

技術パンフレット

第 3 号
第 4 号 合 併 号

昭和 39 年 2 月

土質工学会北海道支部



目 次

○ 第3号（昭和37年度分）

	頁
1. 篠津ポンプ送泥工事	1
..... 北海道開発局，札幌開発建設部 武 田 清	
2. 室蘭本線静狩礼文間ずい道工事	6
..... 日本国有鉄道，札幌工事局 菊 地 正	
3. 釧路港鋼矢板岸壁における土圧 およびタイロッド張力の測定について	14
..... 北海道開発局，釧路開発建設部 織 田 敏 夫	
..... 道立寒地建築研究所 高 藤 吉 葛	
..... 宮 村 村 西 庄 成 敬 英 一 夫 一 夫	
4. 泥炭地盤の杭地業に関する考察	21
5. 千歳平行滑走路新設工事（土工事）報告	32
..... 札幌防衛施設局，建設部 尾 崎 義 勇	
..... 木 村 守 市	
6. 本州におけるパイプロ・コンポーザー 工法の施工例について	40
..... 不動建設株式会社 小 椋 正	
7. 泥炭性軟弱地盤におけるサンドドレーン 効果の試験例について	43
..... 北海道開発局，土木試験所 河 合 裕 志	
..... 札幌開発建設部 佐 田 田 光 昭	
..... 野 近 間 昭 夫	
8. 蛇紋岩風化地帯の地すべりについて	52
..... 北海道大学，工学部 真 井 耕 象	
..... 北海道ボーリング工業株式会社 四 方 哲 雄	
..... 若 松 幹 男	

○ 第4号（昭和38年度分）

9. 奈井江火力発電所土質調査について	61
..... 北海道電力株式会社 前 口 正 蔵	
..... 酒 井 賢 一	
..... 湯 浅 健 二	

10. 盛土施工に際してのトラフィカビリティに 関する試験例について	河 野 文 弘	岸 合 裕 志	隆	頁
..... 北海道開発局, 土木試験所	76			
11. 新狩勝トンネルのラダー工法による 全断面くつさくについて	齋 藤 教 蔵			83
..... 日本国有鉄道, 札幌工事事務局				
12. 火山灰の凍上性について	小 山 道 義	高 橋 毅	優	97
..... 北海道開発局, 土木試験所				
13. 泥炭地における錘球落下試験について (第一報)	山 本 安 茂	梅 田 純 治	松 田 豊 司	102
..... 北海道大学, 農学部				
14. 地盤改良効果の測定	田 沢 光 弥	山 本 守 之	住 田 忠 之	111
..... 大成建設株式会社				
○ 技術パンフレットの刊行にあたって	支 部 長	大 橋	康 次	
.....				
○ 編集後記				

技術パンフレットの刊行にあたって

昭和31年北海道支部として発足して以来、会員各位の絶大なご支援とご協力を得まして、年ごとに会員が増加するいつぼう事業の内容も充実し、堅実な歩みを続けておりますことは、まことにご同慶の至りであります。

支部行事の一環として、昭和35年に技術パンフレット第1号を刊行し、その後も毎年刊行の計画となつておりましたが、たまたま昭和37年度分については、いろいろの事情から年度内刊行ができなくなりましたため、今年度は2カ年分を合わせ、第3、第4合併号として刊行することにいたしました。

これは今年度第1回評議員会において種々論議されたうえ決定されたもので、そのさい合本による論文数倍増の面を考慮して編集委員会を設置することも決定され、編集委員長を北海道大学教授北郷繁氏にお願いすることになりました。

このような事情から、今回の技術パンフレット編集に当りましては、北郷教授はじめ委員のかたにたいへんお骨折りをいただき、お蔭をもちまして、ここに刊行の運びにいたしましたことを皆様にご報告いたしますと共に、ご多忙のなかを熱心にお世話いただきました編集委員各位と貴重な論文をお寄せいただきました執筆者各位に対し、誌上を借りて、深甚の謝意を表する次第でございます。

なお、この技術パンフレットは、第8回工事報告会（39年3月12日開催）の資料を兼ねることになりましたため、編集期間が非常に短かく、また費用の問題などもあり、編集後記にもありますように不満の点も多いことかと存じますが、事情ご賢察のうえ、ご諒承くださいますようお願いいたします。

簡単に刊行の事情を申し述べて、ごあいさつに代えます。

昭和39年2月

支 部 長 大 橋 康 次

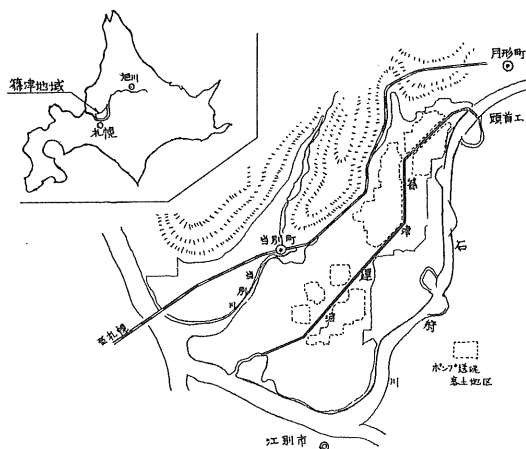
篠津ポンプ送泥工事

北海道開発局 武田 清

大量土を経済的にかつ迅速に運搬移動させる必要は多くの土木工事にしばしば生じることであつて、土運搬に関する土工の成否がその土木工事全体の能率的遂行を左右する場合が少なくない。本報告はこの種の大量土工の一例であつて土質工学には直接の関連が少ないけれども、近時の海岸の埋立による陸地造成工事およびこれに類似の工事がさかんに進行中であるのにかんがみ参考の一端にもなればさいわいと考え工事の概要をのべるものである。

昭和30年に発足した篠津地域開発事業は国費133億円（昭和37年改正）を投じ石狩川下流右岸にある篠津原野に11,600haの造田を計画するものである。（図1）この地域の土質工学的特長は殆んど全域が3～5mの泥炭とこれに続く軟弱な20～30mの深いシルト乃至粘土層が支配的であることで、頭首工、運河、各用排水溝路その他すべての作工物の建設を著しく困難にしている。

図一 篠津地域概略図



泥炭地帯を開田するための基盤造成工事として客土工事が行なわれるが、篠津地域においては上記造田面積の55%にあたる6,400haに4.5～6.0cm厚の真土を盛るために330万 m^3 の客土工事が計画された。しかしこのうち未開発地の特に施行条件の悪い2,000ha、110万 m^3 についてはその工法についていろいろと検討した結果この工事報告のポンプ送泥工法を採用することとなりその規模の大きさと前例のないということで多くの困難が予想されはしたが昭和32、33年の試験施工に引続いて本格的工事に入り昭和37年を以つて全計画を完了したのである。本報告は以下次の各

項にしたがつて行なう。

1. 計画について
2. ポンプ船と送泥ポンプの接続
3. 機械の組合せ
4. 施工工程について
5. 施工上の問題
6. 実績について
7. その他

1. 計画について

本地域の客土工事の施工条件を要約すると次のようになる。

a 在来よく採用されている軌道、馬そりまたはトラックによる運搬工法を採用するとすれば客土の土取場は地域北西部の丘陵地および地域内小河川の沖積に求めることができ、その運搬距離は3～5kmとなる。

b トラック運搬の場合必要な工事用道路は在来のもを使用するか新設するかしなければならないが、その勾配、路線に難点はなくとも前述のように泥炭地であるので重量機械の稼働に耐えるだけの道路を整備するには莫大な費用と時間を要する。

c 計画では1地区の施工量は300～600、20～40万 m^3 であり事業の進捗年間施工量は少なくとも10万 m^3 が要求される。北海道の場合年間実働可能日数を100日としても日当たり1000 m^3 の施工能力を持つた機械設備が必要となる。たとえば下記の程度のものが考えられる。

積込機械としては下記のどれか

ラダーエキスペーター (60 m^3 /h)	2台
パワーショベル (1 m^3 積)	2台
ドライグライン (0.6 m^3 積)	3台

運搬機械としては下記のどれか

5T機関車 (土運車25台)	3列車
トラック (3 m^3 積)	15台

d 上記の他に客土圃場における小運搬と全面散布作業が必要であるがこの作業を能率的に行なえる機械は見当らない。本計画では平均0.2haの区画に4.5～6.0cm厚さに土を散布することになつてはいるが、全ての区画が道路に面してはならず道路からの距離は平均200mであり、この小運搬工程が上記のトラック運搬では問題であるし軌道や馬そり工法でも全面散布作業は土工量の大き

い場合には問題である。

e 施工の経済性並びに早期完遂は特に重要である。すなわち事業遂行上与えられた一定の基準から離れた過大な費用を投ずることはできない。また工事の経済効果を早くあげるといふ点から完成すべき施工年限というものがあつし、関連工事との進捗の歩調を合わせなければ事業計画全体としてその効果が薄れてくるのである。

ところでこの地域でこのような工事を施工するに適した工法としては大体次の四つが考えられる。

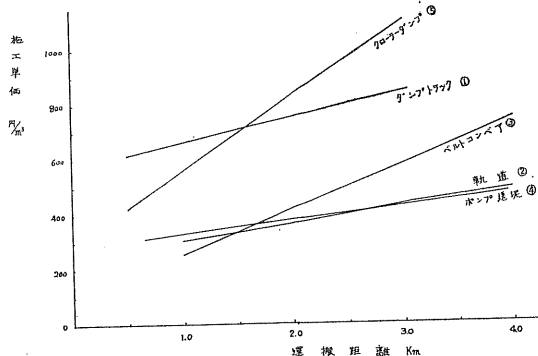
- ① ダンプトラック工法
- ② 軌道客土（機関車トロ運搬）
- ③ ベルトコンベア工法
- ④ ポンプ送泥工法

事業計画当時採択すべき工法を決定するためにそれぞれの機械計画による場合の工費の比較を行なつたが土の 1m^3 当り運搬費用と運搬距離との関係は図2のようになる。即ち①が最高で、②、④の約2倍であり③の工法は短距離では有利であるがランニングコストが高く運搬距離1.5km以上では②、④が有利となる。②と④は大体同様の結果を与えるがどの工法を採用すべきかはそれぞれの工法の特徴を検討して現場条件施工条件に合った工法を決定しなければならない。

軌道客土工法は実施例も多くそれだけに施工上技術的な問題は殆どないが年間施工量の点でポンプ送泥工法には及ばない。ポンプ送泥工法は作業内容が殆ど連続的であり各工程が気象の影響を受けることがその他の工法に較べては

るかに少なく、さらにまた輸送路線の設備も非常に簡単であることが大きな利点ともなっている。

図一2 客土施工単価比較図



上記のポンプ送泥工法では土取場を他の工法と同じ場所と考えての計画であつたが、篠津地域開発事業の基本工事の最大のものである篠津運河掘削工事について検討した結果、この掘削捨土を客土に利用することに着眼しこれをポンプ送泥工法と結びつけることによりさらに有利に工事を進め得る見通しを得た。篠津運河掘削工事の概要は表1および図3に示す通りである。山土を利用するポンプ送泥工法では土を泥水化する工程に多くの難点が存在しており、試験工事でも本格的実施に踏切るだけの成果が得られなかつたのであるが、ポンプ船の施工と結びつけることによりかかる難点が一举に解決出来るとともに篠津運河全線が土取場となるので客土輸送距離が短縮されることになる。こ

表一1 篠津運河掘削工程表 (単位 1,000 m^3)

工 種	総量	年度26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38
エキスカ掘削	3,118		87	277	417	322	590	508	591	326				
ポンプ船掘削	6,960		10	72	256	227	294	1,116	952	878	885	994	767	508
10 in 船						38	145	167	130	126	133	170	173	
12 in 船			10	72	256	189	131	168	194	171	223	173	244	
14 in No.1							18	403	424	391	263	362	350	
" No.2								378	204	190	266	289		
そ の 他	196	24	41	47		4	17	28			26			10
合 計	10,274	24	138	396	673	553	901	1,652	1,543	1,204	911	994	767	518

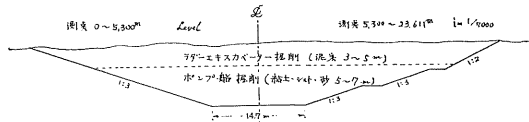
○印は送泥ポンプを結び付けたもの

の新しい工法が他に較べて特にすぐれている点は全工程が気象の影響を殆ど受けないこと、つまり厳寒凍結の時期を除いて連続運転が可能で昼夜兼行作業も容易であり、したがつて所期の計画土量を確実にかつ経済的に運搬できるという点にある。この点が本工法の最大の利点として強調されるべきであり、かつ本工事全体として見ても特異な工法の一つであるといふことができる。

そこでこのポンプ船に組合わせた前例のないポンプ送泥

工法を採用することとし、具体的な作業工程そして未知の問題等については試験工事によつて逐次その可能性を確認した上で本格的工事に移ることとなつた。

図一3 篠津運河掘削断面形



2. ポンプ船と送泥ポンプの接続

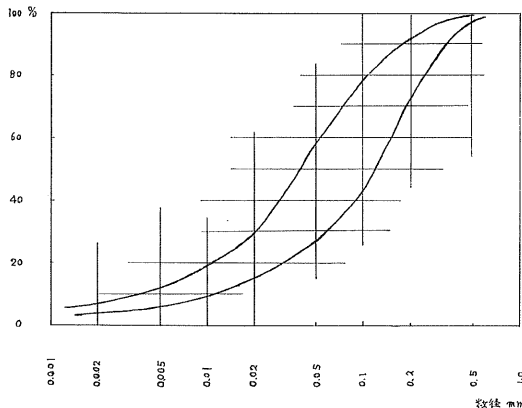
この接続方法については次の2通りが考えられる。

- ① 直接中継法、ポンプ船と同口径のブースターポンプを直結する方法。
- ② 間接中継法、ポンプ船の排泥水を一旦貯溜池に投入し、別途送泥ポンプで吸泥し輸送する方法。

直接中継法では工程上の区切りがないので施工管理上は比較的簡単な作業となるが、輸送用ポンプの規模がポンプ船と同じものとなるので設備として大きなものとなり客土という工事の性質上適切ではない。またポンプ船の作業状態によつては水だけを輸送するという無駄も少なくない。ところが間接中継法では貯溜池での作業工程が必要となるがポンプ船と送泥ポンプを分離することにより両者の作業状態がお互いに影響されない利点がある。一個所の些細な事故が全工程の停止を招くことは連続作業を本命とするかかる工法において致命的である。貯溜池でポンプ船の排泥水を一時滞溜させるその間に泥水中の土砂が沈澱する結果、余水を排除することにより排泥水は濃縮されることになる。したがって送泥ポンプとしてはポンプ船より小さい口径のものでよいので客土作業上ずつと稼働し易くなつて有利である。そこでわれわれはこの間接中継法によることとした。

ポンプ船は通常掘削土を見掛け容積比で約10%の泥水として排送することになっているが、土砂の粒度が十分に小さければサンドポンプの性能としては40~50%もの高濃度の泥水を輸送することも出来る。篠津運河の土壌は一般にロームであるが場所によつては砂質、シルト質、粘土質とその種類は多く図—4に示す2本の曲線の範囲に一応おさめることができる。

図—4 篠津運河土壌加積曲線



3. 機械の組合せ

篠津運河の掘削に稼働しているポンプ船は10インチ、12

インチ、14インチの3種であるが、これらの送泥ポンプと組合わせる場合ポンプ船の掘削土量と送泥ポンプの輸送土量との均衡を考えて送泥ポンプとしては8インチ口径のものを採用し次の組合わせで工事を進めた。()内は掘削能力。

14インチ船	(120 m ³ /h)	8インチ2系列
12 " "	(90 m ³ /h)	" 1 "
10 " "	(60 m ³ /h)	" 1 "

8インチ送泥ポンプの性能を次に示す。

吐出水量 320 m³/h

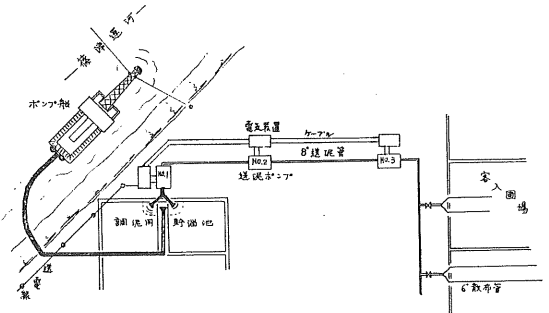
揚程 38m, 電動機 100HP

輸送土量 80m³/h (濃度20~30%)

水平輸送距離 1段当り 700~800m

すでにのべたように篠津運河を土取場とすることになった結果、客土の所要輸送距離は0.5~3 km となり従つて上記の送泥ポンプでは最高4段中継すればよいことになった。なお送泥ポンプ装置およびその受配電装置は現場での設置、移動を簡単にするため鋼板製土盛り付ハウスに格納し電力はキャブタイヤケーブルで送電するよう設計した。輸送系統とは別に貯溜池において沈澱土砂を調整するための付属設備を用意しなければならない。以上これらの機械設備の接続配置の概要を図—5に示す。

図—5 ポンプ送泥工法説明図



4. 施工工程について

ポンプ船の排水の濃度10%とは長時間運転中の平均であつて実際にわれわれが経験したものは0~30%の間をはげしく変動するものである。貯溜池に排泥水を一時湛水することによりその変動の影響は緩和されるがやはりできるだけ変動の少ない方が望ましい。

貯溜池で排泥水の沈澱と余水の排除を行い、沈澱土砂を調整して送泥ポンプに乗せるのであるが、この貯溜池の規模と形状は集土用附属設備の容量とともに沈澱させるべき土砂の最小粒度とポンプ船の排泥量によつて決定される。実績から判断するに貯溜池での滞溜時間を30分程度と考え貯溜池面積は200~300 m² が適当である。

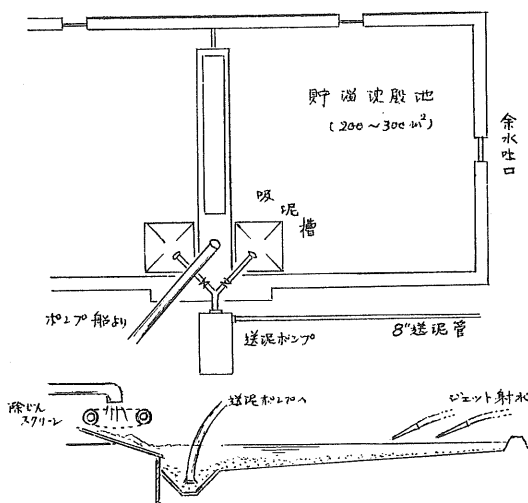
調泥操作としての沈澱土砂の処理は重要な工程である。

排泥水に含まれる土砂は貯溜池に投入後粒度分離されその粒径にしたがって粗いものは投入口付近に、細いものは貯溜池に全面に拡散して沈澱し、沈澱し切れないものは余水とともに流亡する。送泥ポンプの吸込管入口への吸引力のおよぶ範囲はかなり狭いものであるため沈澱土砂は適宜処理調整して集土吸泥させなければたちまち貯溜池は土砂で充満してその濃縮機能を失ってしまうのでこの操作は直接工事全体の能率を左右するものであり、極めて重要な段階である。試験工事中はもちろん、本格施工に入った頭初もこの集土工程に関する研究に最大の努力が払われた。その方法として

- ① ドラッグスクレーパーによる沈澱土砂のかき寄せ。
- ② 吸込管の口を移動させる方法。
- ③ ジェットポンプの射水による方法。

などが考えられ実施されたが、何れも沈澱土砂が一定量に達した時ポンプ船からの排泥水の投入を中止して貯溜池内の水位を下げながら作業を行なったのであるが③の方法が良好で①と②は不適当であった。後に貯溜池を2面設けて交互に操作することにより排泥水の投入を一時中止するという不合理を解決して能率を上げることができた。貯溜池の設備の概要を図6に示す。

図 6 貯溜池および附属設備



送泥ポンプの多段中継運転についてはポンプの配置間隔は650～700mとし、ポンプの運転操作は送泥管路内の圧力によつて自動的に行ない不時の事故に対処させるように設計した。

工程の最終段階である泥水散布は客入地の将来の水田区画に従つて小築堤で囲つた圃場内に行ない、これに泥水を湛水して土砂の沈澱後余水を切つて乾燥させれば工事が完了する。

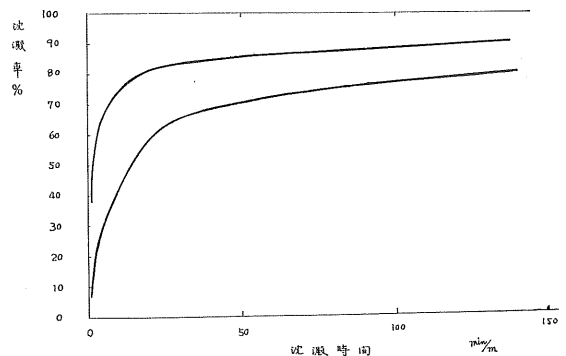
5. 施工上の問題

前項にのべた各工程について施工上の問題を実績の結果とも併せて考える。

ポンプ船の稼動については特に問題はないが排泥水の濃度はなるべく変動の少ない方がポンプ船自体にとつても有利であるのでこの点についてはポンプ船のカッターについて研究する必要がある。なおこの変動は後にのべる土砂の沈澱と集土吸泥との均衡を破るので安定した施工を続行する上で非常に重要である。

最も重要な工程である貯溜池における調泥操作については貯溜池とその付属設備の設計とともに土砂の沈澱とこれを集土する場合の土の動きの機構について十分な観測と研究が必要である。図4の2本の曲線で表わされる篠津運河の土壌について各粒度毎にストークスの法則に基く沈降速度から水深1mを沈降するに要する時間と沈澱率との関係を示すと図7が得られる。これより判断するに投入された泥水中の土砂は20～30分で60～80%が沈澱しその後は経過時間の割に沈澱率は増加しないのでこれを技術的経済的に可能な沈澱の限度と考えるのが適当である。これは実績とも一致しているようである。ところで貯溜池内で粒

図 7 沈澱率～時間曲線



度分離が行なわれるために沈澱後の土砂の処理方法に問題が多く実施の段階で再三検討を加えて来た。本工法が全工程で水を扱うという点からしてジェットポンプによる操作がやはり合理的であるがその操作方法については研究の余地がある方法の一つとして水中に沈澱池の斜面に沿つてジェットノズル配管を全面に設置したが当時保有のジェットポンプの容量が不足していたためある試験段階では素晴らしい成績を上げ得たものの実施の段階にまで拡張することができずこの点に関しては失敗であったというほかない。もちろん土壌の組成によつて異なるが、粗粒土砂と微粒土とでは沈澱する場所も違つて来るので処理方法も変化させなければならないが、工事の性質上その処理能力に余裕を持たせるのが最もよい解決方法であるといえる。例えばジェ

ットポンプとしては100～150HPが必要である。当然のことであるが各工程の間には均衡が保たれねばならない。しかし実際には機械的な各工程の間に土砂の沈澱という自然現象的な工程が介在しておりこれがポンプ船の排泥水の量的質的な変化の影響を受け易く工程上の不均衡を生じる原因となり結果として全体の能率低下を来たすのである。つまり調泥設備というものが効果的に働き得るためには沈澱土砂は多くても少なくてもならないのである。

計画では送泥ポンプの持つ能力である濃度30%, 80m³/hを目標としたが実際には15～20%50m³/hが平均的な実績であつた。そして濃度の変動は大きく最高40～50%というポンプの限界状態で運転することもある。したがって調泥工程の設備を拡充することによつて濃度の変動を少なくすることが結果として能率の向上になるのであり80m³/hの能力を実現することもできると信じている。

この他に送泥ポンプの中継運転上に多くの問題がある。その主なるものとして輸送管路の土砂の閉塞と各中継ポンプの自動運転上の問題であるが、これらは何れも輸送しようとする泥水の濃度が高いほどまた濃度の変動がはげしいほど工事の能率を低下させる諸々の問題が生じ易い。このことからしても貯溜池における調泥工程については検討しなければならない重要な問題が存在するのである。

6. 実績について

以上のように計画した通りの泥水の濃度は得られなかつたが実績では送泥ポンプの輸送泥水量が350～400m³/h, また輸送距離も1段当り800～900mを得たことにより経済的には一応の成果を上げることが出来た。

国営の直営工事3年間の実績では1条列について年間実働日数150日に対して10～15万m³を輸送することができ

た。そして施工単価は工区によつて、また輸送した土質によつて差異があるが平均輸送距離約2kmにて1m³当り280～380円で施工することができた。その内訳は次の通りである。

実工事費	156.3	} 366.0 (1m ³ 当り) (昭和37年集計)
整備費	153.4	
消却費	56.3	

なお本工事では泥水客土する水田圃場全面に土砂が沈澱するように小築堤の築造に伴なつて整地作業を行なつたがブルドーザーによるこの施工費が上記単価のうち約90円含まれている。

7. そ の 他

篠津運河の土壌のうちで特に砂質に富むものは客土には不適当であるがこれを泥炭地に道路や用水路を築造するための基盤造成に利用することを考え17,700mの農道と2,330mの用水路サンドベッドを作つたが従来の単純な盛土工法に比較して予想外に良好な結果を得ている。つまりこれは普通盛土工法に比較して施工上の衝撃等が殆どなく容易に路盤全体をおだやかに圧密することができるからで、そしてまた盛土自体が水締め作用によつて早く安定するからであらう。また土の単価が他の較べて低廉であるので多量の盛土を行えるということも利点の一つであり他の工法では望めないことである。

なお最後に結論としていえることは、このような工法はその施工可能量が大きいだけに年間経済施工量実績から考へて10万m³以上を年間施工量とすることが望ましいということである。

(北海道開発局札幌開発建設部篠津地域開発事務所 武田 清)

室蘭本線静狩礼文間ずい道工事

日本国有鉄道 菊 地 正

1. 概 要

北海道主要幹線は輸送の増加によつて線路容量の行きづまりが所々に問題化している。軌道改良中間信号場新設気動車化による運転速度増強なども一時的緩和に過ぎず線増による容量の増加が望まれる。当該工事は従来主要幹線として使用していた長万部小樽回り札幌間を室蘭本線経由に切替えたためその最大の隘路である静狩小幌間の線路増設

を行なつたものである。

この区間は峻嶲な山が海岸まで迫り、延長6,500 mのうち78%の5,052 mがずい道で、新静狩ずい道1,922 m, 新ねずみの鼻ずい道1,236 m, 新辺加牛ずい道1,894 mの3本よりなる。岩質は踏査および並行する現在線ずい道より水平ボーリングの結果、主に安山岩角礫凝灰岩よりなり地質および工期より、全断面掘さく方式を採用した。工期および機械の運用より全断面掘さくの他に上部半断面掘さ

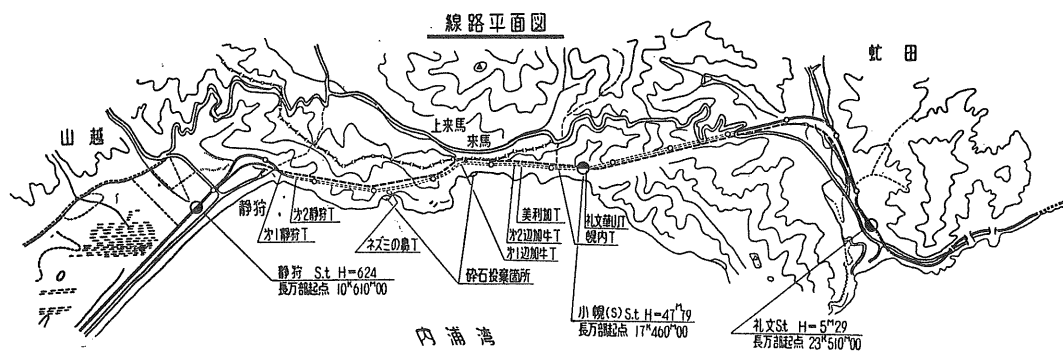


図-1

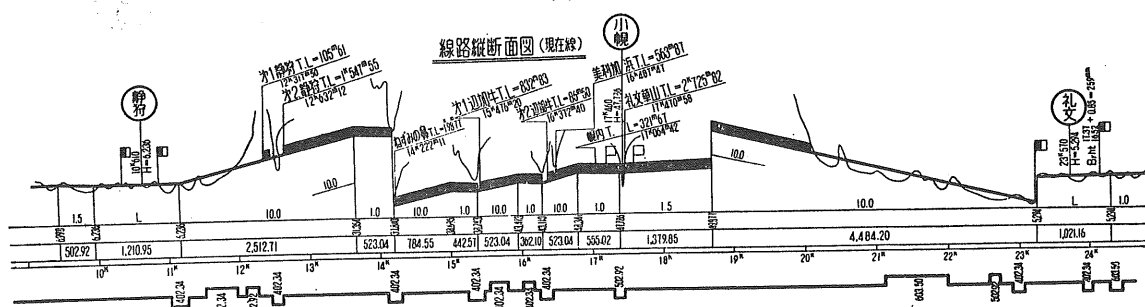


図-2

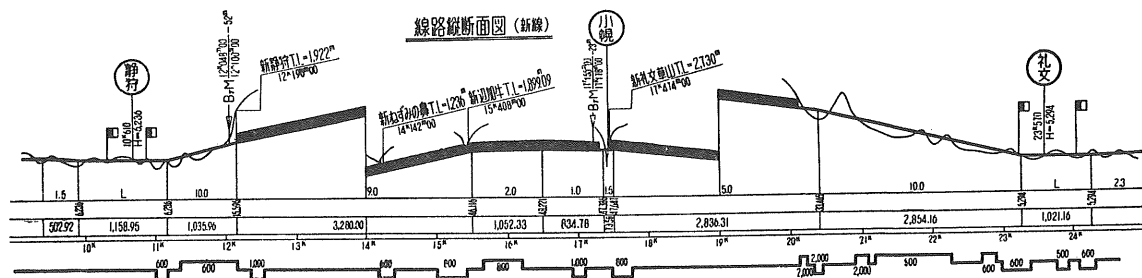


図-3

く下部半断面掘さく方式も合わせ施工したが、ここに掲げるものは全断面上下半断面掘さくの施工実績とその比較である。

昭和36年12月27日着工し37年12月21日新静狩ずい道が貫通し現在その覆工に全力をあげている。

新線は最小半径600m、最急勾配10%とし、双設ずい道のため全断面掘さく可能区間は、離隔距離20m以上とし、第1工区新静狩ずい道1,600m、第2工区、新ねずみの鼻はずい道900m、新辺加牛ずい道1,300mである。第3工区主に現在線にずい道内で取り付くずい道の改築区間である。

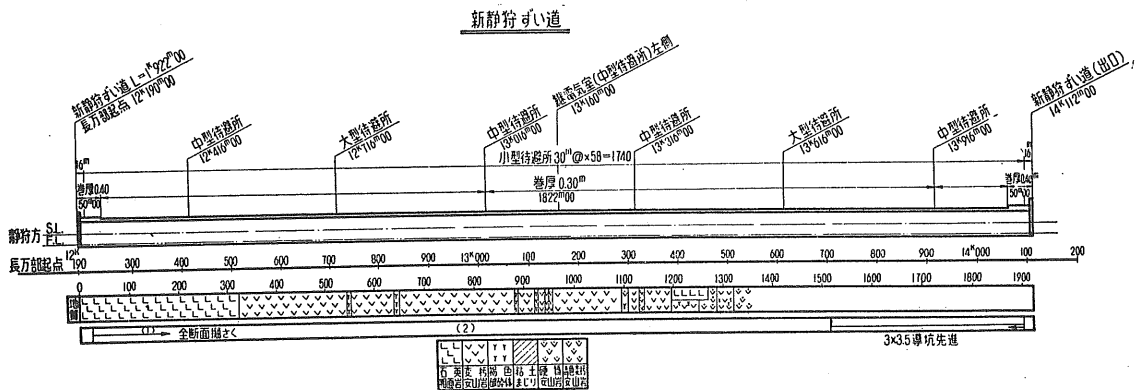


図 — 4

新ねずみの鼻ずい道

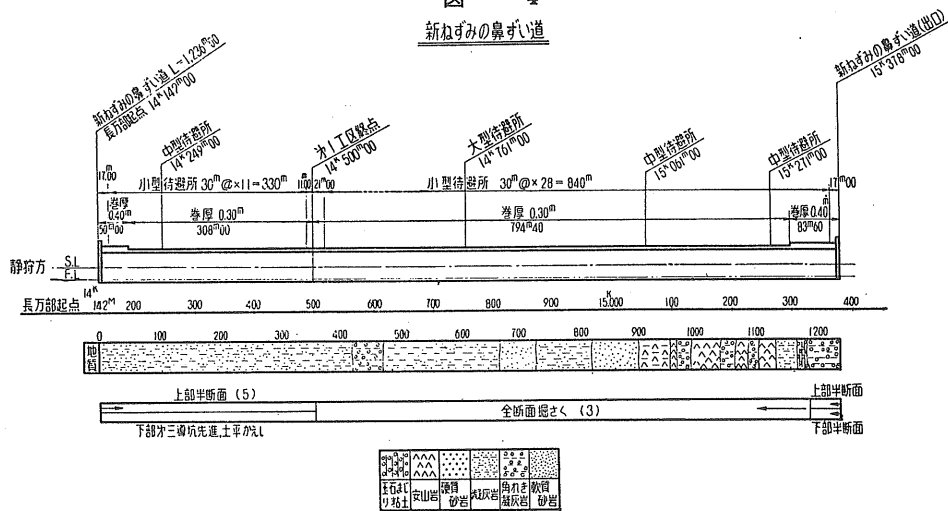


図 — 5

新辺加牛ずい道

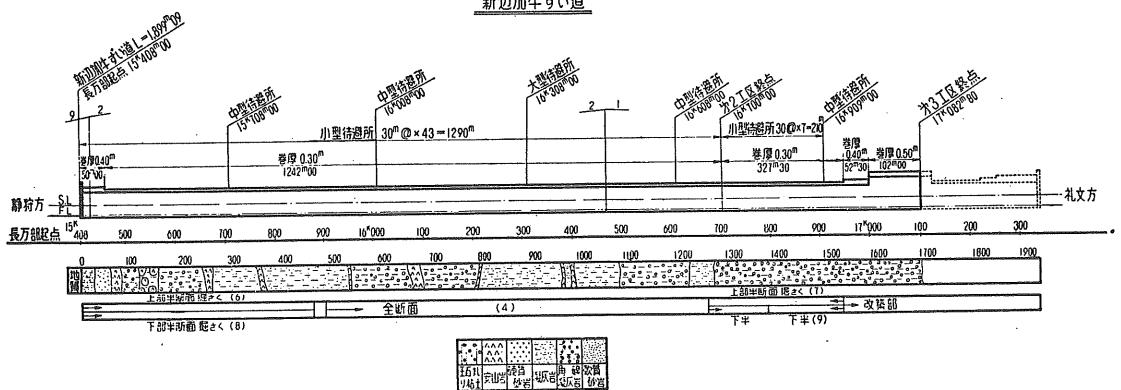


図 — 6

2. 掘 さ く

掘さく断面は特1号型交流電化予定断面で、覆工巻厚、30 cm、掘さく断面 30.2 m² である。

表工は掘さく方式、使用機械、ずり積機、代表設備を分類整理したもので図—4～図—6はその施工カ所および地質を示したもので、() 内の数字は表工上欄の() 内数字に相当する。

第1工区全断面は新静狩ずい道坑口付近仮設備を設け、

また新ねずみの鼻ずい道坑口に上部半断面および普通工法の仮設備を行なった。

第2工区全断面は新辺加牛ずい道坑口付近に仮設し、新ねずみの鼻ずい道、新辺加牛ずい道の順に行ない国道より約1 km の工事用道路完成までモーターカーにより資材運搬を行なった。

第3工区資材は美利加浜ずい道坑口付近まで国道37号線より索道を引きこれによった。

掘 さ く 機 械 諸 元

	(1) 新静狩T 1工区	(2) 新静狩T 1工区	(3) 新ねずみ 鼻T 2工区	(4) 新辺加牛 T 2工区	(5) 新ねずみ 鼻T 1工区	(6) 新辺加牛 T 2工区	(7) 新辺加牛 T 3工区	(8) 新辺加牛 T 2工区	(9) 新辺加牛 T 3工区
工 法	全 断 面	全断面	全断面	全断面	上部半 断 面	上 部 半断面	上 部 半断面	下 部 半断面	下 部 半断面
断 面 (m ²)	30.2	30.2	30.2	30.2	20.0	12.3	17.9	12.2	18.0
地 質	硬 質 安山岩	変 朽 安山岩	凝灰岩	同 左	砂 質 凝灰岩	凝灰岩	同 左	同 左	同 左
施 工 延 長 (m)	300	1,000	780	562	230	320	235	320	155
支保工建込延長率 (%)	41.3	10.5	16.9	0	85.3	0	0	0	0
シャ ン ボ ー	3 段	3 段	3 段	3 段	2 段	パイプ足 場 2 段	同 左	1 段	同 左
さ く 岩 機	ASD33	同 左	TY 150 B	ASD 322D	TY 24LD	ASD 322D	同 左	同 左	同 左
(台)	11	11	11	8	5	5	3	3	3
ロ ッ ト	丸型中空	同 左	同 左	同 左	インサ ート	丸型中空	同 左	同 左	同 左
径 (mm)	37	37	37	22	22	22	22	22	22
ピ ッ ト ゲ ー ジ (mm)	42～46	42～46	42～46	38～40	42	38～40	32～36	38～40	32～36
フ ィ ード 方 式	チェン オート	チェン オート	スクリュ ーオート	レッグ	レッグ	レッグ	レッグ	レッグ	レッグ
ず り 積 機	KR-68	同 左	グッドマ ン100型	同 左	RS-85	同 左	RS-75	グッドマ ン100型	RS-75
ズ リ ト ロ (m ³)	6.0	6.0	6.0	6.0	1.7	6.0	1.0	6.0	1.0
ト ロ 入 換	チェリー ビツカー	同 左	同 左	同 左	同 左	坑口ま でなし	同 左	チェリー ビツカー	坑口ま でなし
機 関 車	DL 8 t	DL 8 t	DL 8 t	LD 8 t	EL 4 t	DL 8 t	DL 5 t	DL 8 t	DL 5 t
ず り 捨 方 法	ロータリ ーチップ ラー	同 左	同 左	同 左	サイド ダンプ	ロータリ ーチップ ラー	簡易ダ ンプバ ン	ロータリ ーチップ ラー	簡易ダ ンプバ ン

3. 掘 さ く 実 績

表—1について

表—1は新静狩ずい道の全断面掘さくの実績である。使用機械は表工の(1)、(2)に示すとおりヘビードリフターを使用し安山岩地帯を掘進したものである。

(イ) 4、5月は節理肌落の非常に多い硬質安山岩地帯で支保工建込延長率は両月平均35%でせん孔長を2.00～2.30 mに変えても使用火薬量は1.88 kg/m³と変化しない。これは節理による岩の離れが多いものと考えられる。

(ロ) (2)は6～11月までの施工結果で主に節理の少ない変

朽安山岩地帯で岩質は、4、5月の安山岩よりはるかに軟いといわれるし、ぶい岩の地帯となつている。爆薬量を少なくすると蜂の巣状となり爆破効果が上がらず6カ月平均爆薬使用料は2.11 kg/m³、雷管1.6ヶ/m³となつた。

9月、10月の支保工建込延長率の多い所ではせん孔長およびせん孔数に大差がないのに火薬量は1.92 kg/m³、1.82 kg/m³と小さくなつており、節理の影響の大きいことが考えられる。

(ハ) 4、5月平均および6～11月平均は地質および節理の多少により分けたものである。

○平均せん孔数は比較的軟かな変朽安山岩に多い。

表—1 新静狩ずい道(第1工区)全断面

月 別	(1)		(2)							(1)	(2)	
	4	5	6	7	8	9	10	11	4～5	6～11		
岩 質	硬質安山岩	硬質安山岩	変朽安山岩	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	
進 行(m)	148.3	154.8	183.1	221.3	193.2	84.4	149.2	192.8	303.1	1,024.0		
支 保 工(基)	52	28	0	0	7	42	75	0	80	124		
支保工建込延長(m)	72	32	0	0	7.5	63	90	0	104	103.5		
支保工建込 延長率(%)	48.6	20.7	0	0	33.9	74.7	66.3	0	34.3	10.1		
せ ん 孔 数(ヶ)	7,293	6,859	8,021	10,669	9,578	3,899	6,937	10,225	14,782	49,329		
せ ん 孔 長(m)	2.0	2.3	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.1				
平均せん孔数(ヶ)	83.2	98.1	95.1	102.6	106.4	102.6	95.0	96.5	93.5	99.7		
発 破 回 数(回)	85	73	84	104	90	38	73	106	158	495		
1発破平均進行(m)	1.75	2.12	2.18	2.13	2.15	2.22	2.15	1.82	1.92	2.07		
ズ リ ト ロ(台)												
平 均 ト ロ(台)												
爆薬使用総数(kg)	8,498.8	8,676.5	10,999	15,116.8	13,436.8	4,882.6	8,180.9	12,669.6	17,175.3	65,285.7		
掘 さ く 数 量(m³)	4,501	4,675	5,527	6,684	5,835	2,549	4,506	5,283	9,237	30,925		
爆薬使用量(g/m³)	1.88	1.88	2.00	2.26	2.30	1.92	1.82	2.18	1.86	2.11		
雷管使用量(kg/m)	1.76	1.47	1.45	1.60	1.64	1.53	1.54	1.76	1.60	1.60		
1方平均 作業人員(人)	25	27	26	28	26	26	22	20	26	25	(ズリ出し 爆破 を除く)	

○せん孔長に対する発破効果は節理の多いほどよい。

○爆薬量にせん孔長岩の硬軟による影響が多いが4, 5月, 6～11月では, 1.86kg/m³, 2.11kg/m³ と逆の結果が出ている。

表—1は上述のことより

無普請区間の進行と, 支保工建込区間の進行には予想以上に大きな差があること。爆破使用量は, せん孔数, せん孔長, 岩種硬軟, 掘さく断面の大きさなどに大きく影響されるが, これら諸要素以上に岩の節理破砕状態などが大きな影響を持つことが明らかである。

表—2について

表—2は表工に示す機械類を組合わせ図—5新ねずみの鼻ずい道(3), 図—6新辺加牛ずい道(4)の掘さく実績である。

(3)は角礫凝灰岩地帯で節理の多い安山岩が数カ所へ入している程度で, 支保工建込区間を除いては一枚盤で, はく脱崩壊の危険はない良質な地帯である。この全断面はTY 150 B によつて最大月進328.5m の高成績を収めている。

(4)は(3)で使用したジャンボ—を転用し TY 150 B を ASD 322 D 軽量レッグ方式による全断面掘さく結果である。岩質は図—6に示すように(3)と同様な角礫凝灰岩地帯である。その最大月進は345.0m の記録を樹立している。

(3)

○せん孔長と月別爆薬使用量との関係は明らかでないが1.46 kg/m³ の平位火薬量は妥当と考えられる。

○電管使用数は平均せん孔数, 爆薬使用数と同じような

推移であるが, これは一孔当たり装薬量は変えずせん孔数を変えたもので平均1.71ヶ/m³ も信頼度が高い。

○5月および, 6, 7月を比べ支保工建延長率が大きく変わっているが節理の少ない凝灰岩地帯での爆薬使用率は普請, 無普請での差はないように思われる。

○6月の火薬使用量1.26 kg/m³ は軟い砂質凝灰岩地帯をはさみ, 角礫凝灰岩とその差をはつきり示している。

○作業人員がせん孔長および岩の硬軟に比例する結果がみられる。

(4)

○3カ月を通じ無普請で地質としては最良の状態で9, 10月掘進延長の50%は角礫凝灰岩である。

○せん孔長別に考察すると8月1.5m に対し火薬量は, 1.37 kg/m³, 9, 10月のせん孔長1.9m に対し0.91 kg/m³, 0.91 kg/m³, と逆に少なくなっている。これは角礫凝灰岩に比し凝灰岩が非常に少ない火薬量ですむことを示している。

○作業人員とせん孔長は比例しており(3)と同様な結果が得られた。

表—3について

表—3は表工の機械組合わせにより図—6に示す地質の新辺加牛ずい道を掘さくした。

実績で, 同一区間の(6)上部半断面, (8)下部半断面の施工結果である。(10)は(6)(8)の平均および累計で全断面掘さく比較する目的で作つたものである。

(6)

○せん孔長と火薬量の関係をみると5月は角礫凝灰岩6

表—2 新ねずみ鼻ずい道(全断面)第2工区

新辺加牛ずい道(全断面)第2工区

月 別	(3)				(4)				
	5	6	7	計	8	9	10	計	9～10計
岩 質	凝灰岩	同 左	同 左		凝灰岩	同 左	同 左		
進 行(m)	235.7	299.8	243.5	779	127	298	263.5	662.5	561.5
支 保 工(基)	113	0	0	113	0	0	0	0	0
支保工建込延長(m)	132	0	0	132	0	0	0	0	0
支保工建込延長率(%)	16.9	0	0	16.9	0	0	0	0	0
せ ん 孔 数(ヶ)	13,173	13,281	13,822	40,276	7,780	16,248	14,959	38,987	31,207
せ ん 孔 長(m)	2.10	2.40	2.40		1.50	1.90	1.90		1.90
平均せん孔数(ヶ)	104.4	99	124.5	108.6	103.7	93.3	96.5	96.5	94.8
発 破 回 数(回)	125	134	111	370	75	174	155	404	329
1発破平均進行(m)	1.89	2.25	2.19	2.11	1.35	1.71	1.70	1.64	1.70
ズ リ ト ロ(台)	2,285	3,545	2,888	8,718	1,003	2,424	1,974	5,401	4,398
平 均 ト ロ(台)	18.3	26.5	26.0	23.7	13.4	13.9	12.7	13.4	13.4
爆薬使用総数(kg)	10,811	11,424.1	12,088.7	23,525.8	4,742.6	8,762.4	7,233.1	20,665.2	16,025.6
掘 さ く 数 量(m³)	7,118.1	9,054	7,353.7	1.47	3,050	9,000	7,058	20,008	16,958
爆薬使用量(kg/m³)	1.52	1.26	1.64	1.46	1.37	0.91	0.91	10.3	0.95
雷管使用量(kg/m³)	1.85	1.47	1.88	1.71	2.56	1.81	1.88	1.95	1.84
1方平均作業人員(人)	47	49	56	50	32	38	37	36	36

表—3 新 辺 加 牛 ず い 道 (第2工区)

月 別	上部半断面(6)			下部半断面(8)			(10)
	5 (10日以降)	6 (27日迄)	計	7 (8日より)	8 (5日迄)	計	上部半断 下部半断 320m間平均
岩 質	凝灰岩	同 左		凝灰岩	同 左		凝灰岩
進 行(m)	131.8	188.2	320	258.0	62.0	320.0	320.0
支 保 工(基)	0	0	0	0	0	0	0
支保工建込延長(m)	0	0	0	0	0	0	0
支保工建込延長率(%)	0	0	0	0	0	0	0
せ ん 孔 数(ヶ)	5,162	8,040	13,202	4,904	1,352	6,256	19,458
せ ん 孔 長(m)	2.20	1.70		2.30	2.00	2.00	
平均せん孔数(ヶ)	75.9	63.8	68.0	39.6	37.6	39.1	55
発 破 回 数(回)	68	126	194	124	36	160	354
1発破平均進行(m)	1.94	1.50	1.65	2.08	1.73	2.00	
(台)							
(台)							
爆薬使用総数(kg)	2,929	4,832	7,760	3,718	1,016	4,734	12,494
掘 さ く 数 量(m³)	1,621	2,320	3,941	4,644	1,116	5,760	9,664
爆薬使用量(kg/m³)	1.80	2.08	1.97	0.80	0.91	0.82	12.9
雷管使用量(kg/m³)	3.19	3.47	3.35	1.06	1.21	1.09	2.0
1方平均作業人員(人)	20	16	18	20	25	23	

月は凝灰岩が主でせん孔長5月の2.2m、6月の1.7mに対し火薬量は逆に1.80 kg/m³、2.08 kg/m³と増加しており地質図より節理の影響の多いことが明らかである。

○平均せん孔数よりみると5月75.9、6月63.8とに孔少なくなっている。この点爆薬使用量が大きくなった原因と考えられるがせん孔数を同一に換算すると、火薬雷管ともに1.8 kg/m³、3.19 kg/m³ となり問題がある。

(8)

○7月せん孔長2.3m、8月2.0m に対し火薬量は0.80 kg/m³、0.91 kg/m³ と(6)同様な経過である。すなわち硬質な安山岩でも節理が多い場合には一枚盤の凝灰岩がはるかに火薬を多く必要とすることを立証している。

(6)、(8)の結果よりおよび(1)(2)の結果などより判断すると岩の硬軟、せん孔長、爆薬の強弱など、同一工法では火薬

使用量は大きく影響されるが節理の多少の影響がこれら以上に大きいことに注目したい。

○(6), (8)は同一地質、区間の上下半断面で上下半断面の比率は類似した7月について火薬量0.44倍、雷管数0.33倍となる。また平均値で比較した場合には火薬量0.48倍、雷管数で0.33倍となっている。

表—4

(5)は第1工区新ねずみの鼻ずい道上部半断面掘さくの実績で地質は水平層の多い堅硬な砂質凝灰岩地帯で切端上部の水平節理による崩落が多く難渋した区間である。

やはり岩質は硬いが火薬量は比較的少ない。(7), (9)は第3工区で行なつた上下半断面掘さくの結果で小さな角礫を含む凝灰岩地帯で、ピック掘りも可能な地帯であつたが能率的な発破によつた区間である。

(6), (8)と同じ角礫凝灰岩地帯であるが非常に軟かく無音請、一枚盤でありながら爆薬量は表—3と比較してはるかに少ない。岩の硬軟による火薬使用量の差が明示されている。

(1)～(4)は全断面掘さく方式

(5)～(7)は上部半断面掘さく方式

表—4 新ねずみ鼻ずい道(第1工区) 新辺加牛ずい道(第3工区)

月 別	上部半断面(5) 5月15日～ 6月23日迄	上 部 半断面 (7)	下 部 半断面 (9)
岩 質	凝灰岩	凝灰岩	凝灰岩
進 行(m)	199.2	235	156
支 保 工(基)	143	0	0
支保工建込延長(m)	170	0	0
支保工建込延長率(%)	85.3	0	0
せ ん 孔 数(ヶ)	6,926		
せ ん 孔 長(m)	1.80		
平 均 せ ん 孔 数(ヶ)	56	41	28
発 破 回 数(回)	124		
1 発破.平均進行(m)	1.61		
(台)			
(台)			
爆 薬 使 用 総 数(kg)	6,516		
掘 さ く 数 量(m³)	4,024		
爆 薬 使 用 量(kg/m³)	1.62	1.14	0.6
雷 管 使 用 量(kg/m³)	1.72	2.05	0.7
1 方平均作業人員(人)		19	20

表—5 工法、地質別作業実績

種 別	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
ず い 道 別	新静狩 ずい道	新静狩 ずい道	新ねずみ 鼻ずい道	新辺加牛 ずい道	新ねずみ 鼻ずい道	新辺加牛 ずい道	新辺加牛 ずい道	新辺加牛 ずい道	新辺加牛 ずい道	(6) (8)計 及び平均
工 法	全断面	全断面	全断面	全断面	上 部 半断面	上 部 半断面	上 部 半断面	上 部 半断面	下 部 半断面	
岩 質	硬 質 安山岩	変 朽 安山岩	凝灰岩	凝灰岩	砂 質 凝灰岩	凝灰岩	凝灰岩	凝灰岩	凝灰岩	凝灰岩
節理および破砕帯	非常 にし	あ り	な し	な し	非常 にし	な し	な し	な し	な し	な し
施 工 延 長(m)	303.1	1,024.0	779.0	561.5	199.2	320.0	235.0	320.0	155.0	320.0
支 保 工 数(基)	80	124	113	0	143	0	0	0	0	0
支保工建込延長(m)	125.3	148.3	132.0	0	17.0	0	0	0	0	0
支保工建込延長率(%)	41.3	14.5	16.9	0	85.3	0	0	0	0	0
掘 さ く 数 量(m³)	9,237.0	30,925.0	23,525.8	16,958.0	4,024.0	3,941.0	2,867.0	5,760.0	2,790.0	9,664.0
使用爆薬総数(kg)	17,175.3	65,285.7	34,323.8	16,025.6	6,516.0	7,760.4	3,268.0	4,733.5		
爆薬使用量(kg/m³)	1.86	2.11	1.46	0.95	1.62	1.97	1.14	0.82	0.6	1.29
雷管使用量(ヶ/m³)	1.60	1.60	1.71	1.95	1.72	3.35	2.05	1.09	0.7	2.0
所 要 日 数(日)	60	180	88	69	40	59		29		88
平 均 日 進(m/日)	5.05	5.70	8.85	8.14	4.50	5.42	5.80	11.03	4.50	3.65
せ ん 孔 長(m)	2.20	2.40	2.30	1.90	1.80	1.80	1.80	2.20	2.20	
総 作 業 人 員(人)			8,794	5,035		1,583		1,134		2,717
1 方平均作業人員(人)	52.0	52.0	50.0	36.5		13.5	19.0	19.5	20.0	15.5
最 大 月 進(m/日)	153.9 (5/9～ 6/7)	222.0 (7/1～ 7/30)	328.5 (6/10～ 7/9)	345.0 (8/28～ 9/27)	162.7 (5/24～ 6/22)	239.5 (5/24～ 6/22)		334.5 (7/8～ 8/6)		
単位作業人員(人/m³)	0.677	0.572	0.373	0.297	0.377	0.404		0.276		0.280

