 湿潤密度含水量測定結果
(N. 341~342 山手側)



図—39 湿潤密度含水量測定結果
(No. 346~347 川手側)



図—40 湿潤密度含水量測定結果
(No. 346~347 山手側)

- iii) 各測定孔とも、含水量はほとんど変化していない。
従って湿潤密度に於いてもほとんど動いていないもの
と思われる。
- iv) 今後の測定に際してはアクセスパイプを貫入できな
い所では計測前日に、クリーンアップし計測する。密度
測定は1分間計測、水分計測は2~3分とする。
- v) 新規に測定をする個所はアクセスパイプを使用し計
測を行なうようにする。この場合削孔径とパイプの間
隙はできる限り少ないようにする。

17. 結 び

以上、蛇紋岩地帯試験工事で判明したことを述べてきた
が実際に本工事を施工する場合、これから解決しなければ

ない事柄が多い。例えば2段ベンチカット工法を行なう場
合、上半と下半の作業が同時に行なえかつ作業が競合する
ことなく、進行を同程度にあげさせるためにサイクルタイ
ムの検討、上半断面と下半断面の大きさの検討、さらに上
半ずりの処理の仕方、そのための機械設備の決定、かつま
た、覆工巻厚の決定、第1次覆工としてトルクレットによ
る吹付コンクリートを採用するか否かの決定、など数多く
の問題点の解決に全力をあげたいと考えている。

また、蛇紋岩地帯試験工事の総合的な解析がまだ終っ
ていないが本ずい道の設計施工に必要なデータを出来るだけ
早く、集積解析して発表し、ご批判をえたいと考えている。

なお、紅葉山線は昭和41年7月に着工以来、日増しに
工事は活況をおびてきている。

編集後記

編集委員長 北 郷 繁

今年は10編の原稿が寄せられた。去年は7編であった。年々数がふえてくるのはよろこばしいことである。公務多忙の折に寸暇をさいて原稿を準備された著者の方々に厚くお礼申しあげるとともに、次第に隆盛におもむきつつあるわが支部の前途を会員諸兄とともによろこびたいと思う。

今回から誌名が技術報告資料とかわった。技術パンフレットでは、軽すぎる感じがして、現在の支部活動を端的に表現するのにふさわしくない、というのが改名の動機である。いわば技術パンフレットは幼名であり、技術報告資料は元服名ともいえる。やがて質量ともに成長をとげれば、あるいは成人名が必要になるかも知れないし、またそうあってほしいものである。

ご存じない向もあるかと思われるから、この機会に強調しておくが、本誌に掲載の論文あるいは報告は無審査である、ということである。つまり、かいて下されば、かなら

ず本印刷になるという便利さがあることである。この利点を積極的に利用されて、さかんに投稿されるようお願いしたい。技術は経験の積みかさねが大半ではあるが、一人の技術者が、土の問題のすべてを経験するわけにはいかない。また、そのようなことは非能率的である。同じような失敗や困難をくりかえさないためには、前者の轍が文章として表現され、万人の共有財産になっている必要がある。本誌に投稿をおすすめするのは、会員の諸兄の経験なり技術を個人のものとして埋もれさせないで、広く一般に知らしめ、効率の高い技術水準を維持することが、社会に対する技術のあるべき姿ではないかと考えるからである。

なお本誌の編集委員は、ここ数年支部常任幹事があたることになっていて、本年は下記の通りである。

編集委員

滝淵 清実	伊 藤 裕	葛西 三郎
能 勢 之次	星 川 信喜	外 崎 忍
佐々木 晴美	四 方 哲雄	横 田 満
加 藤 鋭一	大 友 勲	勝 田 義孝
益 田 栄治		

技術報告資料 第7号

発 行	土質工学会北海道支部 札幌市南1条西2丁目 勸 銀 ビ ル 五 階 TEL ☎ 2211内252
編 集	技術報告資料編集委員会
印 刷	合名会社 文 栄 堂 印 刷 所 札幌市北3条東7丁目 TEL ☎ 0851・☎ 2711・☎ 5560