4. 各工法の比較

表一5に掲げる(1)～(10)は表工の掘さく諸元に基づき各地質および工法別に整理したものである。

(8)～(9)は下部半断面掘さく方式

(10)は(1)～(4)の全断面、掘さくと比較する目的で、(6)、(8)の平均および計を計上したものである。実績上せん孔長は種々変えて行なっているがここに掲げたものはその相乗平均値である。

A. 全断面掘さくの比較

イ. 新静狩ずい道の全断面(1)、(2)

○施工延長は(1) 303 m、(2) 1,024 m で最大月進は、(1)の153.9 m、(2)の222 m である。この区間に使用した支保工は、肌落ちおよび節理からの小崩落を防ぐ程度のもので地圧の作用する所はなかつた。

○平均日進は(1)の5.05 m、(2)の5.70 m となり節理破砕帯の多少および支保工建込延長率を考慮すると普請区間の26.8%減に対し日進は14%の増を示している。進行日報より普請、無普請区間の進行比率を取ると75%の増を示す。これは1、2工区とも同じ結果で支保工建込技術設備の優劣にもよる所大であるが掘さくサイクルを作成上大いに考慮すべき事項と思われる。

○火薬使用量は(1)の1.86 kg/m³、(2)の2.11 kg/m³ と軟質一枚盤の変朽安山岩のほうが硬質安山岩より多くなっており、節理の影響を大きく考慮せねばならない。

ロ. 新ねずみの鼻ずい道(3)、新辺加牛ずい道(4)の全断面掘さくの比較

表工の(3)、(4)のように主にさく岩機の差異による比較である。岩質は図一5、図一6に示すように同一条件とみられる。施工延長は779 m、561.5 m とともに信頼度が高い。運搬距離は、坑口より各々480 m、880 m、であり、(3)は9%の下り勾配(4)は2%の上がり勾配などが両者の相異点である。

○使用爆薬量は、せん孔長2.30 m、1.90 m に対し、1.46 kg/m³、0.95 kg/m³ と TY 150 B を ASD 322 D 軽量さく岩機に変えたため節減できた。しかも平均月進は10%落ちで止つている。しかし最大月進は328.5 m から345 m と上回り、運搬距離の83%増、下がり9%上がり2%のずり積能力差などを考慮すると同一条件のもとでは、同一あるいは以上の進行を期待しうる。

○雷管使用量より見ると1孔当たり爆薬量は少なく、軽量機で自由で敏しような動作によつて孔数を増し、成績を上げている。

○作業人員より比較すると(3)のガイドセル、チェンフィード、オートブーム、長孔と(4)のレッグ工法の場合1.37:1の比率を示し大幅に人員節減が行なえる。

○最大月進328.5 m、345.0 m は各々新記録であり、この

原外力となつたとはい、大型ずり積機と軽量さく岩機の組合わせである。断面の許す限りの大型ずり積機を使用することによつて従来サイクルタイの過半数を占めるずり積時間を大幅に短縮し得、軽量さく岩機の機敏性を利用し機動性に富んだ掘さく方式の研究開拓を考えねばならない。

B. 上部半断面工法の比較

表一5の(5)(9)(7)はそれぞれ第1工区、第2工区、第3工区で行なつた。上部半断面掘さくの実績で表工の機械組合わせによる施工結果である。

(5)は50～80 cm 厚の水平層と、節理の多い砂質凝灰岩であり、水平層より目ばなれすることが多く切端上部の円型断面の方形断面となつて掘れる状態であつた。岩質は角礫凝灰岩の凝灰質および凝灰岩よりかなり硬いものであるが、使用爆薬量は1.80 kg/m³ とかなり少ない。最大月進162.7 m は支保工建込延長率85.3%としてはよい進行とみられる。

(6)は上部半断面掘さく、せん孔長1.80 m の爆薬量は多く感じるが角礫が比較的大きい事一枚盤である事などより多くなつている。最大進行239.5 m をあげている。

(7)は第3工区の上部半断面で軟かな角礫凝灰岩でピック掘り可能な地帯で爆薬量は非常に少なくなつている。作業人員の多いのはずり出しにインクラインを使用しそのトロ回しに人手がかかつている。

○(5)(6)(7)上半の角礫凝灰岩地帯で平均火薬量は1.62 kg/m³となるが同一岩種でも大きく異なつている。また(5)(6)を比較すると進行で無普請区間が48%増しており、進行は掘さく単価に直接影響するものであり参考にしたい。

C. 下部半断面工法比較

(8)、(9)は(6)(7)の上半の下部を掘さくしたもので掘さく諸元は表工および図一6のとおりである。新辺加牛ずい道は小幌方に近づく程、質が軟かく(9)はピック掘り可能な地帯である。

○(6)、(8)および(7)(9)の上下半断面爆薬比率は上半せん孔長1.80 m、下半2.20 m に対して、1.97 kg/m³ : 0.82 kg/m³ = 2.4 : 1 および 1.14 kg/m³ : 0.6 kg/m³ = 1.9 : 1 となり平均値の比率は1.62 kg/m³ : 0.75 kg/m³ = 2.61 : 1 の比率となつている。自由面の影響の非常に大きいことを示している。

○平均雷管数は(6)、(8)で3.35 : 1.09 = 3.07 : 1、(7)(9)では2.05 : 0.7 = 2.93 : 1 となる。

D. 全断面掘さくと上下半断面掘さくとの比較

(10)は新辺加牛ずい道静狩方の上下半断面(6)、(8)の累計および平均値で地質がほとんど同一の(3)、(4)と比較してみ

る。○平均日進より見ると(3) 8.85 m、(4) 8.14 m に対し(10)の3.65 m となり、坑口までのずり平均運搬距離は(3)の、480 m、(4)の880 m に対し半数以下であるにもかかわらず進行は

43%落ちている。

○薬量は(3)の TY 150 B 使用で 1.46 kg/m^3 , (4) の 322 D 使用で 0.95 kg/m^3 , (10) の同じく 322 D 使用によつて 1.29 kg/m^3 となつて, (4) の方式が最も少なく, 優れている。

○一方作業人員は(3)の50, (4)の36.5, (10)の15.5となり設備, 人員共に(4)が優つている。また単位掘さく量当たりの人員は(3) 0.373 人/m^3 , (4) 0.297 人/m^3 , (10) 0.28 人/m^3 となつて, (4), (10)は大差ない。

○余掘率については長孔発破程大きくなることは常道であるが余巻を考え合わせると(4)の322 D 使用の全断面が非常に優れている。

あ と が き

今回の施工結果で種々分析すると有益な資料, 今後の参考になるものが多い。岩質と爆薬量と工法をさらに進めて支保工を建込まねばならぬ区間ではどう処理すべきか, 実験実績で順次作りあげて行かねばならぬものが多いことを痛感する。また経済的な掘さく方式の選定機械類の組合わせなど同様な工法を選ぶ時, 参考としていただければ幸である。種々不備な点が多いが新工法新技術の取入れと同様に実績を追跡し, 広く有効に利用して戴く目的であえて報告したものである。

(日本国有鉄道札幌工事局三岩工事区長 菊地 正)

釧路港鋼矢板岸壁における土圧および タイロッド張力の測定について

北海道開発局 織田 敏夫
長内 戦治

1. ま え が き

築島工法によつて施工した鋼矢板岸壁が、前面シユンセツ後、矢板壁に作用する土圧の変化、およびタイロッド張力、控壁土圧を実物岸壁に土圧計、張力計を取付けて実測を行なつたものである。

対象となつたのは、昭和34年度から国直轄工事として施工している釧路港 -9.0m 鋼矢板岸壁で、土圧計、張力計の取付け位置は岸壁全長3 パース 520 m の第2 パース中間部分である。

図—1は釧路港中央フ頭位置、図—2は実測を行なつた-9.0m 岸壁標準断面図、図—3は海底土質図である。

在来水深は-1.5m、表層に厚さ1.5mの細砂、以下は粗砂、砂レキ層となつており良好な地盤といえよう。表—1は標準貫入試験による N 値ならびに N 値から推定される砂の内部摩擦角 ϕ を示す。これによると、-3.0mまでは $\phi=30^\circ$ それ以下は 35° と認定できる。

なお参考のために築島工法による岸壁施工の順序を記せばつぎのとおりである。

- (1) 岸壁建設地点の海中に仮土留をなし、シユンセツ船により揚土し、工事用埋立地を築造する。
- (2) 岸壁用鋼矢板を陸上において打込む。
- (3) ウェルポイントにより排水し、ドライワークで掘削し控壁を施工する。
- (4) 同様ドライワークにより腹起し、タイロッドを取付ける。
- (5) 矢板上部工、係船柱、防舷材などの付属設備を施工する。
- (6) 仮土留を撤去し、前面を所定水深にシユンセツする。

表 — 1

深 度	+3.00m ~-1.75m	-1.75m ~-3.05m	-3.05m ~-6.75m	-6.75m ~-10.0m	-10.0m 以下
密 度	中位の締	中位の締	締	締	締
N 値	—	—	38	45~50	50
内部摩擦角	$28^\circ \sim 30^\circ$	$28^\circ \sim 30^\circ$	$36^\circ \sim 41^\circ$	$36^\circ \sim 41^\circ$	41°

図 — 1 釧路港一般平面図

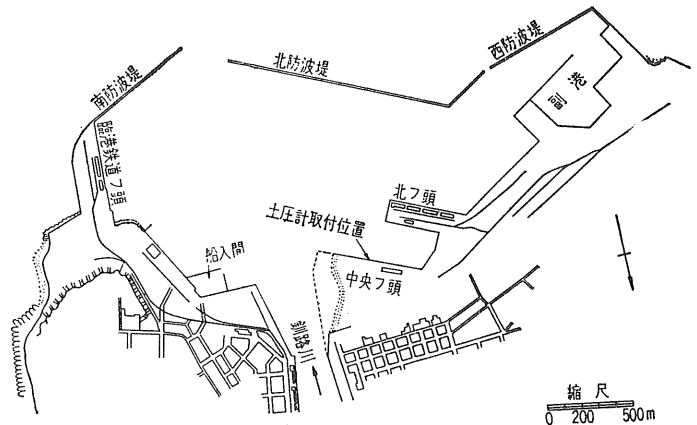


図 — 2 釧路港中央フ頭標準断面図

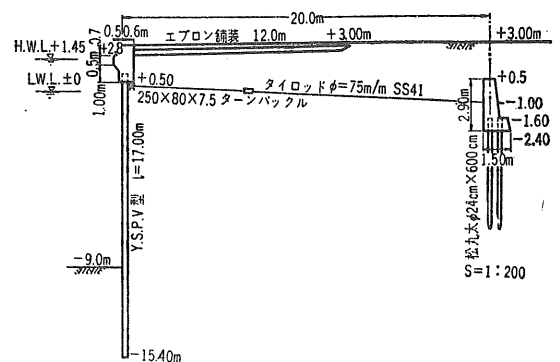
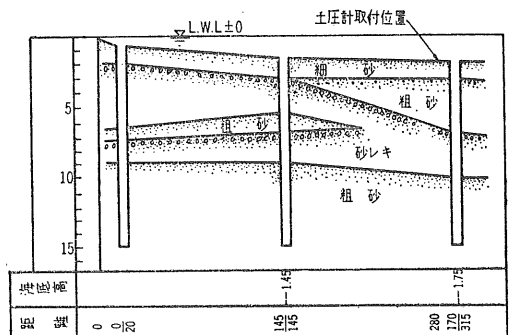


図 — 3 土質柱状図



(1) 土圧計^{2)~4)}

この土圧計は使用例多く^{5)~11)}海中において長期間安定した計測に耐え得るものである。機構の概略を述べると、圧縮空気を計器内ペローズに送り、土砂に接する直径 80 mm の受圧板を微量おし出し、土圧と均衡する空気圧におきかえ、均衡点はヒンズ接点の開閉として判別ランプによって知り、圧力計の読みから土圧を測定する方式である。図—4は土圧計の側面図である。

土圧計の形状は矢板の内面に適合しうるよう設計されており、矢板との締付けには特殊な取付け用金具(φ 35 mm)および 1/2 インチボルト 4 本を用いている。またコード、エアホースは 1 1/4 インチガス管におさめ陸上の測定室に導いた。図—5 は、矢板壁の土圧計取付け図、図—6 は同土圧計配置図である。

控壁面については、コンクリート打込みにさいし、あらかじめ木ワクをおき型ワク取外し後、アンカーボルトを埋込んで壁と面一になるように土圧計を取付けた。図-7は控壁土圧計の配置図、写真-1は取付け状況である。

海側

八幡鋼矢板V型

420

取付ボルト $\frac{1}{2}$ φ

5×14φ×38φ

取付用柱35φ

土圧計

22

160φ

2×14φ×38φ

ねじ太φ=24

640cm

2.4m

+0.5m

No. 1, No. 4, No. 8, No. 9, No. 7, No. 6

これらの土圧計の特性曲線は運輸省技術研究所において作成されていたが、取付け直前に現地において再度キャリブレーションを行ない係数のチェックがなされた。

(2) 張力計¹²⁾

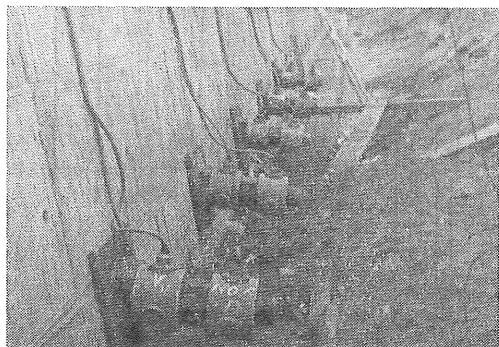
タイロッドに作用する張力を測定するため磁ワイ式タイロッド張力計10個を使用した。この張力計は最大荷重50 t 1.0 kg/cm² の水密性を有し、海中において長期間計測に耐える計器である。

この計器は固定壁に接することを前提とし、タイロッドは計器の中心を通過し、鋼座金を間にはさんで矢板壁および控壁に取付けられる。タイロッドに張力が作用すると固定壁の関係から計器には圧縮計が発生する。この圧縮力を磁ワイ管のコイルインピーダンスの変化として取り出し、タイロッド張力を計測するわけである。

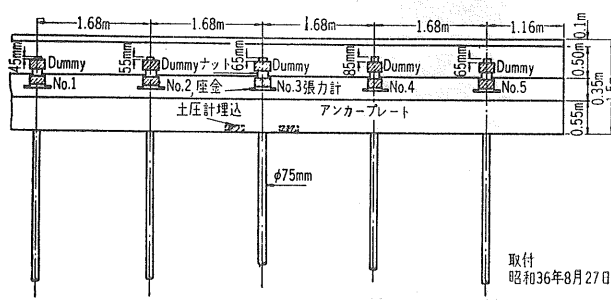
張力計は土圧計取付け位置を中心として、5本のタイロッドに並列させ、さらに矢板部と控壁部との張力差を知るため、同一タイロッドに前後2個取付けた。各張力計は取付け前に現地において水密試験およびキャリブレーションテストを行ない、感度調整、零点調整をなした上、調整ねじを固定した。各計器には補償用計器を取付けた。このためタイロッドはとくに50 cm 長いものを使用している。

コード類は1¼ インチガス管におさめ、測定室に導いた。図—8、写真—2および表—2に張力計配置状況およびその構成を示す。

写真—2 控壁張力計のとりつけ状況



図—8 タイロッド張力計取付け配置図



表—2

構 成 部 分	数 量	備 考
測定用磁ワイ管	10	定電圧装置内蔵
補償用磁ワイ管	10	
測定箱	1	
ブリッヂ箱	1	
キャブタイヤコード	10	30m 5本
〃		20m 5本

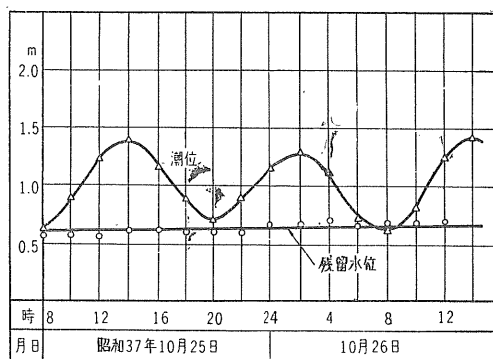
土圧計、張力計を測定目的別に整理分類するとつぎのとおりである。

- ① 矢板壁面に作用する土圧の測定
No. 11, 3, 14, 10, 以上矢板 137
No. 5, 13, 0, 12, 以上矢板 141
- ② 控壁面に作用する土圧の測定
No. 1, 8, 7, 4, 9, 6
- ③ タイロッドに作用する張力の測定
No. 1, 2, 3, 4, 5, 以上控壁側
No. 6, 7, 8, 9, 10, 以上矢板側

3. 土圧および張力の測定経過と測定結果に対する考察

岸壁前面の仮土留の撤去、前面シユンセツ開始は、昭和37年3月1日であり、3月20日に完了したが、測定はシユンセツ開始と同時にしない、現在に至っている。土圧計の測定値は(水圧+土圧)で読みとられるので、矢板背面の残留水位を差引いて土圧としなければならない。

図—9 残留水位観測図



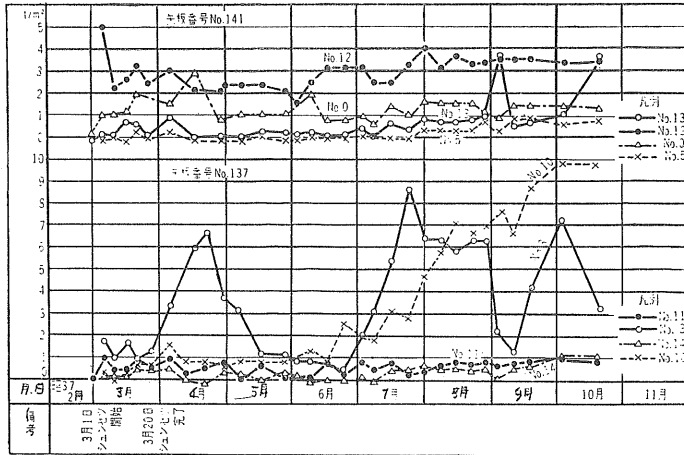
図—9は、24時間中の潮位および残留水位との関係を示したが、残留水位はほぼ一定であつた。つぎに各部門ごとに測定の経過およびその考察を述べる。

(1) 矢板壁面に作用する土圧

図—10は矢板壁面に取付けた各土圧計の実測値の長期変化である。

同図は矢板 137, 141 のグループ別に示しており、矢板ごとの差異および外的条件の変化による土圧の順応性の二つの特徴を読みとることができる。

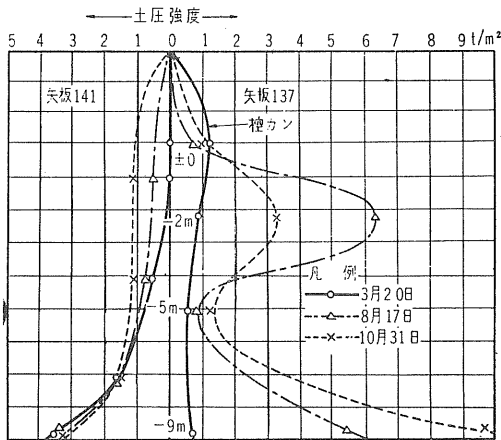
図—9 矢板壁面に作用する土圧の長期変化図



矢板番号による測定値の差異は打込み時の傾斜およびタイロッド締めつけ時の不均衡が前面シュンセツ後、鋼矢板の可ギョウ（撓）性的のため各矢板に不同微傾斜を与えた結果と考えられる。外的条件の変化、すなわち前面シュンセツによる土圧の変化は両矢板とも認められ、シュンセツ完了後、測定値の山があらわれ、その後やや減少し時日の経過とともに両び微増しつつ一定値に近づく傾向を示している。

この変化を土圧の壁面に対する垂直分布の長期的な推移として把握することにより、築島工法におけるシュンセツ後の矢板壁に作用する土圧の実態を知ることができるはずである。

図—11 土圧分布図



図—11はこの目的をもつて矢板壁面に対する土圧の垂直分布を代表的にシュンセツ完了の3月20日および8月17日10月31日に選定し、長期的推移を図示したものである。137矢板についてみると土圧はシュンセツ完了後の8月17日頃タイロッド付近に土圧の最大値があらわれ、いわゆるシュンセツ型土圧の特徴を示し、以後タイロッド付近が減

少し逆に海底部が増大して三角形分布に近づく傾向となつている。141矢板についてはとくにシュンセツ型土圧分布の姿を示さないが次第に137矢板と類似の分布形状に近づいている。

つぎに実測土圧と従来の計算法による値との比較を行なつてみる。実測土圧については代表例として3月および10月について137, 141矢板の測定値を合成し、計算値としては周知のクーロン土圧、およびチェボタリオフ土圧をあげ、図—12に併記した。

まず実測値による全土圧 P t/m を、壁の垂直高 Z m、各高さの土圧強度 σ t/m² として求めると、

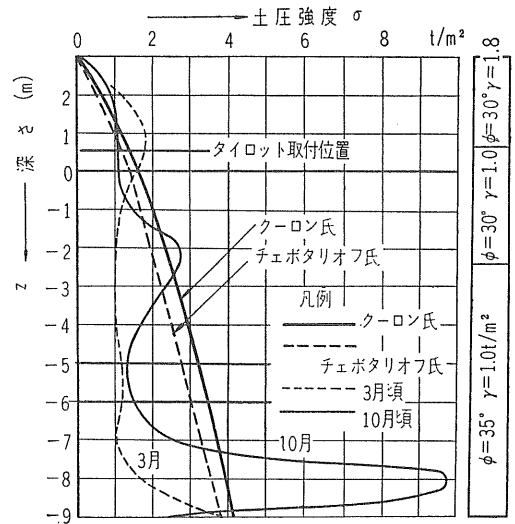
$$P = \sum \sigma dZ \dots\dots\dots (1)$$

から、3月の全土圧……… $P_A = 16.75$ t/m

10月の全土圧……… $P_f = 23.8$ t/m

となる。

図—12 土圧分布比較図



クーロン土圧については、+3.0 m ~ +0.5 m を土砂の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、単位重量 $\gamma = 1.8$ t/m³、+0.5 m ~ -2.5 m まで $\phi = 30^\circ$ 、 $\gamma = 1.0$ t/m³、-2.5 m 以下 $\phi = 35^\circ$ 、 $\gamma = 1.0$ t/m³ とし、壁の背面が鉛直、壁面摩擦角 $\delta = 0$ のとき、土圧係数は、

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (2)$$

から、全土圧は、 $P_\sigma = 29.36$ t/m が得られる。

チェボタリオフ土圧¹³⁾については、裏込めおよび地盤が砂質の場合について、土圧係数は、

$$K_A = \left(1 - \frac{a}{fH} \right) 0.33 f' \dots\dots\dots (3)$$

ここに $a = 2.5 \text{ m}$, $H = 12.0 \text{ m}$, $f' = 3.0$, $f'' = 0.9$ とし全土圧を求めると, $p_r = 24.1 \text{ t/m}$ となる。

以上の結果から10月の実測土圧はなお複雑な分布形状ではあるが, おおむね三角形分布に集約される形状であつて, 従来の計算法による値と比較すると, チェボタリオフ土圧, $p_r = 24.1 \text{ t/m}$ は10月の実測全土圧 $p_r = 23.8 \text{ t/m}$ と近似の値となつている。

(2) タイロッドに作用する張力

磁ワイ式タイロッド張力計によるタイロッド張力の測定はシュンセツ開始と並行し, 昭和37年2月28日から行なつてきたが, 7月28日以降計器の故障のため欠測となつている。測定値の特徴として, タイロッド間の張力不均衡および同一タイロッドにおける矢板側と控壁側との張力差があげられる。

タイロッド間の不均衡については, 前項で述べたとおり, タイロッド人力締めつけのアンバランス, あるいは, シュンセツ工程の岸壁延長上の時差などが, タイロッド張力に不同をもたらしたものと推定され, 築島工法における不可避の現象と考えられる。

図-13は代表的例として, 3月20日, 4月10日および7月2日の測定値をあげた。同図において異なるタイロッド間の不均衡は明らかであるが, 同一タイロッドにおいては海側と陸側について測定値の推移は同じ傾向を有しておりこれは, 計器の信頼性を示すものといえよう。

つぎに同一タイロッドにおける海側, 陸側の張力差を知るため, 海側の張力を T_s , 陸側の張力を T_a とし ($T_s - T_a$) の値をとり, T_s が T_a より大なる場合を $(+ \Delta T)$, T_s が T_a より小なる場合を $(- \Delta T)$ として, 長期的な推移を図-14に示した。

図-13, 14から張力はおおむね海側が大であり, 陸側の張力は日時の経過とともに減少する傾向が認められる。ま

図-13 タイロッド張力の長期的変化

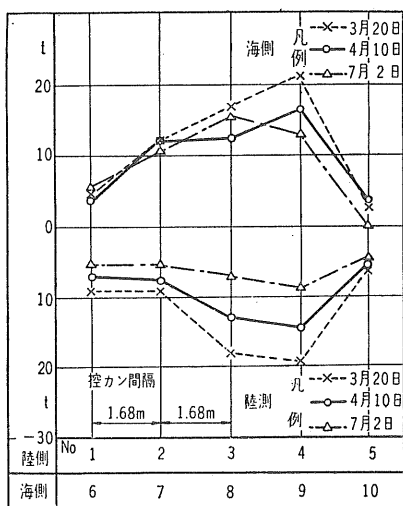


図-14 タイロッド陸側海側張力差の長期的変化

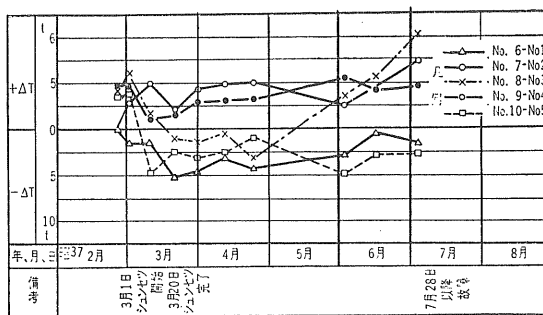
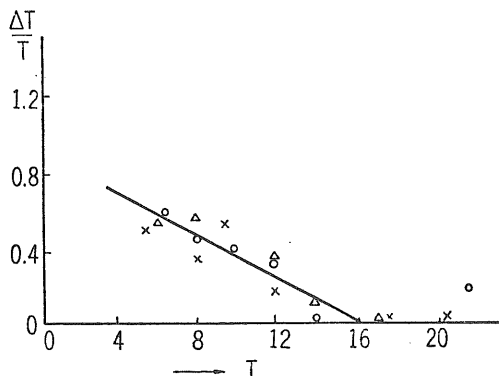


図-15



た張力差の絶対値の平均値は3tであり最大値は5tであつた。この張力差とタイロッド張力との比 $\Delta T/T$ と張力 T との関係を図-15に示したが, $\Delta T/T$ は T の値が大となれば, 相対的に減少している。すなわち張力差 ΔT はタイロッド張力の増減とは関係なく, ほぼ一定の値であることを意味している。したがつて海側, 陸側の張力差は矢板壁に作用する土圧によつて発生するものではなく, 別の原因によるものであると考えられる。

本岸壁のタイロッドは保護管をもうけておらず, タイロッドは直接埋立土砂に接しており, タイロッド直上の土砂重量が, タイロッド周辺との摩擦抵抗力を発生させる事が考えられる。いま試みにタイロッドの平均深度を -0.25 m 土砂の単位重量を 1.6 t/m^3 とし, 摩擦係数を0.6として, タイロッド全長20mに発生する摩擦抵抗力を算出すると,

$$f = 3.25 \text{ m} \times 1.6 \text{ t/m}^3 \times 0.075 \text{ m} \times 20 \text{ m} \times 0.6 = 4.68 \text{ t}$$

となりほぼ張力差に近い値が得られる。

以上のことから岸壁前面シュンセツ後, 陸側のタイロッド張力が次第に低下するのはタイロッド直上の埋立土砂重量による摩擦抵抗による効果と考えられる。

つぎに図-12によりタイロッド高さ $+0.5 \text{ m}$, および海底面 -9.0 m を支点とする単純梁として実測土圧, クローン土圧, チェボタリオフ土圧から求められるタイロッド張力を求めると,

$$3 \text{ 月の実測土圧から} \dots \dots \dots R_i = 16.75 \text{ t}$$

10月の実測土圧から…………… $R_f = 18.36 \text{ t}$
 クーロン土圧から…………… $R_c = 22.68 \text{ t}$
 チェボタリオフ土圧から…………… $R_T = 16.50 \text{ t}$

一方タイロッド張力実測値は、

3月20日の最大値…………… $T_{\max} = 21.5 \text{ t}$
 " 平均値…………… $T_{\text{mean}} = 16.5 \text{ t}$
 7月2日の最大値…………… $T_{\max} = 17.0 \text{ t}$
 " 平均値…………… $T_{\text{mean}} = 14.0 \text{ t}$

となっている。これらの値を比較すると、実測土圧から求められるタイロッド張力はシユンセツ後初期において実測張力の平均値とほぼ等しく、日数の経過とともに、実測張力は次第に実測土圧から計算される張力よりも小さくなっている。これは前述のタイロッド直上の土砂重量による摩擦効果と考えられる。また土圧公式から求められるタイロッド張力については、チェボタリオフ土圧から計算される張力 $R_T = 16.5 \text{ t}$ は 3月20日 実測土圧から計算される張力、および 3月20日の実測張力と比較的よく一致した。

(3) 控壁に作用する土圧

図-16はシユンセツ開始後の控壁土圧の実測値の時期的な推移、また図-17(1)は代表的な例として、3月20日 8月7日、10月31日の垂直分布の変動を示した。両図から控壁土圧は、シユンセツ完了後最大値となり以後次第に減少しつつ一定値に近づく傾向を有することが知られる。すなわち実測値から求められる控壁全土圧はタイロッド間隔 1.68 m について

3月20日…………… $q_t = 29.3 \text{ t}$

10月31日…………… $q_f = 24.3 \text{ t}$

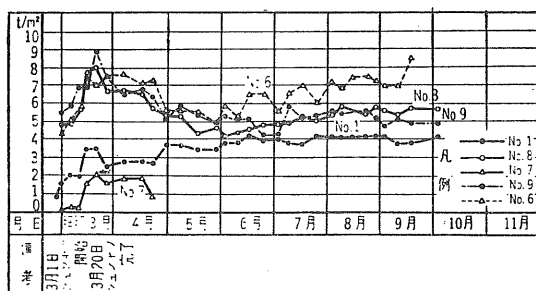
となっている。

いま一般的に、矢板岸壁の控壁が、タイロッドに引かれて移動を起こす直前の釣合条件を想定すると、図-18から、

$$f_1 + f_2 + P_p = P_A + T \quad (4)$$

ここに f_1, f_2 は控壁上下端の摩擦抵抗力、 P_p, P_A は控壁に作用する受働および主働土圧、 T はタイロッド張力である。通常設計上は f_1, f_2 は無視しているが、この控壁のように 60 cm 千鳥間隔に径 24 cm、長さ 6.0 m の松クイが壁体と一体に施工されている場合は、控壁下端の摩擦抵抗力 f_2 を無視することはできない。実測のタイロッド

図-16 控壁面に作用する土圧の長期変化



張力は設計張力 40 t よりもいじりしく小さく、控壁にはほとんど変位ないものと考えられるので、(4) 式中主働

図-17の1 控壁実測土圧垂直分布図

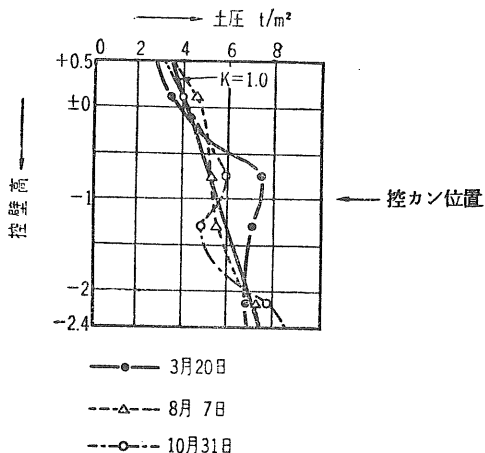


図-17の2 控壁土圧の水圧分布計算図

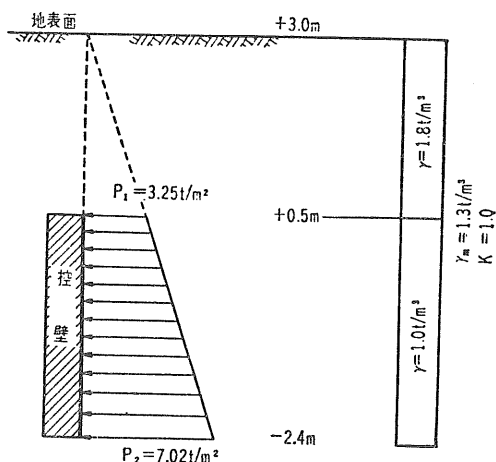
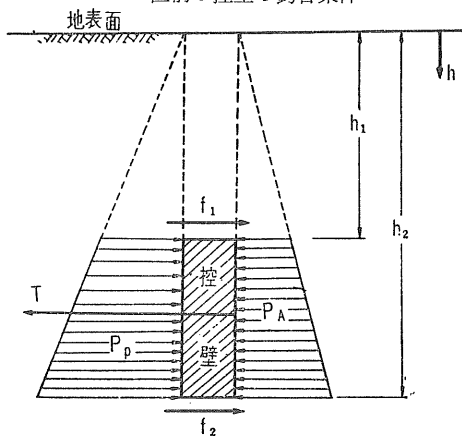


図-18 タイロッド張力をうけて移動直前の控壁の釣合条件



$$P_p = \int_{h_1}^{h_2} \gamma \cdot h \cdot K_p dh \quad P_A = \int_{h_1}^{h_2} \gamma \cdot h \cdot K_A dh$$

土圧 P_A , 受働土圧 P_P はともに十分発生していないと推定される。このように横方向に膨張も圧縮も受けない土の横方向の土圧は、おなじ土の主働土圧値と受働土圧値の中間の値をとると考えられ、一般に静止土圧¹⁴⁾とよばれている。

図—17(2)において、埋立地表面 +3.0 m から控壁底面—2.4 m の間につき、土砂の平均単位重量 $\gamma = 1.3 \text{ t/m}^3$, 試みに土圧係数を $K = 1.0$ として、控壁頂部および下部における土圧を計算すると、

控壁頂部

$$+0.5 \text{ m} \cdots p_1 = 1.0 \times 1.3 \text{ t/m}^3 \times 2.5 \text{ m} = 3.25 \text{ t/m}^2$$

控壁下部

$$-2.4 \text{ m} \cdots p_2 = 1.0 \times 1.3 \times 5.4 = 7.02 \text{ t/m}^2$$

が得られる。この値を 図—17(1) に記入し控壁土圧の実測値と比較すると、垂直分布は計算値とほぼ一致し、控壁土圧は土圧係数 $K = 1.0$, すなわち、水圧分布を示していることが知られる。今回の測定は控壁前面のみであり背面の土圧を測定していないが、タイロッド張力が小であり、かつ控壁が強固な構造であることから、背面においても恐らくは $K = 1.0$ の土圧が得られたものと推定される。

このように控壁に移動がなく、 $K = 1.0$ の土圧が控壁に作用している場合、(4) 式中 $P_P = P_A$ となり、(4) 式は $f_1 + f_2 = T$, と読みかえられる。すなわちこの場合タイロッド張力は主として控壁の自重と松クイによる水平抵抗力によつて分担されていたと考えられるのである。

以上のことからこの控壁はコンクリート壁体と剛結した松クイを使用していることによりきわめて安全度の高い構造であつたということができよう。

4. む す び

釧路港中央フ頭—9.0 m 鋼矢板岸壁に土圧計および張力計を取付け実測を行ない、築島工法によつて施工した矢板岸壁が、シユンセツ後どのような土圧および張力をうけるかを観察し、測定結果について考察を行なつたがそれらの実態を比較的良好に把握することができた。以下その結果を要約する。

1) 築島工法によつて施工した矢板岸壁にシユンセツ後作用する土圧は、初期にはタイロッド付近に最大値があらわれ、いわゆるシユンセツ型土圧分布を示すが以後次第に海底付近が大となり三角形分布に近づく。

2) 築島工法において、タイロッドは取付け時の不均衡係結状態が、シユンセツ後矢板の可ギョウ（撓）性による不整傾斜をもたらす各矢板に土圧は均等に作用しない。

3) 矢板壁に作用する全土圧を実測、クーロン式、チェボタリオフ式、それぞれについて求めると 23.8 t/m , 29.36 t/m , 24.1 t/m となり、実測土圧はチェボタリオフ土圧に近似であつた。

4) タイロッド張力は取付け時の不均衡締めつけ状態がシユンセツ後も持続し様な値を示さない。

またタイロッド直上の土砂重量による摩擦抵抗のためシユンセツ後陸側の張力は時日の経過とともに次第に減少し一定に近づく。

海側、陸側の張力差は、 $3 \sim 5 \text{ t}$ でタイロッド直上の土砂重量による摩擦抵抗力にほぼ近い値であつた。

5) 張力の実測値と実測土圧、クーロン土圧、チェボタリオフ土圧から求められるタイロッド張力とを比較すると、それぞれ 16.5 t (3月張力), 16.75 t (3月土圧), 22.68 t , 16.5 t となり、実測値はチェボタリオフ土圧から求められる値に比較的近似であつた。

6) 控壁に作用する全土圧は測定期間を通じ大きな変動はなかつた。

この控壁は壁体と剛結した松クイが打込まれており、測定の範囲内ではタイロッド張力が少なく、控壁には変位がないものと推定され、実測土圧は $K = 1.0$ の水圧分布を示しており、安全度の高い構造であることが明らかになつた。

おわりに当たり今回の測定の企画、実施および測定値の解析について終始懇切なるご指導をいただいた名古屋大学教授市原松平博士、運輸技術研究所若桑訥博士、ならびに北海道開発局港湾部、釧路開発建設部関係各位に深甚なる感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土質試験法解説 (第2集) P. 246~247
- 2) 土質試験法解説 (第2集) P. 257~274
- 3) 近藤正夫, 長谷川源太郎, 市原松平: 土圧計3種, 運研報告, 第3巻第4号, P. 17~25, 昭和28年4月
- 4) 近藤正夫, 長谷川源太郎, 市原松平: 続土圧計4種 運研報告, 第7巻第9号, P. 14~25, 昭和30年1月
- 5) 宗宮義正, 西田俊策, 市原松平, 大津留喬久: 和歌山港 2.5m 物場場に作用する土圧の長期変化, 「土と基礎」第5巻第3号, P. 23~29, 昭和31年10月
- 6) 土橋宣夫: 門司港田の浦 9m 岸壁の基礎杭に作用する荷重ならびに基礎地盤の接触圧力の実測, 「土と基礎」第5巻第3号, P. 4~10, 昭和32年6月
- 7) 市原松平, 土橋宣夫: 門司港小森江物場場に作用する土圧ならびに壁体の接地圧に対する考察, 「土と基礎」第7巻第5号, P. 43~51
- 8) 北川典生, 市原松平, 大津留喬久: 宇部港 9.0m 岸壁の土圧測定について, 「土と基礎」第3巻第8号, P. 4~12
- 9) 神戸港工事々務所: 神戸製鋼難浜岸壁の土圧測定について, P. 1~55, 昭和33年8月
- 10) 市原松平, 林裕貴, 遠藤慎治: 暗渠に作用する鉛直土の圧実測, 「土と基礎」第6巻第2号, P. 9~16
- 11) 織田敏夫, 春田精二: 室蘭港西1号埠頭—7.5m 岸壁の土圧測定, 「土と基礎」第8巻第2号, P. 11~17
- 12) 江原製作所: 磁ワイ式タイロッド張力計説明書
- 13) 石井靖丸: 矢板壁, 「土と基礎の設計法 (その1)」 P. 167
- 14) 石井靖丸訳: 「チェボタリオフ土質工学」上巻, P. 247~248

(北海道開発局, 釧路開発建設部 築港課長 織田敏夫)
総理府技官 長内戦治)

泥炭地盤の杭地業に関する考察

道立寒地建築研究所 高 宮 庄 一
藤 村 成 夫
吉 村 敬 一
葛 西 英 夫

本稿は、図 2.1 に示すような連続住宅を泥炭地盤に建設する場合の資料として提出したものである。内容は、始めにその沈下について予測し、次に建物の確実な支持と施工期間の短縮及び工費の低廉化を計る工法について考察し、以下そのための杭の性状と地盤係数についての試験結果を示したものである。

1 試験実施敷地

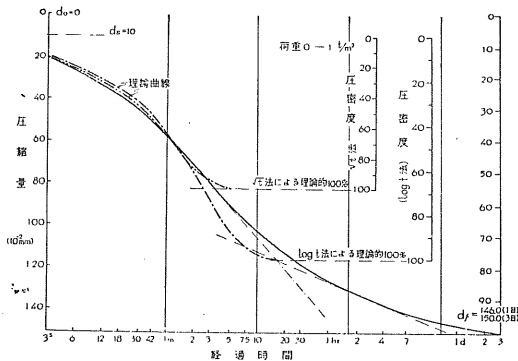
試験実施地の土質試験及び現位置試験結果は、表 1.1 及び図 1.1~1.3 に示す。

表— 1.1

深 度 (m)	土 質	色調土質名	含水率 (%)	液性指数	γ_t (g/cm ³)	e_0	G (kg/cm ²)	W (%)	S (%)	Cc	剪断係数 (%)
			平均 0.5								
1	泥	茶 褐色	16 20	0.98 (0.9)	14 ~ 15	100 ~ 100	980 900	97 ~ 100	61 ~ 63	0.20	
2	泥	灰 褐色	23 27	0.98 (0.9)	12 ~ 13	154 ~ 156	775 740	97 ~ 100	50 ~ 59	0.35	
3	灰 土	色 土									
4	灰 土	色 土	42	1.69	1.34	2.61	515	100	216 ~ 0.16	(荷重 20t)	
	シルト質ローム	色 ローム	46							(~0.4 ~ 96cm)	
5	効質ローム										

γ_t : 見掛単位体積重量 e_0 : 間隙比
 γ : 土の比重 W: 含水率
S: 飽和度 Cc: 圧縮指数

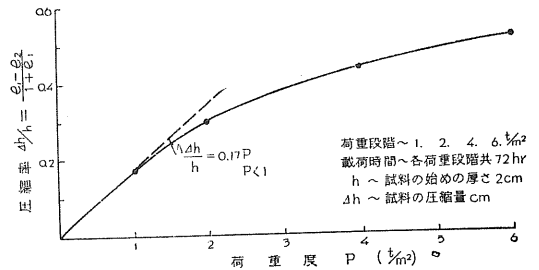
図—1.1 泥炭土の圧密試験



2 連続住宅の荷重

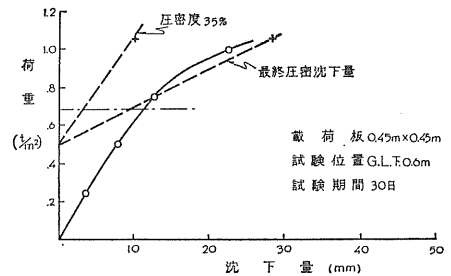
沈下の問題を考察するに際し、図—2.1 に示す如き H57—1 B 型の公営住宅と同一平面型を有する連続住宅を想定

図—1.2 泥炭土の圧密試験



荷重度～圧縮率曲線

図—1.3 泥炭地盤の載荷試験

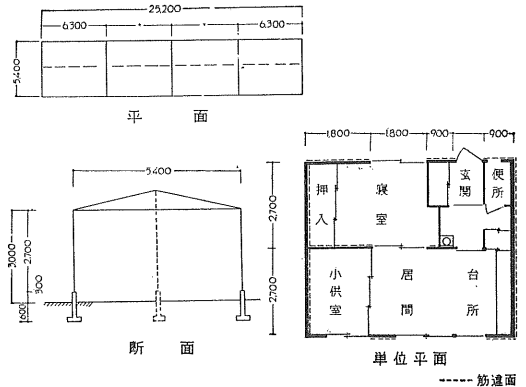


荷重度～沈下量曲線

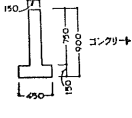
した。

表—2.1は、図—2.1の平面型をもつ住宅の構造別に分類した時の荷重値である。

図—2.1 連続住宅の概要



表—2.1 構造別による荷重

	壁	体	基 礎	荷 重 (全床面積に対して t/m ²)	各部分の重量比 (%)			
					ヤネ及 び天井	床	壁	基礎
①	ブロック造	ブロック厚さ 150		0.98	16.3	10.9	46.5	26.3
②	木 造	外壁～下見板貼り 内壁～テックス貼り 防寒材填充		0.58	27.5	18.3	10.1	44.1
③	木 造	外壁～下見板貼り 内壁～テックス貼り 防寒材填充	ベタキソ 厚さ 10cm, リブ付鉄筋 コンクリート	0.69	23.3	15.6	8.6	52.5
④	骨外内	組～軽量鉄骨 壁～ラスモルタル 壁～テックス貼り防寒材 填充	鉛直力～杭支持 水平力～杭間のツナギ板 にて支持 (図—4.1 参照)	0.46	34.5	23.1	25.4	17.0

注： 積載荷重は実状を考慮して設計荷重の½，即ち屋根 105 kg/m²，床面 65 kg/m² を採った。

3 沈下量の推定

表—2.1 のうち③に示した木造ベタ基礎工法は，泥炭地盤にも可能と考えられる。従つてこれについて泥炭層のみの圧密沈下量を，表—1.1 にあげた地盤に適用して概算してみると図—3.1 に示すごとくなる。

一方，載荷試験の結果は図—1.3 に示すごとくで，この圧密沈下量の概算値は図—3.2 のとおりである。

また載荷試験と同じ圧密度を与える圧密試験試料の圧密時間 t は次式で示される。

$$t = T \left(\frac{h}{H} \right)^2 = 45 \text{ sec}$$

ここに

T : 載荷試験の経過時間 30日

(最初から 1 t/m² 負荷したものととして)

H : 泥炭層の厚さ，1面排水として 240 cm

h : 試料の厚さ，2面排水として 1 cm

従つて図—1.1 からこの載荷試験による沈下量は，略全圧密量の35%程度と看做される。

図—1.3 に示したこれらの比較から，載荷板による沈下量は，圧密沈下量計算値より相当大きいことが知れる。

従つて③例の実際上の沈下は，上記の結果及び載荷板と想定基礎版との大きさの比等を考慮すると，図—3.1 に示した計算値と異つた相当過大な値が予測される。

4 杭工法の考察

前例に於て沈下を少なくするためには，基礎自体に比重の小さい材料を用いて出来るだけ軽量にすること（基礎の自重は全体の52.5%を占めている）と浮力を利用することが必要である。しかしこの例のように細長い建物では，不同沈下を許容値以下にすることは困難と看做される。従つてこの敷地に類した泥炭地に建物を確実に支持せしめるに

図—3.1 木造ベタ基礎住宅の圧密沈下量

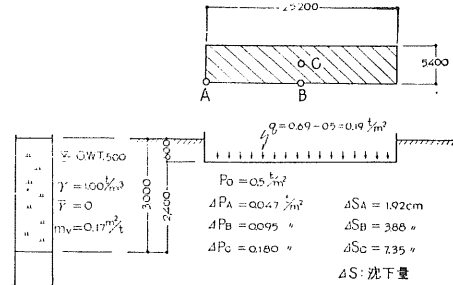
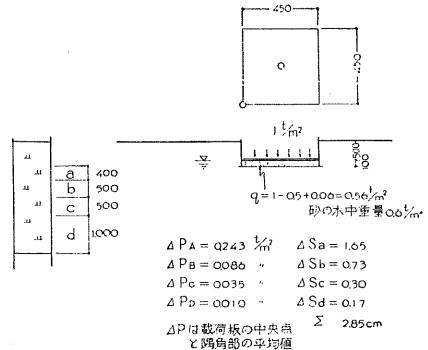


図3.2 載荷板の圧密沈下量



は，現在のところ杭を用いることが適当と考えられる。

一方，従来用いられている杭地業に布基礎を設置する工法は，杭によつて鉛直力を支持し，布基礎は水平力を負担すると同時に杭の規定位置からのズレをカバーし，更に布基礎自体の剛性によつて鉛直力を出来るだけ均等に杭に伝達している。

そこでこれらの目的に叶い，泥炭地に適するように布基礎の軽量化と，併せて施工期間の短縮及び工費の低廉化を計る一工法として次のごときものを考え，その実用性について検討することにした。

工法の概要

(1) 杭には鋼管を使用し、上部構造を直接これに接続し鉛直力を支持せしめる。

支持力増加には、鋼管を利用して泥炭層下部の比較的砂分の多い層にセメント液等を注入する方法と、長い杭を用いる方法（ノッキングヘッドを可動式にした標準打込試験機型のものを用いれば、長い鋼管でも簡易な装置で打込める）等が考えられる。

試験用鋼管は次の理由から径48.6mm、肉厚3.2mm程度のものを用いた。即ち杭の所要数は、その配置の関係から2～2.5m²に1本の割に要し、設計荷重は0.65t/m²（実荷重0.46t/m²）であるから杭の耐力は1.5t/本程度でよい。又杭が地中で座屈しないためには次式が成立せねばならない。

$$K \geq \frac{v_v A^2}{4EI}$$

ここに v_v : 降伏点の強度 (3)

A : 断面積

今この杭が普通構造用鋼の強さを持つているものとして右边を計算してみると2kg/cm²程度となり、泥炭地盤中でも真直に打込まれていれば大体座屈しないものと考えられる。従つて耐力上は径48.6mm、肉厚3.2mmのもので充分である。更にこの寸法のものは入手容易である。ただし腐蝕の点が問題で、肉厚の割増しその他の考慮が必要である。

(2) 布基礎の代りに図—4.1 に示すごときツナギ版を用い、水平力を負担せしむ。この大きさは900 (mm) × 900 × 160, 自重95kg, 底面圧力0.66t/m²で図のように縦及び横方向に順次連結出来、鋼管を通す穴が900 mm 間隔になるように設計してある。この穴は杭を定位置に打込むガイドの役目をする。

自重は相当減ずることが出来る（表—2.1 参照）が剛性低下が短所である。

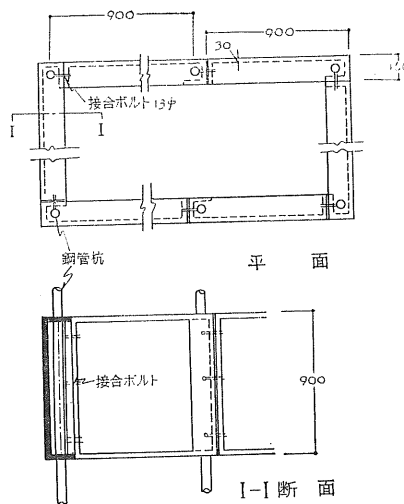
5 泥炭地盤における杭の性状について

前項に示した工法の実用性を検討するため、先づ単杭について曲げモーメント及び水平荷重負荷時の性状を調べてみた。

5.1 試験体

杭径の影響をみるために、外径の異なる6種類（1種類2個宛）長さ3.66mの電線管を使用した。これらの寸法及び諸係数は表—5.1に示すごとくである。この表においてEの数値は、径間3m、単純支持として中央部に集中荷重を負荷したときの各点の歪と撓みの測定値から求めたものの平均値である。なお測定は試験体の加工（歪測定用リード線のための穴明け、及びゲージ保護用クリートボンドの塗布）前後に於て行ない、試験体の加工による影響が無

図—4.1 ツナギ版



視出来ることを確かめた。また図—5.1～1は試験杭の外径とEIとの関係を示したものである。

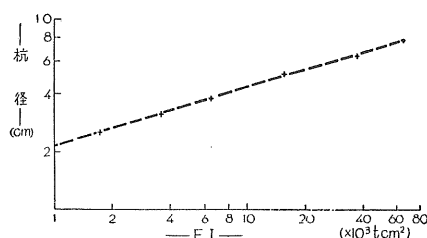
試験体は図—5.1～2に示すごとく、先端にコーンを取付け、上部にネジを切つてある。このネジは打込時のキャップを取付けるためのもので、キャップは偏心荷重を負荷するための梁の取付用具をかねている。

歪測定用ストレンゲージはKP-6（共和無線製）を用い、リード線を内挿する関係上この数を12枚に限定し、図—5.1～2に示す位置に貼付けた。

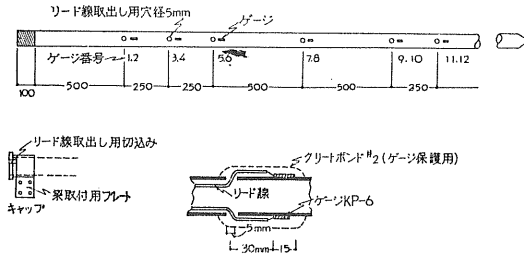
表—5.1

試験体記号	外径 cm	内径 cm	肉厚 mm	断面積 cm ²	断面係数 cm ³	断面2次モーメント cm ⁴	曲げヤング係数 kg/cm ²
25	2.54	2.21	1.65	1,230	0.686	0.872	2.0 × 10 ⁶
32	3.19	2.86	1.65	1,567	1.126	1.796	"
38	3.81	3.47	1.70	1,943	1.691	3.221	"
51	5.08	4.74	1.70	2,621	3.109	7.898	"
63	6.34	5.93	2.05	3,949	5.860	18.577	"
76	7.62	7.21	2.05	4,773	8.606	32.787	"

図—5.1～1 試験体の径とEIとの関係



図—5.1~2 試験体及びゲージ貼付け位置

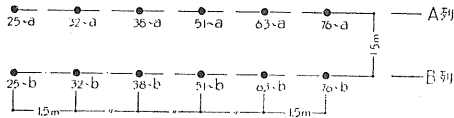


5.2 試験装置及び方法

試験杭は、負荷の都合上図—5.2~1に示すごとく1.5m間隔に打込み、試験は打込時における乱れた地盤の回復をまつて、3日後の曇天、無風時に行なつた。これは測定値に与える温度及び風の影響を少なくするためである。

試験装置の概要は図—5.2~2に示すごとくで、試験順位は始めにA列に偏心荷重を負荷し、次に同径の2ヶの杭に水平荷重を象荷、最後にB列に再び偏心荷重を負荷した。

図—5.2~1 試験杭配置図



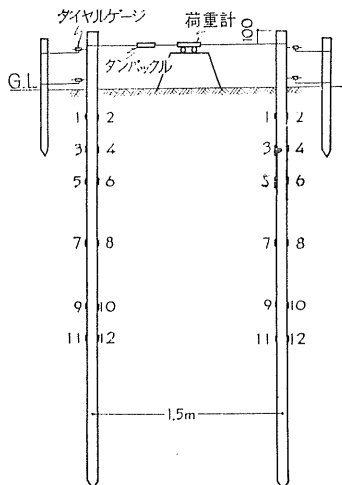
試験記号

アラビア数字：杭径の大略値

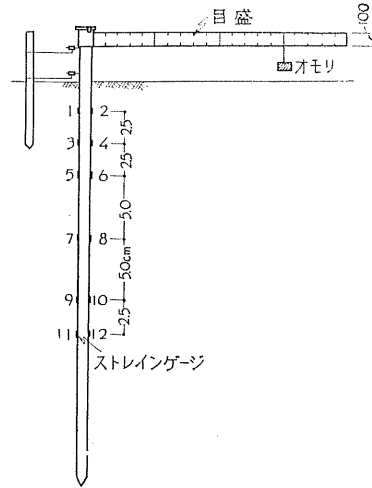
- a : 最初に偏心荷重を負荷したもの
- b : 最後に偏心荷重を負荷したもの

図—5.2~2 試験装置

水平荷重時



偏心荷重時



5.3 試験結果

杭各点の両面に貼つたストレンゲージの歪値から次の仮定のもとに曲げモーメントを算出した。即ち杭中心線を中立軸とし、応力度はこの軸の直角荷重方向に直線変化するものとすれば次式が得られる。

$$M_x = \frac{\epsilon_{x1} - \epsilon_{x2}}{2} ZE$$

$$P_x = \frac{\epsilon_{x1} + \epsilon_{x2}}{2} AE$$

ここに

$\epsilon_{x1}, \epsilon_{x2}$: x なる点の杭両面の歪測定値

M_x : x なる点の杭の曲げモーメント

P_x : x なる点の杭の軸方向力

Z : x 杭の断面係数

A : x 杭の断面積

E 杭のヤング係数

上式から算定した杭各点の曲げモーメントは、表—5.3.1, 表—5.3.2.及び図—5.3.1から図—5.3.4に示した。

また偏心荷重を受けた杭各点の軸方向力の変化は、上式から算定出来るが、算定結果にバラツキが多かつたので省略した。これは ϵ_{x1} と ϵ_{x2} の絶対値の差が少なく、 P_x はこの差に比例するため、誤差の割合が増すからである。

表－5.3.1 水平荷重による各点の曲げモーメント表

単位：kg・cm H：荷重からG.Lまでの距離 (cm)

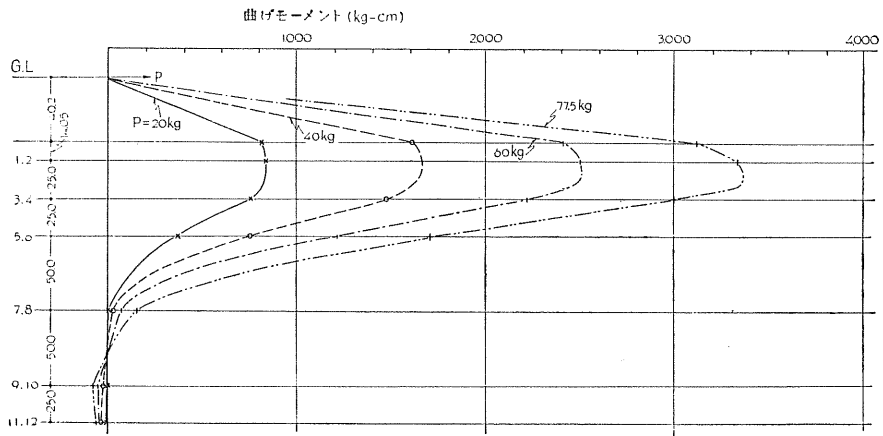
荷 重 (kg)	測 点						測 点					
	1	3	5	7	9	11	1	3	5	7	9	11
25-a H=44.5							25-b H=44.0					
10	449	240.2	106.2	-17.1	- 5.5	1.4	388.7	255.3	133.6	- 8.8	0	0
20	925.5	528.1	198.8	-29.4	-34.3	10.3	870.7	680.0	390.0	- 6.8	- 6.8	- 3.4
30	1,371.2	721.0	298.2	-47.9	- 6.9	6.9	1,275.2	904.8	473.0	-20.6	-13.7	- 5.5
33.5	1,542.6	1,052.1	353.0	-47.9	-13.7	0	1,432.9	1,042.3	524.4	-27.4	-17.2	- 3.4
32-a H=45.0							32-b H=48.5					
20	944.5	800.3	342.2	-25.8	-14.6	1.1	106.3	700.5	367	-23.6	-16.9	- 7.9
40	1,756.2	1,331.0	619.1	-45.0	-16.9	- 5.6	1,992.8	1,455.2	844.3	-14.6	-39.4	-20.3
45	1,958.8	1,560.2	703.6	-39.4	-29.3	-11.2	2,234.7	1,650.3	990.0	0	-50.7	-30.4
50	2,229.0	1,678.3	821.8	-28.1	-33.8	-16.9	2,431.7	1,870.3	1,187.7	22.5	-76.4	-39.4
57	2,499.2	1,780.0	956.9	-22.5	-126.0	-45.0	2,825.7	2,153.2	1,424.1	61.9	-91.0	-52.8
38-a H=40.2							38-b H=34.3					
20	833.5	760.3	371.9	8.4	0	- 8.5	936.7	660.0	365.2	8.5	-20.3	- 5.1
40	1,671.4	1,470.0	757.4	27.0	-18.6	-22.0	2,079.6	1,601.3	941.7	47.3	-32.2	-22.0
60	2,519.2	2,220.0	1,213.9	67.6	-54.1	-42.2	2,958.9	2,210.5	1,491.2	145.4	-72.5	-30.4
77.5	3,330.8	3,000.0	1,707.7	152.1	-84.5	-64.2	3,964.9	3,019.8	206.2	194.4	- 5.1	-16.9
51-a H=44.3							51-b H=42.5 (①の測定値なし)					
20	994.9	820.3	547.2	90.1	-43.5	-31.1	1,069.5	1,060.0	889.2	118.1	-46.7	-49.8
40	2,164	1,805.0	1,181.5	137.0	-74.6	-49.7	2,164	2,042.3	1,448.9	248.7	-93.2	-56.0
60	3,187	2,650.2	181.0	251.8	-68.4	-77.7	3,109.3	2,900.0	2,220.0	435.3	-100.0	-125.0
80	4,073.1	3,600.5	2,493.6	382.0	-40.5	-99.5	4,228.6	4,025.3	3,109.3	668.4	-90.0	-165.0
100	4,726.1	4,152.0	2,922.7	506.8	-105.0	-131.0	4,788.3	4,651.2	3,637.8	817.7	-99.5	-196.0
63-a H=43.5							63-b H=44.8					
70	2,402.6	2,505.0	2,250.2	656.3	93.7	-41.0	3,006.2	3,350.3	2,900.7	990.3	41.0	-88.0
100	4,951.7	5,100.3	4,453.6	1,494.3	234.4	-117.0	5,233.0	5,732.1	5,197.9	2,004.1	205.0	-158.0
150	7,060.0	7,180.5	6,446.0	2,390.9	410.0	-129.0	7,735.3	8,121.0	7,852.5	3,205.4	393.0	-182.0
76-a H=41.4							76-b H=42.7					
50	2,306.3	2,511.3	2,297.6	834.7	155.0	-25.8	1,523.1	1,852.3	1,781.3	765.8	106.0	8.6
100	4,526.5	4,960.5	4,603.9	2,185.8	474.0	0	3,803.6	4,421.3	4,285.5	1,987.8	405.0	51.7
150	6,850.0	7,350.3	7,091.0	3,536.9	860.5	155.0	6,153.0	6,980.0	6,936.0	3,476.0	809.0	172.0
200	9,380.0	1,010.2	9,853.4	5,290.0	1,592.0	422.0	7,702.0	10,250.0	9,982.4	5,326.8	1,636.0	413.0
250	11,703.6	1,298.0	12,650.0	7,400.0	2,237.4	775.0	9,423.1	13,500.5	12,994.4	7,314.7	2,280.0	688.0
200	4,078.9	1,070.3	10,886.0	6,841.4	2,237.4	860.5	7,142.6	10,098.5	11,488.4	6,841.4	1,935.0	680.0
100	3,941.3	5,100.5	5,722.7	4,302.8	1,721.0	843.0	2,934.5	6,280.5	6,471.4	4,526.5	1,721.0	765.0

表—5.3.2 偏心荷重による各点の曲げモーメント表

荷 重		測 点						測 点					
P (kg)	Mt kg・cm	1	3	5	7	9	11	1	3	5	7	9	11
25-a								25-b					
14.18	742	702.7	320.0	61.7	-20.5	- 0.7	2.7	614.9	498.8	329.7	-11.7	- 9.6	- 6.8
29.83	1,169							1,042.1	680.0	366	-27.4	-19.2	-11.0
29.83	1,560.5	1,151.8	486.2	143.9	-41.1	-11.0	1.4	1,364.3	846.7	407.9	-34.3	-23.3	-14.4
32-a								32-b					
14.18	746	6,585	458.2	265.0	-24.8	- 2.3	3.4	765.5	610.0	383	-11.3	-12.4	- 7.9
29.83	1,178	1,001.9	603.0	270.1	-22.5	19.2	0	1,218	930.5	600	- 5.6	-27.1	-21.4
29.83	1,569	1,294.6	762.5	320.8	-33.8	-14.6	-11.3	1,564.8	1,155.3	677.6	-10.1	-31.5	-20.3
29.83	1,960	1,666.1	940.3	388.4	-45.0	-25.9	- 5.6	1,970.1	1,290.3	798.1	-13.5	-38.3	-27.1
29.83	2,352	1,981.4	1,093.8	461.5	-56.2	-37.2	-11.3	2,284.6	1,450.3	889.3	-16.9	-43.5	-31.5
0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	63.1	5.6	-13.5	-19.2
38-a								38-b					
14.18	750	—	—	—	—	—	—	752.4	600.0	299.2	-23.7	-45.7	-39.0
29.83	1,578	1,234.2	705.0	304.3	-47.3	-30.4	8.5	1,597.8	1,288.0	595.1	-37.2	-55.8	-30.4
29.83	1,969	1,580.8	910.3	414.2	-59.1	-25.4	0	2,003.5	1,641.5	715.2	-35.5	-66.0	-33.8
29.83	2,360	1,919.0	1,080.4	510.6	-67.7	-28.7	- 5.1	2,384.0	1,955.3	853.8	-42.3	-76.2	-40.6
41.142	3,525	2,908.1	1,780.0	842.0	-84.5	-49.0	-18.6	3,533.7	2,815.8	1,193.7	-67.6	-91.3	-47.3
0	0	16.9	35.0	37.2	—	- 5.1	- 1.7	-8.5	-15.8	-6.8	- 5.1	-37.2	-20.3
51-a								51-b (①)					
28.02	2,889	2,751.7	1,781.3	917.2	-12.4	-81.0	-77.8	2,935.1	2,370.4	1,425.0	136.8	-40.5	-59.8
43.67	3,728	3,575.6	2,540.5	1,197.0	15.6	-90.0	-90.0	3,731.1	3,075.0	1,815.8	174.1	-59.1	-96.4
43.67	4,510	4,368.5	3,020.3	1,523.0	37.3	-93.2	-109.0	4,539.5	3,562.3	2,114.3	217.7	-90.0	-121.0
43.67	5,293	—	—	—	—	—	—	5,192.5	4,061.8	2,440.8	261.1	-96.5	-146.0
43.67	6,059	5,099.2	3,415.2	1,803.3	52.9	-124.2	-130.5	5,907.6	4,632.0	2,600	295.3	-121.0	-158.0
54.98	8,351	5,814.3	3,751.3	2,145.4	93.4	-127.5	-165.0	—	—	—	—	—	—
0	0	15.6	88.3	193.0	105.5	-24.8	-56.0	—	—	—	—	—	—
63-a								63-b					
28.02	2,906	2,701.5	2,161.5	1,465.0	234.0	-29.3	-134.5	2,906.6	2,753.5	2,508.1	533.2	11.7	-117.2
43.67	4,537	4,236.8	3,320.8	2,168.2	386.7	-41.0	-181.5	4,482.9	3,925.2	3,017.9	773.5	35.1	-129.0
43.67	6,087	5,701.8	4,495.0	3,000.3	568.4	-58.6	-240.0	5,948.0	5,202.3	3,967.2	1,054.1	29.3	-170.2
54.98	8,386	7,999.0	6,312.1	4,242.7	867.2	94.0	-146.0	8,262.7	7,220.5	5,261.9	1,475.3	-17.6	-193.0
66.29	10,684	10,196.5	8,353.5	5,684.2	1,388.8	105.5	-140.2	10,460.2	9,251.8	6,797.7	1,922.1	29.3	-339.1
0	0	0	175.3	305.0	340.0	46.8	-76.2	46.8	82.0	99.5	129.0	29.3	0
76-a								76-b					
28.02	2,922	2,392.3	1,952.0	1,531.7	473.3	164.0	-17.2	2,753.7	2,482.0	2,116.9	1,531.7	86.0	-77.5
43.67	4,562	3,812.2	3,101.7	2,340.0	759.0	86.0	-77.5	4,320.0	3,725.2	2,926.3	1,049.8	95.0	-103.1
43.67	6,112	5,361.0	4,311.1	3,390.6	1,067.0	120.4	-129.0	5,740.4	4,881.5	3,847.4	1,445.7	215.0	-138.1
66.29	8,482	7,530.2	6,053.2	4,810.1	1,600.1	198.2	-190.0	7,986.0	6,830.3	5,447.1	2,005.2	302.0	-155.1
88.92	10,852	9,724.3	8,009.3	6,239.2	2,142.7	233.0	-180.2	10,350.5	8,803.5	7,057.3	3,009.8	404.8	-189.5
66.29	8,482	—	—	—	—	—	—	8,132.2	7,008.2	5,894.8	2,320.0	428.8	-86.3
43.67	6,112	—	—	—	—	—	—	5,774.2	5,250.2	4,871.2	1,885.0	327.1	-60.3
0	0	—	—	—	—	—	—	51.7	75.3	103.5	138.0	69.0	25.8

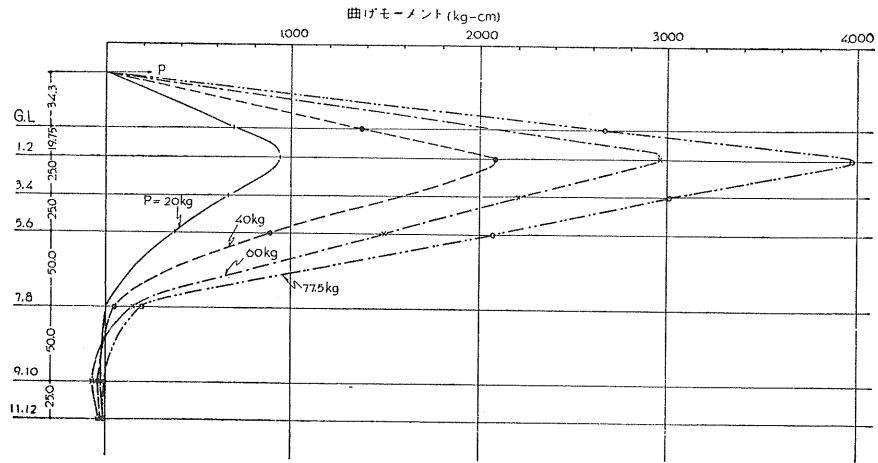
図一5.3.1 水平荷重による曲げモーメント曲線

試験体：38—a



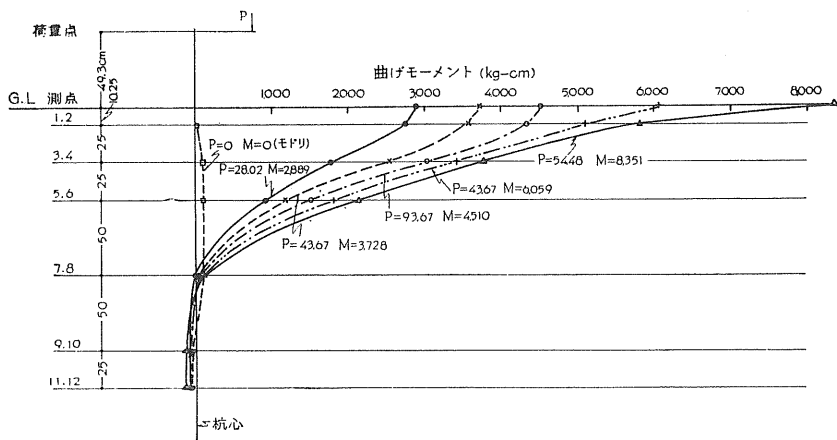
図一5.3.2 水平荷重による曲げモーメント曲線

試験体：38—b



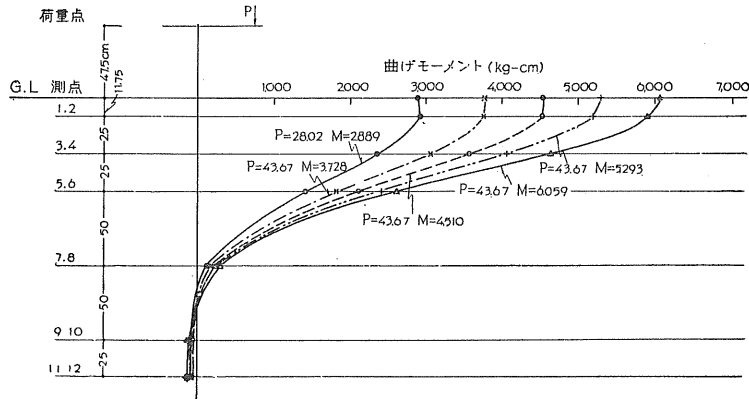
図一5.3.3 偏心荷重による曲げモーメント曲線

試験体：51—a



図—5.3.4 偏心荷重による曲げモーメント曲線

試験体：51-b



5.4 杭の性状

図—5.4.1.と図—5.4.2は試験結果の数例について示したものである。この図において理論曲線は6の項に示す β の値を用いて算出したものであり、撓み y 、剪断力 V 及び地盤反力 R は曲げモーメント曲線を基に算定したものである。

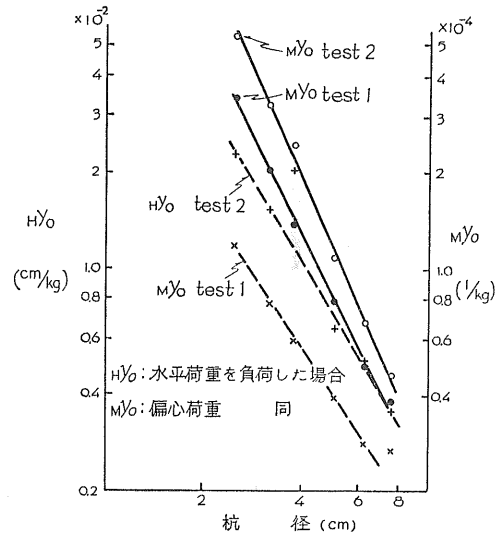
図—5.4.3と図—5.4.4は杭の接地点における撓み y_0 あるいは撓み o となる深さ l_0 の変化を示したものである。ただし $H y_0$ のみは接地点に水平荷重を負荷した場合の計算値で、下式（地盤係数一定の場合の理論式）から算出したものである。

$$H y_0 = 1/2 E I \beta^3$$

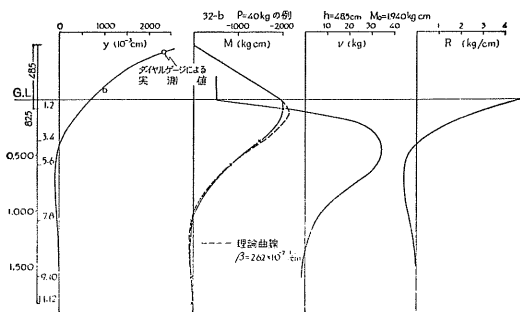
なおこの図で最初に水平あるいは偏心荷重を負荷したものを test 1 で示し、2 回目に偏心荷重（水平荷重負荷後）あるいは水平荷重（偏心荷重負荷後）を負荷したものを test 2 で示してある。

単位水平力又は単位モーメントを負荷した場合

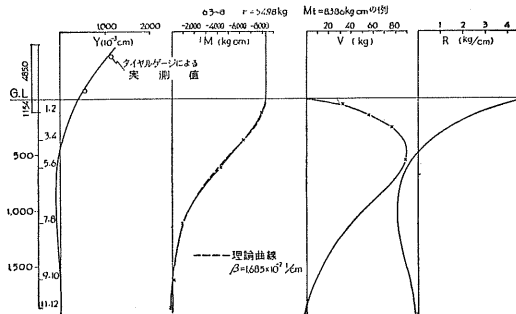
図—5.4.3 接地持における撓み量



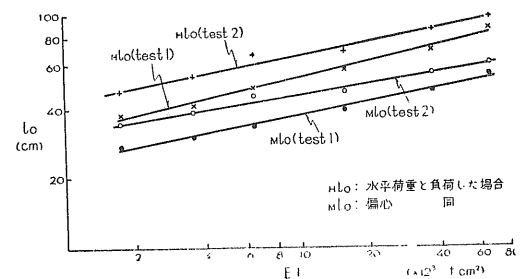
図—5.4.1 水平荷重による杭の性状曲線



図—5.4.2 偏心荷重による杭の性状曲線



図—5.4.4 EI と l_0 との関係



これらの図から次の事項が認められる。

(1) y_0 あるいは l_0 と杭径または EI との関係は両対数グラフ上で略直線になる。

(2) 負荷を繰返せば y_0, l_0 もも増加する。これの主因は図—5.3.1から図—5.3.24で、1回目と2回目の試験時におけるモーメント減衰状況の比較から、杭上部で地盤との間に間隙が生じたためと推察される。

(3) 撓みが非常に大きい。例えば図—5.4.4から径51mmの杭上端に0.1tの水平力を負荷した場合、その点の撓みは4~7mmが得られる。

6 泥炭地盤の横方向反力係数

6.1 横方向反力係数 E_s の推定

一般に地盤の横方向反力係数は、深さによつて変化すると言われているので、泥炭地盤についてもこれの影響をみるため次のごとく既往の文献を利用して求めてみた。

この文献の一部に $E_s = Kx^n$ ($n = \frac{1}{2}, 1, 2 \cdot K = \text{const}$) 及び $E_s = K_0 + K_1 x$ ($K_0, K_1 = \text{const}$) の場合について、弾性地盤内の杭が頭部に曲げモーメントを受けたときの解を求め、種々の地盤係数の関数 $\phi(z)$ をパラメーターとして深さ係数 Z とモーメント係数 B_m との関係が図示されてある。図—6.1.1.はこれを片対数グラフに書換えたものである。

図中の記号は次のごとくである。

x : 杭の接地点からの距離

T : 相対剛性率で $E_s = Kx^n$ のときは $T^{n+4} = \frac{EI}{K}$

$$E_s = K_0 + K_1 x \text{ のときは } T^5 = \frac{EI}{K_1}$$

M_t : 杭頭部に作用する荷重モーメント

M_B : 杭の地中部分の曲げモーメント

$$\phi(z) : \frac{E_s T^4}{EI}$$

以上の記号は次式のように書換えることが出来る。

$$\left. \begin{aligned} E_s &= Kx^n \quad \text{のとき} \log Z = \log x - \frac{1}{n+4} \log \left(\frac{EI}{K} \right) \\ E_s &= K_0 + K_1 x \quad \text{のとき} \log Z = \log x - \frac{1}{5} \log \left(\frac{EI}{K_1} \right) \end{aligned} \right\} 6.1$$

図—6.1.1を用いて E_s の型を求めるには次のごとく操作する。即ち $B_m - x$ の実験曲線を、図—6.1.1と同寸法を目盛の片対数トレンジングペーパー上に描き、これを図—6.1.1上に重ねて縦軸方向に移動し、2曲線が最もよく合致するような理論曲線を選びだす。この選出された理論曲線の係数から K_0 あるいは n が求められる。また比例定数 K_1 あるいは K は $Z=1$ に対応する x の値を求め6.2式から算出出来る。上記の方法で E_s の型を定められることは6.1式からである。

$$\left. \begin{aligned} E_s &= Kx^n \quad \text{のとき} \quad K = \frac{EI}{x^{n+4}} \\ n=0 \quad \text{のとき} \quad \beta &= \left(\frac{E_s}{4EI} \right)^{1/4} = \frac{0.707}{x} \\ E_s &= K_0 + K_1 x \quad \text{のとき} \quad K_1 = \frac{EI}{x^5} \end{aligned} \right\} 6.2$$

上記の方法によつて推定した結果は、全体を通じて $E_s = \text{const}$ の場合が最もよく理論曲線に一致した。ただしどの理論曲線を選んだ場合でも第1反曲点以下と $G.L$ 附近は誤差が多かつた。図—6.1.2及び6.1.3はこの結果を示したもので、この数値は曲げモーメント曲線の性状を表す次式 ($E_s = \text{const}$ の場合の理論式) から求める値と略一致することが確かめられた。

$$HL_s = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{-\beta h}{1 + \beta h} \quad (\text{水平荷重による } M=0 \text{ となる深さ, } h \text{ は } G.L \text{ から荷重点までの距離})$$

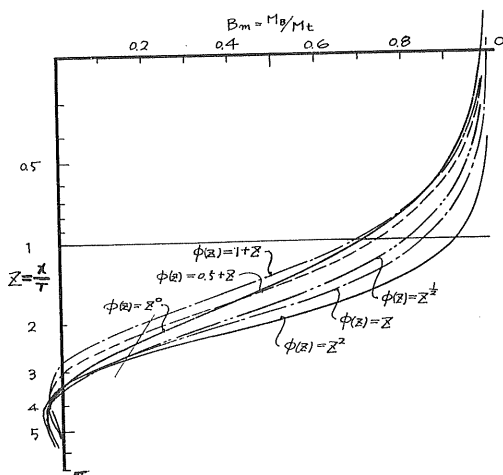
$$HL_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h} \quad (\text{水平荷重による } M_{\text{max}} \text{ を生ずる深さ})$$

$$ML_o = \frac{3\pi}{4\beta} \quad (\text{偏心荷重による } M=0 \text{ となる深さ})$$

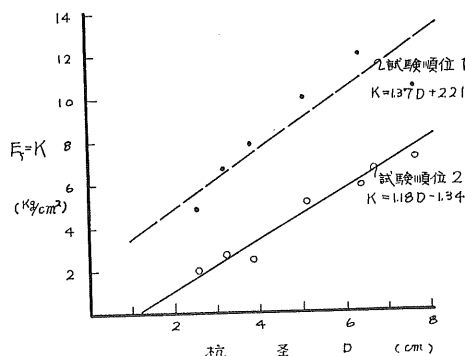
図—6.1.2から2回目の試験では E_s 値の相当な低下がみられる。これは地表面付近において地盤と杭との間のスキマ発生が主因と考えられる。(5.4参照)。

また E_s の型を推定する場合に、2回目の実験曲線がやや理論曲線のうちの下部の曲線 ($n \rightarrow$ 大, $K_0 \rightarrow$ 小) に近似する傾向を示した。このことも杭上部の間隙発生を仮定す

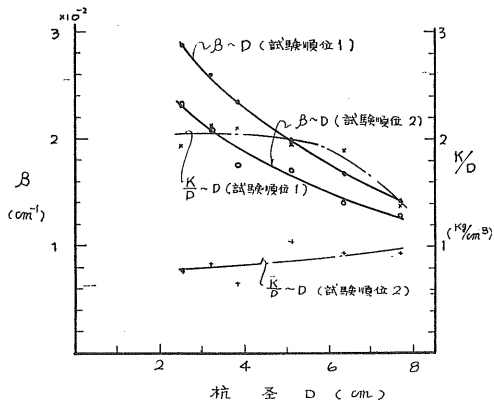
図—6.1.1



図—6.1.2



図—6.1.3



ると次のように説明出来る。即ち x の尺度を対数目盛にとることから真の接地点が間隙発生部分だけ下り、従つて実験曲線の形状も下部の理論曲線に近似するようになる。

上記の事項も換言すれば、負荷の繰返しによつて杭上部に間隙が発生し、そのために E_s 値が見接上下下するといふことができる。

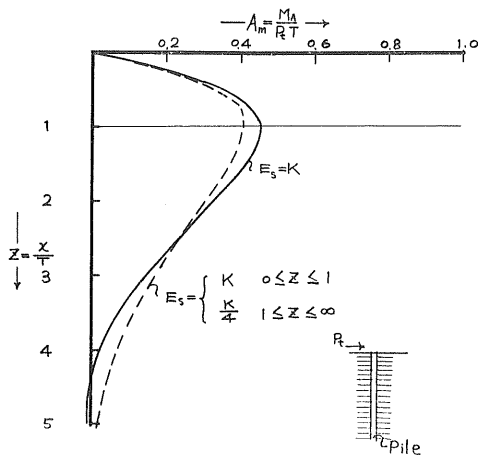
6.2 上部地盤の E_s 値の影響

図—6.2~1から6.2~4は $Z=1$ まで $E=K$, $Z=1$ より深いところで $E_s = \frac{K}{4}$ になつた場合について Z とモーメント係数 A_m , B_m あるいは撓み係数 A_y , B_y との関係を示したものである (P_t のみ負荷した場合は記号 A で, M_t のみ負荷した場合は記号 B で示してある)。

この例は泥炭地盤を $Z=1$ まで砂に置換した場合を想定したものである。即ち杭径 48.6mm として泥炭地盤の E_s 値は 9kg/cm^2 , 砂の E_s 値は 35kg/cm^2 (いずれも実測値) を採つたものであり, また図—6.2~1の場合で $M_{\max}$ を生ずる深さは $Z = \frac{\sqrt{2}}{4}\pi \approx 1.1$ であることから定めたものである。

なおこの場合について $Z=1$ に対応する x を求めると次

図—6.2.1



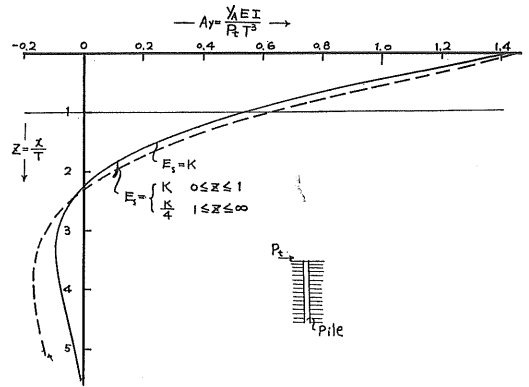
式を得る。

$$x = \sqrt[4]{\frac{EI}{E_s}} = \begin{cases} 41\text{cm} \cdots \cdots \text{泥炭地盤として} \\ 29\text{cm} \cdots \cdots \text{砂地盤として} \end{cases}$$

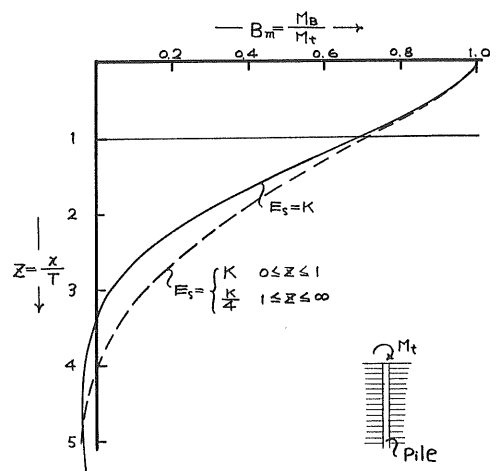
ただし杭径 48.6mm $t=3.2\text{mm}$

$$E=2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2 \quad I=11.83\text{cm}^4$$

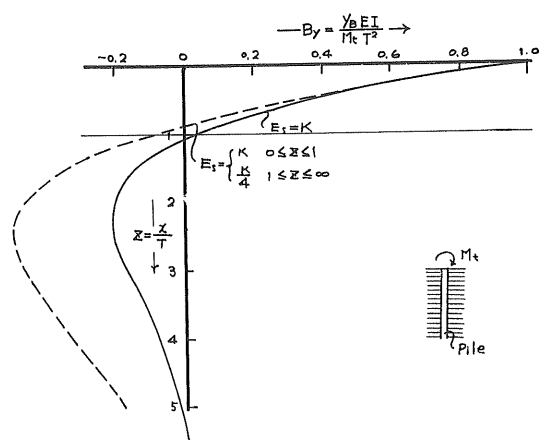
図—6.2.2



図—6.2.3



図—6.2.4



これらの図から、接地点附近のみの地盤係数が略等しかつたならば、深部の地盤係数の値が相当異なつても大きな曲げモーメント及び撓みを生ずる杭上部においてはこれらの値に大差がないことが知れる。このことは地表面附近における地盤係数の重要性を示すものである。

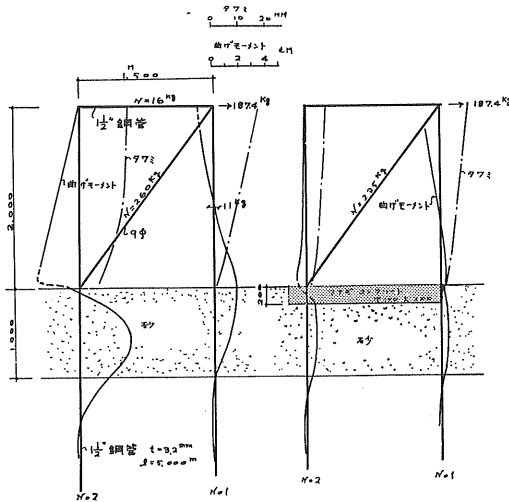
7 架構の水平抵抗について

7.1 予備実験

ツナギ版の効果を見るために、図—7.1.に示した試験体について、曲げモーメント及び変形の比較を行なつてみた。

この例ではツナギ版の移動が2mm程度生じ、この架構上部の水平移動が略10mm程度みられるが（これは始めに筋違応力を0にしておいたためである）、これらはツナギ版と地盤との接触面を多くすること、筋違を始めから締め付けておくことによつて相当減じうる事が確められた。

図—7.1 曲げモーメント及び撓みの比較



7.2 連続住宅の場合の水平抵抗について

この工法で図—2.1に示した連続住宅を建てた場合の設

計用全水平力と建物筋違面の長さは、下表の如くである。

		ヤネ面 (t)	基礎面 (t)	筋違面の長さ (m)
梁間方向	地震荷重	5.9	12.3	27
	風 "	3.9	7.3	
桁行方向	地震 "	5.9	12.3	32.4
	風 "	0.9	1.7	

但し震度0.2を採つてある。

筋違面単位長さ当りの水平力は、梁間方向で、ヤネ面、0.22t/m、基礎面0.46t/m程度となる。

従つて筋違をあらかじめ締め付けておくことと、ツナギ版周囲の砂にセメント液注入等を行なつて接触面を多くすることにより水平力を負担出来るものと考えられる。

あとがき

始めに図2.1に示した住宅を一泥炭地に建設する場合の沈下を予測した。その結果木造ベタ基礎の場合でも相当な沈下が推測された。次に杭工法について考察し、そのための基本的な試験（単杭の性状と地盤係数）を実施した。その結果杭の水平抵抗は非常に小さいことと泥炭地盤の上部僅か40cm程度を砂に置換すれば砂地盤と大差ない応力及び変位を杭に与えると考えてよいこと等がわかつた。

引用及び参考文献

- (1) "GENERALIZE DISOLUTIONS FOR LATERALLY LOADED PILES" by Hudson Matlok and Lymon C. Reese, Proc. A. S. C. E., SM 5, Oct., 1960.
- (2) 井筒基礎および杭の水平力に対する安定性と耐荷重に関する実験的研究(1), (11), 土木試験所報告第16号, 第17号
- (3) 鋼杭工法 石井靖丸 石黒健著

道立寒地建築研究所構造研究課長 高宮 庄一
第二係長 藤村 成夫
吉村 敬一
葛西 英夫

千歳平行滑走路新設工事（土工事）報告

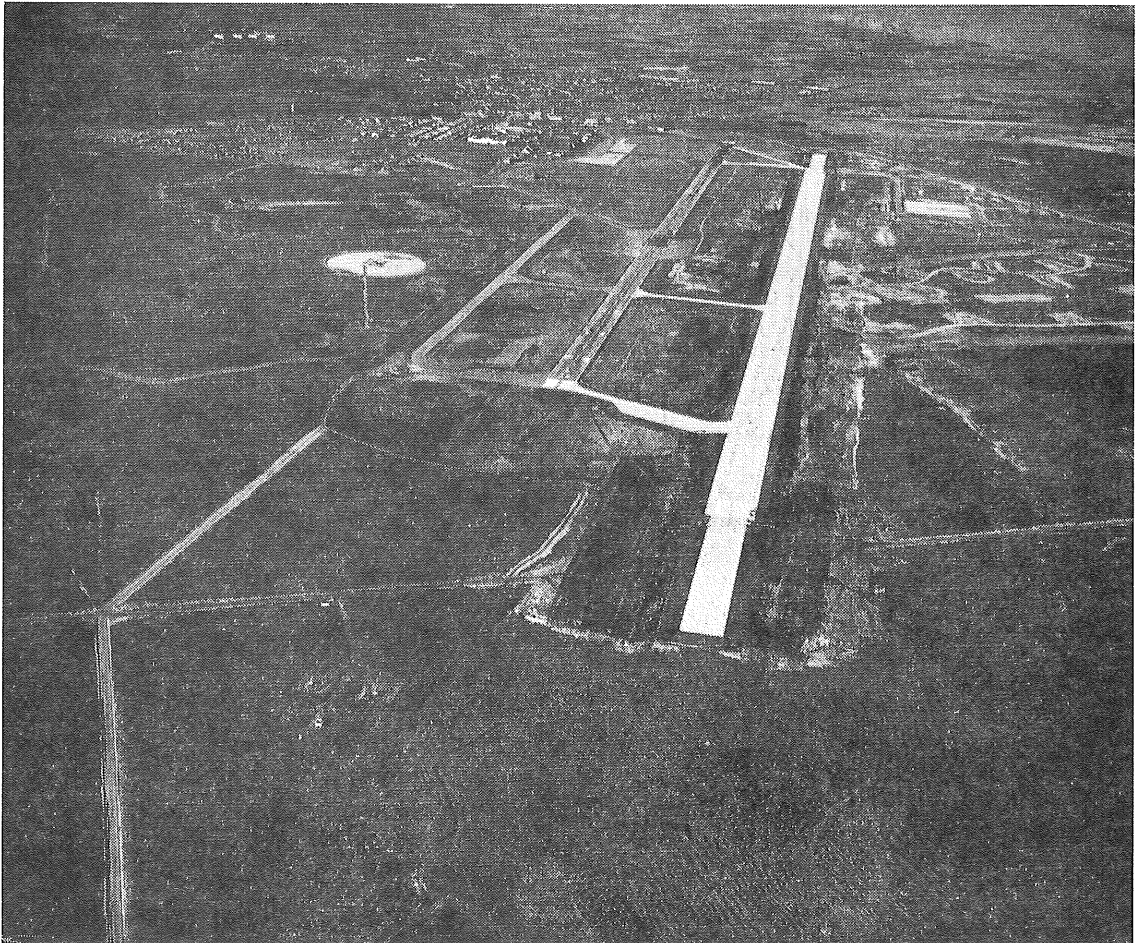
札幌防衛施設局 尾崎 義 勇
木 村 守 市

1 ま え が き

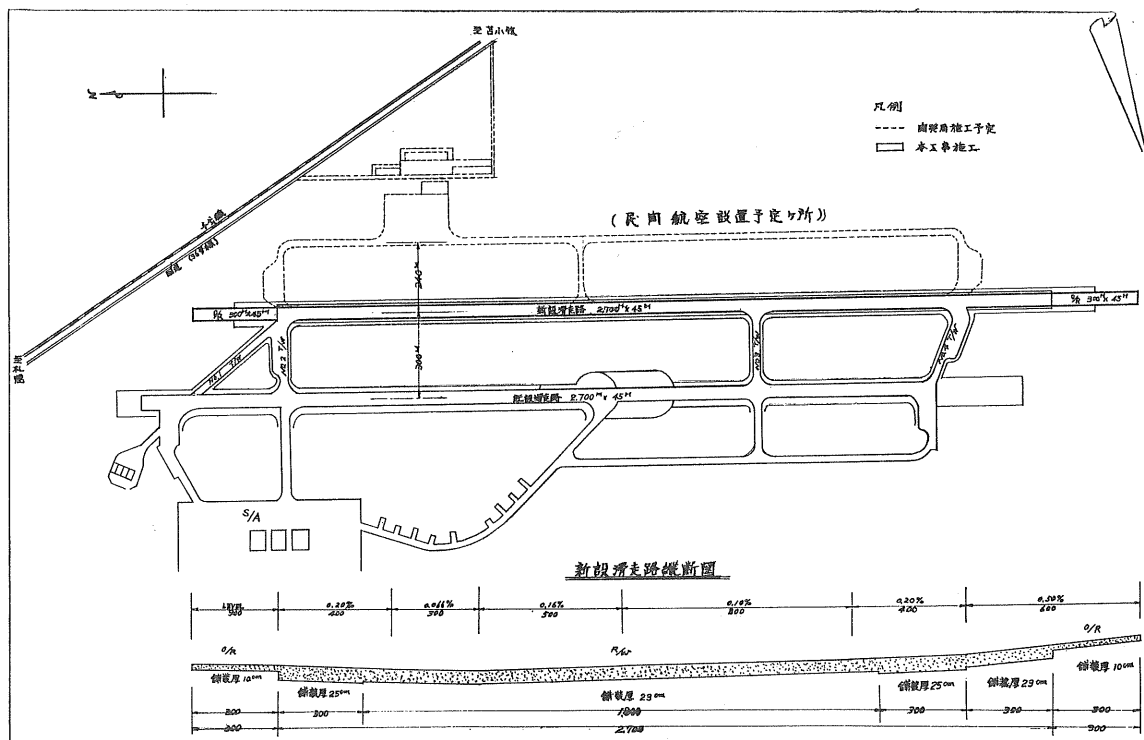
千歳飛行場は札幌市より南東約45軒、千歳市の郊外にあつて、終戦まで北方防衛の海軍航空基地として使用されてきたが、戦後米軍の進駐と共に施設の改造、延長などが行はれ、空港敷地約四百七十万坪、主要滑走路九千呎、その他誘導路照明施設GCA装置、ホーミングビーコン、格納庫などの諸施設を完備するに至つた。昭和26年10月民間航空路北方航路の再開とともに、千歳飛行場は米軍の接收

のもとにあつたが空港の諸施設、立地条件から民間空港に適しているので、空港整備法に基づかない閣議決定の空港として利用されてきた。昭和32年航空自衛隊第2航空団が設置されてから、民航と共用になつたが、北海道産業の発展、観光ブームに伴い利用客が増加するにつれて発着回数も多くなり、その後滑走路の舗装も約10年を経過し、冬期間の凍結融解の繰り返しなどで老化甚しく、新しい平行滑走路の必要に迫られ、新設計画が行なわれたのである。

写真 — 1



図一 千歳飛行場平面図



2 新設計画概要

既設滑走路に平行して下記仕様の滑走路を新設する。
(防衛庁訓令)

表一 規 準 表

区	分	規 準	本 飛 行 場
滑	長	2,500m以上	2,700m
走	巾	45m以上	45m
	最大縦断勾配	1%	0.5%
	最大横断勾配	1.5%	1.0%
	勾配変化率	0.167% に付30m	規準どおり
	変曲点間最小距離	300m	規準どおり
路	末端舗装増厚部長さ	300m	厚25cm 中間厚23cm
	旧滑走路との中心間隔	240m以上	300m
着	滑走路の長辺を両端辺の 側に夫々延長する長さ	300m	300m
	巾	300m	300m
	最大縦断勾配	1.5%	1.5%
	最大横断勾配	中央部 3.0% 上記以外 10%	3.0% 10%

区	分	規 準	本 飛 行 場
陸	ショルダー	幅 員 横断勾配	20m 2~3% 切土 2% 盛土 3%
帯	整地々区	巾 員 横断勾配	25m 2~3% 切土 2% 盛土 3%
	オーバーラ ン	長 縦断勾配 横断勾配	300m 1.5% 1~3% 300m 1.03% 2~3%
誘	コンクリー ト 舗装	巾 縦断勾配 横断勾配 勾配変化率 変曲点最小 距	23m以上 3% 1.5% 1%につき 30m 150m 規準どおり 規準どおり
導		滑走路との 取付部半径	90°—45m 80°—40m 70°—35m 90°—45m 採用
路	ショルダー	巾 員 横断勾配	5m 2~3% 切土 2% 盛土 3%
	整地地区	巾 員 横断勾配 在来地盤と の取付勾配	10m 2~3% 10% 切土 2% 盛土 3% 10%

	区 分	規 準	本 飛 行 場
水平表面	標 点 よ り の 半 径	4,000m	4,000m
高	さ	45m	45m
進入表面	着陸帯短辺よりの長さ	3,000m	3,000m
	外端末の長さ	1,200m	1,200m
	着陸帯の端より上方勾配	1/50	1/50
転移表面	着陸帯および進入表面のふちから外上方へ水平表面に至る勾配	1/7	1/7

3 整備の状況

工事金額 44,435万円

工 期 自昭和35年8月13日

至昭和36年11月30日

施工業者 株式会社 地崎組

概 数

表—2 概数表

1. 土 工 事	
切 盛 土	497,750m ³
盛土転圧	388,360m ³
着陸帯整地	538,660m ³
2. 滑走路舗装工事	
コンクリート舗装	
O/R 10cm厚	6,850m ³
R/W 23cm厚	21,726m ³
R/W 25cm厚	6,747m ³
基 層 工	195,950m ²
帯 芝 工	56,220m ²
3. 誘導路舗装工事	
コンクリート舗装	
T/W No. 1	1,238m ³
T/W No. 2	3,096m ³
T/W No. 3	1,743m ³
T/W No. 4	3,041m ³
基 層 工	48,250m ²
帯 芝 工	15,280m ²

4 土 工 事

1 土 質

昭和34年10月末、本工事に先だつて測量調査工事を外注し、滑走路、および誘導路の設置予定カ所全域の土質を慎重に調査研究した。その概略を述べると、工事地区は主として表土と、路床、基層材に適した樽前山の噴出物である礫混り火山砂が約1mの厚さで堆積している。物理試験の結果は下記のとおりである。

表—3

土 質 (2%以下)	比重	自然 含水比 (%)	L.L (%)	P.L (%)	C.M.E (%)	F.M.E (%)
白色火山砂	2.787	16.4	—	—	7.3	—
表 土	2.734	41.5	47.6	44.9	32.1	54.0

土の分類

表—4

	粒 度 法	P R 法	A C 法
白色火山砂	砂	A—3	SW
表 土	砂質ローム	A—2—5	SC

粒度分析試験

表—5

	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト 分 (%)	粘土分 (%)	最大径 (mm)	均等 係数
白色火山砂	40	60	0	0	20	2.8
表 土	7	64	17	12	10	13.3

白色火山砂は表—5よりも、わかるように、粗粒子で、凍上に対してはベスコの凍上限界線の常に安全側にあつて心配はない。そして修正 AASHO 法による突固め試験の結果、 $\gamma_a=1.495\text{gr/cm}^3$ の値を採用した。

火山砂は排水性が良く転圧して、路床土として適当であるが、凝集力にとぼしいので、基層材としての使用には表土をバインダーとして用い、種々の割合に混合し試験した結果、安定性および、非凍上性の見地より下記の配合に混合率を定めた。

1—1 安 定 性

修正AASHO法による突き固め試験による。

1—2 非 凍 上 性

篩 分 け

篩分けを行つて0.02%目の篩の通過百分率が3%以下であること。

遠心含水当量

遠心含水当量が12%以下であること。

表—6

	0.02%篩通過百分率 (%)	遠 心 含 水 当 量 (%)
白色火山砂	0	7.3
表 土	20	32.1

1—3 合成したもの 0.02%篩通過百分率

及遠心含水当量、最大乾燥密度値

表—7

基 層 材 混 合 割 合	0.02%篩通 過百分率 (%)	遠 含 水 当 量 (%)	安 定 性 (最 大 乾 燥 密 度) gr/cm ³
白色火山砂 100%	0	7.3	1.495
白色火山砂95% 表 土 5%	1.0	3.3	1.523
白色火山砂90% 表 土 10%	2.0	9.3	1.551
白色火山砂85% 表 土 15%	3.0	10.3	1.572
白色火山砂80% 表 土 20%	4.0	11.3	1.518

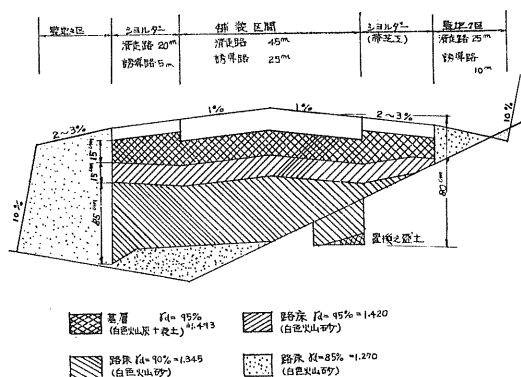
以上の試験結果から、混合率を85：15（乾燥重量比）の割合にした。

2 盛土転圧の仕様

2—1 路床；転圧の程度については当庁制定の下記仕様によった。

① 盛土路床表面より15cmまでM-AASHO法による最

図—2



大乾燥密度に対し95%程度

② 盛土路床表面より15～100cmまで90%程度

③ 盛土路床面より100cmを越える部分は85%程度

2—2 基層；基層材は監督官の承認した混合その他の方法で全域に敷詰め転圧する。転圧は骨材が完全に結合し、空隙が最少限になり、M-AASHO法による、最大乾燥密度の95%以上、しかも所要の平板载荷試験値が得られること。以上を滑走路、誘導路の横断面図に図示すると下図—2のとおりである。

表—8 基準値 修正AASHO法による。

	max γ_a (gr/cm ³)	$\gamma_a = 95\%$	$\gamma_a = 90\%$	$\gamma_a = 85\%$
路 床	1.495 (g/cm ³)	1.420 (g/cm ³)	1.345 (g/cm ³)	1.270 (g/cm ³)
基 層	1.572 (g/cm ³)	1.493 (g/cm ³)	—	—

3 土工計画と凍上対策

寒冷地北海道の特性として、冬期における凍上が問題視されるが、本工事でも調査工事において十分調査し、その結果白色火山砂を非凍上性の盛土材として利用することにした。また、本工事の置換え深度は、千歳市の凍結深度が1mであるので80%の80cmとし、この範囲内にローム、黒ボクなどの凍上性の土があれば、上記の白色火山砂に置換えることにした。滑走路計画は2項の規準に列記したとおりであるが、なるべく1m厚の白色火山砂の自然堆積層をそのまま利用し、置換を少なくなるように経済的に計画された。

4 昭和35年度の土工事経過（表—9参照）

4—1 各工区工事状況

着工と同時に工程表と各工区に使用する重機の種類、及び台数を記入した重機計画表の提出を求め、36年度早々コンクリート打設の予定であるので、種々検討の結果、全工区を6工区に分割して施工することにした。各工区工事状

況は表—8の通りである。

4—2 使用重機台数（表—10参照）

5 転 圧

最近の土木工事はあらゆる分野にわたって施工管理が実施されているが、土についてはコンクリートや鋼材と異なり（規一された材料でなく）性状の変化が甚だしく、状態を正確に把握しがたいために、施工が困難であり、品質管理も容易でない。当地域の白色火山砂は粒度分析よりわかるとおりに、礫分40%を含み、見るからに粗々しい粒子が多い。そのためにも排水性が良く、施工に当たって非常に有益であつた。また地下水位も5米附近にあり、少々の雨量位で土取場および運搬路が泥濘化することとはまづなかつた。わが国では一般に地山の含水比が高い場合が多く、またローム質の多分に含まれている地域が多いため、含水比の低下方法が大きな管理事項になるが、この点当工事は天候にも恵まれ割合困難なしに転圧が

表 - 9

工区	施 工 範 囲 (測点 No.)		延 長 (m)	巾 員 (m)	土 工 量 (m ³)		施 工 日 時		所 要 日 数 (日)
	よ り	ま で			切 土	盛 土	よ り	ま で	
1	10	20	200	150	650	40,300	9.18	10.9	21日
2	20	47	540	150	21,200	22,000	9.14	10.13	29日
3	47	72	500	150	54,000	12,300	9.18	10.13	25日
4	72 T/W—	102 No. 3	600 260	150 60	42,800	41,800	9.20	10.9	19日
5	102 T/W—	135 No. 4	660 260	150 60	54,600	56,800	9.21	11.10	50日
6	—15 T/W—	10 No. 1 No. 2	500 590	150 60	1,470	172,000	10.1	11.24	55日

表 - 10

種 類	規 格	台 数
ブルトーザー	20 t 級	2 台
〃	16~17 t 級	12 台
〃	10 t 級	8 台
モータースクレーパー	12 yd ³ 級 (米国製)	2 台
キャリオール	12 yd ³ 級 (米国製)	1 台
〃	7~6 m ³ 級	10 台
グ レ ー ダ ー		3 台
合 計		38 台

できた。盛土の締め固め規準は前述のとおりがあるが、ローラが調査工事で使用した 7.5 t タイヤローラよりもはるかに重い自走式の 28 t、牽引式 25 t タイヤローラを使用したので施工機種の面から盛土の妥当な厚さを求めるため白色火山砂の試験盛土を行なつて、所要の ra を得るため

使用転圧重機台数

表 - 12

種 類	規 格	台 数	備 考
タイヤローラー	28 t	1 台	自走式
〃	16 t	1 台	〃
〃	25 t	1 台	牽引式
〃	10 t	6 台	〃
マカダムローラー	10 t	9 台	自走式
合 計		18 台	

の転圧回数と一層盛土仕上げ厚を決定した。所要 ra 値は表 - 8 の値であるが、各転圧機種の所要 ra 値に対する転圧仕上げ厚と転圧回数の関係は表 - 11 のとおりである。

締め固め度に含水比の影響の特に大きいことは周知の事実である。当工事においても最適含水比を得るためには過乾燥の場合は撒水し、湿潤の過ぎる場合は転圧を中止し乾燥を待った。千歳は年平均雨量は 900% 程度であり、工事最盛期の 9 月、10 月は夫々、76%46%で 5%程度の降雨は

表 - 11

転圧機種	仕 上 げ 厚	60 糎			40 糎			20 糎		
	ra (g/m ²)	85 %	90 %	95 %	85 %	90 %	95 %	85 %	90 %	95 %
28 t, 25 t 級 タイヤローラー		5 回	9 回	12 回	3 回	7 回	9 回	2 回	4 回	5 回
16 t 級 タイヤローラー		8 回	15 回	19 回	5 回	12 回	15 回	3 回	8 回	12 回

実質的に影響はなく、10%以上になると、自然含水比は26%位になり、乾燥方式を採らなければならない。

当工事において28t自走式タイヤローラーを使用したことは転圧能率を増進させるとともに牽引式のような方向転換の必要はなく、路面の攪乱を生ぜしめないことである。このため今後飛行場工事にはマカダムローラーはもとより牽引式タイヤローラーよりも、自走式のタイヤローラーを使用した方が効果的である。

転圧管理

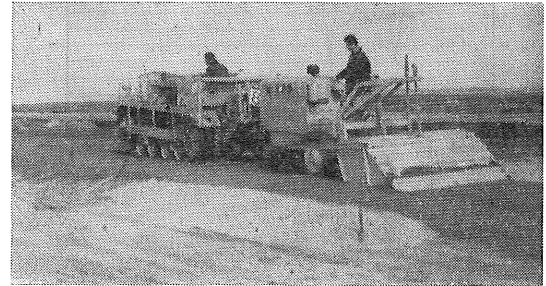
現場においての転圧が所要締め固め度に達しているかどうか、各層ごとに下記の試験を行つた。

- ① 路床、基層とも各層450m²に1カ所以上現場乾燥密度試験を行なう。
- ② 基層面上における平板載荷試験は90m²1カ所。

6 基 層 工

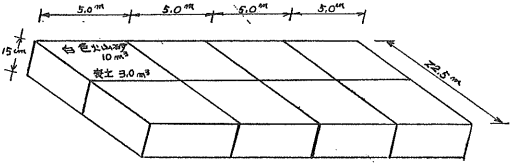
基層工は白色火山砂にバインダーとして表土を混入し、重量比を容積比に換算すると3.4:1の比率である。

写真 2



混合方法は積載量7.0m³のキャリオールで白色火山砂と表土を夫々運搬し図3のように配分した。450m²当り白色火山砂80m³、表土24m³

図 3



(試験結果)

表 13

表土 / 火山砂 (%)	10%		15%		20%		100%	
凍上試験方式	開	閉	開	閉	開	閉	開	閉
凍上量 (%)	2.5	1.5	3.5	1.5	1.5	1.5	7.5	6.0

供試体寸法 6.5 cm × 5.5 cm × 18.5 cm

混合作業には、デスクハロー（農器具）をかけて十分攪拌し混合機（米国製）を3回かけ、混合比を確保するために、規定の比率に混合した試料を壘に詰め色で判別するとともに抜きとりのために篩分けを実施した。

7 越冬に対する対策

凍上試験

凍上については、当初より慎重に検討されて、理論的には非凍上性であることが立証されたが、実際に凍上するかどうか実験室と現地において凍上試験を行つた。実験室に於ける試験は北大工学部真井教授の御尽力によるもので試験方法、試験結果は下記のとおりである。

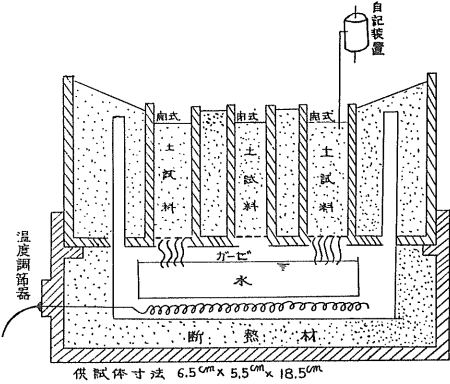
7-1 実験室 凍上試験

試験期間 昭和34年11月18日～24日

試験温度 外気温 平均-5℃

水 温 平均+2℃

図 4 実験室凍上試験装置



7-2 現場凍上試験

滑走路土工事施工カ所の代表的な盛土、切土の2カ所の地点を選び凍上試験をすることにした。試験装置については開発局土木試験所国道36号線美々試験室の装置を参考にした。

〔要 旨〕

盛土地区、および地山の凍上量、地中温度の測定、K値、 τa の低減率の測定を行う。

〔測定装置〕

図 5-1 現場凍上量測定装置

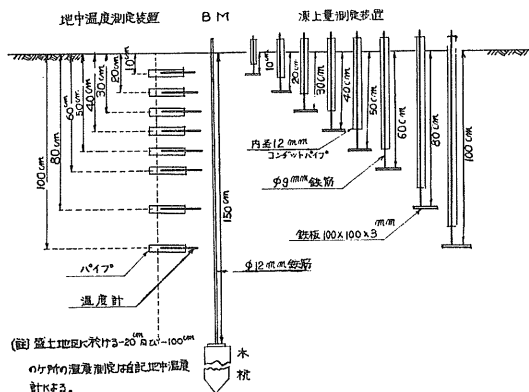


図 5-2 測定箇所図

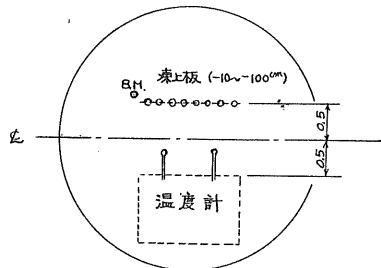
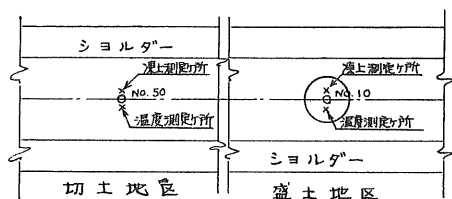


図 5-3 平面図

〔記録資料〕

凍上量測定記録, 地中温度記録, 凍結および融解状況は下記のとおりである。

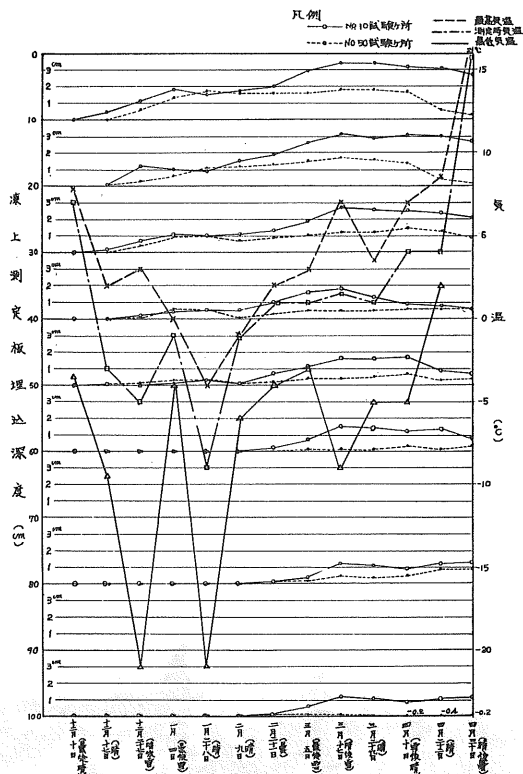
K値の低減 7.1% γ_a の低減 4.2%

〔結 論〕

以上の結果から, 非凍上性である白色火山砂, 表土との合成基層材, 両者とも多少の凍上量を認めた。これは間隙水の氷結による容積膨脹によるもので, 氷層分離による凍上は認められなかった。現場においては土工事完了後, 舗装しないままに越冬したために霜の融解水や, 初雪の融解水が浸透し過飽和状態のまま凍結したためであり, 舗装すると雨水, 融雪水の浸透は考えられないし, 基層, 路床の含有している間隙水も夏期に入ると減少するから測定結果の凍上量を上回することは考えられない。完成後, 37年1月

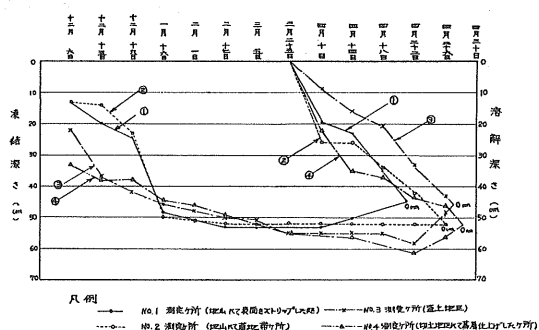
〔凍上量測定表〕

図 6 凍上量測定表



〔凍結および融解状況〕

図 7 凍結及び融解状況



より4月まで舗装面の凍上測量を行つたが, 極く微量であつた。

8 36年度土工事経過

8-1 基層仕上げ

コンクリート打設開始が5月初旬であるので, 4月早々より基層の仕上げに着手した。基層の仕上げ要求値は(+)-3%, (-)-8%を許容限界としているので, 主に人力による仕上げをせざるを得なかった。コンクリート打設と平行して, 打設終了まで続けられた。

8-2 延長工事

7月下旬に滑走路を更に300m延長する必要に迫られ、南側に延長する工事を発注した。土工事は発注と同時に着手し約1カ月間に60,000m³の切盛土と、91,000m³の基層工を完了した。10月中にコンクリート打設完了の目標があり、短期間に大量の重機を入れて土を処理した。新たに使用した重機は表-12のとおりである。

表-14

名 称	規 格	台 数
ブルドーザー	16~17 t	9 台
〃	10 t	1 台
キャリオール	12yd ³ 級 (米国製)	6 台
牽引式タイヤローラー	10 t	3 台

その他ショルダーの帯芝工、整地地区、着陸帯の整地は8月より着手し、11月まですべてを完了した。参考まで両工事に必要とした労務者人員は土工夫23,000人、重機関係運転手15,600人 計38,600人である。

5 む す び

工程通り昭和36年5月初旬よりコンクリート打設を開始

し、10月中旬約4万5千立方メートルの打設を終了し、その他着陸拘束装置等の附帯設備も11月末まで完了して12月10日より運用を開始した。土工事を振り返って見ると凍上防止置き換えの材料が現地で採取でき、又基層材としてやはり現地の表土をパインダーに使用したために他の飛行場工事より、低廉で済んだことと、大型の自走式タイヤローラーを転圧に使用したので所要乾燥密度を得るための転圧回数の削減、盛土仕上げ厚の増加等で非常に能率的に土工事を進捗でき35年度当初で高予定70%を10%上回る80%を消化することができた。しかし僅か3月間、昼夜兼行で土工事を行ったために人間が重機に追い廻された嫌いがある。

6 付 記

本工事の設計、施工にあたり、終始御指導戴きました北大工学部真井教授、板倉教授、また当時防衛庁札幌建設部土木課長武山五郎氏に、この紙面を借りまして厚く御礼申し上げます。

(札幌防衛施設局 建設部工事土木課長 尾崎義男)
土木課長補佐 木村守平

本州におけるバイブロ・コンポーザー工法の 施 工 例 に つ い て

不動建設株式会社 お 小 椋 正

1. は し が き

本州におけるバイブロ・コンポーザーの施工実績も、関東関西を中心として現在まで約 180 万米に及んでいる。使用目的もタンク基礎、セル護岸の中詰工、高速道路、国鉄新幹線の高盛土のり対策及び、建物基礎等と広範囲にわ

たつている。一方バイブロ・コンポーザー工法にたいする理論的解明もかなり進み、又施工面においても常に改良検討が加えられてきた。特に粘性土にたいしては、理論的に解明が困難な点もまだ多いので更に実験的研究も併せ解明すべく努力がなされている。

次に、実施例の代表的なものをそれぞれ表示（表—1）

表 — 1

工 事 名 称		土 質	S.P.TN 値		バイブロ・コンポーザー			摘 要
			施工前	施 工 後	砂 量	改良長	ピッチ	
a	タンク基礎				(m ³ /m)	(m)	(m)	△：正三角 形配置
	1. 東京電力五井火力発電 所20,000 t～5,000 t重 油タンク	砂 質	2～6	15～20	0.4	8.0	△ 1.5	埋立地区
	2. 出光興産姉崎貯油所	シルト質細砂	2～5	12～23	0.4	5.0	△ 1.8	埋立地区
b	セル護岸中詰							
	1. 東京電力五井火力発電 所	砂 質	5～8	18～22	0.4	12～20	△ 1.5	埋立地区
	2. 日本鋼管扇島鉱さい岸 壁	砂 質 中 詰 土 シルト 質 粘土	3～5	15～18	0.4	12～25	△ 1.8	但し粘性土 では N ₁ =5～8
	3. 運輸省神戸摩耶埠頭	上 部 粗 砂 下 部 シルト 粘 土 交 粗 砂	0～10	16～41	0.4	14.5～18	△ 1.8	
c	高速道路及鉄道							
	1. 名神高速道路大垣及乙 訓地区高盛土	粘 土 砂 (大垣下部)	1～3	φ≒80 cm r _a ≒1.7 t/m ³	0.4	6～9	△ 1.6～2.0	サンド・ド レーン併用
	2. 東海道新幹線沼津地区 高盛土							鉄道技術研 究所に於て 資料整理中
d	建 物 基 礎							
	1. 大阪浜甲子園住宅公団 アパート基礎	砂	5～10	16～27	0.4	4.5～6	△ 2.0	
	2. 東京西新井住宅公団ア パート基礎	シルト 質 砂			0.4	6～7.0	△17.5	
	3. 大船住友電工鎌倉社宅 基礎	シルト質粘土	0～1	0～2	0.4	8.0	△ 1.4～1.5	但しパイル芯 Ns=10～12

する。

2. 実施例について

2-a タンク基礎

五井、姉ヶ崎共、東京湾の千葉県臨海埋立地の一部にして、埋立直後に施工した場合が多く元海底砂層上に造成さ

れた強い砂質土層で振動締め及び、脱水効果がきわめてよい。コンポーザーの施工前後の S・P・TN 値も 2～6 が 15～20 程度に締め接触沈下も 10～20 cm 程度でタンク完成後の沈下及び不等沈下 (15 cm, 1 : 350) もきわめて少い。改良後の地耐力は 15～18 t/m² として計画したが十分目的を達した。

2-b セル中詰護岸

東京電力（五井），日本鋼管（扇島）とも，直線矢板（ $\phi=12\sim15\text{ m}$ ）を円形に打込み，摩耶埠頭（神戸）は，鋼板製シエルを沈設し，その中詰土砂は，客土による弛い状態にあり，セルの鋼性を増すためコンポーザー工法が採用された。東電では，施工前に $N=5\sim8$ が施工後，約 $18\sim22$ に改良された。コンポーザー施工中，中詰表面が振動効果によつて約 0.5 m 急速に沈下した。また，シートパイルには張力が働き，直径 21 m のシエルが $5\sim10\text{ cm}$ 拡大した。改良後の設計 N 値 15 以上が得られ所期の目的を達することが出来た。

2-c 鉄道及び高速道路

鉄道，高速道路におけるものは，共に軟弱地盤上に盛土を急速に施工した場合であつて，東海道新幹線，及び名神高速道路の例である。

一般的には，液性限界，含水比共に高く，透水係数の小さい不透水性地盤に対し，コンポーザーを施工して，同地盤の剪断抵抗を増し急速盛土による破壊を防止し，又圧密沈下を比較的短時日に終了出来た工事例である。

沼津地区の盛土高さ 6 m

大垣地区の盛土高さ 5.5 m

乙訓地区の盛土高さ $5\sim8.0\text{ m}$ 地耐力 22 t/m^2

2-d 建物基礎

大阪の浜甲子園団地は，工事に先がけて行なわれた実験結果によつて設計計画したもので，土質は武庫川河口附近に堆積した砂質土で，本工法がきわめて有効であつた例である。

施工前 $N=5\sim10$

改良後 $N=16\sim27$ 地耐力 $=10\text{ t/m}^2$

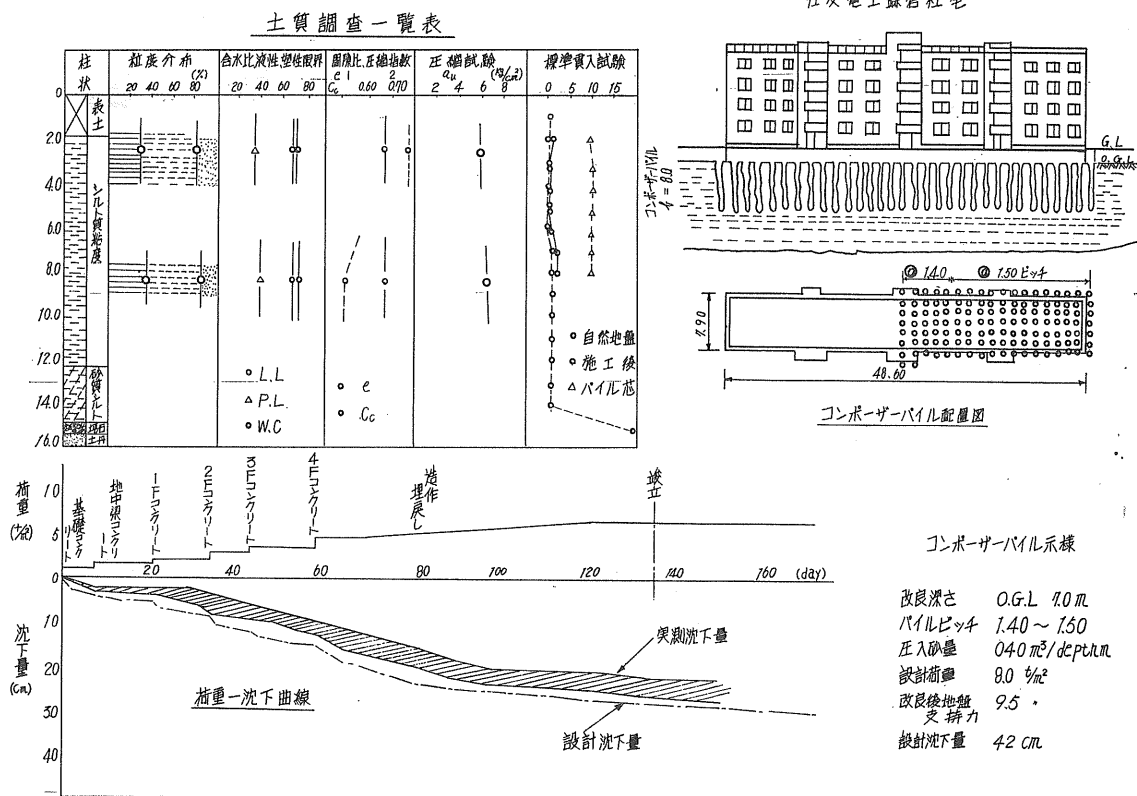
実施後の建物の圧縮沈下もきわめて少く，不等沈下，接触沈下（最大 2.5 cm ）も少量であつた。

大船の住友電工社宅は，きわめて軟弱地盤であつて， N 値はほとんど $0\sim1$ ，沖積層厚は 13 m 位，含水比 70% 前後で，改良後の設計地耐力は 8 t/m^2 を必要とした。これに鉄筋コンクリート 4 階建てを建設したが，沈下は当初計算の範囲にあり，（図—1）不等沈下の状態も良好であつて建物にクラックが全然認められていない。

3. 結 び

上記の如く本工法は砂質土に対しては沈下量及不等沈下量共きわめて少く問題はないが，粘性土に対しても沈下量，沈下時間の関係がかなり正確に算定出来る場合が多い

図 — 1



ので使用目的によつては事前の調査と対策により期待し得る施工が出来ると考える。例えば、前記、住電社宅のごとく、不等沈下あるいは沈下にそなえて建物全体の剛性を増すため、基礎は、べた基礎とし、基礎の梁に補助梁を入れて直線とする等、沈下にたいし事前に十分な考慮をはらい成功した一例と考えて差し支えないと思う。

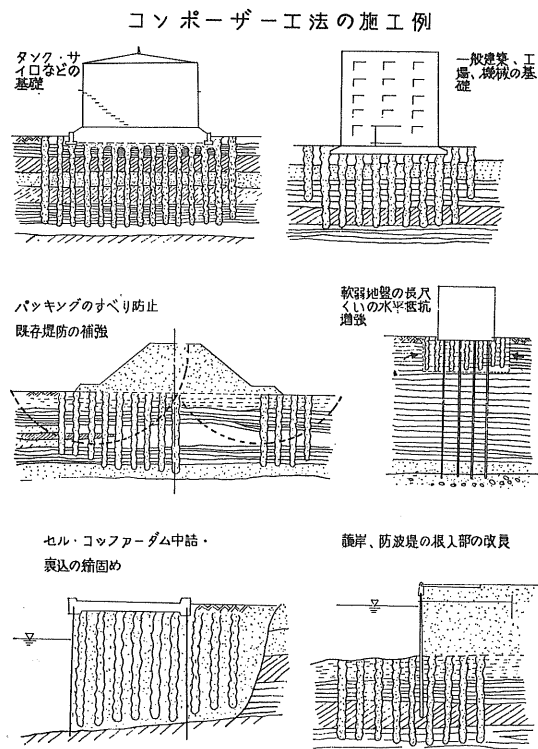
本工法は、軟弱層が深くなる程他工法に比し経済的に有利と考えられる場合が多いから

- ① 十分な地盤調査
- ② 綿密な計画設計
- ③ 慎重な施工管理

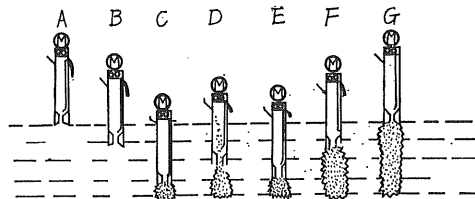
を実行すれば現在の実施可能範囲を更に拡幅して、軟弱地盤の多い地方にかなり広範囲に利用出来るように考えられる。

図一2は、パイロ・コンポーザー工法の施工例を示す。

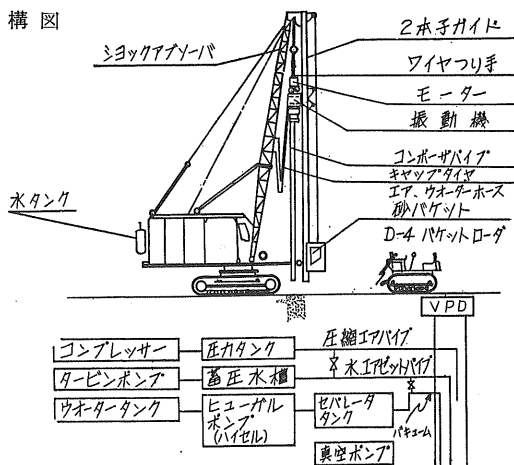
図 一 2



施工法



機構図



コンポーザーパイルの施工順序

- A—(パイロ・コンポーザー用パイプ)を所定位置に据え、先端のアーチング・ポイントに刃先砂をかます。
- B—パイプレーターを起振しパイプを貫入していき、硬い地盤では圧さく空気又は、水を送り、貫入を容易にする。
- C—所定の深さに達すると……………
- D—パイプを規定の高さに引上げながらパイプ内の砂を圧さく空気により穿孔部に吹入れる。
- E—再びパイプを打戻して貫入させ、砂を周囲の軟弱地盤層に強く圧入する。
- F—パイプ内の砂は適時補給し、上記の動作を繰返す。
- G—パイプを地上まで引上げると、地盤内には軟弱度に応じた強い砂のパイルの圧入が行われ、軟弱地盤を経済的にかつスピーディに安定させ得る。

(不動産建設株式会社, 技術部長, 工博, 小椋正)

泥炭性軟弱地盤におけるサンドドレーン 効果の試験例について

北海道開発局 河 合 裕 志
佐 田 頼 光
野 並 光 昭
近 間 昭 夫

ま え が き

軟弱地盤上に盛土を施工する場合、問題になることは基盤の破壊と沈下である。破壊は防止できても通常の施工では沈下を避けることができない。従来本道における泥炭性軟弱地盤上の道路盛土、河川築堤では沈下が起ると嵩上げ盛土を行なつて所定の高さに仕上げていく対策をとつてきており、これはまた破壊を起さないで盛土する工法の一つとして挙げられている緩速施工法になつていともいえる。しかし泥炭性土に対するこの工法は、沈下量が大きく、また沈下が長期にわたるため工事の短期完成を阻まれている。橋の取付盛土や市街地周辺で舗装を急いでいる道路などでは、できるだけ早く沈下を落ちつかせる必要がある、こうした要求を満たすための対策工法の一つとしてサンドドレーン工法が各地で広く実用化されてきている¹⁾。しかし泥炭のような特殊な土質を含む場合については、調査試験例が少ないためその効果が十分に解明されていないようである。この調査はこれらの問題について試験盛土を行なつて観測した結果から検討を加えたものである。

1. 調査試験方法

1-1 試験位置と基盤の状態

試験は主要道道札幌沼田線のうち、札幌～江別間の江別市角山地区で行ない、延長 120 m の試験区間を設けて砂柱を 1.5 m と 3.0 m 間隔としたサンドドレーン施工区とサンドドレーン非施工区の 3 種の基盤状態についてそれぞれ盛土を行なつた。

1-2 盛土の規模と地盤の性質

地盤の土層は、ピートサンプラーによつて調べたところ、図-1 のように厚さ約 5 m の泥炭層内に、泥炭交り粘土層が狭在しており、それぞれの試験区の中心で、シンオールサンプラーによつて採取した乱さない試料の物理性試験の結果は、図-2 のようである。

またベーンセン断試験機およびコーン貫入試験機による地盤の強度は図-3 にみられるようである。

盛土は粘土を材料として、その定規は図-4 のように厚

さ 0.6 m の敷砂を置いて、高さ、3.2 m、敷巾 25 m、天端巾 11.5 m で三試験区ともほぼ同じ形状である。

盛土の進めかたは、沈下などに対する解析を容易にするためにできるだけ短時間に盛土を行なうこととし、砂柱 1.5 m 間隔区は 4 日、3.0 m 間隔区は 9 日、非施工区は 12 日で終了した。

図-1 試験区間の土層

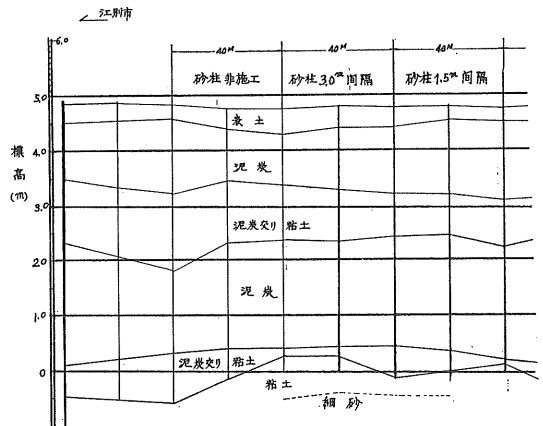


図-2-1 物理試験結果 砂柱 1.5 m 間隔区(打設前)

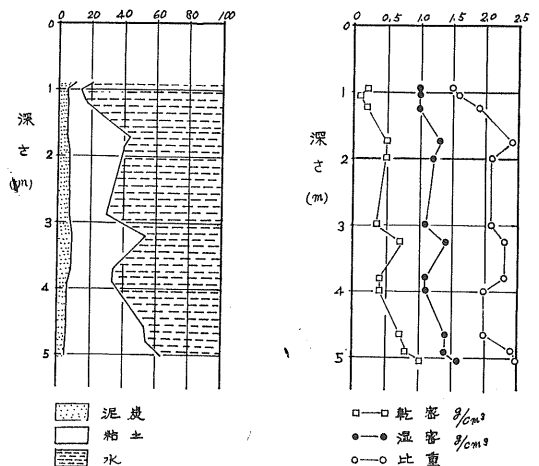
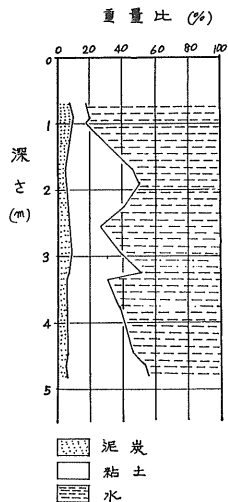


図-2-2 物理試験結果



砂柱 3.0m 間隔区分 (打設前)

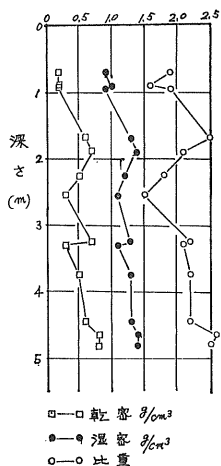
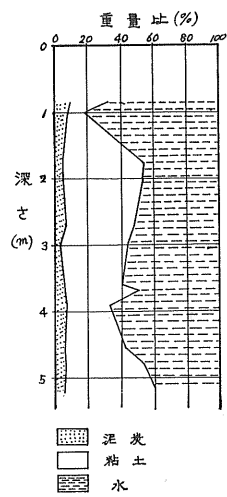


図-2-3 物理試験結果



砂柱非施工区

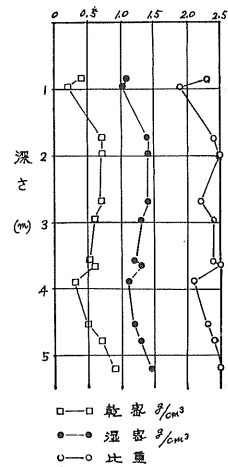
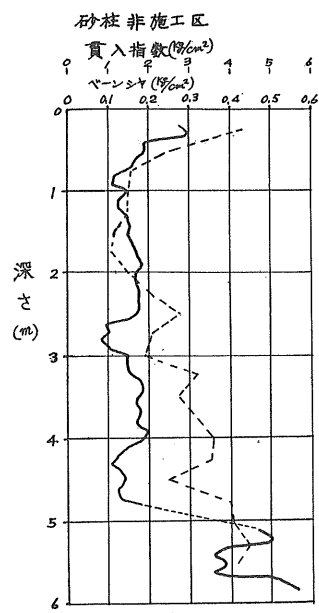
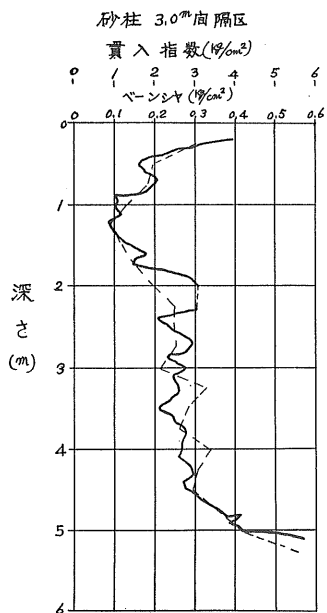
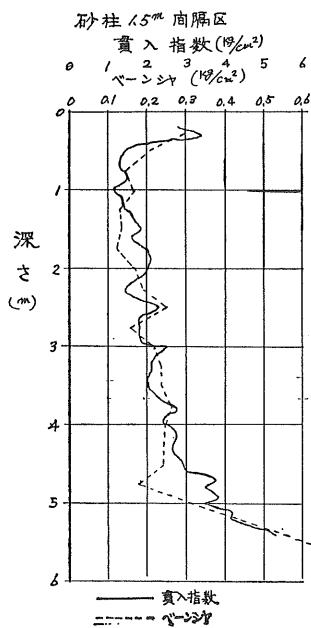
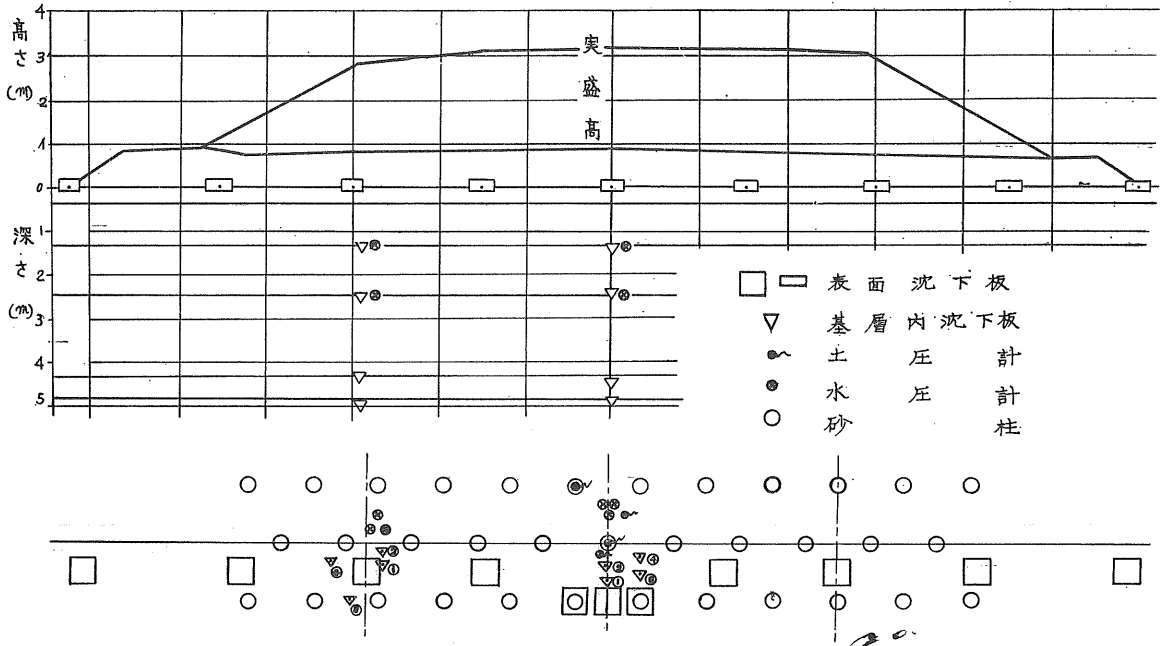


図-3 強度調査



図—4 盛土形状と施設位置



1-3 観測施設とその目的

この調査の眼目の一つとして、基盤の最終沈下量の大きさと、沈下の進みかたの検討が挙げられ、これを測定するため地表面に表面沈下板を、中心と法肩の土層の境界にスクリー型基層内沈下板を設置した。

また基層の圧密現象と間隙水圧の関係を検討するため中

心と基層内3点にカールソン型水圧計を埋設した。

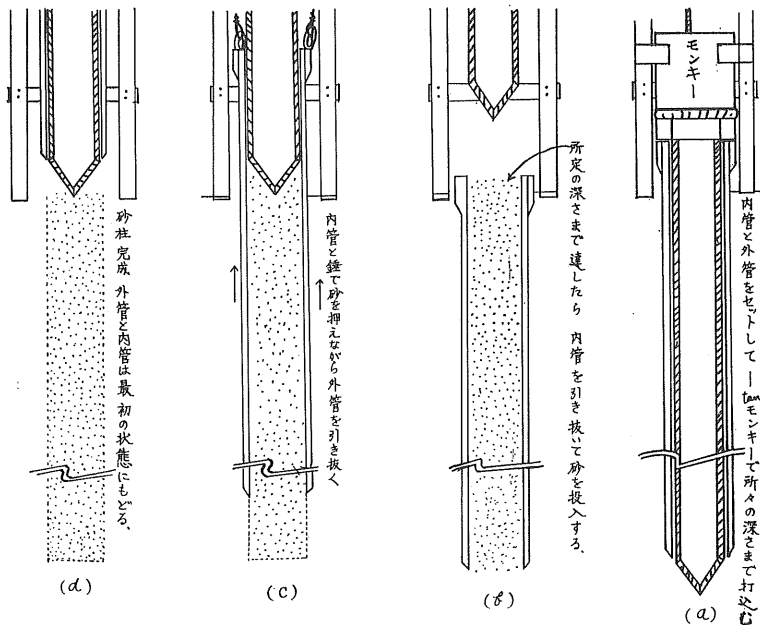
さらに砂柱の上と、砂柱をはずした素地盤にカールソン型土圧計を設置して、盛土荷重に対する基盤の反力を測定した。

これらの観測施設の設置例は図—4 のようである。

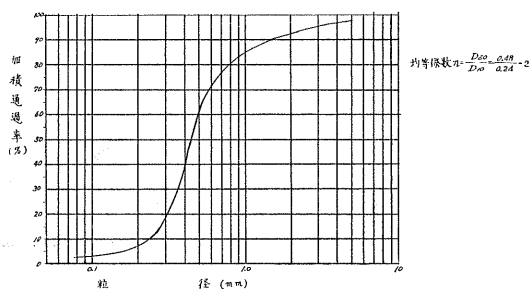
1-4 砂柱の打設要領

砂柱は径 30 cm で、対象深さを泥炭層約 5 m とし、正

図—5 砂柱打設要領



図—6 砂柱に使用した砂の粒度分布



三角形配列とした。

打設の要領は、図—5に示すように、先端を閉じた内管と、先端を開いた外管を(a)のようにセットして、同時に1

トンの錘で5 m打ち込み(b)、内管を引き抜いて砂を投げ入れて、(c)のように内管と錘で砂を押えながら外管を引き抜いて砂柱を作った(d)。砂柱に使用した砂は、敷砂と同じでその粒度分布は図—6 のようであり、荷重 0.7 kg/cm^2 における圧密透水試験機による透水係数は $4.5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ である。

2. 最終沈下量と砂柱の支持杭的效果

2-1 最終沈下量

3試験区から採取した試料について、圧密試験を行ない、その結果とそれから求めた最終沈下量の予想値は、表—1 のようである。

沈下量 δ と時間 t の関係が、次式(2)で与えられるとす

表—1 最終沈下量の計算

砂柱 1.5m 間隔区

層 別	深 さ m	層 厚 H cm	先 行 荷 重 P_0 kg/cm ²	増 加 荷 重 ΔP kg/cm ²	先 行 荷 重の 間隙比 e_0	圧 縮 指 数 C_c	体積圧縮 係 $\left(P_0 + \frac{\Delta P}{2}\right)$ m_v cm ² /kg	C σ 法 による 沈下量 cm	m_v 法 による 沈下量 cm	双曲線 法による 沈下 量 cm	38年5 月16日 測定値 cm	摘要
泥 炭	0~1.58	158	0.123	0.576	8.31	3.84	0.584	48.9	52.7	47.8	43	
泥炭交り粘土	1.58~2.32	74	0.154	0.562	3.19	1.13	0.274	13.3	11.4	13.8	13	
泥 炭	2.32~4.44	212	0.204	0.550	3.71	1.63	0.340	41.7	39.6	48.7	34	
泥炭交り粘土	4.44~4.81	37	0.298	0.540	1.85	0.61	0.145	3.7	2.9	0	0	
粘 土	4.81~									(13.7)	(11)	
計	0~4.81	481						107.6	106.6	110.3	90	

砂柱 3.0m 間隔区

層 別	深 さ m	層 厚 H cm	先 行 荷 重 P_0 kg/cm ²	増 加 荷 重 ΔP kg/cm ²	先 行 荷 重の 間隙比 e_0	圧 縮 指 数 C_c	体積圧縮 係 $\left(P_0 + \frac{\Delta P}{2}\right)$ m_v cm ² /kg	C σ 法 による 沈下量 cm	m_v 法 による 沈下量 cm	双曲線 法による 沈下 量 cm	38年5 月16日 測定値 cm	摘要
泥 炭	0~1.52	152	0.104	0.565	8.21	3.83	0.440	40.9	37.8	54.9	53	
泥炭交り粘土	1.52~2.45	93	0.182	0.560	2.69	1.61	0.217	16.9	11.3	15.2	11	
泥 炭	2.45~4.35	190	0.233	0.545	3.74	1.85	0.338	38.8	34.9	17.5	13	
泥炭交り粘土	4.35~4.55	20	0.323	0.532	2.54	1.01	0.160	2.4	1.7	14.4	10	
粘 土	4.55~									(9.0)	(12)	
計	0~4.55	455						97.0	85.7	102.0	67	

砂柱非施工区

層 別	深 さ m	層 厚 H cm	先 行 荷 重 P_0 kg/cm ²	増 加 荷 重 ΔP kg/cm ²	先 行 荷 重の 間隙比 e_0	圧 縮 指 数 C_c	体積圧縮 係 $\left(P_0 + \frac{\Delta P}{2}\right)$ m_v cm ² /kg	C σ 法 による 沈下量 cm	m_v 法 による 沈下量 cm	双曲線 法による 沈下 量 cm	38年5 月16日 測定値 cm	摘要
泥 炭	0~1.28	128	0.145	0.550	6.73	3.15	0.450	35.5	31.7	32.4	35	
泥炭交り粘土	1.28~2.42	114	0.250	0.547	2.30	0.90	0.278	15.7	17.3	19.7	14	
泥 炭	2.42~4.33	191	0.346	0.537	3.13	1.59	0.253	29.8	25.8	26.9	22	
泥炭交り粘土	4.33~4.88	75	0.475	0.517	2.82	1.38	0.215	6.4	6.1	0	0	
粘 土	4.88~									(13)	(10)	
計	0~4.88							87.4	80.9	82.0	71	

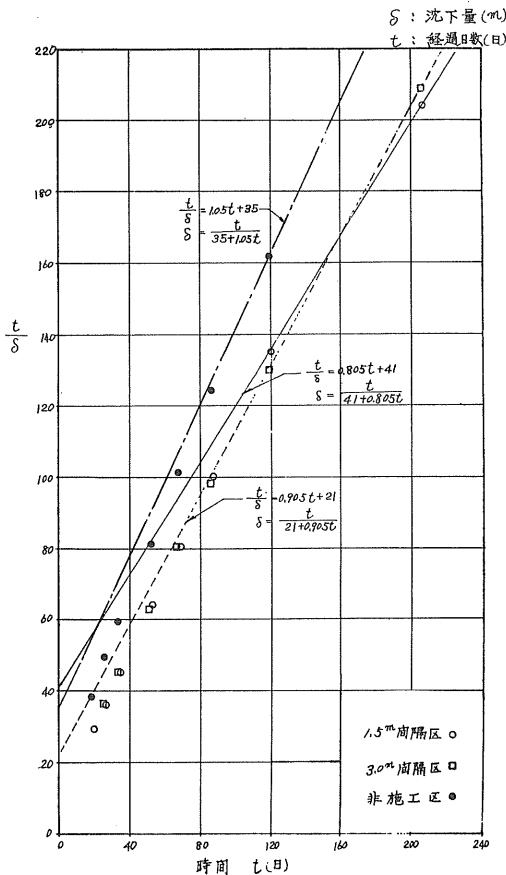
$$\delta = \frac{t}{a+bt} + c$$

れば、 t 時間における実測沈下量を δ として、 t/δ と t の関係は直線となり b がこの勾配で求められる。今回の調査について、 t と t/δ の関係を図示すると図—7にみられるような直線で結ばれ、

$$\delta_{t=\infty} = \frac{1}{b} + c \quad (\text{但し } c = 0)$$

によつて求めた最終沈下量 $\delta_{t=\infty}$ を表—1 に併記したが、砂柱 1.5m 間隔区と砂柱非施工区は、各層とも圧密試験からの推定値と合っている。なお 3.0m 間隔区の泥炭層では甚だ異なつた結果となつてゐるが、この原因について

図一7 沈下の双曲線状の推移

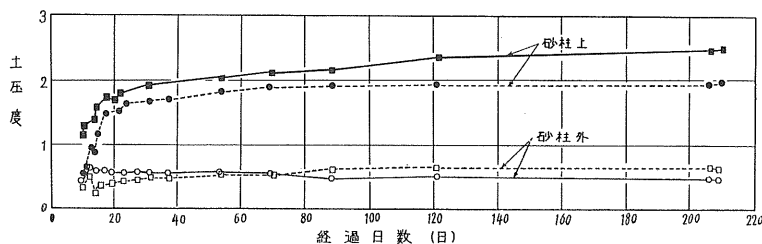


は目下検討中であるが、基層内沈下板の設置深さの錯誤も考えられる。

2-2 盛土に対する基盤の反力

土圧計による基盤反力の測定結果は、盛土荷重を1とし、土圧計測定値の比を土圧度としてその経過を図一8に示す。これによると砂柱上の土圧度は1.5m区、3.0m区ともに2.0~2.5であり、砂柱から離れた点では0.5にすぎない。砂柱非施工区ではほぼ盛土荷重と同じ基盤反力を示している。このように砂柱に盛土荷重が集中していると認められることは、砂柱が支持杭的な働きをしているものと推定される。

図一8—1 土圧の変化 砂柱 1.5m 間隔区



砂柱が支持杭的な働きをしているものとすれば、沈下量が小さくなることが考えられるのであるが、前節で述べたように最終沈下量が圧密試験結果から予想した値と変わらない。また砂柱上の沈下量と砂柱近傍の基盤の沈下量がほぼ同じ値を示している。

砂柱に用いた砂の圧密機試験によると、荷重強度が 0.7 kg/cm^2 では極く緩く詰めた試料の状態からの圧縮率が5%である。

このことは砂柱の沈下を砂柱の圧縮量と考えるには大き過ぎ、砂柱が5m以下の粘土層にめり込んでいつたか、あるいは砂柱が途中で折れているかの原因が考えられる。しかし今のところでは観測施設がないため確認できない。

3. 沈下の進みかたと間隙水圧

3-1 圧密度の時間経過

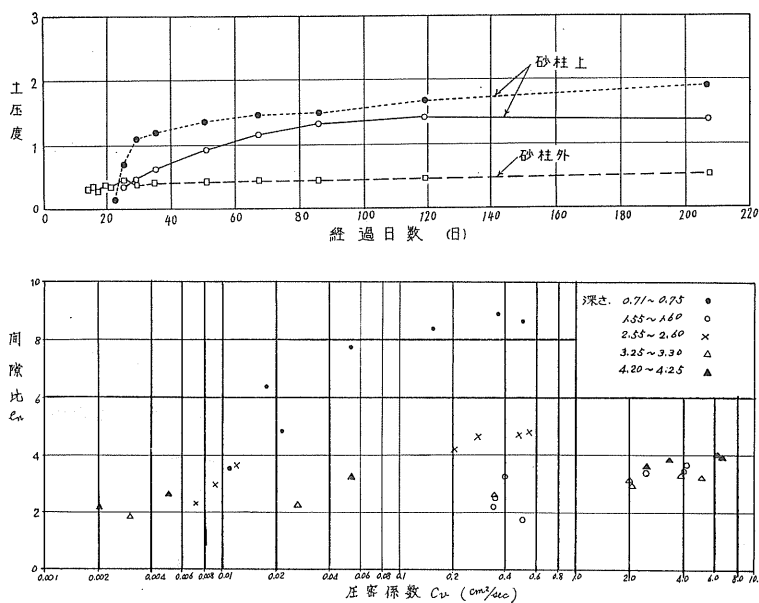
経過時間に対する圧縮沈下量は、通常の粘土では圧密係数 (C_v) によって推定できる。しかし泥炭性土では、一次圧密と二次圧密現象のあつかいかに疑問があり、圧密係数 (C_v) を求めることができないので、今回の試験について沈下の進みかたを理論的に取り扱うことは困難である。したがって三試験区の観測値を比較することによって検討を加える。表一1にみられるように圧密常数がそれぞれの試験区で異なっており、同じ基盤条件といえないので沈下量についてよりも圧密度の進みかたについて比較するのが適当である。表一1に示した双曲線式から推定した最終沈下量を100%として、各観測時の沈下量の比を圧密度として図示すると図一9のようになる。これによると砂柱間隔を1.5m、3.0mとして砂柱を設けた場合とサンドドレーン非施工の間にはかなりずしも有意差があると認められないようであり、泥炭性土に対して沈下を促進させるためのサンドドレーン工法については、今後の重要な研究課題であると考えられる。

3-2 間隙水圧の時間経過

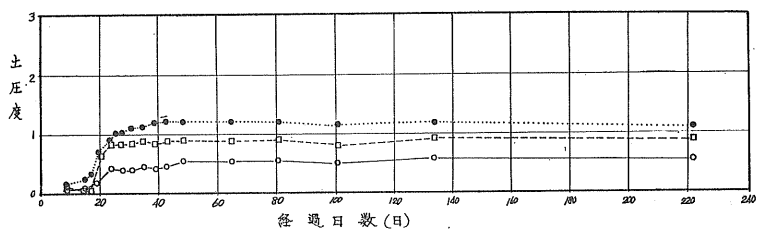
圧密理論によると、瞬間載荷時では載荷重 (P_0) と等しい間隙水圧が発生し、任意時刻の間隙水圧を u とすると $\frac{P_0 - u}{P_0} \times 100$ は圧密度 (%) になる。

この調査では、盛土荷重に対する観測した間隙水圧の比と、前節で述べた圧密度を対比すると図一10のようにな

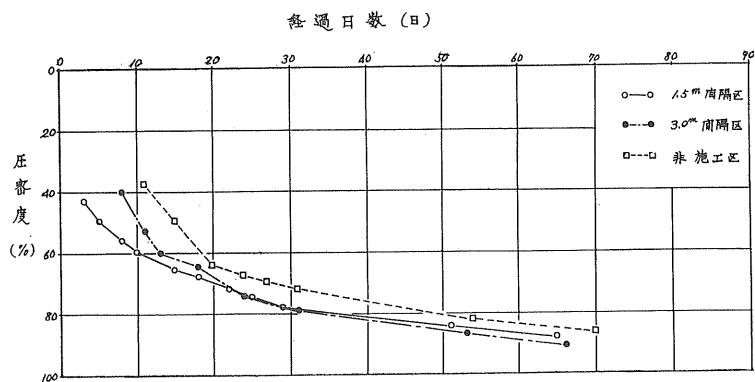
図—8—2 土圧の変化 砂柱 3.0m 間隔区



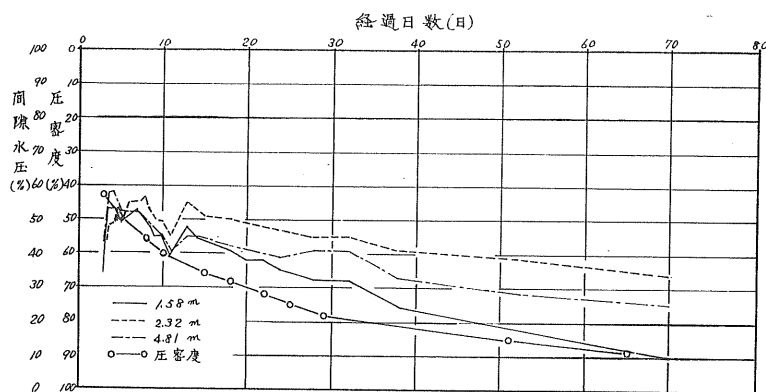
図—8—3 土圧の変化 砂柱非施工区



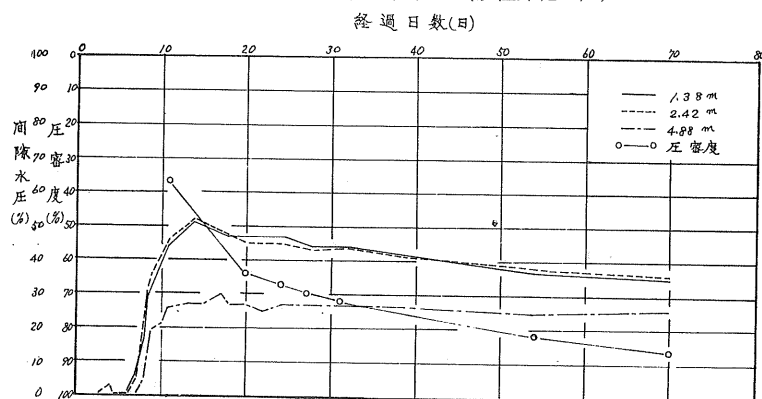
図—9 圧密度の経過



図—10—1 間隙水圧の変化 (砂柱 1.5m 間隔区)



図—10—2 間隙水圧の変化 (砂柱非施工区)



り、三試験区とも両者の関係は圧密理論と一致しない。このことについては水压計の精度、埋設方法、砂柱が存在した場合の平均主応力の分布などを考慮しなければならないが、泥炭性土における圧密の機構の問題についても検討を要するものと考えられる。

3-3 透水係数と圧密係数

前述したように泥炭では圧密試験によつて圧密係数を求めることができないので、透水係数を実測することによつて圧密係数の推定を試みた。

この調査地点の試料の圧密試験の過程で、24時間載荷後の試料の状態について変水位法による透水試験を行ない、透水係数 (k) と体積圧縮係数 (m_v) から

$$C_v = k/m_v$$

によつて圧密係数 (C_v) を推定した。 C_v および k と間隙比 (e) の関係を図—11に示したが、間隙比の変化に対して C_v および k が著しく変わるようであり、このことは泥炭のように基盤の圧縮沈下量の大きな土質では圧縮沈下していく過程で C_v , k が大きく変わっていくことを示すもの

図—11—1 間隙比と圧密係数

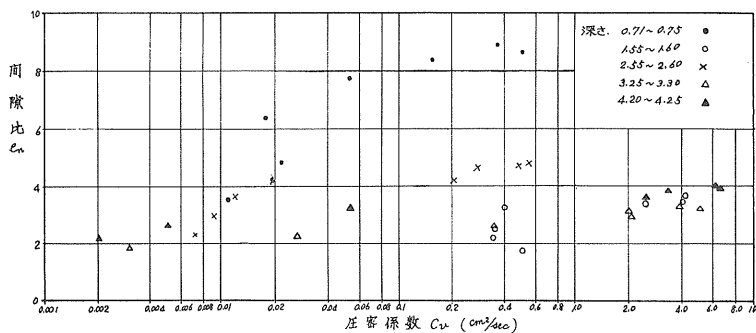
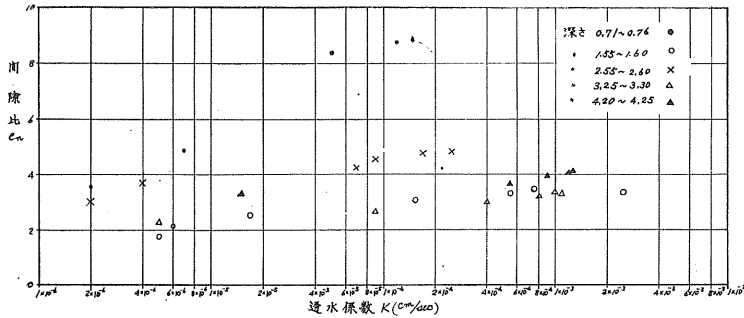


図-11-2 間隙比と透水係数



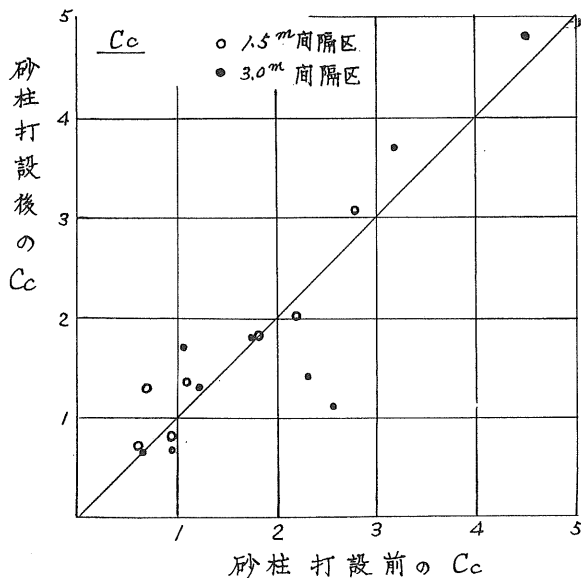
である。したがって泥炭性基盤について沈下の推移を考える場合に圧密係数の求めかたについても問題があるが、沈下にもなつて圧密係数が変わっていくことについても検討しなければならないものとする。

4. 砂柱の打設による基盤状態の変化

4-1 強 度

基盤中に径 30 cm の砂柱を 1.5m 間隔で打設した場合、地盤に高さ方向の変化がなければ 3.5% 圧縮される計算になる。過去のわれわれの調査の結果によるとこの程度の圧縮があれば貫入指数で $0.3 \sim 0.4 \text{ kg/cm}^2$ の強度増加が期待できる⁷⁾。今回の調査で砂柱打設の前後に強度調査を行なつたのであるが、明らかな強度増加は認められない。この問題については砂柱打設による基盤土層の乱れの影響も考えられ、また砂柱打設前後の強度調査を同じ点でできないことあるいは打設前の調査個数が足りなかつたことなどから数値的に取り扱うには難点があり、今後検討を加えていきたい。

図-12-1 砂柱打設前後の C_c の比較



4-2 圧 密 性

砂柱打設の前後にはほぼ同じ位置で乱さない試料を採取し、体積圧縮係数、先行荷重、圧縮指数、間隙比の比較を行なつた結果が図-12である。この図で点がほぼ 45° の線に集まっていることは、砂柱打設の前と後では圧密常数が

図-12-2 砂柱打設前後の m_v の比較

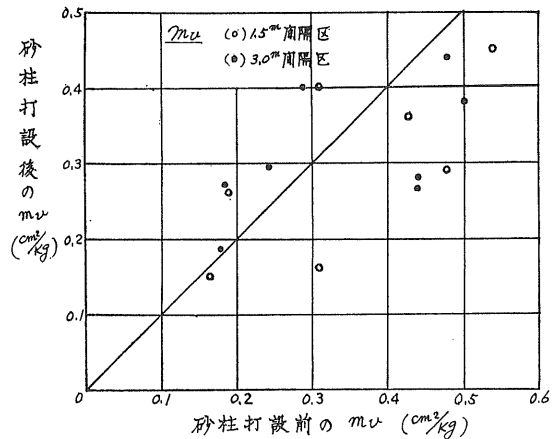
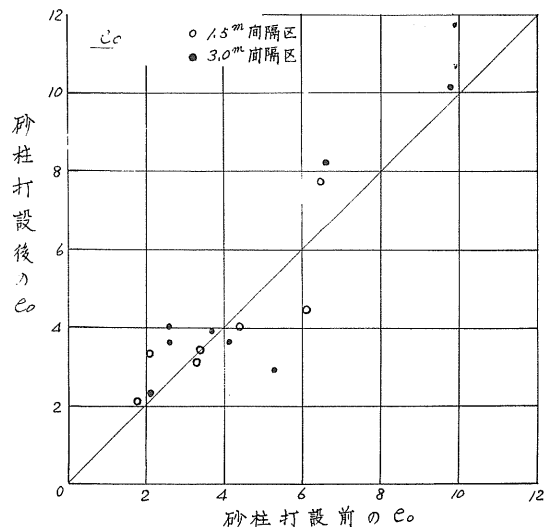


図-12-3 砂柱打設前後の e_0 の比較



変わっていないものと考えることができる。

む す び

本文は、工事着手前から盛土終了後約半年に至るまでの調査試験の概報であり、現在まだ基盤の状態が変化しているので、結論を述べるには今後の調査あるいはサンドドレーンに対する室内実験の結果を待つのが妥当であろう。ただ現在までの経過をまとめるとおおむね次のことがわらうかがわれる。

1. 基盤の圧縮沈下の速さは、砂柱の間隔を変えたもの2種も、砂柱を施工しない場合もあり差がないようである。これは砂の透水係数が圧縮されない泥炭の数倍（ともに 10^{-3}cm/sec ）のオーダー程度であるために粘土地盤とは異なるものと考えられる。このことは泥炭性土に対して適当な間隔に砂柱を打ち、間隙水の逃げ道をつくって沈下を促進させることに大きな効果が期待できないものと考えられる。

また泥炭性土の圧密現象については今後更に検討を加えなければならない。

2. 打設した基盤の砂柱に、応力の集中が推定されることから砂柱が支持杭的な働きをしていることが考えられる。しかし砂柱上の沈下と砂柱外の沈下に差がみられずあるいは圧密試験から求めた最終沈下量と実測の沈下量が変わらないことは、砂柱の圧縮あるいは砂柱の破壊が考えられる。また砂柱の打設による基盤状態の変化の問題に対して

も砂柱の砂を密にした場合の試験による検討が望ましい。

3. 砂柱を打設することによつて、基盤は圧密性にも強度にも影響を受けないようである。しかし強度について巨視的にみた場合には、砂柱自身の部分では強度が大きいことから、地盤全体として強化されると考えられそうである。

終りに本調査試験に当つて、種々ご教示頂いた北海道開発局土木試験所 宮川第一研究部長、同河野土質研究室長、ならびに工事施工に際して御尽力頂いた札幌開発建設部道路第二課の方々に深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- (1) 石井 靖丸；軟弱地盤工法
- (2) 土質研究室；泥炭地における河川築堤の土質工学的調査研究，建設省直轄技術研究会第9回～第11回
- (3) 松本幸光，成田健一；泥炭性軟弱地における道路盛土基盤の圧縮沈下と強度増加について；北海道開発局技術研究発表会第6回
- (4) 宮川 勇，北川光雄，佐々木晴美，松本幸光，佐田頼光；泥炭性軟弱地における道路盛土の安定と沈下について（第1報～第5報）；北海道開発局土木試験所

北海道開発局土木試験所土質研究室 主任研究員 河合 裕志
佐田 頼充
野並 光昭
札幌開発建設部対雁道路改良事業所長 近間 昭夫

蛇紋岩風化地帯の地すべりについて

北海道大学 真井 耕 象

北海道大学 四方 哲 雄

北海道ボーリング
工業株式会社 若 松 幹 男

ま え が き

北海道の中央南北山脈に沿って蛇紋岩地帯が広く分布している。図一はその分布を示す。蛇紋岩はそれ自体かなり強固な岩であるが、蛇紋岩の分布する地域は地質的な断層作用や動的変成作用（側圧）を受け、岩がもめて軟弱な蛇紋岩風化地帯を構成する場合が多い。

この蛇紋岩風化地帯では、土木工事中に地質的な潜在圧

力や吸水膨脹などによつて、異常な土圧分布を示し、のり面の張り出しや滑動を起して崩壊することがしばしば見られる。そのうえ、蛇紋岩は水成岩と異なつて成層分布をなしておらず、塊状に、かつ地中深くまで、分布しているため、ダム・サイトやトンネル工事中の被害も、それにとりなつて地中深くまで影響されることも少くない。

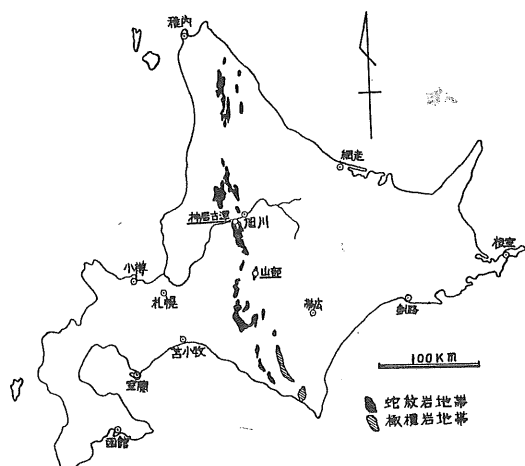
本文では、蛇紋岩風化地帯に発生した地すべり災害例として、山部村の2石綿鉱山における相当大規模な地すべりと、1級国道12号線神居古潭附近の道路改良工事中における地すべりについて調査し、蛇紋岩風化地帯の地すべりの様相や特質について検討した。さらに、これらの風化蛇紋岩の土質的特性についても詳細に究明したものである。

1. 野沢石綿鉱山のずり・たい積場の地すべり

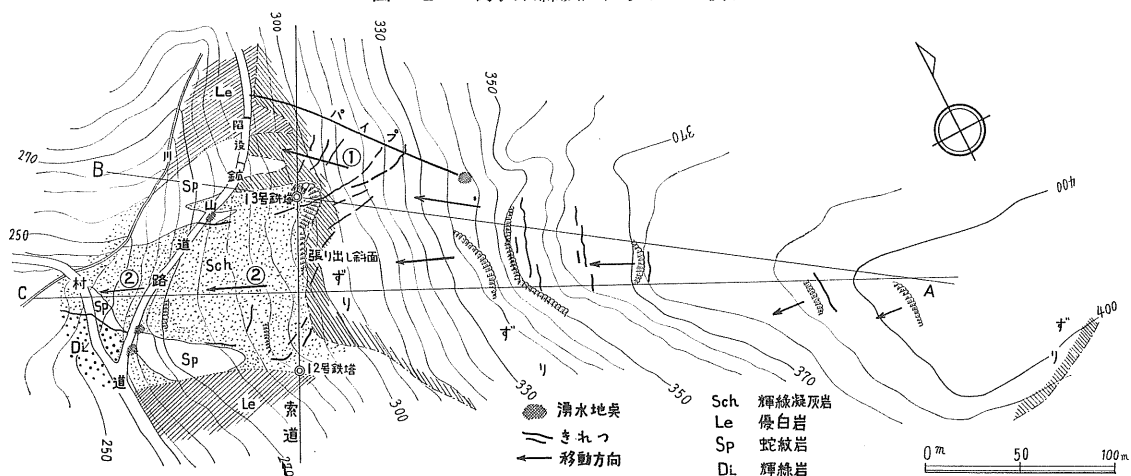
1) 地すべり経過

図一2は野沢石綿鉱山で発生した地すべり地域の平面図である。そのずり山と索道は同鉱山の開設（昭和16年）以来使用されているが、この区間では、始めの10年間はほとんどその変化が認められなかつた。その後この区間の上部斜面におけるずり・たい積土が増すにつれて、ずり山ののりじりがしだいに滑動し始め、下方の索道に近づいてきた。32～33年頃には、索道附近の地表面に大小のきれつが発生し、緩慢な地すべり移動を示すようになった。その後

図一1 北海道における蛇紋岩地帯の分布図



図一2 野沢石綿鉱山、ずり・たい積場



移動は徐々に速度を増して、35～37年にかけて地すべり範囲はますます拡大し、ついに索道附近の斜面ははなはだしく盛り上がり、索道のゴンドラにつかえるまでになり、また、索道下方の鉱山道路も危険な状態になってきた。

これがため、28年以來、12号、13号の索道用鉄塔の基礎が移動あるいは、崩壊を起したので移設のやむなきにいたつたが、移設後もふたたび危険になつてきたので、今後これらの鉄塔をいかに維持管理して行くかが、重要かつ緊張な問題になつてきている。上記12号、13号鉄塔移設の経過をいまだ詳細に記述すると、まず、12号鉄塔は34年9月に地すべり地帯をさけて10m移したので、この鉄塔はその後被害を受けなくなつた。

つぎに、13号鉄塔は地すべり地帯のほぼ中央にあるため、もつとも大きな被害を受けた。すなわち始めの鉄塔基礎の崩壊によつて25m移したが、33年8月、ふたたび崩壊

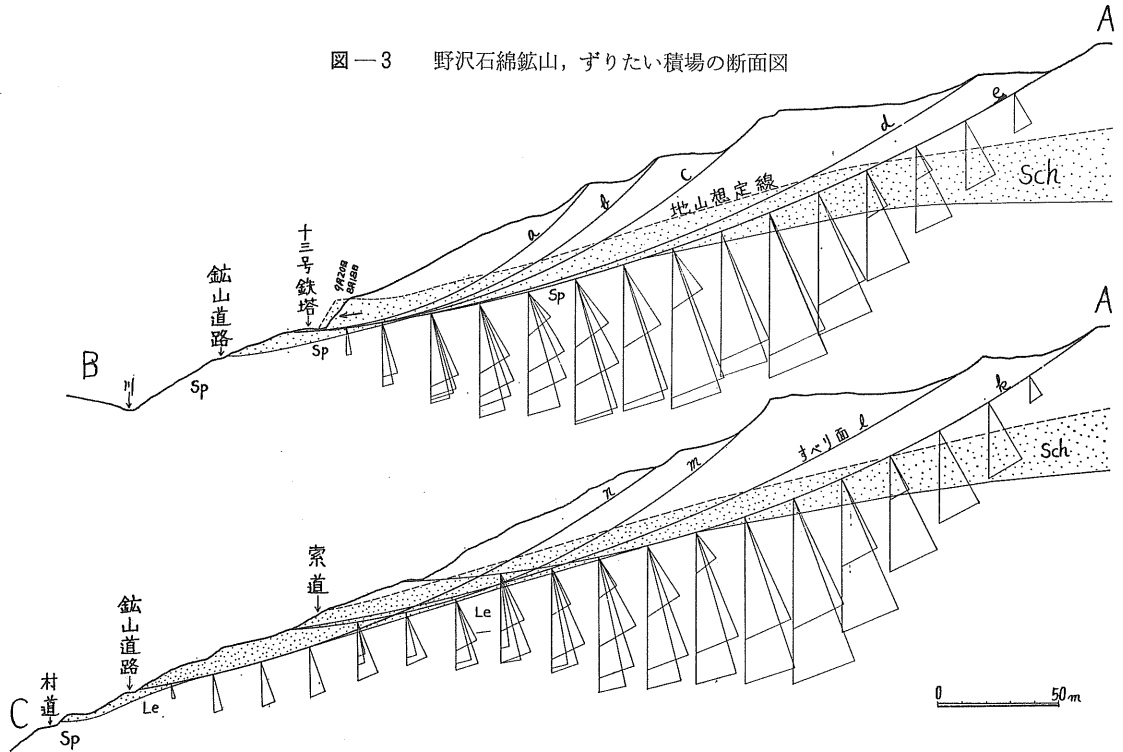
にあつて、10mもどし、現在の位置とした。しかるに、その後斜面の急速な張り出しにより、またまたその鉄塔の脚柱を圧迫するようになってきた。そこでいつた斜面を排土して、鉄塔より10mに広げたが、その翌年には早くもこの間隔もなくなつて、ふたたび鉄塔を強圧するにいたつている。なお、12号～13号鉄塔間の斜面はもつとも大きく隆起して、索道のゴンドラが地面に接触するようになってたので、隆起する斜面をひんぱんに排土している現状である。

また、最近では索道の下方を通る鉱山道路にきれつや、陥没を発生しており、地すべり地帯がしだいに、さらに遠く下方の村道をこえて広がつて行くのが認められる。

2) 土質および地質的な考察

ずり山ののりじりは図—2に示すように索道附近まで広がつて、ずりのたい積厚さも、図—3のごとく厚いところで30mに達している。この地域の地形は傾斜角約23°の広

図—3 野沢石綿鉱山、ずりたい積場の断面図



い斜面で、長さ500m 幅150mにおよぶ単斜面である。

地質は先白亜紀層の輝緑凝灰岩と火成岩類の蛇紋岩、および優白岩から構成されている。輝緑凝灰岩は火成岩の上部にかぶり、岩質は角ばつた塊状に細かく砕けやすいもので、その1部は土壌化して表土を形成している。これらの表土はれき分に富んだ砂質ロームである。蛇紋岩と優白岩は輝緑凝灰岩の下に分布しているが、前者は粘土化した軟弱なものであり、表土附近に見られるものはむしろ粘着性の少ない砂質ロームである。後者はつねに堅硬な状態になつており、地表面に近いところでも風化しない白色の硬い

岩をなしている。

ずりは各ベンチからトロで鉱区より搬出され、この斜面の上部附近から中腹にかけてまき出されている。本鉱山産出の石綿鉱石は蛇紋岩を母岩として、露天掘りされている。したがつて、これらのずりは表土や輝緑凝灰岩などの土かぶりおよび蛇紋岩の掘削土よりなつており、長期間にわたつて逐次粉砕されて、粘土化しているのである。

湧水地点は図—2に示している。斜面の中腹には水量の多い地点があり、内径4cmのパイプをつかつて、鉱山道路下まで排水している。13号鉄塔附近と鉱山道路わきに

は、輝緑凝灰岩と風化蛇紋岩の間から湧水しているが、その水量は少ない。

きれつ群は図—2に示すように、ずり山ののり肩のところと中腹以下13号鉄塔にかけて分布している。その他には最近生じた主なものとして、12号鉄塔附近より下方の村道を越えて沢にのびる大きなきれつがある。また、13号鉄塔下方の鉱山道路は、10mにわたって陥没し、くいちがいが出てきている。

以上のことから、本地すべりを起した直接の主原因は、過度のずりたい積にあると考えられるが、各所の湧水が地層の境い目にあること、全体の滑動状態などから総合的に判断すると、そのすべり面の位置は輝緑凝灰岩の下部、あるいは火成岩との接触面附近にあると推定される。すなわち、輝緑凝灰岩は多くの場合、細かく破碎されていて地下水を透しやすく、その下層の火成岩、とくに蛇紋岩は不透水性のために滞水層を形成し、その附近の風化を促進する状態にあるからである。このことは現在の13号鉄塔の基礎が、火成岩上にあるため附近一帯が活ばつて滑動しているにもかかわらず、微動をもしていないことから確認される。

表—1 野沢石綿鉱山、地すべり地域の土質試験結果表

試料	粒 度 分 析					含水比 ω	比重 G_s	単位重量 γ_t	アツターベルグ限界			セ ン 断 度 c.	ϕ
	レキ	砂	シルト	粘土	土 質 名				L.L.	P.L.	P.I.		
風化輝緑凝灰岩のズリ	% 2	% 60	% 36	% 2	砂質ローム	29.0	2.703	t/m ³ 1.63	% 62.2	% 48.5	% 13.7	t/m ² 0.5	14.6
風化蛇紋岩のズリ	4	64	28	4	砂質ローム	42.5	2.621	1.69	57.0	44.1	12.9	0.9	20.8
風化輝緑凝灰岩	46	33	14	7	レキ交り砂質ローム	24.9	2.713	1.83	52.3	27.5	24.8	2.4	15.5
風化蛇紋岩	4	70	20	6	砂質ローム	21.6	2.609	1.55	46.2	42.3	3.9	1.4	35.8

輝緑凝灰岩系の土のせん断強度をくらべると、粘着力cは大体同じであるが、内部摩擦角 ϕ は蛇紋岩系の土が一般に大きな値になっている。なお、蛇紋岩風化土の土質的特性の詳細については後述する。

この地すべりの安定性に関する解析は図—2のA—B断面、A—C断面について行なつた。いずれの断面においても、2)で述べたように、そのすべり面を輝緑凝灰岩層と火成岩の間を通るような円形と仮定して、図—3のように想定した。A—B断面では、13号鉄塔基礎をすべり面の下限とするa, b, c, d, eの5つのすべり面を考え、A—C断面では、ずり山の中腹附近、索道下の張り出し斜面、および鉱山道路を各下限とするk, l, m, nの4つのすべり面を設定した。また、これらの断面についての安定解析には、地山、ずり山とも土の単位重量 γ_t を1.8 t/m³とし、地震および間げき水圧を無視して算定した。

計算結果から各すべり面の粘着力c、摩擦角 ϕ の関係を求めると図—4の限界曲線が得られる。表—1の土質試験結果を図—4にプロットすると、地すべりを起しやすい土質条件がわかる。すなわち、図—4の限界曲線におい

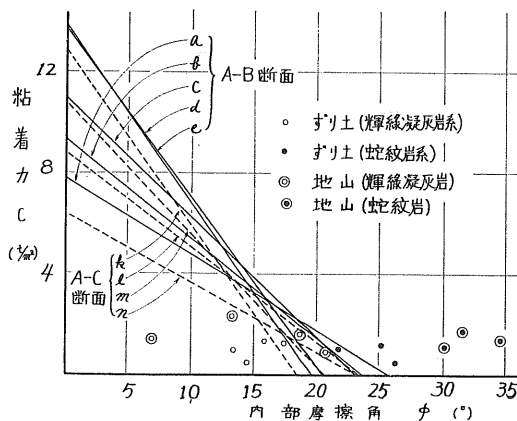
る。

地すべり速度は始め非常に緩慢であつたが、ほぼ10年を経過した最近では、加加速度的に活ばつてつて、クリーブ破壊のような経過をたどつている。地すべりの主方向は、図—2に示すように13号鉄塔附近で①および②方向に分れている。これは13号鉄塔から下方の鉱山道路にかけて、輝緑凝灰岩層のかぶりがなくなつて、不動の火成岩が露出しているからである。①方向の滑動は輝緑凝灰岩層のかぶりが薄くて、ずりたい積が多く、かつ下方が急斜面になっているために、その移動速度は早く、図—2のような大きなきれつ群をつくつてい。②方向の滑動は輝緑凝灰岩層のかぶりが厚く、下方の村道まで分布しているので、これらのかぶりは上方からの圧力を受けて、あるいは隆起し、あるいはきれつを生じて波状に、そして比較的緩慢に滑動しながら下方へ広がっている。

3) 斜面の安定性についての検討

この地すべり地域に分布する代表的な土質と考えられる輝緑凝灰岩と蛇紋岩の風化した地山の土およびずりを採取した。これらの土質試験結果を表—1に示す。蛇紋岩系と

図—4 野沢石綿鉱山ずりたい積場の限界曲線



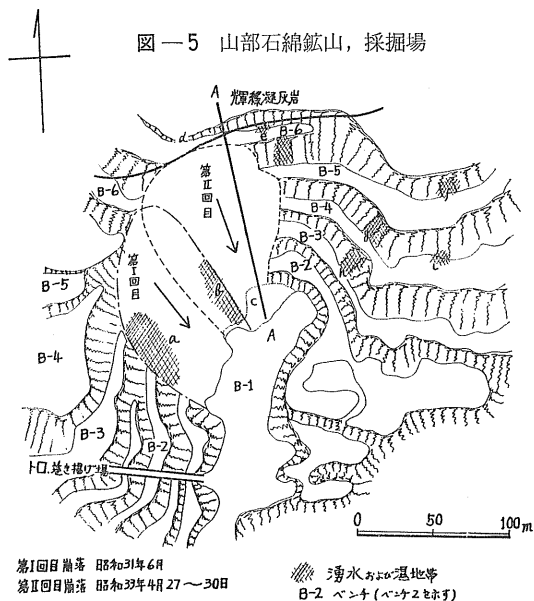
て、プロットした試験値が曲線の外側(c, ϕ が曲線より大きい部分)にあるものは滑動しない土質であり、内側(c, ϕ が曲線より小さい部分)のものは滑動する土質であることを示す。したがつて、すべり面に風化蛇紋岩が一緒に存在するときには、滑動の危険性は少ないが、輝緑凝

灰岩が粘土化してすべり面に一様に分布すると、地すべりを起しやすくなる。この場合は前項の2)で指摘したように、地すべりは輝緑凝灰岩層で蛇紋岩との境目付近で発生し、そして蛇紋岩の上面ですべっていると考えるのが妥当のようである。今後、地すべりが発展して行く方向は、輝緑凝灰岩層の厚い②方向が主となり、村道に向かって拡大して行くものと考えられる。この地すべりの進展によって、13号鉄塔附近の滑動速度はさらに増大して、いよいよ危険になってくるであろうと考えられる。

2. 山部石綿鉱山の採掘場の地すべり

1) 地すべり経過

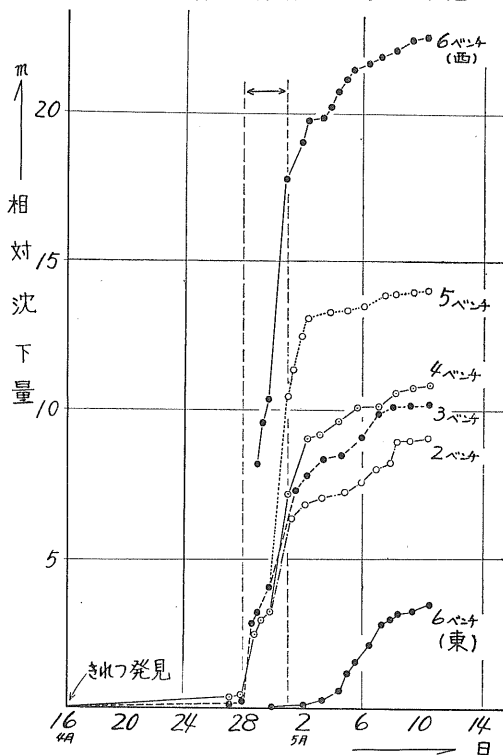
野沢石綿鉱山の東側に位置する山部石綿鉱山も、6段のベンチを設けて大規模の露天掘をしているが、31年6月図一5に示す(I)部分が第1回目の大きな地すべり崩落を起した。図一5の(I)部分の下部にあたる㊸地点は従来湧水が多くて、常にじめじめした湿地帯をなしていた。その後の地すべりにおいても依然として湿地帯を形成している。第1回目の地すべり後に㊸附近が湧水し始め、降雨や



雪融のため水量を増す傾向にあつた。崩落した(I)部分の㊸附近には比較的良好な鉱石が出るために、1ベンチ(最下段)の崩落土先を排土しながら鉱石を採掘していた。この採掘が進むにつれて崩落土は徐々に滑動していたが、しだいに安定して32年8月頃からは殆んど停止した状態になつていた。

しかるに、山の積雪が殆んど融解した33年4月16日採掘面の最上部㊸附近の地肌や6ベンチ(最上段)に数本のきれつが発見された。そのきれつ群はその後わずかに拡大する程度でほとんど進展しなかつたが、4月27日きれつ群は

図一6 山部石綿鉱山採掘場の地すべり経過



にわかに活動を始め、大きなくいを生じ、同時に1ベンチの㊸部分は少し盤膨れを起してきた。ついに4月28日、午後の豪雨とともに図一5の(II)部分が第2回目の地すべり崩落を開始した。図一6にその際の各ベンチにおける移動状態を示している。4月29日、一時勢がおとろえたかに見えたが、30日さらに大きく滑動して崩落した。その後は引続き滑動しながらしだいに緩慢となり、5月半ばになつてもなお全くは停止していなかつた。

2) 土質および地質的考察

この地域の地質は輝緑凝灰岩層と蛇紋岩である。輝緑凝灰岩層の分布は少ないが、6ベンチの㊸附近に西20°の傾斜で蛇紋岩をかぶっている。輝緑凝灰岩は常に割目の多い3～10cmの小塊群である。

採掘場の大部分を占める蛇紋岩は、小さいものでは径5cmから大きなものでは径2mにおよぶ硬い球状の岩塊と、それを取り巻いて王ねぎ状にはく離する軟弱な粘土化部分からなっている。粘土化した部分にも、岩塊のふちにも、滑石が縞状になつていてすべすべしている。その岩塊と粘土化の部分の割合は1:1、あるいは2:1である。

図一5の㊸、㊹地点は輝緑凝灰岩層の下部から流れ出した湧水によつて湿地帯ができています。その他㊺、㊻、㊼、㊽にも湿地帯があるが、これらは㊸、㊹にくらべて小規模なものである。

この地すべりは明らかに蛇紋岩内で起つた崩落である。

(Ⅰ), (Ⅱ)回の崩落とも輝緑凝灰岩の下部より流れ出した湧水のため、風化蛇紋岩が吸水膨脹して上部ベンチから逐次下部ベンチへ軟化していつて、ついに崩落を起したのである。輝緑凝灰岩が西側に落ちて蛇紋岩と接しているの
で、地下水は西落ちに西側へ移動して、(Ⅰ)回目の崩落の西側④点と、(Ⅱ)回目の崩落の西側⑤点に、大きな湿地帯を作つたものと考えられる。すなわち、この地すべりの地

域にある輝緑凝灰岩と蛇紋岩の境界面は地下水の供給滞水層の役目をなしていたわけである。

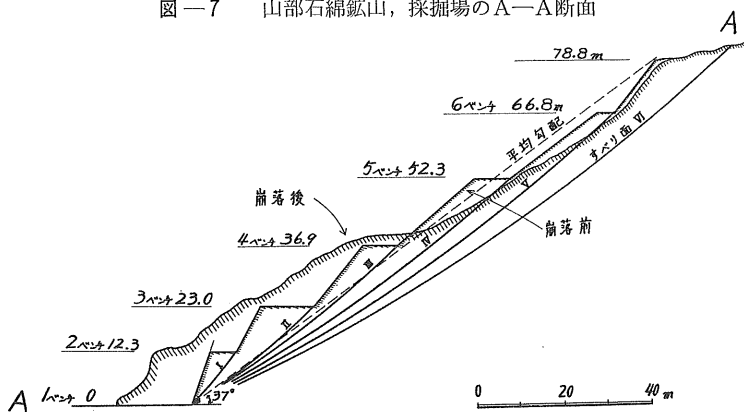
3) 斜面の安定性についての検討

崩落地すべり地帯の試料として、湿つているところ、軟弱化したところ、やや乾燥した普通のところからそれぞれ風化蛇紋岩を採取し、試験成果を表—2に示した。粘土化蛇紋岩と言つても、粘土構成から見ると大部分は砂であ

表—2 山部石綿鉱山、地すべり地域の土質試験結果表

風化蛇紋岩の状態	粒 度 分 析					含水比 ω	比重 G_s	単位重量 γ_t	アツターベルグ 限 界			セ ン 断 度	
	レキ	砂	シルト	粘土	土 質 名				L.L.	P.L.	P.I.	c.	ϕ
きわめて軟化	2	86	9	3	砂	18.2	2.606	1.75	66.9	39.3	27.6	1.2	32.0
湿 潤	15	52	28	5	レキ交り砂	13.2	2.612	1.79	63.6	38.3	25.3	1.6	40.1
少 し 湿 潤	9	78	9	4	レキ交り砂	15.6	2.619	1.86	57.3	33.9	23.4	2.5	38.4
比 較 的 乾 燥	8	79	10	3	レキ交り砂	9.3	2.608	1.98	64.3	48.6	15.7	2.0	48.5
比 較 的 乾 燥	11	77	8	4	レキ交り砂	9.5	2.613	2.07	58.5	45.3	13.2	2.8	49.0

図—7 山部石綿鉱山、採掘場のA—A断面



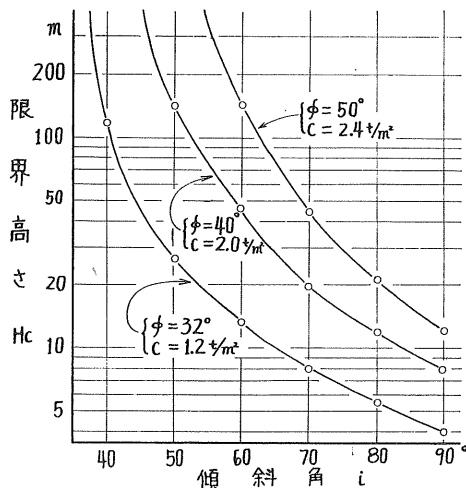
り、したがつて、その内部摩擦角 ϕ は比較的大きな値を示している。

すべり面を平面としたときの単一斜面（平均傾斜角 37° 、高さ78.8m）に対する限界高さを求めるために、図—5および7のA—A断面について吟味した。A—A断面は第2回目地すべりのもので、地すべり前後の変状を示している。土の内部摩擦角を ϕ 、粘着力を c 、単位重量を γ_t としたときの傾斜角に対する安定係数 N_s 、および限界高さ H_c は次式のようになる。

$$N_s = \frac{2 \cdot \sin i \cos \phi}{\sin^2 \left(\frac{i - \phi}{2} \right)}, \quad H_c = \frac{c}{\gamma_t} N_s$$

この式において γ_t を蛇紋岩の粘土化した部分で 1.95 t/m^3 、岩塊で 2.40 t/m^3 とし、両者の割合が $1:1$ のときで 2.16 t/m^3 として、 H_c を求めてその結果を図—8に表わした。これによるとA—A断面の各ベンチの傾斜角、あるいは平均傾斜角に対する H_c はいずれの現在高よりも

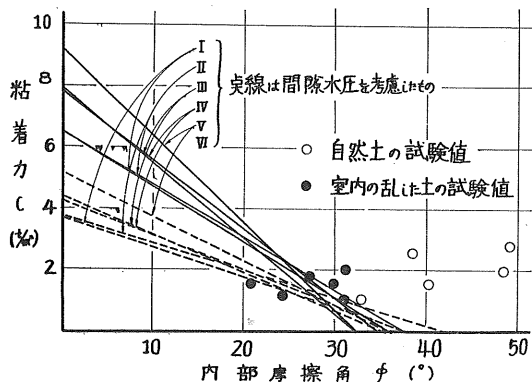
図—8 山部石綿鉱山、採掘場の限界高土と傾斜角の関係



大きいからA—A断面は土質的には安定であることになる。

つぎにA—A断面を円形すべり面として解析したのが図一7である。ベンチごとにすべり面の上限をとつて、I～VIのすべり面を仮定した。それぞれのすべり面について地震の影響を無視し、間隙水圧の影響を入れた場合と入れない場合について図一9の安定限界曲線を求めた。この限界

図一9 山部石綿鉱山、採掘場の安定限界曲線



曲線にせん断試験結果をプロットして見ると、間隙水圧を考えない場合は比較的乾燥したものはもちろん、かなり湿っているものも地すべりを起さないことになる。充分軟化したものは限界曲線に近づき不安定となり、実験室で加水して行なつた試験結果も危険側に出ている。もし浸潤線を地表面近くにとつて間隙水圧の影響を算入すると、地山は明らかに崩落することになる。

したがつて、この対策としては地下水供給源である6ペ

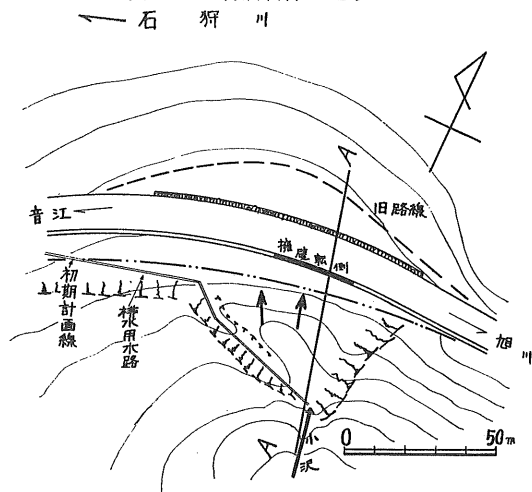
ンチ以上の輝緑凝灰岩層を取り除いて、採掘場内に多量の湧水が流下しないよう処置すると同時に上部の重圧を軽減することが必要であつた。その後上部の輝緑凝灰岩層はすべてはく土され、地表水は採掘場外に排水されて初めて安全に操業されるにいたつている。

3. 神居古潭の道路改良工事にともなう地すべり

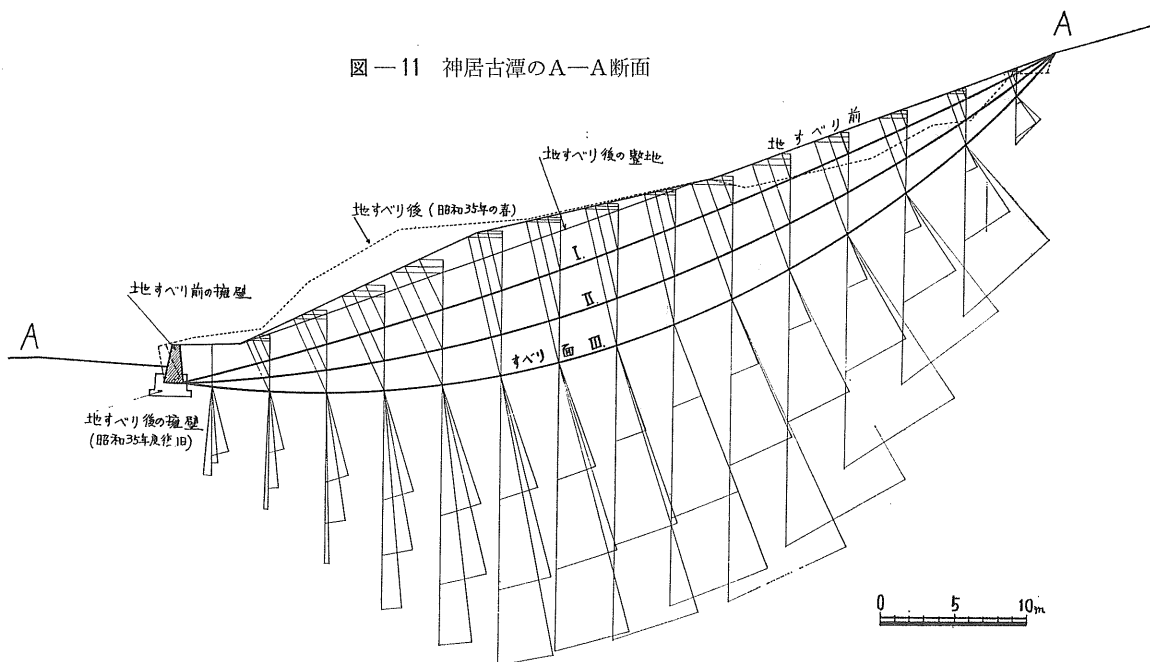
1) 地すべり経過

昭和33～35年度にかけて1級国道12号線の神居古潭附近で石狩川に沿う山すそを掘削して道路の改良工事が行なわれた。当初の計画線は図一10に示すものであつたが、施工間もなく山側の切り取り斜面が張り出して施工困難になつ

図一10 神居古潭の地すべり



図一11 神居古潭のA—A断面



てきたので、路線を川寄りに後退させた。そこで、図—11に示すように、張り出した切り取り斜面をブルドーザーで排土して緩斜面に整地した後、のり留擁壁が施工された。しかるに、その擁壁も翌年春の融雪期に長さ約20mにわたって押し倒された。そこで昭和35年度の災害復旧工事としてまずこののり留擁壁を全面的に大型化し、そして斜面をより緩かにし、さらに排水路を設備して地すべり防止の対策が講ぜられた。

2) 土質および地質的考察

この地すべり地域は非常に粘土化の進んだ黒白色の蛇紋岩地帯である。特に、山部地区の鉱山で見たような玉ねぎ状の蛇紋岩塊でなく、全体的に粘土化したものであった。図—11に示すA—A断面の上部山手側に小さな沢があつ

て、35年春の災害までは沢水が切り取り斜面に向かつて流下していた。その沢水が斜面下の擁壁にせき止められて、斜面の泥流化が促進され地すべりを起したのである。この地すべりは前記の2つの例よりもかなり小規模で、風化蛇紋岩内で起っているが泥流化の最も進んだ例である。また、山部鉱山の地すべりが平均勾配 37° の急斜面（場所により 60° 位の所もある。）で急速にすべり落ちているのに対して、ここでは緩斜面で比較的ゆつくりすべっていることが相違している。

3) 斜面の安定性についての検討

泥流化した地山の土について土質試験をした結果を表—3に示している。この土は前の2つの地すべり地域のせん断強度よりも、小さな値を示している。土の物理的性質は

表—3 神居古潭、地すべりの土質試験結果表

風化蛇紋岩の 状 態	粒 度 分 析					含水比 比重		単位 体積 重量 γ_t	アッターペルグ 限 界			セ ン 断 度	
	レキ	砂	シルト	粘土	土 質 名	ω	Gs		L.L.	P.L.	P.I.	c.	ϕ
	%	%	%	%		%		t/m ³	%	%		t/m ²	°
きわめて泥流化	21	49	15	15	レキ交り砂質ローム	19.2	2.800	2.02	37.4	20.4	17.0	0.3	4.6
泥 流 化	22	48	16	14	レキ交り砂質ローム	18.3	2.806	2.13	28.6	17.9	10.7	0.6	5.7
やや泥流化	23	53	12	12	レキ交り砂質ローム	15.3	2.812	2.21	42.0	21.7	20.3	0.5	13.8
やや泥流化	19	56	13	12	レキ交り砂質ローム	16.5	2.795	2.18	38.5	20.1	18.5	0.2	14.9
やや泥流化	16	62	18	4	レキ交り砂質ローム	12.2	2.801	2.27	26.4	18.4	8.1	1.2	14.1
比較的乾燥	24	59	12	5	レキ交り砂質ローム	9.0	2.807	2.36	44.8	24.2	20.6	1.0	38.0

後に述べるが、粘土分がやや多く、比重および単位体積が大きいものである。

地すべりの安定計算のために、図—11のA—A断面についてすべり面上限を小沢の入口に取り、下限を擁壁の基礎にした3つのすべり面を仮定して検討した。この場合地山の単位体積重量を $\gamma_t = 2.20 \text{ t/m}^3$ とし、斜面の泥流化状態から地山の浸潤線を地表面に取った。また倒した擁

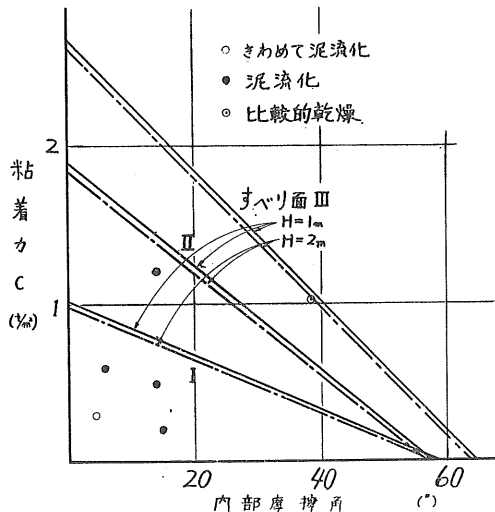
壁について、道路側の抵抗土圧 P_P の計算には路盤が切込砂利であると考えて $\phi = 40^\circ$, $c = 0$, $\gamma_t = 2.0 \text{ t/m}^3$ とした。そして次式

$$\Sigma T = \Sigma (N - u) \tan \phi + cL + P_P$$

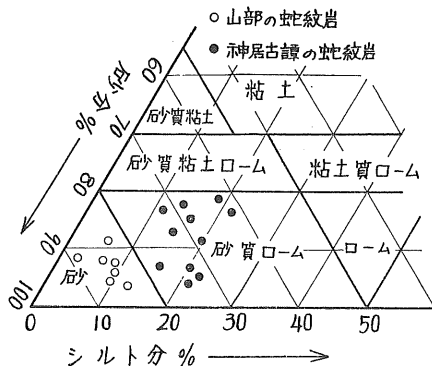
$$P_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2 c H \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

から各すべり面の限界曲線を求めたのが図—12である。表—3のせん断強度を図—12にプロットするとすべて危険側になつて地すべりを起すことになる。もし、地山が深部まで泥流化している場合は深いすべり面（Ⅲ）になるほど危険である。また、擁壁の破壊状態を見ると、基礎部分の押

図—12 神居古潭の限界曲線



図—13 蛇紋岩土の三角座標



出しはなく擁壁が前方に転倒したことから、すべり面の下限はもう少し上にあるだろう。

4. 蛇紋岩風化土の土質的特性

1) 物理的性質

蛇紋岩自然風化土の三角座標を図-13に示したが、粘土化しているといつても砂分が大半を占め、土質名はすべて砂ないし砂質ロームの範囲に入る。平均粘土分は山部の土で5%，神居古潭の土で17%となり、細粒分については

図-14 こね返しによる粒度変化

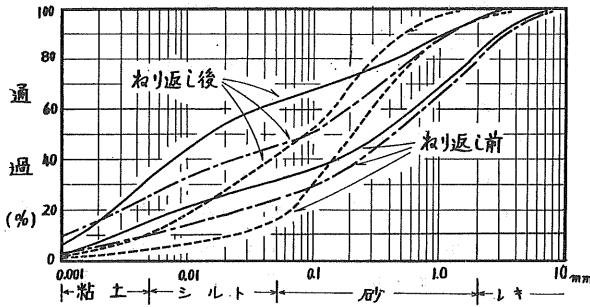


図-15 蛇紋岩土の塑性図

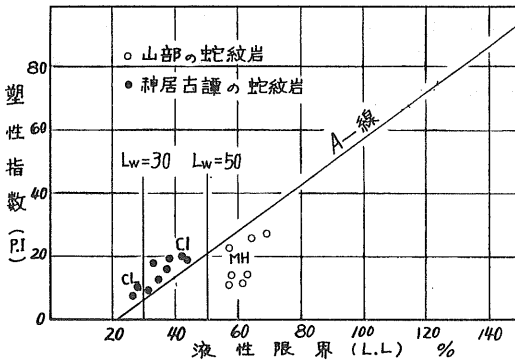
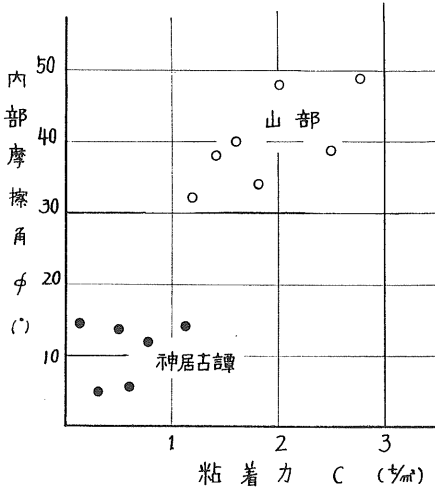


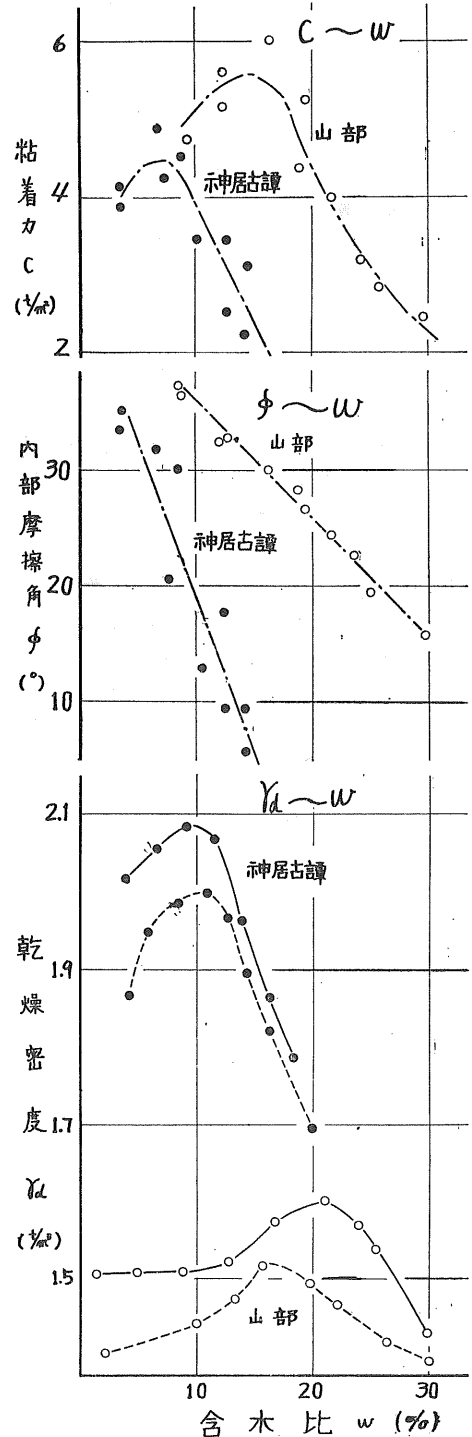
図-16 内部摩擦角と粘着力の関係



神居古潭の土が少し多くなっている。

これらの風化土の粒子が一般の土粒子と異なるところは、
(1) 片平状で、はく離性があること、(2) 粒子表面は滑

図-17 含水比と粘着力、内部摩擦角、乾燥密度の関係



石があるためすべすべした油脂のような触感があること、
(3) 土は砕けやすいのでこねかえしや突き固めると図—14のように細粒部分が増加して粒度曲線が変わることなどである。

地山の自然含水比は一般に低く神居古潭の泥流状になったものも20%程度である。比重の平均値は山部の土で2.611, 神居古潭の土で2.803であり、後者は一般の土よりも大きな値を示している。

稠度試験の成果は図—15の塑性図にまとめた。神居古潭のLLは25~45%になり, CL, CIに分類される。山部の土はLL=60~70%が高く, MHの部分である。

2) 力学的性質

蛇紋岩風化土のせん断抵抗は図—16に示すように山部のものは平均 $\phi = 40^\circ$, $c = 2.0 \text{ t/m}^2$, 神居古潭では $\phi = 10^\circ$, $c = 0.5 \text{ t/m}^2$ である。前者は普通の砂質土のように ϕ の値が大きい。これは片平状の粒子がよくかみ合っている状態にあるからである。後者は特に泥流化したものでずっと小さな値になっている。

なお、実験室で風乾したものについて突き固め試験と並行して行つたせん断試験を図—17に示した。せん断抵抗値は最適含水比附近では一般に大きな値を示すが、含水比が増すと共に急激に低下することを示している。参考までに、風化土の突き固め試験を実施したが、概して、最適含水比(ω_{opt})は低く、最大乾燥密度($\gamma_{d \max}$)は高い。山部の風化土で $\gamma_{d \max} = 1.6 \text{ t/m}^3$, $\omega_{opt} = 20\%$, 神居古潭では $\gamma_{d \max} = 2.08 \text{ t/m}^3$, $\omega_{opt} = 10\%$ となつている。この $\gamma_{d \max} = 2.08 \text{ t/m}^3$ は一般土では得られない大きな値で比重が大きいことに基因している。

ま と め

山部の2鉱山と神居古潭における3か所の地すべり現象

から、蛇紋岩地帯の地すべり特性および蛇紋岩風化土の特質として次の事項が要約される。

各地の地すべりを比較すると、

1) 野沢石綿鉱山の地すべりは過大なずりたい積の影響によるもので、すべり面は輝緑凝灰岩層の下部の蛇紋岩との境界面附近で発生している。これは浸透した水が蛇紋岩との境目附近に停滞して軟化させたことによる。その地すべり速度は始め緩慢でしだいに急速となつて、クリーブ破壊的な経過を示しているようである。

2) 山部石綿鉱山の地すべりは高い急傾斜の採掘面をもつた蛇紋岩内で発生した。これは採掘面内に湧水が流入して風化蛇紋岩を軟化せしめ、急激に崩落したものである。

3) 神居古潭の地すべりは春先の地表水の流入によつて、蛇紋岩が極度に泥流化して発生したものである。その地すべり速度は前の2者にくらべて中間的なものである。

蛇紋岩風化土については、

4) 粒子は片平状ではなく離性があり、砕けやすく、またその表面はすべすべする油脂性の触感がある。

5) せん断強度は一般に思つたより強く、砂質土のように ϕ が大きい c は意外に小さい。しかし水を含みやすくその結果、泥流化して著しく低下する。

なお、蛇紋岩風化土のクリーブ特性、吸水膨脹性とそれにもなる強度変化などについては今後の研究を要するものである。

北海道大学工学部土木工学科 教授 真井 耕象
助手 四方 哲雄
北海道ボーリング工業株式会社 土質試験所 若松 幹男

奈井江火力発電所土質調査について

北海道電力株式会社 前 口 正 蔵
酒 井 賢 一
湯 浅 健 二

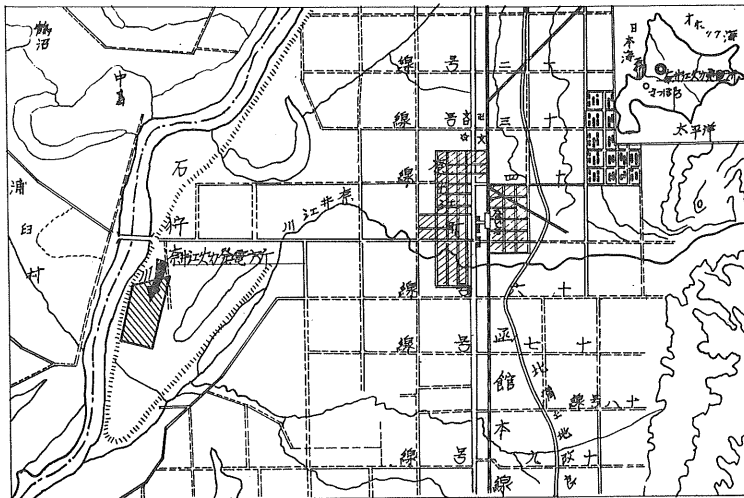
1. 概 要

奈井江火力発電所は、昭和39年より工事に着手し昭和42年2月運転開始を予定している。道央産炭地近傍に建設されるユニット容量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の左岸地区に計画されているが、これは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周囲に灰捨用地の入手が可能と考えられたからである。

図一 1 位 置 図



この計画を取纏めるにあたり、昭和37年より土質性状の調査を継続しているので、大要をとりまとめ諸氏の御批判を仰ぎたい。

当発電所の主要構造物は、発電所本館、取水口、取放水路およびポンプ室等であるが、載荷重は15 t/m²程度若しくはそれ以上と算定され、かつ、取水設備の基礎面は、取水位の関係上地表より約10～12m下部となる。従つて調査は基礎地盤の支持力の判定の外に、施工時の湧水量の推定ならびに水替工法選定の資料を得る目的で調査計画を立案し、現在、継続中のものである。

38年度の本調査に先立ち、37年度において一応の配置計画のもとに試錐、標準貫入、地耐力試験及び揚水試験を行い、最終配置計画を立案した。この調査の結果、附近地は石狩川の蛇行地帯で砂礫層の成層台地の経年も極く新しく上部砂層及び礫層は相対密度も比較的低く、透水係数也大

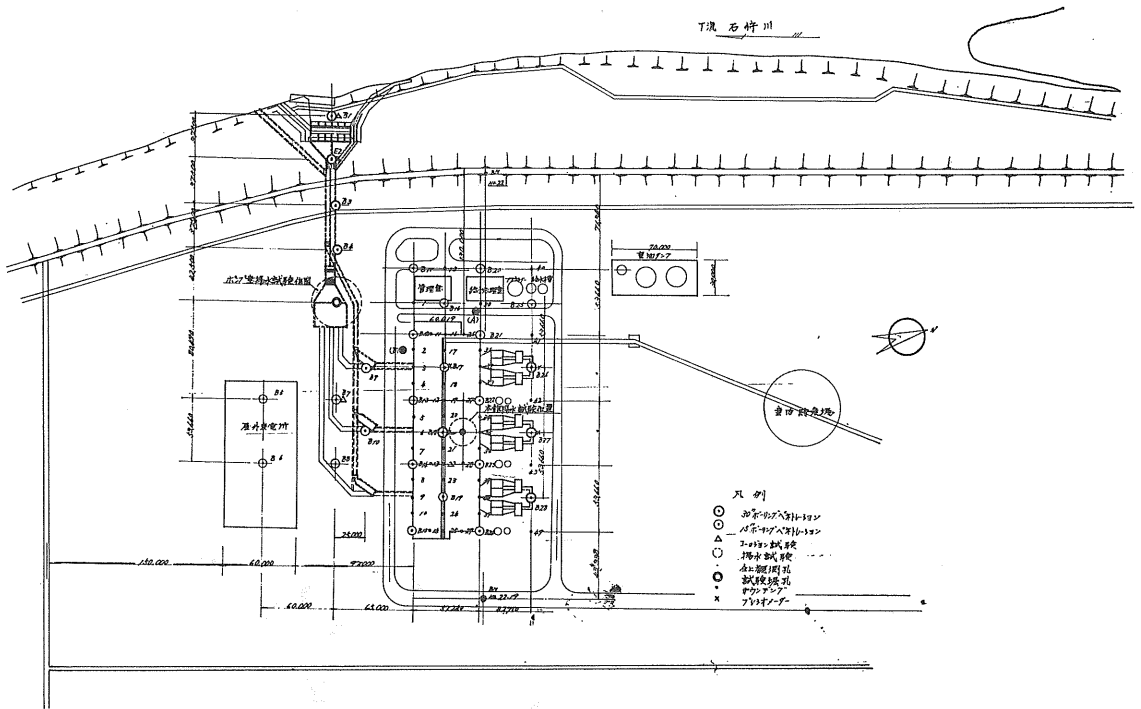
であり、石狩川に涵養し水位変動の追従を受ける伏流水の存在が確認された。

2. 調 査 計 画

最終配置計画に基き図一2に示す調査位置で下記の試験を計画した。

- i 試掘調査：発電所本館およびポンプ室位置で実施。土質性状を目で確認し、かつ各構造物底面で地耐力試験を行なうのを目的とし本館部は深度約5mまで、ポンプ室は直径2mの深礎枠を挿入し深度12mを目途とした。
- ii ボーリング (30ヶ所)：構造物主要点の土質性状の確認のため15～30mの深度まで実施。
- iii オランダ式貫入試験 (44ヶ所)：本館基礎支持盤検討のため実施。
- iv 標準貫入試験：各ボーリング孔において標準間隔

図一 2 調査箇所配置図



1m 毎に実施。

v 載荷試験 (2ヶ所) : 試掘孔を利用し、所定の深度で実施。

vi プレシオメーター試験 (6ヶ所) : 地耐力検討の一助として所定深度で実施。

vii コロージョン試験 (2ヶ所) : 土中の比抵抗を求め鋼材の腐蝕性についてボーリング孔を利用し測定。

viii 揚水試験 (2ヶ所) : 本館およびポンプ室位置においてウエルポイントならびにボアホールポンプにより揚水試験を実施。

ix 土質試験 : 砂質土であるため攪乱試料を採取し、単重、比重 (含水比)、粒度分析の実施。

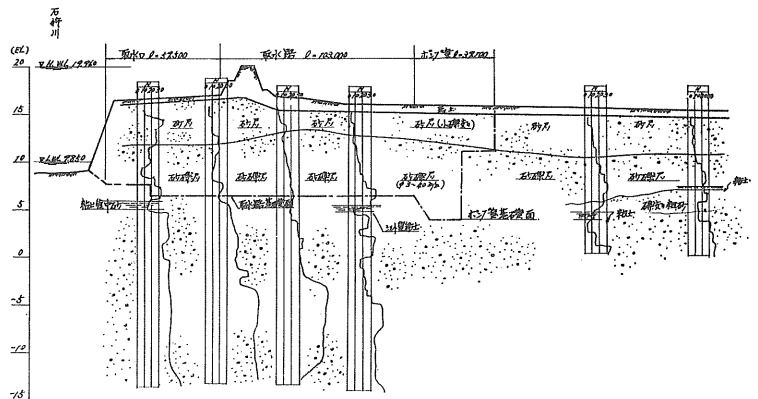
3. 地盤の構成

試掘・ボーリングによる試料および他の原位置試験の結果から明かになった敷地内の地盤構成について、ほぼ東西方向の断面に沿い水路中心線附近、および本館附近の状況を示すと図3～4のとおりである。

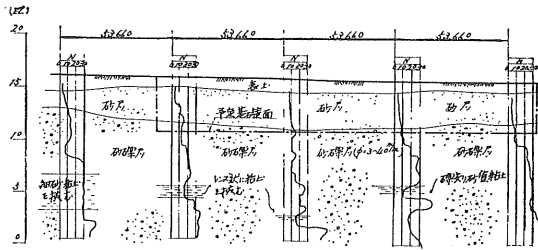
水路中心線についてみると、砂質シルトの混入も見受けられるが、大略有効径が0.05% 均等係数40～100

最大径10～30mmの砂礫層からなり礫の含有量が30～40%と概して砂分が多い。特に上部砂層は、有効径0.1%、均等係数2～3の値を示し、地下水位以下の根切りに対しクイックサンドに好条件を与える様相を呈している。貫入抵抗についても相対密度の低い砂層のため、オランダ式でその深度を探索し、設計荷重に対し安全な耐力が得られ、その褶曲性のために不等沈下を生ずることのない砂礫層の高さを決定し基礎盤とした。

図一 3 取水路付近土質断面図



図— 4 発電所本館付近土質断面図



4. 地盤耐力の検討

4.1 概 要

砂質土のため原位置試験により検討することとし、載荷試験、標準貫入試験、静的貫入試験及びプレシオメーターによる結果から総合診断を行なおうと計画した。

現在試験孔深部における載荷試験が未了のため、載荷試験と応力状態は異なるけれど同深度で行なったプレシオメーターによる解析値との比較値を求めることが出来ないのは残念である。

4.2 載荷試験による耐力

試験孔を利用して現在までに得られた資料から検討すると、表1、2および図5に示す結果が得られる。なお表1は試験時の条件を、表2は長期支持力強度を

- i 降伏荷重の $\frac{1}{2}$
 - ii 極限支持力の $\frac{1}{2}$
 - iii 総沈下量が20mmに達した荷重強度の $\frac{1}{2}$
- について求めたものであるが、極限支持力度及び降伏点とは認められなかった。

表— 1 載荷試験の条件 (載荷板径 30 cm 角)

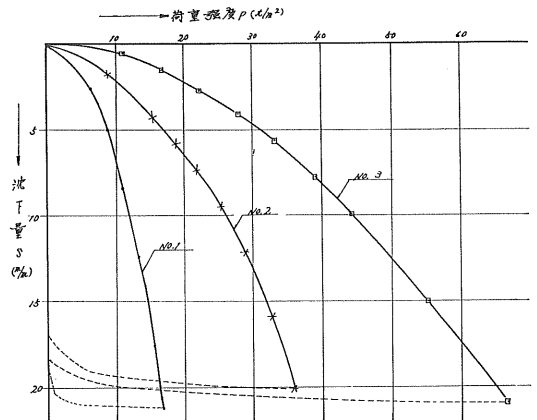
No.	位 置	標 高	試 験 の 条 件
1	発電所本館	EL 11.970m	砂層で載荷板直下に地下水位がある場合
2	"	"	砂層で載荷板より1m 地下水位を下げた場合
3	"	EL 10.683m	砂礫層で載荷板直下に地下水位がある場合

表— 2 許容支持力度 (t/m^2)

No.	降 伏 荷 重	極限支持力度	総沈下量20mmの荷重強度	降伏荷重の $\frac{1}{2}$	極限支持力度の $\frac{1}{2}$	総沈下量20mmの $\frac{1}{2}$
1	降伏状況が認められない	(18.0)	17.0	—	(6.0)	8.5
2	"	(37.0)	36.6	—	(12.3)	18.3
3	"	(67.0)	64.5	—	(22.3)	32.3

この結果発電所本館及び根入りの浅い基礎に対し許容支持力度は

図— 5 荷重沈下量曲線



EL 12m 附近砂層 (地下水位のある時) $6 t/m^2$

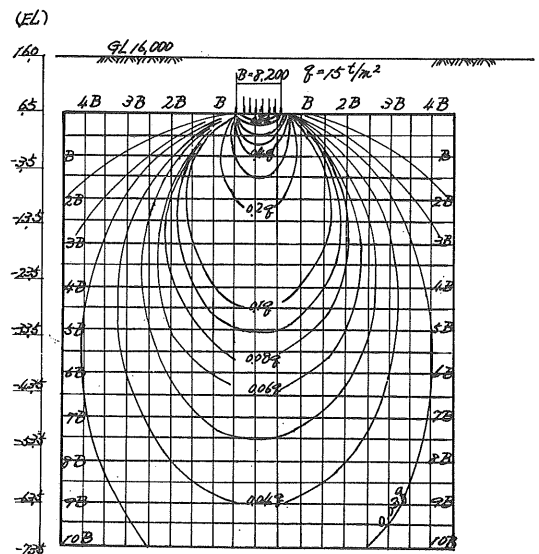
同 上 (地下水位のない時) $12.3 t/m^2$

EL 10.7m 附近砂礫層 (地下水位のある時) $22.3 t/m^2$
程度期待してよからう。

4.3 標準貫入試験による耐力

取水設備における基礎反力は大略 $15 t/m^2$ であり、貫入試験はこれによる応力分布の影響範囲について求めるのが妥当であるが、地中応力の状態は図6に示すように基礎巾に比例して応力圏が拡大する。一方貫入試験は性質上深度が深くなるとある種の補正が必要であるが、その補正值が現在の所未確定であること、及びボーリング結果から下部がほぼ均質な砂礫層であることから深度20mまでN値を求めることとしたので、これについて検討する。

図— 6 取水路地中応力分布図



i 設計用 N 値について

設計用の N 値は、基礎底面以下 1m 間隔に測定した 11 個の値から求める。個々の N 値については、支持端の条件及び打撃条件が同じでも深度により先端部の応力が異なるので土質学会編土質試験法解説 Vol. 2 によつて補正し

た。又水平方向については、水路の構造上約 20m 間隔に伸縮接手を設けるので、No. 1~No. 4 を夫々のブロックと考える方が合理的である。従つて補正は垂直方向のみについて行つた。上記の方法により求めた設計用 N 値は表 3 のとおりである。

表—3 設 計 用 N 値

深 度 (m)	No. 1		No. 2		No. 3		No. 4	
	実 測 値	深度補正值	実 測 値	深度補正值	実 測 値	深度補正值	実 測 値	深度補正值
10	16	12.8	19	15.2	21	16.8	28	22.4
11	15	12.0	23	18.4	17	13.6	4	3.2
12	42	33.6	34	27.2	18	14.4	27	21.6
13	42	33.6	37	29.6	27	21.6	15	12.8
14	42	33.6	40	32.0	28	22.4	34	27.2
15	33	26.4	45	36.0	36	28.8	31	24.8
16	36	26.6	42	31.1	30	22.2	18	13.3
17	44	32.6	39	28.9	30	22.2	20	14.8
18	42	31.1	58	42.9	32	23.7	23	17.0
19	41	30.3	45	33.3	45	33.3	23	17.0
20	41	32.6	71	52.6	68	50.3	30	22.2
設計用 N 値	$N_m=27.7$ $\sigma=\sqrt{\frac{\sum(N_m-N_0)^2}{n-1}}=8.0$ $N=27.7-8.0\div 20$		$N_m=31.5$ $\sigma=\sqrt{\frac{\sum(N_m-N_0)^2}{n-1}}=10.3$ $N=31.5-10.3\div 21$		$N_m=24.5$ $\sigma=\sqrt{\frac{\sum(N_m-N_0)^2}{n-1}}=10.3$ $N=24.5-10.3\div 14$		$N_m=17.8$ $\sigma=\sqrt{\frac{\sum(N_m-N_0)^2}{n-1}}=6.8$ $N=17.8-6.8=11$	

ii 内部摩擦角について

当地点の土質は、ボーリングその他の資料より観察すると、シルト及び粘土を含有する層も見受けられるが極めて薄い層でレンズ状程度と考えられるため砂質土とみなして粘着力は無視する。内部摩擦角は Dunham, Peck, 大崎の式等が N 値との関係式として与えられているが、傾向的に中間値を示す大崎式により求めた。

表—4 内 部 摩 擦 角

算 式	ボーリング孔	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
		35°	36°	32°	30°
大崎の式	$\phi=\sqrt{20N+15}$				

iii 許容支持力及び沈下量について

地盤の支持力算定方式として、従来種々の公式が提案されているが、その一方式としてテルツァーギーの式により検討する。

即ち長期許容支持力度

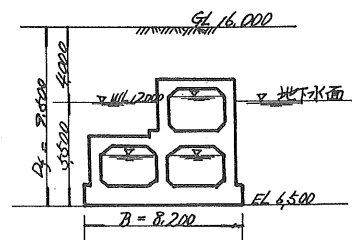
$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha CN_c + \beta r_1 BN_r + r_2 D_f N_q)$$

短期許容支持力度

$$q_s = \frac{2}{3} (\alpha CN_c + \beta r_1 BN_r + \frac{1}{2} r_2 D_f N_q)$$

上式により地下水位を図 7 のように想定して許容支持力

図—7 取水路断面図



度を求めると表 5 のとおりで、最小値を示す No. 4 ブロックにおいても 52 t/m^2 を期待でき、耐力値としては充分とみなされる。

表—5 取水路における許容支持力度

位 置	長期許容支持力度 (t/m^2)	短期許容支持力度 (t/m^2)
No. 1	132.2	156.3
No. 2	160.4	191.0
No. 3	72.8	83.5
No. 4	52.8	59.2

上記耐力は沈下の影響を無視した場合で、許容沈下量を、長期に対し、2 cm, 短期に対し 4 cm と考えて設計用 N 値により検討する。

即ち砂地盤の許容耐力は前記 q_a 以下で且次式で求めた q_s 以下でなければならない。

$$q_s = S_a(1.36 N - 3) \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \left(0.5 + \frac{D_w}{2B} \right) + \gamma_2 D_f$$

上式に S_a として長期 2cm, 短期 4cm とし図の状態にある水路について q_s を求め, 表 6 に示す結果を得た。No. 4 ブロックでは一部にシルト質粘土を含有するため最小値を示しているが, いづれのブロックにおいても長期許容耐力が所要値 15 t/m^2 以上であるので, 標準貫入試験結果から検討した沈下量を考慮した耐力について, 問題ないものと推定される。

表 6 沈下量より定まる許容耐力度

位置 耐力	No. 1 (t/m^2)	No. 2 (t/m^2)	No. 3 (t/m^2)	No. 4 (t/m^2)
長期	18	18	16	15
短期	24	25	20	18

4.4 プレシオメーターによる沈下量

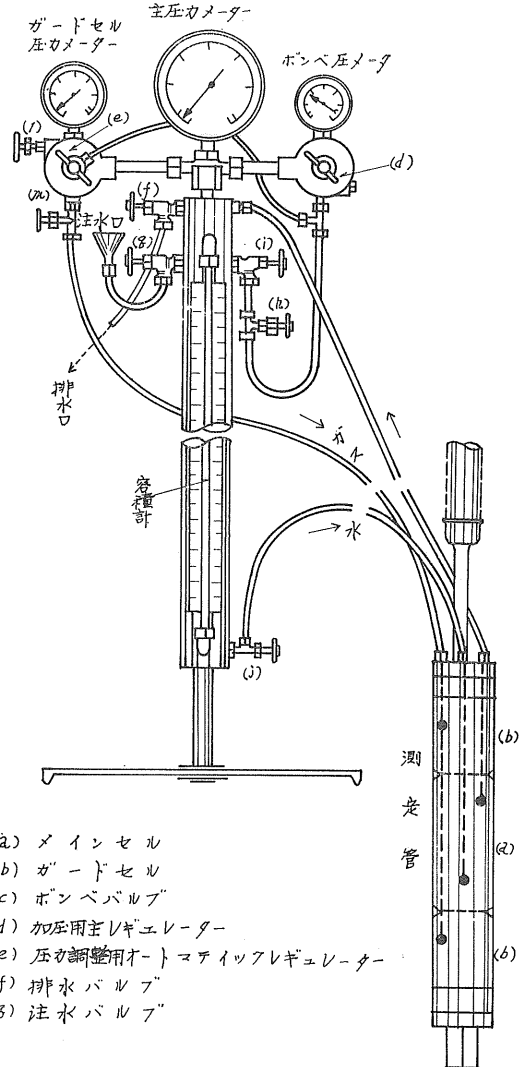
i 試験の概要および結果

プレシオメーター試験は, 図 8 に示すように地中に挿入した測定管に, 地上よりガス圧力を介して水を注入し, 測定管を膨脹させて地盤の変形特性を調らべる原位置試験である。本調査では 6ヶ所のボーリング孔を利用し, 径 56mm の標準測定管を用い圧力～時間制禦法により 12回の測定を行なったものである。

測定結果は一覧表として表 7, および P - V , P - ΔV 曲線の一例として図 9 に示すとおりで, 強度特性として P_0 , P_f , P_L を, 変形特性として E を求めた。

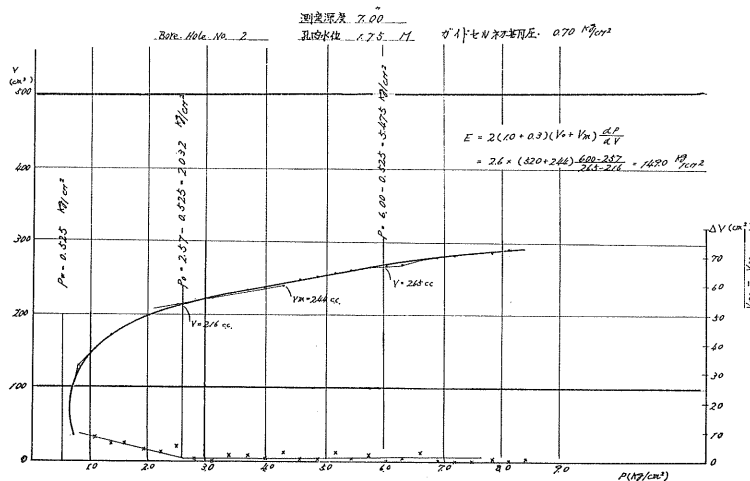
砂質土のためボーリング時の孔壁の乱れが大きく, 初期圧 (P_0) の測定困難なものも多く, 特に表 7 の括弧記録のものは著しい。

図 8 プレシオメーター試験装置図



- (a) メインセル
- (b) ガードセル
- (c) ポンベバルブ
- (d) 加圧用主レギュレーター
- (e) 圧力調整オートマチックレギュレーター
- (f) 排水バルブ
- (g) 注水バルブ

図 9 プレシオメーター試験による P - V , P - ΔV 曲線



又加圧量では、地盤の降伏現象の発生しないものが多い
変形係数は任意点により求めた。即ち極限荷重の認められ
たものは少なく地盤はかなり強固なものと推定された。

表 7 プレシオメーター試験結果一覧表

測点	深度 (m)	試験 地盤	P_0 (kg/cm ²)	P_f (kg/cm ²)	P_L (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
No. 2	7.00	砂礫	2.032	(5.475)		149.0
"	12.00	"	2.05	(7.55)		235.0
"	15.00	"	1.50	(8.75)		243.0
No. 9	12.65	"	1.27	(6.87)		83.2
No.17	4.00	砂	(0.35)	(4.95)	(8.10)	62.5
No.18	4.00	"	0.80	5.35	7.10	76.5
No.26	12.20	砂礫	(2.54)	(7.94)		130.0
"	14.95	"	1.12	(6.32)		134.0
No.27	3.60	砂	0.678	(5.526)		173.0
"	6.80	"	1.462	7.862		106.0
"	10.60	砂礫	1.08	(9.03)		94.5
"	14.50	"	(1.685)	(8.135)		203.0

(注) P_0 : 初期圧 P_f : 流動圧 P_L : 極限圧
 E : 地盤の圧縮係数

ii 沈下量の検討

プレシオメーター測定記録から、取水路について沈下量
を求める。

基礎荷重に対応する地盤の沈下量は、地盤を弾性体と考
えれば、土質、生ずる応力状態、大きさなどに対応して固
有の変形係数 E を知ることにより、次に示す方法で求め
得る。

半無限弾性体上に 1 辺 $2a$ の方形板、又は面積 A の矩
形板を介して等分布荷重 q が作用した時、沈下量 S は弾
性係数 E の函数として、

$$S = \frac{1.9(1-\mu^2)q \cdot a}{E_s} \quad \text{or} \quad S = \frac{0.95 q \cdot A \cdot (1-\mu^2)}{E_s \sqrt{A}} \quad (1)$$

又弾性体の純圧縮に対する応力 q と、歪量の関係から、
弾性体の長さを ℓ とすると、

$$S = \frac{q \cdot \ell}{E_s} \quad \text{--- (2)}$$

プレシオメーターの考案者メナール氏の提案によると、
変形係数 E を用い沈下量 S は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= \frac{1+\mu}{3E_s} P_s \cdot R \cdot \lambda \\ S_2 &= \frac{1+\mu}{3E} (P-P_s) R_0 \left(\lambda - \frac{R}{R_0} \right)^\alpha \\ S_3 &= \frac{1}{4.5} \cdot \frac{1}{E^+} \times P \cdot R \\ S &= \sum S_i \quad \dots (i=1, 2, 3) \end{aligned} \right\} \quad \text{--- (3)}$$

上式の中 E : 変形係数, E_s : 弾性領域内の変形係数,
 λ : 基礎の形状係数=1.53, P_s : 弾性領域内の荷重, P : 基
礎荷重, R : 基礎の最小巾の $\frac{1}{2}$, R_0 : 標準長=30 cm, α :

土の構造と時間の函数= $\frac{1}{3}$, E^+ : 圧密試験状態におけ
る変形係数である。この式は土中応力状態、領域の大きさ
によって生ずる夫々の変形係数の従属函数として求められ
る。

上記 3 種の式によつて図 7 に示す取水路の沈下量算定を
行くと次のとおりである。

(1) 式による場合

$$\text{有効圧力 } \Delta P = 0.34 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 1.64 \times 10^6 \text{ cm}^2$$

E の値として No. 9 の $E = 83.2 \text{ kg/cm}^2$ を採用する

E_s はメナールの実験で E の値の 3~5 倍 (シルト又
は砂地盤) であるので $E_s = 4E = 332.8 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore S = \frac{0.95 q A (1-\mu^2)}{E_s \sqrt{A}} = 1.1 \text{ cm}$$

(2) 式による場合

ℓ として地中応力が 15% になる層厚を考えると、

$$\ell = 20 \text{ m}$$

$$S = \frac{q \cdot \ell}{E_s} = 2.0 \text{ cm}$$

(3) 式による場合

$$S_1 = 1.0 \text{ cm} \quad S_2 = 0.1 \text{ cm} \quad S_3 = 0.6 \text{ cm}$$

$$\sum S_i = 1.7 \text{ cm}$$

即ちプレシオメーターによる算定沈下量は 1.1~2.0 cm
となり、標準貫入試験結果沈下量仮定による耐力は略々妥
当なものと言えよう。

5. 鋼材の腐蝕性に関する検討

5.1 調査の要旨

当地点は地盤の透水性が大でしかも近接して流れる石狩
川からの涵養を受けているため、工事中的仮締切水替費の
軽減を計るために鋼板壁構造が計画されている。この種
の設計に対し問題点として腐蝕度が挙げられる。

腐蝕度の因子としては多々あげられるが、鋼材の腐蝕性
の定量的調査方法として地盤の比抵抗と復極率の測定を行
なう Rosenquist の提唱する方法を採用した。

地中に埋設された鋼材の腐蝕現象は、電気化学的なもの
であるが、厳密には陽極反応と陰極反応に分け得る。陽極
反応とは所謂腐蝕であつて、金属である鉄が地下水中に 2
価の陽イオンとなつて溶け出すことによつて起こる。しか
し金属は元来電氣的に中性なため、陽極反応による過剰電
子を陰極作用によつて除去しなければ腐蝕は生長しない。
電子と反応してこれを消費する元素あるいは化合物を復極
剤、このような反応を復極作用という。

すなわち復極剤が多量にあれば腐蝕作用は迅速であり、
地中における復極剤量の多小、所謂復極率が腐蝕速度を支
配する重要な因子となる。

一方腐蝕が電気化学的作用であるからには地盤の電気伝
導度が腐蝕度に影響し、この値が大きい程、即ち比抵抗が

小さい程腐蝕が起り易くなる。

このような原理から地盤の復極率と比抵抗を測定し、その組合せにより鋼材の腐蝕性を判定しようとしたもので、測定にはコロージョンポイントと称する原位置測定装置を使用する。復極率の基準としては、コロージョンポイントで蒸留水 1,000 cc 食塩 35 gr, 過酸化水素水 10 cc 溶液温

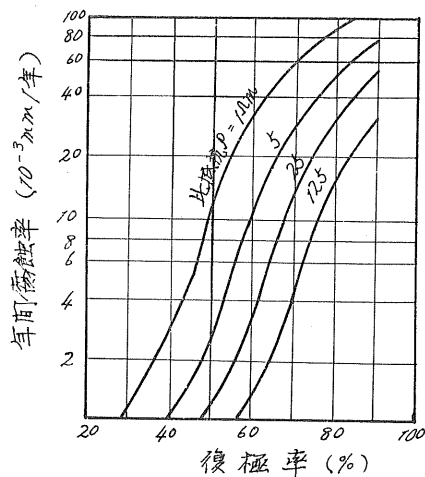
表—8 復極率比抵抗と腐蝕度の関係

比抵抗	腐蝕度			
	復極率 (%)			
	0—40	40—60	60—80	80—100
62.5以上	1	1	2	2~3
12.5~62.5	1	2	3	3~4
2.5~12.5	2	2~3	4	4
0.5~2.5	2	3	4	5
0.5以下	2	3~4	4	5

(注) 腐蝕度 1: 腐蝕性が非常によい
 2: " 弱い
 3: " 中位
 4: " 強い
 5: " 非常に強い

度 30℃ に浸した時をもつて 100% とする。なお比抵抗をパラメーターとし、復極率と腐蝕率の関係は図10に、腐蝕程度は表 8 に示す。

図—10 年間腐蝕率図



5.2 測定結果および腐蝕性の判定

ボーリング孔, No. 1, No. 7 で実施した復極率と比抵抗の測定結果は図11のとおりで、2孔とも15m 深度まで

1 m おきに測定したが、復極率は60~70 %, 比抵抗は 6~7 Ωm で土質性状による明確な差異は認められなかった。

この結果から埋設鋼材の腐蝕性について判定すると次のようになる。

- i 復極率 60~70 %, 比抵抗 6~7 Ωm の範囲で、従つて腐蝕度は3に属する。
- ii 当地盤における埋設鋼材の年間腐蝕率は、 $\nu=0.02$ mm/year と推定される。

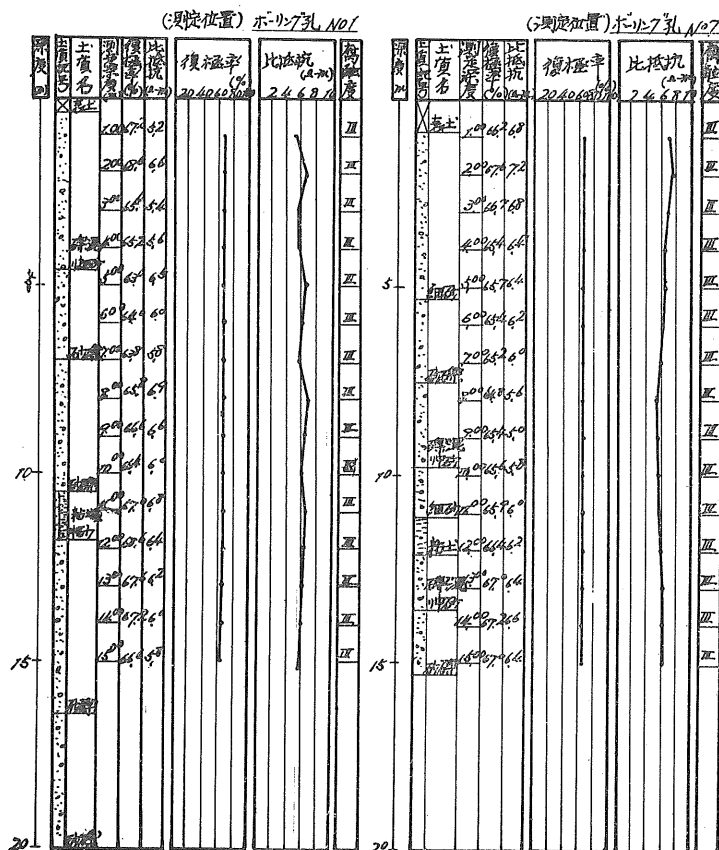
以上のとおり当地盤における鋼材の腐蝕度は中位にあり、実用上支障のないものと推定された。当地のように伏流水の存在が考えられる透水性地盤では、仮締切兼用で永久構造物として鋼矢板を使用することが、経済的に有利性を発揮し得よう。

6. 地盤の透水性の調査

6.1 試験の概要

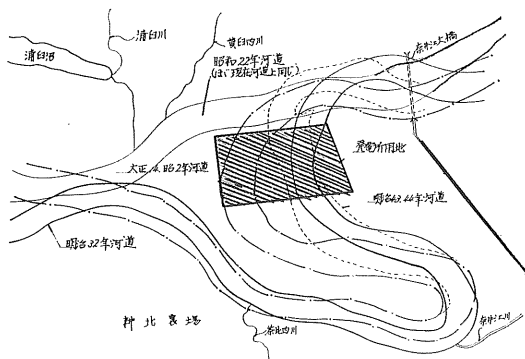
火力発電所の取水設備は河川取水位の関係から基礎面が地表より相当深くなることが多い。この際常に問題になるのは、施工時における湧水量とその処理対策である。従来この種の問題に対する調

図—11 復極率比抵抗測定記録



査は、支持力などに比し等閑に附されがちであつたために水替工法に適切さを欠き施工時に思わぬ災害や困難を伴なうこともあり、また過剰設備のため工事費の増嵩を招く場合が多い。

図 — 12 石狩川河道変遷図



当地点附近は図12に示すように、かつて石狩川河床であつたことから、地下水量が多いと予想されたので37年の透水係数の調査に引続き本年は試験掘孔を利用し、揚水量調査を実施した。即ち相対密度の低い砂層を含むために、地下水位を下げ、所謂中立応力を減じて地盤の耐力増加に資したいと考え、かつドライワーク工法を目途としたためである。

最終調査は現在実施中であるが、現在迄に判明した事項について報告する。

透水係数の判定は、飽和している層において最も正確な結果が得られる揚水法によることとし、図13の配置とした。

計画に際し、A点附近にポンプを増設し、相互干渉を調べる予定にしていたが、A点における単独揚水の結果揚水量 930 ℓ /min でポンプから5m離れた位置の観測孔水位

図 — 14 揚水試験水位低下曲線図

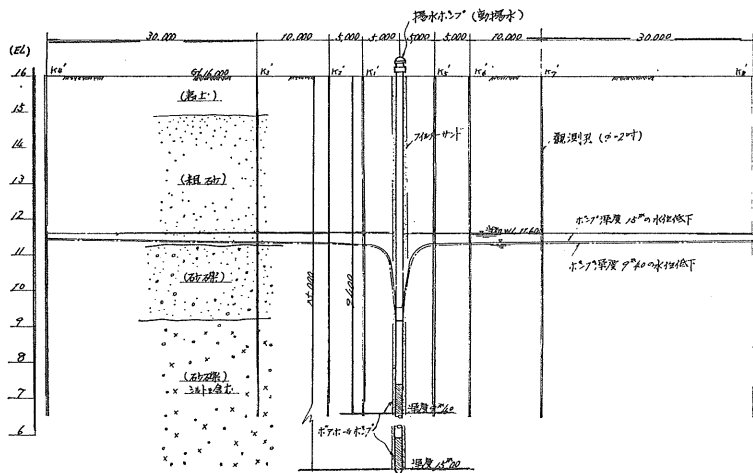
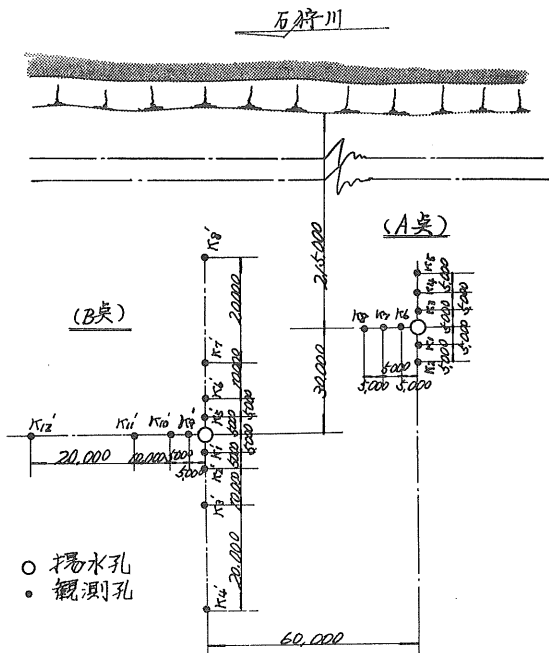


図 — 13 揚水試験配置図



低下量が約 30 cm しか得られなかつたため、深度を変更して比較調査を行なうよう修正した。

試験孔の調査深度は次のとおりである。但しボアホールポンプの下端深度で示す。

- A点：深度 30m 15m
- B点：深度 15m 9.4m

6.2 試験結果および考察

試験の結果の一例を表9および図14に示す。この資料からポンプ深度に余り関係なく水位降下量がほぼ同様な傾向を示していることが分かる。なお各段階共揚水量は 930 ℓ /min で一定であり、これらのことから透水層が上部に存在するのではないかと思考された訳である。

地盤の透水係数の算定についてはダルシーの層流理論をもとにして従来諸氏の公式が発表されているが、大別すると汲出井戸周壁の円錐状低下が平衡状態に達しているという仮定のもとに導かれたチームの平衡式と、タイス・野満らの時間要素の導入された熱伝導理論などに基く非平衡式の2つになる。

しかし夫々の公式の適用性については、土質性状にも影響を受け当地

表—9 揚水管理測定記録

深度 30m の場合

月 日 時 間	揚水量 (lit/min)	ポンプ 位置	河川と反対方向		河 川 方 向			河 川 と 平 行		
			K_1	K_2	K_3	K_4	K_5	K_6	K_7	K_8
			$r=5\text{ m}$	$r=10\text{ m}$	$r=5\text{ m}$	$r=10\text{ m}$	$r=15\text{ m}$	$r=5\text{ m}$	$r=10\text{ m}$	$r=15\text{ m}$
(10月30日) 時 分 秒 13~00~00		11,524	11,580	11,720	11,552	11,571	11,561	11,551	11,570	11,569
~00~30		10,814								
~01~00	930	10,764								
~01~30	"	10,734								
~02~00	"	10,729	11,566	11,594	11,449	11,442	11,560	11,526	11,558	11,532
02~30	"	10,724								
~03~00	"	10,719								
~03~30	"	10,714								
~04~00	"	10,712								
~04~30	"	"								
~05~00	"	10,711	11,545	11,591	11,391	11,429	11,547	11,479	11,551	11,524
~10~00	"	10,704								
~15~00	"	10,702								
~20~00	"	10,699	11,462	11,583	11,352	11,423	11,537	11,384	11,517	11,514
~30~00	"	10,694								
~40~00	"	"	11,387	11,569	11,340	11,382	11,528	11,352	11,483	11,510
14~00~00	"	"								
17~00~00	"	10,689								
(10月31日) 9~00~00	"	10,683	11,310	11,523	11,303	11,381	11,479	11,331	11,435	11,468
13~00~00	"	10,654	11,308	11,515	11,299	11,379	11,474	11,328	11,428	11,457
14~30~00	"	10,653	"	"	11,297	"	11,473	11,327	"	11,456

時 間	揚水量 (lit/min)	ポンプ 位 置	河川方向と反対方向				河 川 方 向				河 川 と 平 行				
			K'₁	K'₂	K'₃	K'₄	K'₅	K'₆	K'₇	K'₈	K'₉	K'₁₀	K'₁₁	K'₁₂	
			r=5m	r=10m	r=20m	r=50m	r=5m	r=10m	r=20m	r=50m	r=5m	r=10m	r=20m	r=50m	
(11月10日) 時 分 秒															
10~30~00			11,415	11,558	11,562	11,575	11,585	11,712	11,552	11,542	11,520	11,574	11,553	11,546	11,541
~30~30			10,622												
~31~00	930		10,334												
~31~30	"		10,136												
~32~00	"		10,030												
~32~30	"		10,014												
~33~00	"		9,878												
~33~30	"		9,804												
~34~00	"		762												
~34~30	"		714												
~35~00	"		707	11,548	11,551	11,563	11,583	11,705	11,493	11,520	11,518	11,506	11,504	11,546	11,541
~40~00	"		692												
~50~00	"		688	11,460	11,538	11,558	11,581	11,617	11,480	11,508	11,511	11,485	11,487	11,546	11,541
11~00~00	"		686	451	531	548	"	608	469	499	508	475	479	544	"
~10~00	"		684	443	520	547	579	438	463	495	507	464	469	541	540
~20~00	"		682	437	508	544	577	429	455	487	504	455	462	"	"
11~30~00	"		679	428	501	540	576	423	452	484	503	447	456	536	"
12~00~00	"		678	415	488	525	574	410	438	476	"	426	453	530	"
13~00~00	"		676	408	471	481	566	401	431	468	498	418	448	521	538
13~30~00	"		674	403	460	476	564	395	422	457	490	414	438	509	535
15~00~00	"		672	391	448	462	556	380	414	452	485	405	426	506	529
16~00~00	"	"	386	441	456	552	375	407	447	482	398	419	500	528	
18~00~00	"	"	378	425	453	545	368	406	435	478	387	412	498	"	
21~00~00	"		668	372	421	448	515	361	392	432	475	380	402	478	520
(11月11日) 3~00~00	"		666	365	409	445	515	345	385	425	474	370	397	469	498
6~00~00	"		663	357	403	438	513	338	379	417	"	361	396	459	490
12~00~00	"		702	356	"	424	512	"	"	435	468	360	385	431	"
15~00~00	"		688	348	396	422	505	340	354	"	463	356	382	425	469
18~00~00	"		680	"	395	421	502	"	369	415	457	354	377	418	463
21~00~00	"		669	343	390	"	"	"	"	405	451	"	373	411	461
(11月12日) 0~00~00	"		657	338	386	406	495	335	364	400	446	349	368	406	451
3~00~00	"		652	335	382	412	492	332	356	396	444	329	366	403	449
6~00~00	"		652	332	378	408	489	323	353	394	"	328	364	400	447
9~00~00	"		646	331	375	407	487	320	351	391	443	324	363	397	442
12~00~00	"		642	330	"	406	481	319	350	387	440	"	"	"	441
(11月13日) 6~00~00	"		559	321	"	405	480	"	349	386	435	"	"	393	"
10~00~00	"		552	"	"	"	479	"	"	"	434	"	"	392	"

深度 9m40 の場合

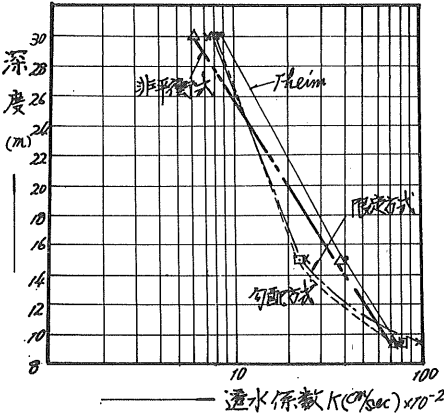
月 日 時 間	揚水量 (lit/min)	ポンプ 位 置	河川と反対方向				河 川 方 向				河 川 と 平 行			
			K'₁	K'₂	K'₃	K'₄	K'₅	K'₆	K'₇	K'₈	K'₉	K'₁₀	K'₁₁	K'₁₂
			r=5m	r=10m	r=20m	r=50m	r=5m	r=10m	r=20m	r=50m	r=5m	r=10m	r=20m	r=50m
(11月21日) 時 分 秒														
13~30~00		11,464	11,540	11,553	11,571	11,589	11,533	11,526	11,518	11,630	11,549	11,538	11,538	11,556
~30~30		10,424												
~31~00	930	10,313												
~31~30	"	10,074												
~32~00	"	9,762												
~32~30	"	9,737												
~33~00	"	9,717												
~33~30	"	9,712												
~34~00	"	9,711												
~34~30	"	9,702												
~35~00	"	9,700												
~40~00	"	9,666	11,538	11,539	11,563	11,589	11,523	11,521	11,516	11,629	11,544	11,532	11,536	11,555
~45~00	"	9,657	527	528	561	"	516	517	513	"	479	526	531	554
~50~00	"	9,637	516	522	559	588	514	514	512	"	471	519	"	"
14~00~00	"	9,612	501	513	556	"	507	512	510	628	463	511	530	"
14~10~00	"	9,607	497	508	549	"	502	505	508	"	452	501	529	553
14~20~00	"	9,599	483	497	544	587	496	502	505	626	448	497	"	"
14~30~00	"	9,588	466	480	537	"	452	487	496	623	447	464	528	"
15~00~00	"	9,584	424	468	534	586	421	476	478	622	432	452	526	552
16~00~00	"	9,572	386	458	531	"	381	459	453	"	409	432	522	551
18~00~00	"	9,519	378	445	527	584	376	451	447	620	384	426	498	550
21~00~00	"	9,470	367	433	518	577	371	443	442	609	369	408	467	546
(11月22日) 3~00~00	"	9,451	355	380	471	568	366	427	417	600	333	394	448	530
6~00~00	"	9,372	340	373	428	567	356	424	363	596	312	336	426	518
9~00~00	"	9,333	335	371	424	564	333	422	353	558	307	332	415	458
12~00~00	"	9,298	329	368	412	559	301	413	348	544	297	325	407	446
(11月23日) 3~00~00	"	9,261	309	359	387	558	244	373	315	535	271	322	362	432
6~00~00	"	9,253	299	351	382	556	230	371	308	533	269	317	349	431
9~00~00	"	9,250	296	346	369	552	226	370	306	509	261	310	346	428
12~00~00	"	9,208	283	338	357	546	222	367	303	506	255	305	343	425
14~00~00	"	9,197	272	323	347	431	218	364	295	468	243	294	338	403

盤に対する採否に関し断定し難いので各公式により算定し 比較すると次の通りである。

表一10 各公式による透水係数

算 式	チームの式 $K = \frac{0.732 Q (\log r_2 - \log r_1)}{(h_1 + h_2) (s_1 - s_2)}$ (cm/s)	限定公式 $K = 0.366 Q \cdot C$ (cm/s)	勾 配 公 式 $K = \frac{2 Q}{\pi r (h_u + h_a)(i_u + i_a)}$ (cm/s)	非 平 衡 式 $K = \frac{Q W(u)}{4 \pi s m}$ (cm/s)
深 度				
9m40	7.8×10^{-1}	1.0	8.2×10^{-1}	7.5×10^{-1}
15m00	4.0×10^{-1}	2.4×10^{-1}	2.3×10^{-1}	3.9×10^{-1}
30m00	8.6×10^{-2}	7.6×10^{-2}	7.8×10^{-2}	6.0×10^{-2}

図一15 各公式による深度別透水係数



求められた係数に差は認められるが、平均値的な扱いをしても誤差は少ないものと考え得よう。しかしこれ等の値は各深度における全層の平均透水係数を与えるものであるから、9m40以上の透水深度を K_1 、9m40～15m00間を K_2 、15m～30m間を K_3 として各層間の値を試算すると表11のとおりである。

表一12 間隙比よりの K (cm/sec)

深 度	N 値	推 定 間隙比	カサグランドによる K $K = 1.4 K_{0.85} e^2$ (図表より)	ヘーズンによる K (図表より)	摘 要
9m40以上	17	0.85	* (8×10^{-1})	7×10^{-1}	* 揚水試験による値より
9m40～15m	30	0.75	6.3×10^{-1}	3×10^{-1}	他を推定 * は測定値
15m～30m	45	0.62	4.3×10^{-1}	1×10^{-1}	

参考迄にヘーズンによる e と K の関係を図17に示す。これによると深度大な場合即ち清浄でなく粒度配列の密な地盤に対しての適合性は薄い。又砂の有効経、間隙比などから算出する多くの方法もあるが、均等係数が5程度以下の斉粒の場合にのみ妥当性が確認され、当地盤のように均等係数 100 程度となる場合は問題外としてここにふれなかつた。

表一11 各層間透水係数値

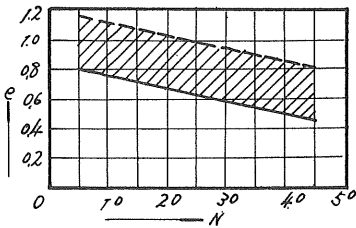
深 度	K (cm/s)	摘 要
9m40～以上	8.0×10^{-1}	表10の平均値
9m40～15m00間	7.0×10^{-2}	$Q = \Sigma K_i I A_i$ より算出
15m00～30m00間	3.0×10^{-2}	同 上

石狩川蛇行時代の河床高は、深度で略10mと目されているところから、上部堆積層の透水係数が大きい値を示しているのはうなづけよう。これに比し、下部は一部にシルト質を含み均等係数も大きく表11のように通減するのが妥当であると考えられる。

一般に透水係数は、土壌の間隙特性に関し、常数として表わされるために、これ等の相関性について種々の実験式が発表されている。

当地の土質が砂質若しくは砂礫質土のため間隙比の測定は不可能であつたが、文献による N 値と間隙比の関係 (図16) から推定間隙比を求め、カサグランドおよびヘイズンの方法により検討した結果は表12のとおりである。

図一16 N 値と間隙比の関係



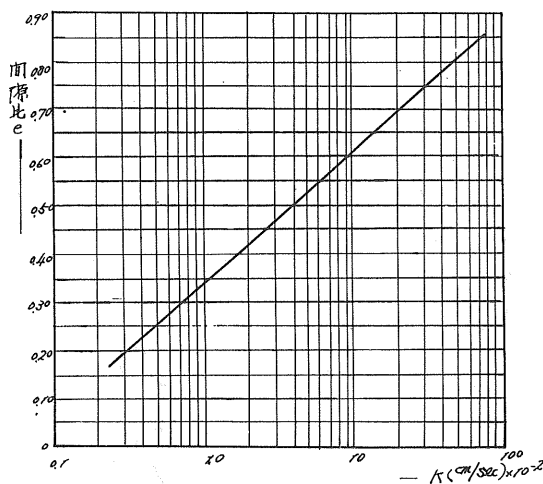
6.3 揚水量調査および考察

透水係数測定後土壌特性も略判然としてきたために、水替工法検討を兼ねかつ内部の土質を目で確認し、併せて載荷試験を実施すべく計画した試掘孔による揚水量調査について述べる。

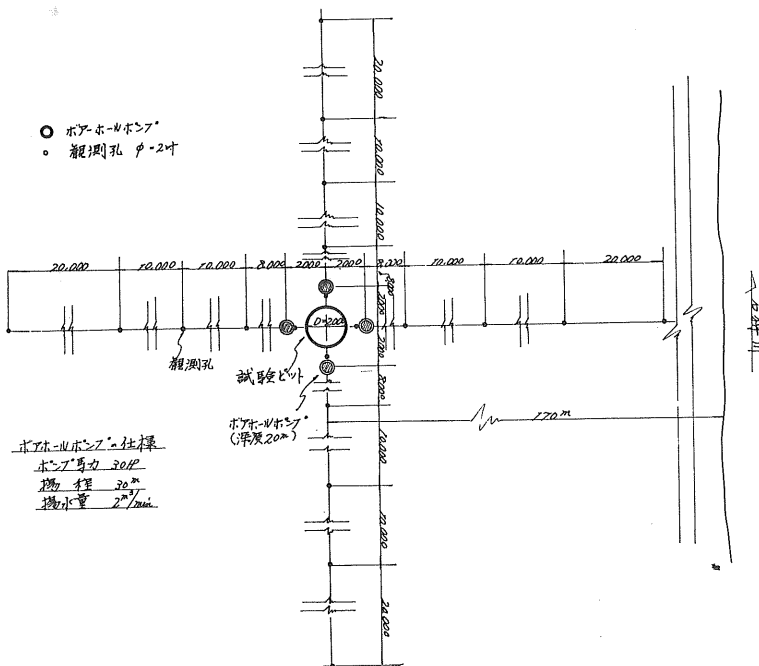
この測定の配置を図18に示す。

試掘孔の削孔は、ボアホールポンプ設置前に釜場揚水に

図—17 砂の間隙比と透水係数



図一18 ポンプ室における揚水量調査配置



のため実施したもので、揚水量を逐次変化させる段階方式を採用することとし、都合ポンプ台数に合わせ4段階とした。

各段階の揚水量をパラメーターとし、観測孔間距離と水位低下の関係を対数グラフで求めると図19のとおりである。これによると測定値に土質の不均一性、伏流水の流向により各観測孔間にバラツキが見受けられるが、水位変化量が認められなくなるまで、所謂平衡状態に達した場合ダルシーの法則が成り立つ範囲内では直線傾向を示す条件により求めたものである。(後記考察とむじゅんするが)

より開始したが、深度 5m（地下水位以下 1m）に達したとき激しいクイックサンド現象に見舞われ削孔不能になったため、前記透水係数により所要低下水位と揚水量の関係を求めて水位低下を計りながら施工する方針に変更した。即ちボアホールポンプによる所要低下水位、8 m（深度 12 m）を目途としたためストレーナーパイプ内の損失落差を見込み 20m の深さに設置することとし、表 10 から $K = 3 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ として計画した訳である。

この設備によつて計画揚水量 $8 \text{ m}^3/\text{min}$ を得て作業を再開したが、所要低下量の約 4 m の低下を得たのみで、止むなく再度釜場揚水を併用しながら深度 9 m まで削孔した。この間すでに揚水限界に達し外水圧、土圧による危険も考えられたのでこの深度で中断することとし、揚水試験を行なつた。これは前回実施したポンプ最大揚水量と得られた水位降下曲線からダルシーの法則による K 値の再検討

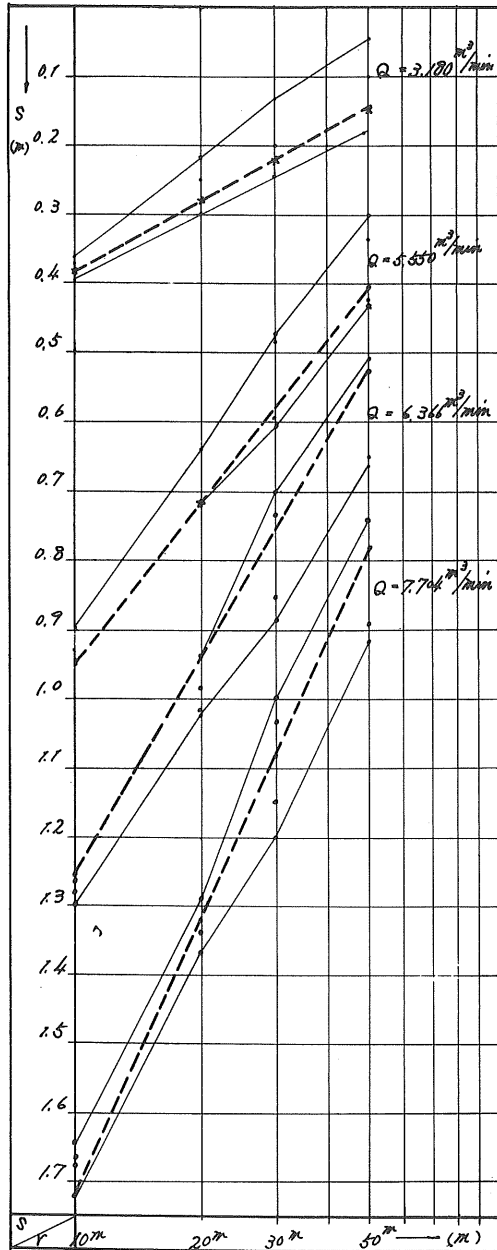
又図20は井戸中心よりの観測孔半径をパラメーターとし、揚水量と低下水位の関係図で、 $\log h$ と $\log Q$ とは一般に直線関係が成立し、直線の勾配は層流で 45° 、乱流状態では 45° をこえる。今 $\tan \theta = n$ で表わすと平均流速と動水勾配の関係式は一般に、

$$v = KI^n$$

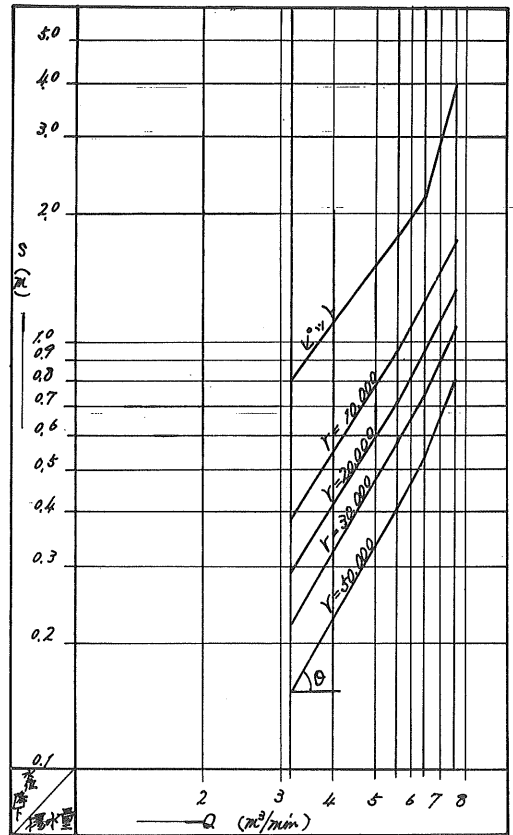
となり、層流の場合 $1/n=1$ 、乱流状態では $1/n<1$ となる。図20から揚水量の小さな場合 $n=1.23$ 、大なる場合 $n=1.30$ が求より乱流状態にあることが考えられる。

また、フルオレツセイン試薬を揚水孔隣接の観測孔から

図一19 各観測孔における水位低下状況図



図一20 水位降下揚水量曲線



投入し平均到達時間を求めると実流速は、 $v = \frac{L}{t} = \frac{800 \text{ cm}}{2.5 \times 3,600 \text{ sec}} = 0.089 \text{ cm/sec}$ が得られ、粒度試験結果から上部砂層における平均粒径を求めると $d = 0.5 \sim 0.7 \text{ cm}$ であるから、レーノルズ数は

$$Re = \frac{v \cdot d}{\nu} = \frac{0.089 \times (0.5 \sim 0.7)}{0.0131} = 3.4 \sim 4.7$$

となり、リンドキストやシユネベリの実験値から判定すると層流と乱流の境界領域にあることがうなづける。更に実験結果を用い滞水層の厚さをポンプ底面より上部と考へて、層流理論に基くチームの平衡式から求めた K 、および乱流理論から求めた K' を示すと表13のとおりとなる。

表一13 透水係数算定比較

観測孔半径 $r_1 \sim r_2 (\text{m})$	層流理論による K (10^{-1} cm/s)				乱流理論による K' (観測孔 30 m 以内 $n=1.30$) " 30 m 以遠 $n=1.23$) (10^{-1} cm/s)			
	3.18	5.55	6.37	7.70	3.18	5.55	6.37	7.70
10 ~ 20	3.8	3.1	2.7	2.6	1.2	1.2	1.2	1.2
20 ~ 30	3.9	3.0	2.9	2.5	1.3	1.1	1.0	1.0
30 ~ 50	4.0	3.0	2.7	2.5	1.3	1.2	1.2	1.1

表によれば、層流理論と考えた場合揚水量の増加につれて K が小さくなる。即ち K は間隙特性と液体の性質による常数を与えるべきであるに対し、変化することは理論に一致しない。しかるに乱流理論による場合そのバラツキ程度が小さくなる。

以上の数値には測定上の誤差も考えられるが、一般に透水係数が大で、乱流状態と考えられそうな土質に対しては段階揚水により特にその性状を確認する必要が認められよう。

7. 結 び

奈井江地点の土質調査は、雪中なお継続中のもので、揚水量に対する詳細検討も今後に残された問題であり、土質の複雑性に加えて興味深い問題でもある。

諸賢の御批判を戴ければと願ひ筆を置く。

北海道電力株式会社	土木部工事課長	前口正蔵
	土木部工事課	酒井賢一
	ク	湯浅健二

盛土施工に際してのトラフィカビリティ に関する試験例について

北海道開発局 河 野 文 弘
河 合 裕 志
岸 隆

1. ま え が き

北海道における主要国道の平地部の改良舗装は大半が完了に近づき、現在主力は次第に山地部に移りつつある。したがって道路工事の内容は大部分が土工で占められるようになってきた。ところが、高含水の粘性土や風化火山灰は、盛土施工に際し、施工機械の通過によつてこね返えされることにより容易に強度が低下し、施工機械の作業は著しく困難となる。その結果計画された土工の質量ともに確保できなくなることもある。

機械土工において機械の施工能率を左右する重要な要素の一つに土のトラフィカビリティがある。トラフィカビリティとは車輛の通行に耐え得る土の能力のことで車輛を支える支持力、前進を可能ならしめるけん引能力、ごく薄い表面でのスベリ性とネバツキ性がそれを支配する重要なものと考えられている。

近年トラフィカビリティに関して、理論的研究あるいは統計的手段で整理する調査研究が行なわれるようになってきているが、ここでは Corps of Engineer の Waterways Experiment Station の方法に準じ、本道の代表的な土工現場を対象に昭和37年、38年の両年度に亘つて試験調査した結果について述べる。

なお、この試験調査では、施工機械の通過によつて盛土上のわだちが深くなり、機械の走行が不能になる場合、すなわち土の支持力とけん引能力を対象とし、わだちが浅いのには車輪が空転して走行が不能になる場合、すなわち土のスベリ性は対象としていない。

2. 試 験 の 方 法

施工機械に対するトラフィカビリティを支配する重要な土の性質のうち、ここでは支持力とけん引能力を採り上げ、これらはともに土のセン断抵抗に比例すると考え、わだちが深くなつて施工機械が走行不能となるまでの機械の通過回数と土のセン断抵抗との関係を検討することとした。土のセン断抵抗の測定には、現場で迅速かつ簡単に扱えるという理由から、WES 型の携帯用コーンペネトrometer (コーン断面積 3.23 cm^2 , 先端角 30°) を用いること

にした。

この試験の終局の目的は、盛土施工に際して使用可能な土の範囲、性質を施工機械に対するトラフィカビリティの面から考察する資料を得ることにあつたので、現場におけるトラフィカビリティ試験と併せて盛土用土の乱さないものと乱したものについて土の強度特性を主とした室内実験を行ないこれらの関連についても検討を加えた。

2-1 現場試験の方法

施工機械のうち、主としてブルドーザーが同一わだちを通過する場合の通過回数とわだち深さおよび土の力学的性質の変化の状態を測定することとした。

十分よく締まつた盛土または地盤上に、延長約20m、幅約4m、厚さ30~50cm程度の試験盛土を設けた。試験盛土のまき出し作業中は、この上に車輛を乗入れないようにし、人力によつて表面を平にならした。

施工機械の通過によるわだち深さの測定は、試験盛土外の両側に設けた基準杭から張つた水糸を基準とした。

測定断面は施工機械の通過方向に約2m間隔に5~6カ所とした。測定回数は施工機械の通過前および通過回数が1, 2, 3, 4, 5, 10, 20回ごととし、通行不能となつた場合は、その回数までとした。

また、わだち深さを測定するたびに、わだちの中央で表面から5cmごとにわだち幅の深さ程度までコーン支持力を測定し、その平均を取つて、その通過回数におけるコーン支持力とした。

そのほか、施工機械の走行開始前と全走行終了後および試験中の適当な時を選んでわだち面中央の土の密度および含水比を測定した。密度の測定は原則として JIS A 1214「現場における砂置換法による土の単位体積重量試験方法」によつた。

2-2 室内試験の方法

地山で採取した乱した盛土用土を室内で自然含水比、施工含水比および施工中の降雨を考慮した高めの含水比の状態に対し、締固めエネルギーを3種に変えて突固めて供試体を作製し、密度と強度を測定することとした。

供試体の作製方法は、C. B. R. モールドのスペーサディスクを除き、底にこし紙を敷いたものに、所定の含水比の土を3層に分けて入れ、各層20回の場合、40回の場合、80回の場合の3通りに突き固めた。なお、ランマーは JIS A 1210 「土の突固め試験方法」のものを用い、落下高さは 30 cm とした。

強度試験は、WES 型コーンペネトロメーターによる貫入試験と、一軸圧縮試験を行なった。

貫入試験は C. B. R. モールドに入れたままの供試体について、深さ方向に 5, 10, 15 cm の3点でコーン支持力を測定し、その平均を求めた。一軸圧縮試験は、コーン支持力の測定の終わった供試体をモールドから抜き出し、ワイヤソーを用いて縦に4つ割りにしたものから直径約 4cm、高さ約 10cm の供試体を1個切り出して行なった。

2-3 地山土の試験方法

地山土については、自然状態のコーン支持力と乱さない供試体の一軸圧縮試験を行なった。

コーン支持力の測定は、試験用土が十分露出するまで地

山を丁寧に掘削した上から WES 型コーンペネトロメーターを人力で押し込み、深さ方向 5 cm 毎に約 50 cm 前後の深さまで実施し、その平均を求めた。また、一軸圧縮試験用の試料は、コアパレルを人力で地山に静かに押し込んで採取した。

3. 試験箇所と用土の性質

試験箇所およびそれぞれの用土について行なった粒土試験、コンシステンシー試験、突固め試験の結果は表-1 のようである。また地山の乱さない土のコーン支持力、一軸圧縮強度、密度、自然含水比は表-2 のとおりである。なお、これらの土の一般の観察を述べれば次のようである。

箇所番号-1の土は、地山ではよく締まつた普通の粘土であり、密度は JIS A 1210 の土の突き固め試験から求めた最大乾燥密度付近の値を示しているが、自然含水比は最適含水比を越えている。

箇所番号-2は、比重が小さく突き固め試験によつて求めた最大乾燥密度も小さい。地山の肉眼観察では切土面の土質構造は砂に類似しているが、自然含水比は最適含水比

表-1 用土の物理試験結果

箇所番号		1	2	3	4	5	6
箇所名		芦別市	室蘭市	札幌市	名寄市	音別町	厚田村
土の種類		粘土	風化火山灰	火山灰	砂利質土	粘土	ローム
粒度分析	礫	—	—	23	40	—	2
	砂	6	76	77	53	2	42
	シルト	66	21		7	35	45
	粘土	28	3			63	11
	均等係数	—	8	—	20	—	13.9
コンシステンシー試験	L.L	38.9	103.2	—	46.0	80.0	49.1
	P.L	17.6	64.1	N.P	18.7	39.0	22.8
	P.I	21.3	39.1	—	27.3	41.0	26.3
	I.f	5.8	26.6	—	15.3	17.0	8.5
突固め試験	最大乾燥密度 g/cm ³	1.58	1.24	1.83	1.65	1.03	1.44
	最適含水比 %	21.3	39.4	15.1	20.5	54.0	27.3
比重		2.59	2.35	2.63	2.66	2.47	2.65

表-2 地山土の一軸圧縮強さ

箇所番号	1	2	3	4	5	6
箇所名	芦別市	室蘭市	札幌市	名寄市	音別町	厚田村
地山の乾燥密度 g/cm ³	1.48	1.20	1.48	1.90	0.90	1.33
地山の含水比 %	29.6	79.3	14.9	6.4	75.0	30.0
乱さない土の一軸圧縮強度 kg/cm ²	0.88	0.12	0.004	—	2.90	1.00
鋭敏比	1.6	—	—	—	11.1	—

の2倍にも達しており、地山の土を掌に握り、10数回こね返すと土粒子が砕けて粘性を帯びてくる。

箇所番号—3は、岩片混りのよく締まる火山灰で水はけも比較的よく、地山の含水比は最適含水比とほぼ同じである。

箇所番号—4は、地山においてよく締まった砂利質土で透水性、支持力ともに大きい土質である。試験当日まで晴天続きであつたため地山の含水比は最適含水比の3割程度であつたので、試験区間に散水して現場試験を行なつた。

箇所番号—5は、地山では泥岩に近い状態に見受けられるが、掌で握っているうちに塑性状となる。強く堆積しているので強度が大きく、切土に際してキャタピラ車輛では作業の障害がないが、ゴムタイヤの車輛ではスリップして乗り入れができない。自然含水比がほぼ液性限界と同じであるため、運搬後の乱した状態ではすぐにまき出し、転圧を行なうことは不可能である。

箇所番号—6の土は、自然含水比が最適含水比よりわずかに高い程度で、降雨直後でなければ施工に差し支えない。今回の試験ではたまたま晴天が続いた後であつたので

最適含水比とほぼ同じ含水比であつたため、現場試験は一般的な施工条件よりよい状態であつた。

4. 試験結果とその考察

4—1 現場試験

各試験箇所におけるブルドーザーの通過回数とわたちの深さ、コーン支持力、乾燥密度との関係は表—3および図—1のとおりである。なお使用したブルドーザーはいずれも9.5 ton 小松 D 50 であつて、走行速度は通常の作業速度である 3~5 km/hr とした。

これによると、通過回数が5回付近までは、いずれの土も通過回数に比例してコーン支持力が増す傾向が認められるが、通過回数が10回以上については顕著でない。これらの試験箇所のうち、箇所番号—3, 4, 6は通過回数1~2回でコーン支持力は 10 kg/cm² 以上に達しているが、この3箇所はいずれも試験時の状態では作業容易と判断されたところである。箇所番号—2および5の現場では作業が極めて困難で、結局は相当量の捨土を行なつたところであるが、両者はいずれも1~2回の通過回数の時のコーン

表—3 現場試験結果

箇所番号		通過回数	0	1	2	3	4	5	10	20	備 考
1	<i>d</i> cm		0	6.1	6.1	7.2	7.9	8.7	12.9	17.4	ワダチの深さ
	<i>q_c</i> kg/cm ²		4	—	—	—	—	—	—	11	貫入指数
	<i>γ_a</i> g/cm ³		1,624	1,733	—	1,755	1,768	1,692	1,625	—	乾燥密度
	<i>w</i> %		25.3	13.2	11.4	11.9	11.6	15.3	23.6	—	含水比
2	<i>d</i> cm		0	7.3	8.4	9.4	9.9	10.0	11.4	12.3	
	<i>q_c</i> kg/cm ²		2	3	4	6	5	5	7	6	
	<i>γ_a</i> g/cm ³		0.82	—	—	—	—	—	—	0.91	
	<i>w</i> %		60.3	—	—	—	—	—	—	61.6	
3	<i>d</i> cm		0	6.8	7.4	8.3	8.2	8.6	8.9	10.1	
	<i>q_c</i> kg/cm ²		5	—	9	11	10	測定不能	測定不能	測定不能	
	<i>γ_a</i> g/cm ³		1.66	—	—	—	—	—	—	1.91	
	<i>w</i> %		14.0	—	—	—	—	—	—	13.3	
4	<i>d</i> cm		0	6.5	7.3	7.7	8.1	—	8.8	9.5	
	<i>q_c</i> kg/cm ²		33	10	10	9	11	—	13	10	
	<i>γ_a</i> g/cm ³		1.17	1.75	1.22	1.58	1.36	—	1.51	1.50	
	<i>w</i> %		21.3	20.7	18.0	21.1	18.5	—	17.0	19.9	
5	<i>d</i> cm		0	18.1	23.7	24.3	26.3	28.0	—	—	
	<i>q_c</i> kg/cm ²		0.80	0.72	1.13	1.11	1.25	1.48	—	—	
	<i>γ_a</i> g/cm ³		1.05	1.09	—	1.02	—	1.03	—	—	
	<i>w</i> %		56.9	51.9	—	54.8	—	55.5	—	—	
6	<i>d</i> cm		0	6.6	6.5	8.3	9.5	10.8	11.5	12.4	
	<i>q_c</i> kg/cm ²		3.1	10.3	9.3	12.9	14.1	14.5	14.9	20.5	
	<i>γ_a</i> g/cm ³		0.97	0.89	—	—	—	1.04	—	1.13	
	<i>w</i> %		25.5	25.1	—	—	—	23.8	—	23.0	

の支持力は 5 kg/cm^2 以下であり、とくに箇所番号—5は 1 kg/cm^2 程度である。このことから結論を出すのは試験数が少ないので早計であるが、現場の管理状態や土の扱い方に問題がないならば、ブルドーザーを同一わだち上で1～2回通過させコーン支持力が 5 kg/cm^2 以下ならば、一応盛土用土としての適性について検討を加える必要はあろう。

通過回数とわだち深さとの関係は、箇所番号—5を除いては、いずれも通過回数5回付近までは同じような傾向が見られ、当初の意図に反して、この数値から作業性の難易を判定する基準を見出すことはできなかった。この点に関しては更に検討を加えるつもりである。

また通過回数と密度との間についても顕著な関連は見出

せなかつた。

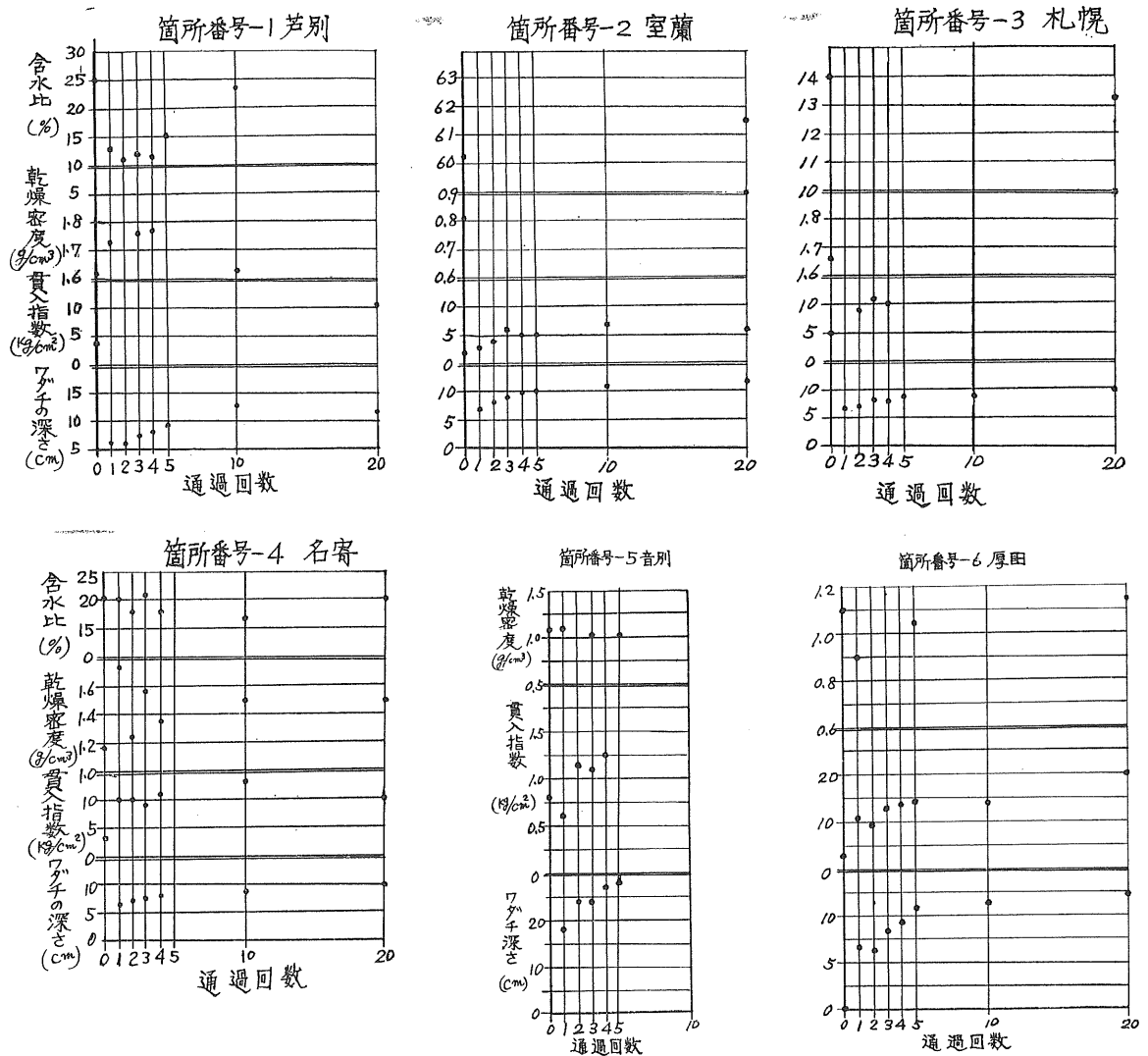
4—2 室内試験

地山で採取した乱した盛土用土に対する室内試験の結果は表—4および図—2のとおりである。

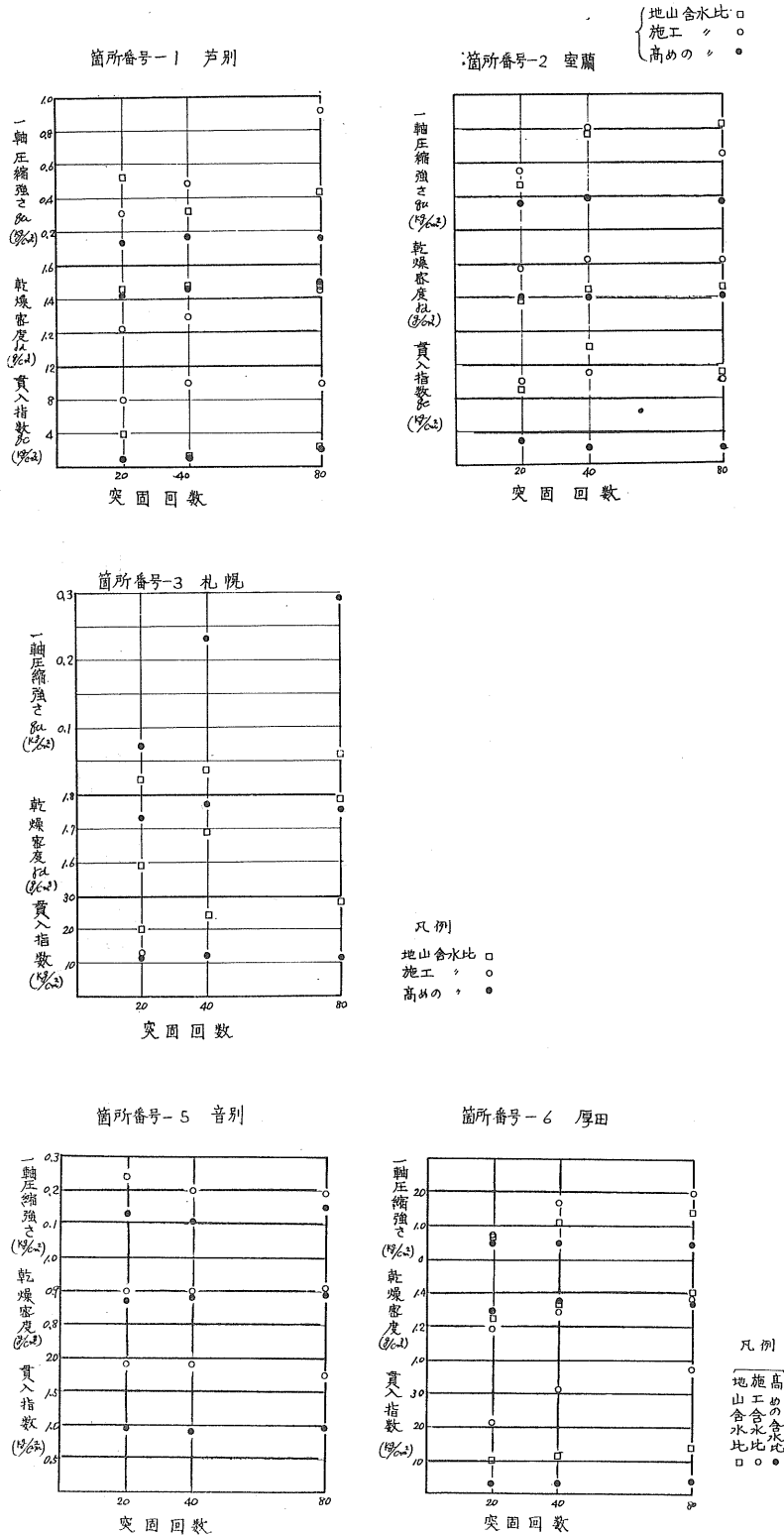
これから判るように高めの含水比では、突固め回数を多くしても密度も強度もほとんど変らない。施工含水比を見ると箇所番号—1, 3, 6は突固め回数の増加と共に密度、強度が大きくなる傾向がうかがわれるが、施工困難であつた箇所番号—2および5にはこの傾向が見られない。

また、施工含水比におけるコーン支持力は箇所番号—5を除いて、おおよそ 10 kg/cm^2 以上を示しているが、箇所番号—5は $1 \sim 2 \text{ kg/cm}^2$ にすぎない。このことは、現

図—1 通過回数と盛土の状態



図一2 こね返し土の突き固め回数と強度および密度



場試験において箇所番号—5 以外はブルドーザーの通過回数20回でわたちの深さが20 cm 以下であつたと照し合せて、室内コーン支持力試験が土のトラフィカビリティを判定するうえの一つの指標となる可能性があることを示しているものと考えられる。一軸圧縮試験の結果からは、

このような傾向は見られない。

4—3 現場試験と室内試験の関連

機械土工においては、盛土用土の適否は、施工機械に対する用土のトラフィカビリティで決定されと考えてよ

表—4 室内実験結果

箇所番号—1 芦別						
試料の種類		貫入指数 (kg/cm ²)	一軸圧縮強 (kg/cm ²)	乾燥密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	
地山のこね返し試料	地山	20 回	4	0.53	1.45	30.2
	含水比	40 回	1	0.33	1.47	31.1
	高めの含水	80 回	2	0.43	1.46	30.3
	施工	20 回	8	0.32	1.22	22.9
	含水比	40 回	10	0.48	1.29	22.8
	高めの含水	80 回	10	0.91	1.45	22.3
	地山	20 回	1	0.13	1.41	31.4
	含水比	40 回	1	0.17	1.45	30.6
	高めの含水	80 回	2	0.15	1.48	29.2
箇所番号—2 室蘭						
試料の種類		貫入指数 (kg/cm ²)	一軸圧縮強 (kg/cm ²)	乾燥密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	
地山のこね返し試料	地山	20 回	9	0.27	0.78	75.2
	含水比	40 回	14	0.56	0.83	74.4
	高めの含水	80 回	11	0.62	0.85	72.3
	施工	20 回	10	0.35	0.98	70.2
	含水比	40 回	11	0.60	1.03	69.3
	高めの含水	80 回	10	0.45	1.03	70.5
	地山	20 回	3	0.15	0.80	82.3
	含水比	40 回	2	0.19	0.79	82.3
	高めの含水	80 回	2	0.17	0.80	81.7
箇所番号—3 札幌						
試料の種類		貫入指数 (kg/cm ²)	一軸圧縮強 (kg/cm ²)	乾燥密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	
地山のこね返し試料	地山	20 回	20	0.028	1.59	12.3
	含水比	40 回	40	0.035	1.69	12.2
	高めの含水	80 回	80	0.063	1.79	12.3
	施工	20 回	13	—	—	—
	含水比	40 回	測定不能	—	—	—
	高めの含水	80 回	—	—	—	—
	地山	20 回	11	0.064	1.73	16.8
	含水比	40 回	12	0.230	1.77	17.1
	高めの含水	80 回	11	0.295	1.75	17.5

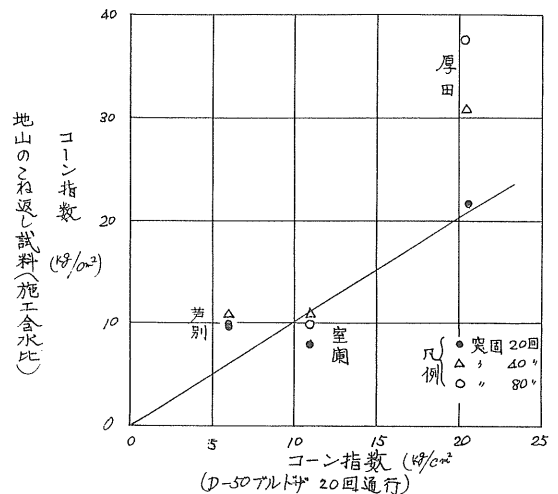
箇所番号—5 音別

試料の種類		貫入指数 (kg/cm ²)	一軸圧縮強 (kg/cm ²)	乾燥密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	
地山のこね返し試料	施工	20 回	2	0.24	0.90	66.4
	含水比	40 回	2	0.20	0.90	66.8
	高めの含水	80 回	2	0.19	0.91	64.8
	地山	20 回	1	0.13	0.87	69.4
	含水比	40 回	1	0.11	0.88	68.3
	高めの含水	80 回	1	0.15	0.89	68.7

箇所番号—6 厚田

試料の種類		貫入指数 (kg/cm ²)	一軸圧縮強 (kg/cm ²)	乾燥密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	
地山のこね返し試料	地山	20 回	10	0.65	1.24	29.8
	含水比	40 回	12	1.10	1.33	30.2
	高めの含水	80 回	14	1.41	1.40	29.9
	施工	20 回	22	0.73	1.19	23.2
	含水比	40 回	31	1.73	1.29	22.8
	高めの含水	80 回	38	1.97	1.37	23.1
	地山	20 回	3	0.49	1.28	34.3
	含水比	40 回	3	0.47	1.34	34.0
	高めの含水	80 回	4	0.42	1.34	34.2

図—3 現場土とこね返し土のコーン指数の比較



い。しかし、実際現場で施工機械を用いてその都度実験するのは大変であるし、また計画段階で盛土用土の適否判定をするには、多くの場合室内試験に頼るよりほかない。そのためには室内試験を実際現場に関連づける必要がある。その一環として車輛の通過回数と突固めた回数との関係をコーン支持力について比較検討してみた。

図—3は横軸に現場におけるブルドーザー20回通過後のコーン支持力を縦軸に施工含水比に対するこね返し試料の突固め回数20回、40回、80回の供試体のコーン支持力を図示したものである。これによれば、突固め回数20回が通過回数20回に対応している傾向がうかがわれるが、試験個数が少ないので、更に試験調査を行なつて検討を加えなければならない。

5. あ と が き

土と施工機械との関係は複雑で、この間に定量的な法則

を見出すのは仲々面倒である。しかし、工事適期が短かく、そのうえ自然含水比の多い土を対象に大土工を能率的に行なうためには、これは是非とも早急に解決しなければならない重要な問題である。

この試験では、現場と室内試験との間の関係を統計的に整理してゆく方法を採用したために、結論を出すにはまだ試験例が極めて少ないが、今後も現場との協力のもとにこの研究を続けてゆきたいと考えている。

終りに、この試験調査に当つて御尽力いただいた芦別、室蘭、篠舞、名寄、釧路、茨戸の各道路改良事業所の関係各位に記して謝意を表する。

北海道開発局土木試験所土質研究室長 河 野 文 弘

土質研究室主任研究員 河 合 裕 志
岸 隆

新狩勝トンネルのラダー工法による 全断面掘さくについて

日本国有鉄道 斎 藤 教 蔵

I は し が き

近年、北海道における総合開発の進展に伴い、鉄道輸送設備の近代化と幹線輸送網の整備拡充が叫ばれ、道央と道東とを結ぶ新幹線（新得—占冠—紅葉山—追分—千歳）が石勝線としてクローズアップされてきた。

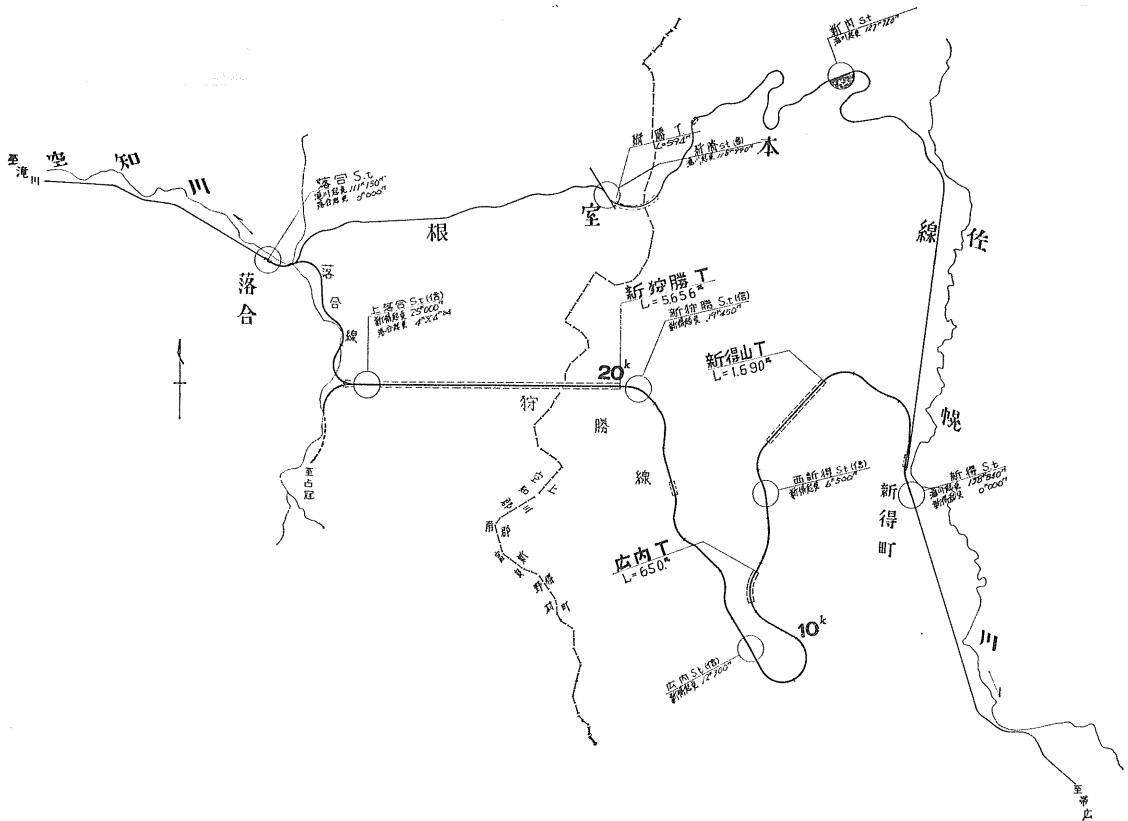
国鉄においても、昭和36年7月、新得—占冠間 53 km が狩勝線として、将来石勝線に連る構想の下に正式着工が許可になり、昭和37年4月この間の最大の難関である新狩勝トンネルの着工を見るに至った。

現在の根室本線新得—落合間 27.7 km は明治40年に開通したもので、(図—1、2)に示す通り、狩勝信号場を頂点とし前後約 20 km にわたり、25% の急勾配が連続し中に半径 180 m の急曲線をも含み、激増する根室本線の輸

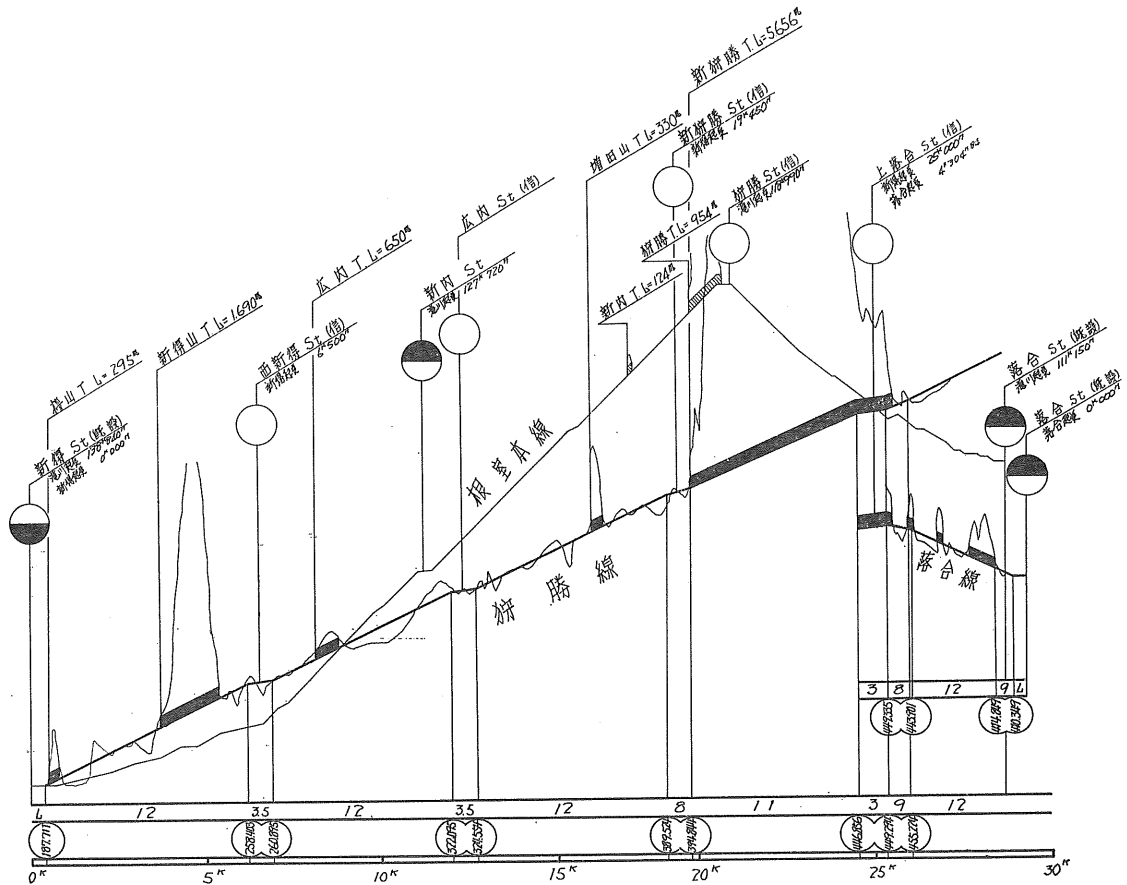
送要請に対し最大の隘路となつている。またこの区間の頂点にある狩勝トンネル (L=954m) は、経年の結果覆工の破損甚しくその保守と改築には年々多額の費用を投じている現況である。

このため、(図—1、2)に示す通り、新線が計画され狩勝線（新得—上落合間）と落合線（上落合—落合間）の完成が急速に期待されることになり、新得—占冠間の完成を待たなくとも現在の根室本線が新線に切替えられ、幾多の隘路解消、輸送力増強と設備近代化に資すること大となる。なお、新得—上落合間新線は延長 25 km、単線、最急勾配 12%、最小半径 500 m で、DD 50 型新ディーゼル機関車により貨物 850 ton 牽引が可能とされ約 3 倍の輸送力増強となる。

図—1 線路位置平面図



図—2 線路縦断面図



II 新狩勝トンネルの概要

トンネルの路線選定に当つては、掘さくの条件を有利にするため小出川の谷を避けかつ最短延長の地点で、新得、落合、占冠方に取付く位置が選定された。

新狩勝トンネルは石狩と十勝の国境をなす日高山脈を略々東西に貫き、現狩勝トンネルの南方約 4 km、標高約 400 m の地点に位置する。

新狩勝トンネルの全体図は(図—3)に示す通りで、延長 5,956m の単線トンネルで、本道第 1 位全国第 6 位の長大トンネルである。トンネルの落合側は左右に分れ、それぞれ占冠、落合に連絡することとなり、763 m は上落合信号場となり、複線断面で行違設備が出来る。

トンネルの設計断面図は(図—4)に示す通りで、単線特 1 号型交流電化予定断面である。坑口 100m 間は巻厚 45 cm 普通道床とし、その他単線区間は巻厚 30 cm コンクリート道床とし、複線区間は巻厚 60 cm である。

支保工としては、無普請区間を除き、地質の状況に応じて鉄製支保工を使用することとし、単線部には H 型鋼 100×100 若しくは 125×125 を、複線部には H 型鋼 150×150 若

しくは 200×200 を、間隔 1.20m または 0.90m を標準として使用することとした。

単線部鉄製支保工の設計図を示すと(図—5, 6)の通りである。

また湧水区間には漏水防水工として、覆工背面の地山に波型亜鉛引鉄板(35 #)を張り、施工継目には合成樹脂止水板を使用することとした。

なお、ずい道ずりは本線盛土に流用することとした。

(写真—1)は新狩勝トンネル新得側坑外全景である。

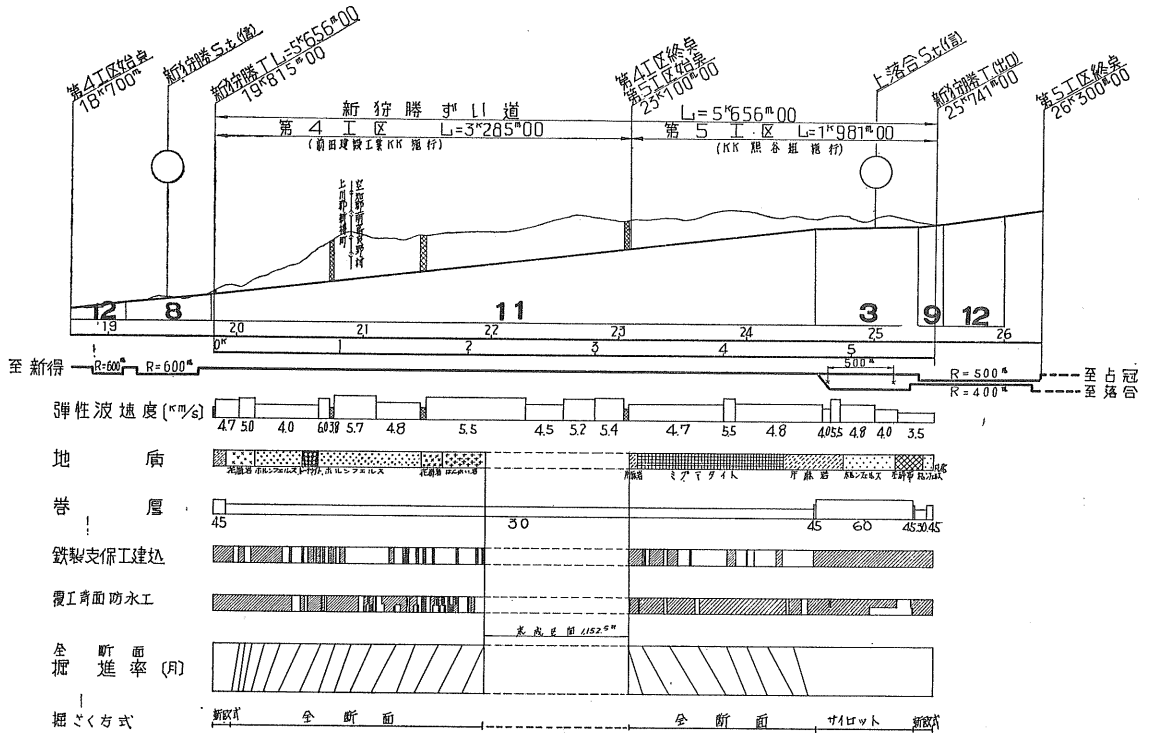
III 地 質

1. 弾性波式調査

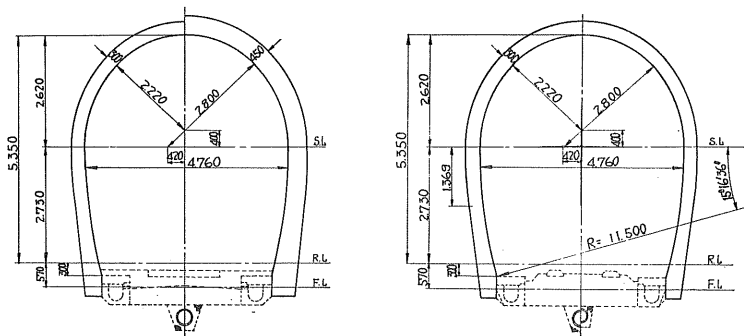
トンネルの設計及び施工に充分な資料を得るため経過地点の地質調査として弾性波式地質調査と試錐を行なった。

弾性波式地質調査には外注によつて、昭和 35 年度には路線に沿つて主測線と補助測線 1 本を実施し、翌 36 年度にはその結果よりなお不明の部分の解明のため補助測線 5 本を実施したが、主測線 5.8 km、補助測線 6 本 7.9 km である。なお、トンネル両坑口付近で、試錐を実施し基盤の深さ及び状態を精査し、弾性波式地質調査の資料にも役立て

図—3 新狩勝トンネル全体図



図—4 新狩勝トンネル設計断面図



た。この弾性波伝播速度をトンネルの全体図に示すと（図—3）の通りである。

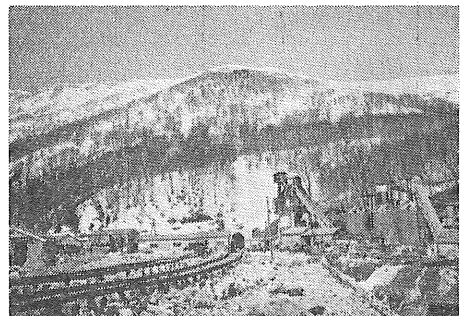
なお弾性波伝播速度の土木地質的表現の関係分を示すと（表—1）の通りである。

2. 地質の状況

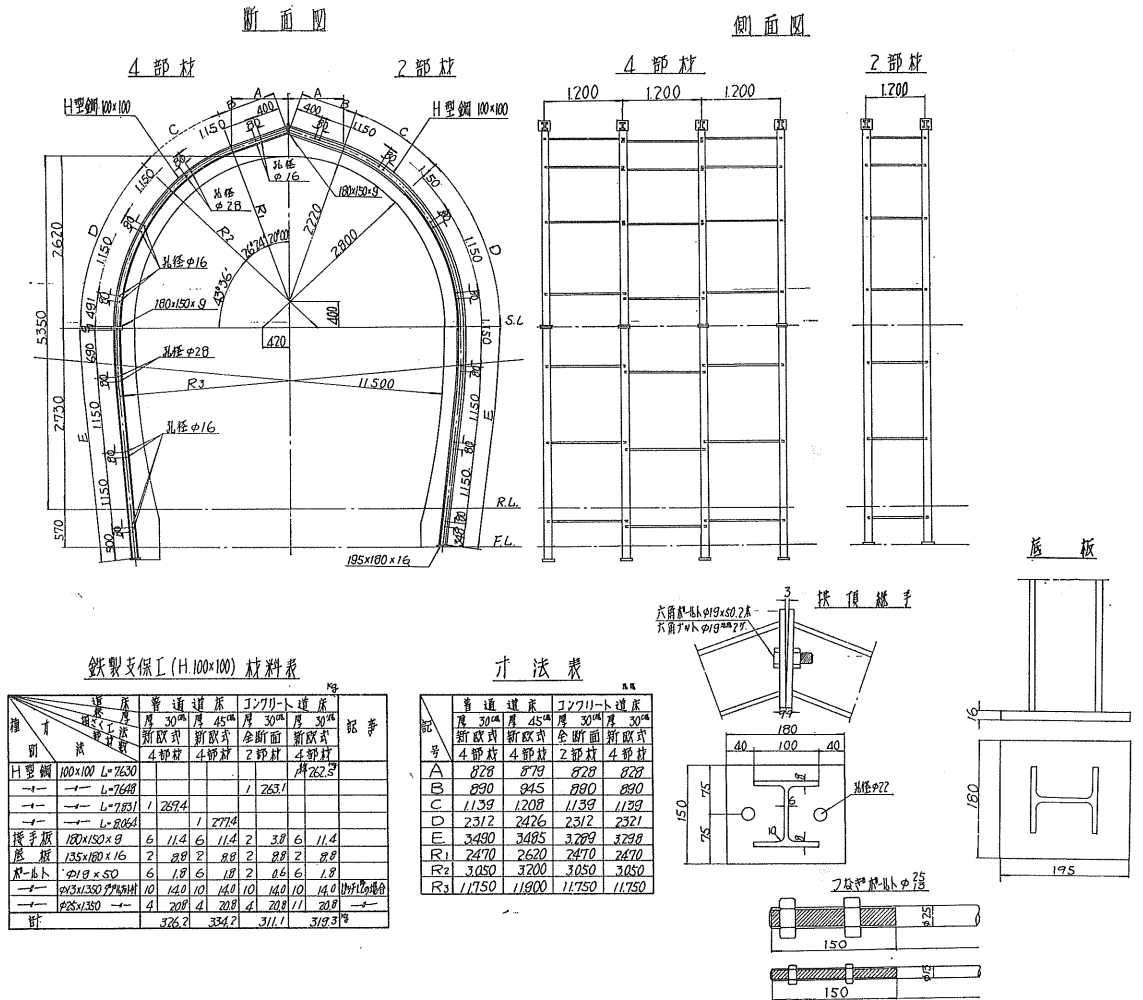
前記の諸調査及び現在までのトンネル掘きより得られた資料から、このトンネルの地質は先白亜紀を基盤とし、これに数次にわたり互入した火成岩よりなるものと思われる。

落合側には低変成のホルンフェルス、輝緑岩が見られ、断層を界してホルンフェルス、ミグマタイト及び花崗片麻

写真—1 新狩勝トンネル新得側坑外全景



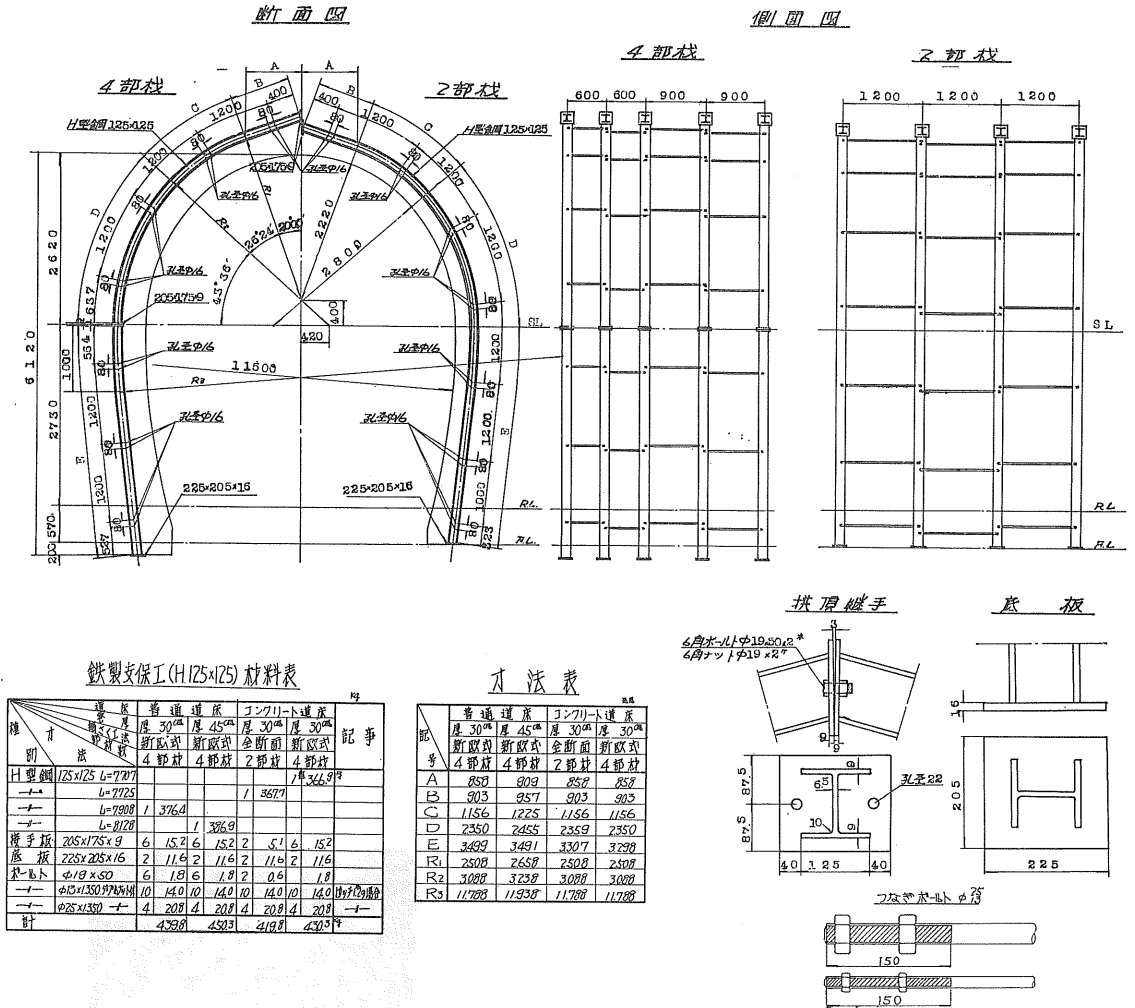
図—5 鉄製支保工 (H100×100) 設計図



表—1 弾性波伝播速度の土木地質的表現（風化及び破碎構造を含む）

〔A〕 深成岩, 半深成岩, 古生層, 中生層, 変成岩				〔B〕 火 山 岩			
風 化 の 度 合		破砕構造帯及び断層		風 化 の 度 合		破砕構造帯及び断層	
km/sec 5.5以上	(閃緑岩) 新鮮堅硬層理なし						
5.5~5.0	(花崗岩) 新鮮堅硬層理あり			km/sec 5.0~4.5	(フン岩) 新鮮堅硬で節理あり		
5.0~4.5	(硬砂岩, ホルンフェルス) 層理ある新鮮な硬岩にやや割目あり			4.5~4.0	(安山岩) 節理ある新鮮な硬岩にやや割目あり		
4.5~3.0	岩石自体変質せず割目あり (岩盤漸移帯又は軟質岩)	km/sec 4.5~3.5	割目のある岩盤 (圧碎構造)	4.0~3.0	(流紋岩) 岩質の軟かいもの及び岩盤漸移帯	km/sec 4.0~3.5	割目多い岩盤又は岩質軟かい軟岩
3.0~2.0	岩盤自体変質せず割目多し (岩盤下部風化帯)	3.5~3.0	岩石は堅硬であるが微粒に破砕され掘さく後盤ブクレ (圧碎岩)	3.0~2.0	岩石自体変質せず割目発達 (岩盤漸移帯及岩盤下部風化帯)	3.5~3.0	岩質は変化してないが割目多い軟岩又は破砕構造帯

図—6 鉄製支保工 (H125×125) 設計図



岩が見られ、新得側には花崗岩、花崗片麻岩、はんれい岩、ホルンフェルス等が断続して見られる。概ね安定した硬質岩帯であるため、トンネル掘さくとしては大型機械化施工に最適であり、単線部においては全断面掘さく方式の採用を可能としている。ただ、各種脈岩及び、変成岩を断続的に横断して進むため、これ等境界附近には大小の破碎帯及び断層が存在し、地質軟弱帯をなし湧水をも伴うため、施工速度は必ずしも当初考えたほどには到っていない。

IV 工事計画

1. 掘さく

一般のトンネル計画はもちろん、特に機械化による全断面掘さく工法の採用には、穿孔、爆破、ずり処理、支保工方式、覆工方式、諸設備等一連の作業及び設備が一貫した計画の下に適合していることが絶対必要である。

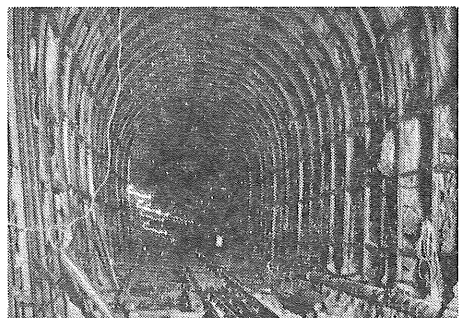
新狩勝トンネルの全断面掘さく工法の計画に当つては、

単線部の掘さく月進170m、覆工月進250m程度を目標として設計並びに工期の算定をした。

2. 支保工

前述の如く、地質は概ね良好で、全断面掘さくによつても大体無普請で施工出来るものとし、なお普請を要する場

写真—2 鉄製支保工建込状況



合は鉄製支保工を使用することとし、H型鋼を標準1.2m及び0.9m間隔に建込む設計とし、全断面掘さく区間における建込率を20%程度と推定した。なお、H型鋼は工場加工とし、冷間加工によつた。(写真—2)は鉄製支保工の建込状況である。

3. 覆 工

覆工設備には、坑外に固定バッチャープラントを設けて混合し、アジテーターカーにて搬入することとした。打込にはコンクリートポンプを用い、型わくはスチールフオ

ームを使用することとした。なお固定バッチャープラントには印字記録装置及びコンシステンシーメーターを設備しコンクリートの品質管理、打込量の実績をおさえることとした。セメントはバッチャー附近にセメントサイロを設け高炉セメントをバラのまま支給することとした。

工事の態勢としては、新得側3,285mと落合側2,371mの2工区に分けそれぞれ目下鋭意施工中である。

工区別工事数量を示すと(表—2)の通りである。

表—2 工 区 別 工 事 数 量

工 区 別	延 長	監 理	施 工	掘 さ く 量	覆工コンクリート量	摘 要
第4工区	3,285m	狩勝工事区	前田建設工業K.K.	96,600m ³	15,500m ³	内複線 763m
第5工区	2,371m	落合工事区	K.K. 熊 谷 組	99,600m ³	17,500m ³	
	5,656m			196,200m ³	33,000m ³	

V 施 工 計 画

1. ラダー工法

新狩勝トンネルのうち新得側第4工区は上記の如く前田建設工業K.K.が施工に当たっているが、その掘さくには近年種々の利点からトンネル掘さくに注目を浴びているラダー工法による全断面掘さく方式を採用しているが、これについて述べることにする。

トンネル掘さくにおける最近の一般的な傾向による方式を大別すると次のようになる。

1. 強力な大型さく岩機を堅固なジャンボに装備し、多少設備費に嵩んでも施工工期を短縮し、それによる利益を重視するいわゆる米国式掘さく法。

2. 小型さく岩機を用い小口穿孔によつて穿孔速度を落さずに掘進速度を補い軽装による経済性を重視するいわゆる欧州式掘さく法。

硬岩層を掘さくするに当つて最も安全確実な方式を採るとすれば、大型ドリフターを搭載したブームジャンボによる米国式が最も優れることはいうまでもない。

しかしながら技術的、経済的な面から見た場合、技術要員の確保、圧縮空気消費量、パイプラインの大型化、ロックドリルの消耗度、ジャンボ製作費増大等、設備費が問題となつてくる。

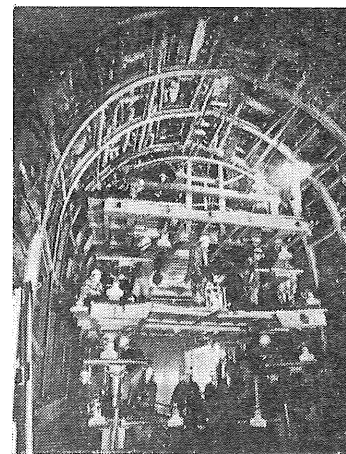
これに反し、軽量小型さく岩機(主としてレッグ付)による穿孔法は簡便であり、随時適所に応じて穿孔作業に変化を持たせることが可能で、取扱いの容易さと相まち、技術要員の確保も容易である。また設備費も米国式に比し格安となる。反面不利な点も少なくない。例えば、手持による長孔穿孔は困難で、作業員の技能、体力による穿孔速度のバラツキは多分に作業ダイヤの混乱を生ずる恐がある。

何れも一長一短あつて是非の判断を安易に出すことは難

しいが、第4工区的全断面掘さくにおいて、これ等を考慮し中間的な方式即ち、手持レッグの短所を補い、ブームジャンボによる穿孔速度に劣らないものとしてラダー工法を採用することとした。

(写真—3)は新狩勝トンネルにおけるラダージャンボ—である。

写真—3 新狩勝トンネルにおける
ラダージャンボ—



ラダー工法とはエアフィードレッグを付けた軽量さく岩機(シンカー級)をラダーと称する細長い鋼製溝型台に乗せて水平、直線にロックドリルを伸縮自在に送り穿孔する掘さく方式である。

ラダージャンボ—には、穿孔計画に基づき上中下段にそれぞれ等間隔に、前後二列水平(最上段のみは掘さく背面型に応じて円孤型)に腕木を配置してある。この腕木上に固定されたラダーは恰もブームジャンボ—におけるガイド

セルの如き役目を果している。この腕木上において、穿孔切羽面に対しロックドリルが所定の位置方向になるように位置してから、ラダー底板の孔と腕木上面の孔とを合致させ、ピンにより固定する。ロックドリルの穿孔位置の決定はラダーを所望の位置に固定することにより簡単になされ穿孔は直線、水平に穿孔することができる。

ラダー工法は新スウェーデン工法とも云われ、スウェーデン屈指の建設会社ウィドマーク・ブラザー社によつて創案された掘さく工法である。

ラダー工法は手持レッグの不安定さを補い、簡単な装置でブームジャンボーにおけるガイドセル付ドリフターに劣らない穿孔速度と効果を発揮している。

ラダー工法の利点としては概ね次の通りである。

- (1) 空気消費量が少い。したがって空気圧縮機設備が安価である。
- (2) 全体機構が簡単であるので、ジャンボー等の設備費が安価で、現場に応じた必要各部は簡単に現場製作が出来る維持費も少ない。
- (3) さく岩機は軽量小型であるので、故障の際取替えも簡単で、地質に応じレッグ方式により掘さくすることも出来るので、融通性、機動性が高い。
- (4) ラダーの長さに応じて長孔掘さくが可能であり、ロックドリルの取替えによる無駄が少なく、実穿孔時間が多い。
- (5) 小口径の穿孔であるので、穿孔速度は変らない。
- (6) ロッドの引抜きはレッグの推力と同等のエアの力で行なわれ、容易かつ迅速である。
- (7) ラダーに乗駕することによつてレッグの推力と穿孔方向が直線上にあつて、最良の条件で穿孔される。
- (8) 作業員の疲労が少なく、習熟すれば1人で2機の操作も可能である。

そもそも、ラダー工法が考案された端緒はアトラス・コプロ社の自動引込式プッシャー・レッグにあるといわれ、さく岩機（タイガー、BBD-50 W）とレッグ（ニューマチック、プレッシャー、BMT-50）との関連機能は国産機に見られない独得のものである。

新狩勝トンネルにおいて使用しているジャンボー及びラダーは（図～7、8）に示す通りであつて、又ジャンボーの諸元は（表～3）に示す通りである。

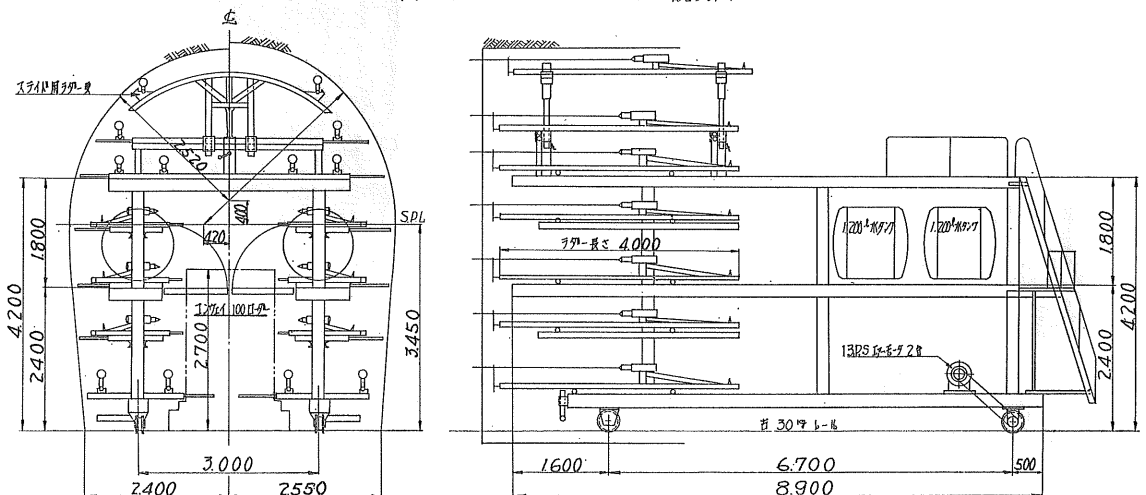
ジャンボーにおける各段のラダー及びさく岩機の配置状況を写真により示すと（写真～3、4、5、6）の通りである。

ジャンボーには上記穿孔計画に基づき各段にそれぞれ水平腕木（最上段のみは型钢による円弧型）を等間隔 90 cm に配置してある。水平腕木の外側縁端部はジャンボー移動

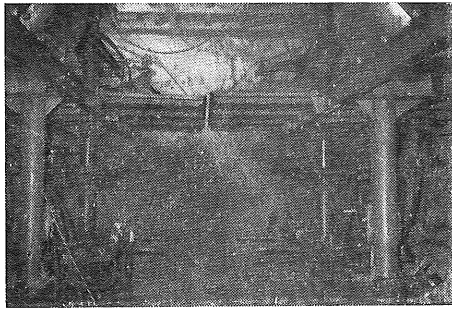
表—3 ラダージャンボー諸元

型 式	2 デッキ、門型	自走、上段固定、下段開閉式
レールゲージ	3,000 mm	
台 車 巾	4,000 mm	
全 長	8,900 mm	
全 高	4,600 mm	
さ く 岩 機 塔 載 数	17台	アトラス、タイガー BBD-50 W レッグ BMT-50
水 槽 容 量	4,800 ℓ	1,200 ℓ × 4
空 気 槽		φ 200 mm ジャンボー主 柱 6 本を利用
空 気 取 入 口	2 個	φ 75 mm 2 カ所
デ ッ キ 開 閉	2 個	手動ウィンチ
エ ア モ ー タ ー	2 台	12 PS チェン駆動自走用

図—7 ラダージャンボー説明図



写真—7 ラダージャンボ（内面）（中下段）



さく岩機前進の際はこの棧にレッグの爪をかけて送り出し後退の際にはレッグの爪外側に溶接補強した突起をこの棧に引掛けてロックドリルを引抜くことができる。

ラダーにはさく岩機を載せる滑動台があつて、溝型鋼の上縁に沿つて前進できる。座くりは切羽までの距離に応じて伸縮のできるドリルスチール受けによつて行なう。又ラダー底板には 100 mm 間隔左右にある孔により水平腕木上面の孔と合致させピンにより固定させることができる。

冠孔の穿孔に対しては円弧型腕木を前後に配した最上段

において行なう。この円弧型腕木の前部のみは穿孔位置に応じて手動ジャッキにより上下滑動することができる。この腕木に搭載されたラダーにより円弧部の穿孔を行う。

上部の並行 2 列と円弧部の 2 列は上段デッキにより行う。

心抜孔の穿孔には中段デッキ 2 列及び上段デッキ 1 列で行うが、ウェッジカットの水平角度付けはラダーの後部を水平に摺動して所定の位置に固定して穿孔を行う。

踏前孔の穿孔には下盤上に置いたラダーを使用して行う。次列の穿孔はブラケットで固定した腕木上のラダーに搭載されたさく岩機によつて行う。

ラダージャンボは穿孔の場合の他、鉄製支保工建込の際の架台としても使用されることが多い。

ラダージャンボの諸元を示すと（表—3）の通りである。

2. 設備概要

上記の如く、ラダー工法による全断面掘さく方式を採用する計画に基づき、目標を掘さく月進約 170 m、覆工を約 250 m とした。これを達成するために一貫した作業方式に基づく掘さく関係設備及び覆工関係設備の概要を示す

表—4 掘さく関係設備

1) 坑外設備

区 分	名 称	仕 様	数 量	備 考	
空気圧縮機室	コンプレッサー	VW 型	235 PS	1 台	石川島
		横型対向式	225 PS	1 台	日立
		単胴横型	100 PS	1 台	
鍛 治 場 修 理 工 場 充 電 室 火 薬 庫 火 工 品 庫 火 薬 取 扱 所	ビットグラインダー		1 台	アトラス	
			1 戸		
			1 戸		
		12坪	1 戸		
		2 坪	1 戸		
	1 坪	1 戸			

2) 坑内設備

	ラダージャンボ	2 デッキ 自走式	1 台	鋼製
	ロッカーシヨベル	KR-68	1 台	
	ずりトロ	側倒側開型 3 m ³	50 両	
	機関車	B. L. 6~8 t	4 両	
	〃	D. L. 6~8 t	4 両	

3) 一般機械器具

	さく岩機	アトラス、タイガー BBD-50 W	17 台	1.6 m~3.2 m (貸与品)
	〃 レッグ	アトラス BMT-50	17 台	
	ロックドリル	6 角中空鋼 25 mm インサート		
	送気管	スパイラル φ 200 mm	3,500 m	
	送水管	鋼管 φ 100 mm	3,500 m	
	レール	古 30 kg	15,400 m	
	スライドポイント	Y 型	2 組	

表—5 覆工関係設備

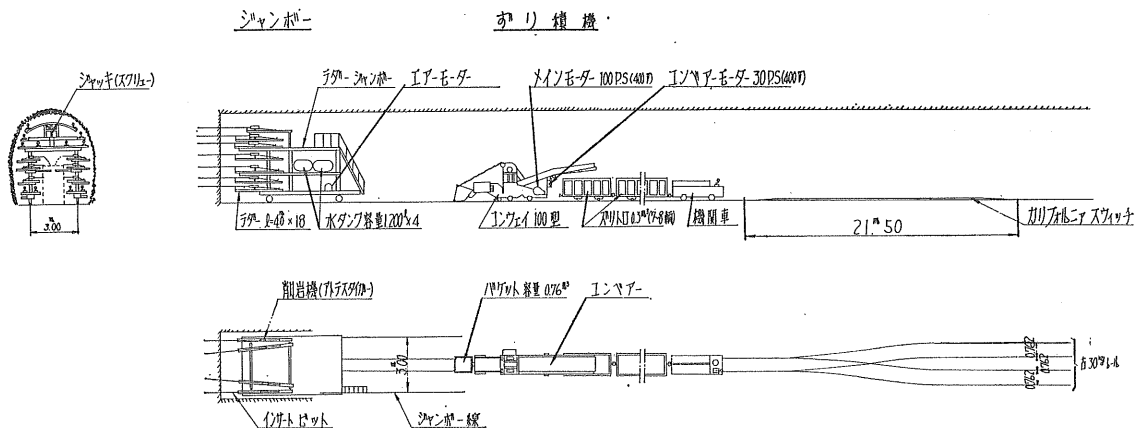
1) 坑外設備

区 分	名 称	仕 様	数 量	備 考
バッチャープラント	バッチャー	全自動式、印字記録装置付	1基	6種セクター、6チャンネル 引出コンベヤー 1基 クライマーコンベヤー 2基
	ミキサー	21S 傾胴式	2台	
	骨材ビン	コルゲートパイプ 350m ³ φ 7.5m×8.4	3基	
	パイプレーティングスクリーン	ローヘッド 1.2m×2.4m	1基	
試 験 室	ヤメレットサイロ	45 t	1基	
	コンクリート耐圧試験機	100 t	1基	

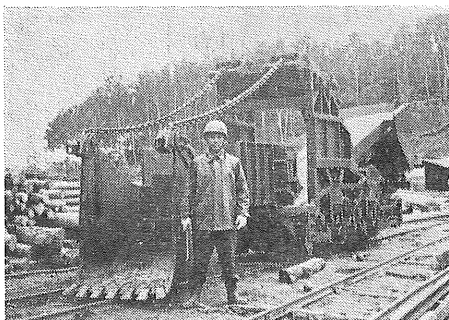
2) 坑内設備

坑 内	名 称	仕 様	数 量	備 考
	スチールフォーム	テレスコピック型 10m	1	SP 10m×2
	コンクリートポンプ	石川島 20A	1台	ムカデコンベアー付
	アジテーターカー	3m ³	4	
	機関車	B.L. 3~4t	4	
	スライドポイント	Y型, S型, N型	3	

図—9 掘さく説明図



写真—8 KR-68 ロツカーシヨベル



(表—4, 5)の通りである。

新狩勝トンネルにおける掘さく作業の状況を説明すると(図—9)に示す通りである。又ずり積に用いる KR-68 ロツカーシヨベルは(写真—8)に示す通りである。

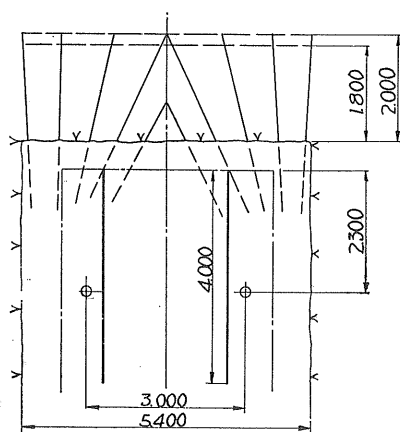
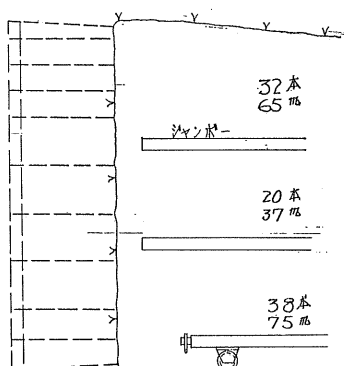
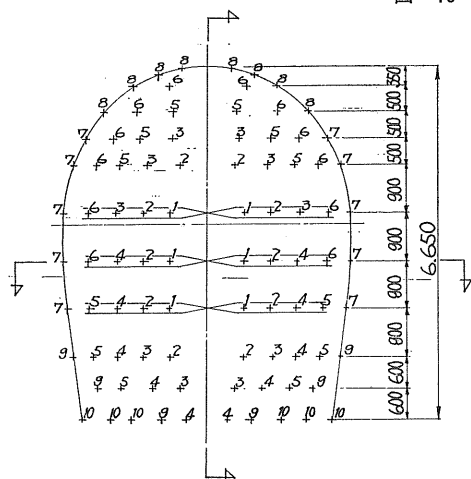
3. 穿孔計画

(1) ウエッジカット法

ラダー工法による場合の特色は水平穿孔にあるので、全断面掘さくの心抜穿孔方式としては一般にウエッジカット法を採用している。

当初新狩勝トンネルの断面に対して1サイクルの穿孔長2.8m、掘進長2.5mを適正と考え、1サイクル6時間とし4サイクル日進10m、月進250m程度を施工計画の目標とした。しかるに実際に当つての結果を見ると仲々目標に遠いものであつた。この原因としては、ラダー工法に対する未経験、各種機械設備に対する習熟不足、各種機械設備の故障及び支保工建込率の増大等であつて、サイクルの乱れが多く、特に穿孔時間、ずり積時間の超過が目立つた。このため穿孔長を種々変えてみた結果、穿孔長2.0m、掘進長1.8m程度が最も安定した作業ダイヤとなつた。このた

図-10 ウエッジカット法穿孔計画図



め4サイクル日進7.2m, 月進180m程度となるわけであるが, 実際は依然各種事故も加わり月進約150~160mとなることが多かった。ウェッジカット法による穿孔計画を示すと(図-10)の通りである。

(2) ノーカット法

然るに, その後1,800m附近より非常に堅緻なはんれい岩帯に突入し, 穿孔数は100孔に達しなおかつ相当の孔尻が残る状態となつた。

このため, 改めて効果的な穿孔方式を検討する必要に迫られた。これにはバーンカット工法及びコロメントカット工法等が考えられたが, 何れも現有設備との関係から採用に至らず, バーンカット法の変形としてのノーカット法を採用することとした。

ノーカット法はバーンカット法に似て総て平行直角に穿孔し心抜部に集中穿孔装薬して起爆効果を狙い, 他部分は全部払発破となるよう設計されている。

このノーカット法の利点としては

- 1) 穿孔の角度付けがなく作業が容易である。

- 2) 孔尻が少く, 発破効果が大きい。
 - 3) 中間助払孔の増孔の必要が少ない。
 - 4) 破砕されたずりの大きさが適当でずり処理が容易である。
 - 5) ラダージャンパーの設備を有効に使用できる。
 - 6) 心抜部以外のずりは殆んで飛散しない。
- しかしながら, 欠点としては
- 1) 心抜部のずりの飛散距離が増大し, ジャンパーその他の退避距離が大となる。
 - 2) 飛散したずりの処理時間が多くなる。
 - 3) 切羽のコンウェイ線(単線部)が長くなり, 入替時分が多くなる。

ノーカット法による穿孔計画及び作業ダイヤの一例を示すと(図-11, 12)の通りである。

VI 工事経過及び実績

坑口より約70mは礫交り粘土の堆積層で, 次で腐蝕花崗岩に移り, 90mから堅硬な花崗岩となつたが非常に層理が

表一6 全断面掘さく作業実績 (38.11未現在)

年 月	3 7					3 8									平 均
	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
岩 質	花崗岩	花崗岩	花崗岩, ホルンフ エルス	ホルンフ エルス	ホルンフ エルス	トーナライ ト,ホルン フエルス	ホルンフ エルス	ホルンフ エルス	ホルンフ エルス	ホルンフ エルス	ホルンフ エルス	ホルンフ エルス, 花崗岩	花崗岩, はんれい 岩	はんれい 岩	
穿 孔 方 式	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	ウエツジ カツト	
進 行 (m)	48.5	63.0	88.8	124.8	169	165.4	112.6	125.5	169.0	190.5	148.0	183.4	178.5	166	
支 保 工 (基)	46	5	81	104	38	92	37	34	0	39	32	25	6	14	
支保工建込延長 (m)	46.0	4.3	88.8	124.8	43.9	106.8	41.9	38.5	0	45.6	34.8	27.6	6.0	14.4	
支保工建込延長率 (%)	94.8	6.8	100	100	26.0	64.6	37.2	30.7	0	23.9	23.5	15.0	3.4	8.7	
せ ん 孔 数 (ヶ)	2,427	3,785	4,404	6,703	7,597	7,130	5,809	6,323	7,839	8,351	6,393	7,670	9,538	8,774	
平均せん孔数 (ヶ)	71.4	92.3	91.8	93.1	84.4	89.1	84.2	82.1	78.4	78.8	83.0	83.4	99.2	100.9	
発 破 回 数 (回)	34	41	48	72	90	80	69	77	100	106	77	92	94	87	
1発破平均進行 (m)	1.43	1.54	1.88	1.73	1.88	2.07	1.63	1.63	1.69	1.80	1.92	1.99	1.90	1.91	
方 数	40	36	52	54	50	54	48	54	84	87	75	81	82	54	
爆薬使用総数 (kg)	1,285.8	2,679.1	2,409.3	3,746.7	5,323.8	5,800.9	4,622.8	4,922.9	5,979.2	6,302.5	4,518.9	5,695.7	7,407.3	7,600.7	
掘さく数量 (m³)	1,412.1	1,834.2	2,585.4	3,633.6	4,920.6	4,815.6	3,278.3	3,653.9	4,920.4	5,546.4	4,309.0	5,337.0	5,197.0	4,833.1	
爆薬使用量 (kg/m³)	0.91	1.46	0.93	1.03	1.08	1.20	1.41	1.35	1.22	1.14	1.05	1.07	1.43	1.57	
雷管使用量 (ヶ/m³)	1.72	2.06	1.70	1.84	1.54	1.48	1.77	1.73	1.59	1.51	1.48	1.44	1.84	1.82	
一方平均作業人員 (人/方)	15.6	14.5	20.1	28.6	33.9	30.6	32.8	31.2	25.8	26.6	21.5	24.0	20.9	24.6	
余 巻 率 (%)	63	102.3	60	62.3	97.8	139.1	93.2	77.4	90.5	69.4	76.6	87.9	117.8	88.5	

多いので、155 m 迄は新歐式掘さく工法で進んだ。

155 m 地点で全断面掘さくの準備の切掛けを始め、ジャンボを組立てた。9月14日175mより全断面掘さく工法となつたが、切羽距離も短くずり積機も大型機の搬入に至らずRS-85を使用し、地質も依然層理が多く支保工の建込が続いたので、進行は僅か50~60mに過ぎなかつた。ようやく10月25日245mに至りコンウエイ100型ロッカーショベル及びトレインローダーの坑内組立が完了し、本格的な全断面掘さく態勢に入つた。

37年11月から38年11月現在迄の全断面掘さくの実績を示すと(表-6)の通りである。

(表-6)に示す全断面掘さく作業実績について説明を加える。

1) 進 行

37年10月から全断面掘さく工法に取りかかつたとはいえまだ労務者の各作業並びに機械に対する習熟が不足であるのに加え、主力ともいうべきコンウエイ100型ずり積機が中古であるための故障と、トレインローダーのベルト切断及びキャリヤー、ローラーの故障が大きく響き、さらに支保工建込率の増大と相俟つて38年1月迄は芳しからぬ進行であつた。38年2月に至りずり積機にはコンウエイ100型と同型式のKR-68を投入し、トレインローダーを廃用し、ずりトロの入替を空盈入替方式に切替えたので、ようやくずり処理の事故によるサイクル数の減少は余り見られなくなり、漸時進行も伸びた。37年6月以降は概ね170m台を維持している。当初計画におけるずり処理方式は3m³トロを列車編成の儘積込むこととしていたため、トレインローダーを廃用して1両宛入替している現況では進行の飛躍的増大は望まれない。

2) 支 保 工

支保工の地質別の建込数は変成岩(ホルンフェルス)では変質を受けた度合によつて非常にまちまちで、これが進行阻害の主因をなした。はんれい岩は殆んど無普請で通過し、花崗岩帯は層理が発達して居り湧水を伴つて剥落する危険が多かつたので、支保工の建込みも割に多かつた。この区間の平均建込率は37%であつて当初の予想20%に比し約2倍となつている。

3) せ ん 孔

せん孔長は当初2.8m程度であつたが、作業ダイヤと睨み合せ漸時縮少し2.0m程度で安定し、掘進長1.8mに過ぎなかつた。平均せん孔数は変成岩においては約80孔であつたが、はんれい岩に至り100孔と増大し、かつ孔尻が多かつたのでノーカット法を採用したが、依然増孔を要し100孔程度となつている。

4) 交 替

37年5月迄は2交替4サイクルを目標としていたが、切羽距離が1,000mを超え能率低下が慢性化して来たので、

3交替4サイクルに切替え能率の保持に努めた。しかしながら10月に至りはんれい岩帯に突入したため、ノーカット法に切替え要員事情から2交替4サイクルとしている。

5) 爆 薬

地質の変化と爆薬使用量との関係は、変成岩は変質の度合による変動が多く、はんれい岩に至りノーカット法によつては、増孔を要し激増している。

雷管は平均せん孔数と比例しているのは当然であるが、はんれい岩に至つて更に増大している。

6) 作 業 人 員

地質変化その他による作業ダイヤの乱れが甚しいので、切羽要員は穿孔爆破ずり出しの各作業を1交替の内連続して受け持つている。ジャンボには約17人が従事している。(表-6)に示す作業人員はその他坑内作業に従事する者を含むものである。

7) 余 掘 率

$$\text{余掘率}\% = \frac{\text{余掘断面積}}{\text{設計覆工断面積}} \times 100$$

$$\text{余巻率}\% = \frac{\text{余巻断面積}}{\text{設計覆工断面積}} \times 100$$

余掘率の實際を捉えることは少々困難であるが、余巻率から余掘率の概略を推定出来よう。余掘は作業の巧拙、注意力の多少によつてもその量は異なるが、その多寡は地質特に亀裂の有無大小とその状況にもよるが断面の大きさ工期にも関係が深い。

支保工建込率との関係は明瞭であつて、無普請区間においては100%を越しているのは、一層の努力が望まれる。

8) 湧 水

なお、現在の新得側の湧水量は約40ℓ/secであつて、長大ずい道における実績に比し中庸といえよう。

なお、(図-3)に覆工背面防水工施工区間を示したが少量ではあるが全面にわたつて湧水があり、これが凍害に結びつくことを思うと処理には細心の注意を払つている。

VII あ と が き

以上新狩勝トンネルの概要と第4工区におけるラダー工法について述べたが、工事はまだ完成するに至つていない現況では速かにその得失を断ずるわけにはいかない。しかしながら地質の程度に予想外のバラツキがあつたこと、作業員の質量が満足すべき状態にないことなど考えると、ラダー工法によつたればこそ今日の成績をあげ得たのではないとも考えられる。未開の分野に困難な条件を克服して日夜撓まぬ努力を続ける関係各員の献身に心からの声援を送ると共に、恙なく工事の完遂を迎えるよう祈るものである。

(日本国有鉄道札幌工務局土木課補佐 斎藤教蔵)

火山灰の凍上性について

北海道開発局 小 山 道 義
高 橋 毅
川 井 優

1 ま え が き

寒地道路における最も重要な課題の一つに凍上対策がある。現在北海道では、在来の凍上性路床土を取り除き、凍上しにくい材料で置き換える、いわゆる置換工法が広く採用されているが、近年舗装道路の伸長に伴なつて、良質な置換材料を手に入れることの困難な現場が生じてきた。このような事情に対して、安価で入手しやすい地方産材料を活用することが望まれ、地方によつては火山灰が多く利用される傾向にある。火山灰は一般に難凍上性であるが、中には相当高い凍上性を示すものがあり、置換材料として使用する場合には、常に凍上性の判定を行わなければならない。そのための方法としては、凍上試験を行なうのが最も確実な方法であるが、これには大きな設備と手数を要するので、現場などではもつと簡易に判定する方法が強く要望されている。しかしながら火山灰の凍上性は複雑で、土の場合と同一に取りあつかうことができないところに判定の難しさがある。

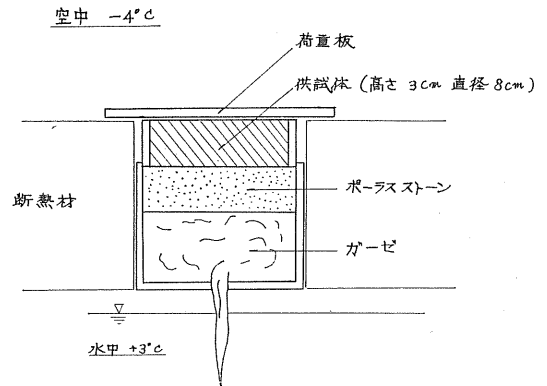
ここでは火山灰のシルト以下微粒分の含有量、物理的性質および強熱減量などの面から凍上性との関係を検討し、凍上性の判定方法を求めるために二、三の考察を加えた。

2 実験の方法

昭和38年度までに道内各地より送付された火山灰の中から、代表的な試料48種を選出し、JISの土質試験方法にしたがつて、粒度分析、物理試験、突固め試験を行ない、また、強熱減量試験、X線回折試験等も試みた。

一方、室内凍上試験を行なうことによつて凍上性を判定し、上の各種試験結果との関連性について検討を加えた。ここで、強熱減量とは、試料を一定の高温度に熱し、重量の減少割合を求めるものである。またX線回折試験は自記式X線回折装置を用いたが、火山灰の結晶構造が非常に複雑なため、その解析は困難で目下検討中である。凍上試験については、図-1に示すような装置を用い、供試体を高さ3cm、直径8cmのプラスチック製円筒型モールドに、土の突固め試験方法(JIS 1210)による最適含水比で最大乾燥密度となるように締固め、常温で24時間自由吸水させた後、冷却温度 -4°C 、地下水温度 $+3^{\circ}\text{C}$ の温度条件のもとで実験を行なつた。また、供試体はガーゼおよびポーラ

図-1 凍上試験装置



スストーンを通じ、自由に吸水できるような開式とした。

3 実験の結果と考察

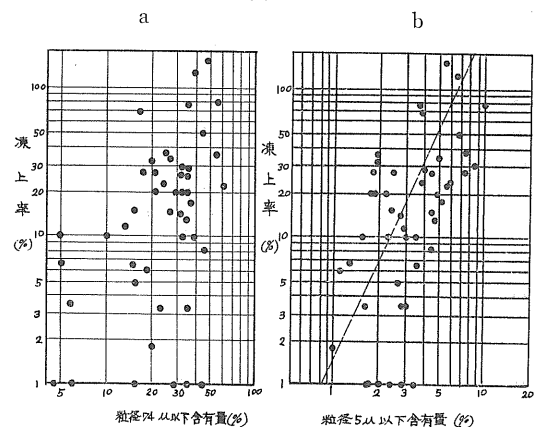
火山灰についての各種試験結果を表-1に総括した。

各試料は凍上率と凍結様式を考慮して、大体凍上性の順序に並べて番号をつけている。

3-1 粒度と凍上性

一般にシルト以下微粒分の存在は凍上性に影響を及ぼす大きな要素であると考えられるが、シルト以下といつてもその粒径にはかなりの幅があり、凍上に及ぼす影響もそれぞれ異なると思われる。図-2・aおよびbは、各々粒径

図-2



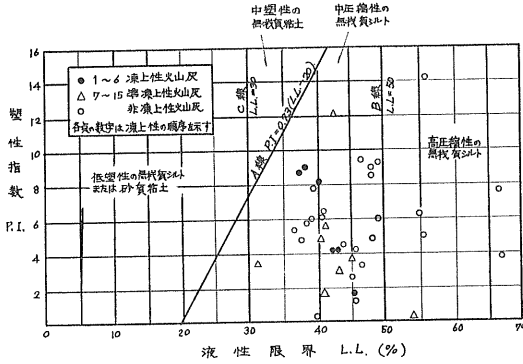
表—1 火 山 灰 試 験

No.	試 料 名	平均凍上率 (%)	レキ分 (4.76mm 以上 %)	砂 分 (4.76mm ~74 μ %)	シルト分 以下 (74 μ 以下) %	粘土分以下 (5 μ 以下) %	最大径 mm	均等係数	温度別、 (74 μ ふるい)	
									200°C	400°C
1	釧 路 2	156.7	2.0	50.0	48.0	5.8	20	21	1.9	5.8
2	厚 別 2	133.3	2.0	58.0	40.0	6.7	10	20	0.1	3.7
3	釧 路 1	76.7	3.5	62.5	34.0	3.4	20	15	1.4	4.0
4	網 走 小 清 水 町	80.0	1.5	44.2	54.3	9.7	10	17	2.1	4.0
5	釧 路 遠 矢	70.0	3.0	80.1	16.9	3.7	10	5	2.9	7.0
6	帯 広 土 幌 上 層	50.0	5.0	52.5	42.5	6.5	20	21	1.7	2.9
7	釧 路 太 田	36.7	0.5	44.7	54.8	7.2	10	11	2.2	3.7
8	虻 田	36.7	1.0	74.6	24.4	1.9	10	8	1.0	2.5
9	帯 広 土 幌 下 層	33.3	7.0	66.0	27.0	1.9	20	9	0.6	3.1
10	女 満 別 町 昭 和	32.7	3.5	76.5	20.0	5.0	20	18	0.1	2.8
11	沼 田 線 厚 別	30.0	6.5	61.2	32.3	8.5	20	30	0.4	2.5
12	温 根 湯 23 号	29.3	2.0	62.5	35.5	4.0	20	12	0.1	1.5
13	江 別 3	26.7	6.0	60.0	34.0	2.4	20	13	0.1	2.3
14	阿 寒 旧 道	26.7	3.5	64.5	32.0	7.0	20	35	1.7	5.7
15	網 走 郡 仁 倉	23.3	0	39.5	60.5	5.5	2	4	1.2	3.4
16	岡 山 A	26.7	0	79.0	21.0	4.2	2	20	2.6	5.8
17	西 神 楽	26.7	4.0	77.8	18.2	1.8	10	11	1.8	3.1
18	女 満 別 飛 行 場	24.4	4.0	60.0	36.0	3.8	20	22	1.6	3.6
19	女 満 別 町 呼 人	24.0	2.0	75.3	22.7	6.0	10	37	0.0	1.9
20	岡 山 B	20.0	2.0	66.7	31.3	4.7	10	15	2.8	5.9
21	網 走 湖 畔	20.0	10.0	68.7	21.3	1.7	40	20	1.3	4.0
22	江 別 1	20.0	6.0	64.0	30.0	1.8	20	19	1.3	2.5
23	広 島	20.0	4.5	62.5	33.0	2.2	20	12	1.7	3.0
24	小 清 水 町 南 4 号	17.7	5.0	56.0	39.0	5.2	20	33	0.3	2.5
25	旭 川 上 富 良 野	16.7	5.0	81.0	14.0	2.2	20	22	1.1	2.7
26	小 清 水 町 南 6 号	15.0	9.0	58.3	32.7	2.8	25	24	1.2	3.0
27	三 の 原	15.0	0	72.8	27.2	5.1	2	38	0.7	4.9
28	厚 別 1	13.3	3.0	63.5	33.5	4.8	20	16	1.8	2.8
29	美 幌 町 都 橋 (上)	11.3	7.0	78.8	14.2	2.8	20	11	0.0	2.0
30	美 幌 町 都 橋 (下)	10.3	8.5	86.5	5.0	1.5	20	8	2.2	3.5
31	美 幌 町 豊 富	10.0	8.0	82.0	10.0	2.3	20	8	1.8	2.6
32	訓 子 府 町 中 の 沢	10.0	1.5	59.5	39.0	3.5	20	9	1.6	2.5
33	美 ヶ (細 粒)	10.0	6.5	61.1	32.4	3.0	20	17	1.0	3.3
34	佐 呂 間 D	8.3	0	53.0	47.0	4.2	2	6	1.5	3.2
35	美 幌 小 学 校	6.7	20.0	75.0	5.0	1.2	20	7	0.5	1.6
36	白 滝 村 支 勇 別	6.7	2.5	82.5	15.0	3.7	20	15	0.6	2.1
37	呼 人	6.0	0	81.0	19.0	1.1	2	12	0.6	1.6
38	美 幌 町 新 宮	5.0	13.5	69.3	17.2	2.8	20	4	1.9	2.6
39	江 別 4	3.3	1.0	76.0	23.0	3.0	10	20	3.0	6.8
40	江 別 7	3.3	4.0	60.5	35.5	2.9	20	15	1.5	3.2
41	津 別 町 達 美	3.3	5.0	89.5	5.5	1.7	20	5	0.1	2.3
42	足 寄	1.7	0	80.0	20.0	1.0	2	7	2.0	2.6
43	浜 藻 琴	1.0	1.0	93.0	6.0	3.5	10	37	0.6	2.7
44	小 清 水 町 藻 琴 市 街	1.0	3.5	91.7	4.8	1.8	20	3	2.0	4.5
45	北 見 市 平 和	1.0	0	53.5	46.5	2.0	5	9	1.3	2.9
46	北 見 市 卯 野 原 内	1.0	2.0	69.0	29.0	1.8	20	9	1.1	3.0
47	江 別 2	1.0	3.0	62.0	35.0	2.8	10	9	0.5	2.6
48	江 別 5	1.0	1.0	83.0	16.0	2.3	10	9	2.9	6.9

結 果 一 覧 表

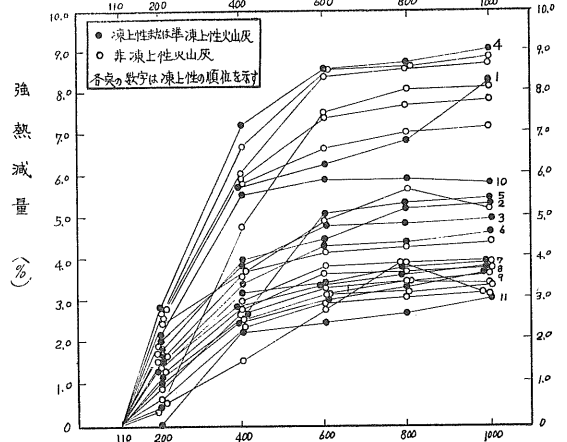
強熱減量 (%) 通過試料について)			突固め試験		物 理 試 験 (74 μ ふるい通過試料について)					凍 結 様 式
600℃	800℃	1,000℃	最 適 含水比	最 大 乾燥密度	比 重	液性限界	塑性限界	塑性指数	速 心 含水当量	
6.3	6.9	8.3	32.0	1.29	2.21	38.3	29.3	9.0	27.2	微細霜降状凍結
5.7	7.7	7.9	37.0	1.18	2.41	42.4	38.3	4.1	—	"
4.5	5.3	5.4	32.6	1.17	2.35	45.2	43.5	1.7	12.3	"
4.8	4.9	5.0	28.1	1.24	2.33	40.1	32.0	8.1	16.7	微細霜降状及コンクリート状凍結
8.6	8.8	9.0	14.5	1.68	2.49	37.4	28.6	8.8	24.7	微細霜降状凍結
5.1	5.4	5.5	33.0	1.51	2.41	43.1	38.9	4.2	21.3	微細霜降状及コンクリート状凍結
4.3	4.4	4.7	28.2	1.22	2.44	40.1	35.3	4.8	16.7	"
3.7	3.8	3.8	20.9	1.37	2.39	30.7	27.2	3.5	5.3	"
3.2	3.5	3.8	31.5	1.23	2.40	41.2	35.6	5.6	16.5	"
2.9	3.8	3.8	25.5	1.35	2.40	41.3	39.4	1.9	15.4	"
2.8	3.2	3.3	33.1	1.14	2.43	42.8	39.3	3.5	10.0	"
1.6	2.2	2.2	36.8	1.13	2.38	50.9	—	—	8.9	"
2.5	2.7	3.1	42.0	1.04	2.38	44.8	41.0	3.8	14.2	"
5.9	6.0	5.9	18.0	1.63	2.47	42.4	30.2	12.2	29.9	"
3.6	3.8	3.8	41.0	1.07	2.39	54.0	53.9	0.1	12.3	"
7.5	7.8	7.8	38.0	1.14	2.36	48.6	39.6	9.0	22.1	コンクリート状凍結
3.9	3.8	3.9	25.0	1.35	2.41	38.2	33.4	4.8	16.3	"
3.8	3.8	3.8	21.0	1.22	2.39	49.2	43.2	6.0	10.2	"
2.0	2.8	2.8	23.5	1.31	2.37	39.9	39.3	0.6	12.4	"
6.7	7.1	7.2	41.8	1.06	2.39	39.7	31.8	7.9	35.8	"
5.0	5.8	5.2	31.0	1.27	2.39	45.3	41.2	4.1	16.5	"
3.0	3.1	3.2	31.0	1.02	2.39	41.0	34.6	6.4	10.8	"
3.1	4.1	4.5	41.2	1.01	2.37	44.1	—	—	11.5	"
3.0	3.1	3.3	37.4	1.15	2.31	45.1	42.3	2.8	4.4	"
3.4	3.5	3.6	29.0	1.39	2.46	55.7	50.4	5.3	16.3	"
3.2	4.2	4.4	27.5	1.60	2.41	—	—	—	—	"
7.5	8.1	8.2	54.4	1.07	2.46	40.3	34.1	6.2	27.7	"
3.8	3.8	3.8	43.7	1.02	2.41	—	—	—	9.3	"
2.3	3.1	3.3	21.8	1.47	2.45	43.6	39.2	4.4	15.2	"
4.8	5.0	5.1	28.5	1.32	2.39	—	—	—	12.3	"
5.2	5.4	5.5	18.8	1.66	2.46	—	—	—	10.5	"
3.5	3.8	4.0	28.5	1.26	2.38	43.0	—	—	14.2	"
3.6	3.6	3.4	35.4	1.11	2.43	46.6	43.3	3.3	11.7	"
4.3	4.3	4.4	48.4	1.98	2.36	66.3	58.7	7.6	11.7	"
2.7	3.4	3.6	16.5	1.69	2.45	38.6	32.6	6.0	13.3	"
2.6	3.5	3.6	24.0	1.64	2.40	49.4	40.1	9.3	23.0	"
3.0	3.9	3.1	22.4	1.18	2.43	54.9	48.6	6.3	10.9	"
3.5	3.8	3.9	21.5	1.36	2.40	—	—	—	15.0	"
7.7	7.7	7.8	31.0	1.16	2.42	55.7	41.6	14.1	23.7	"
3.4	3.4	3.4	45.4	1.02	2.40	46.5	37.1	9.4	13.9	"
2.6	3.1	3.2	20.0	1.34	2.50	47.6	42.7	4.9	10.1	"
3.8	3.7	3.9	29.5	1.25	2.40	36.5	31.1	5.4	4.8	"
3.0	3.6	3.6	16.0	1.60	2.53	40.7	—	—	12.7	"
5.7	5.9	6.0	22.0	1.48	2.37	48.4	39.8	8.6	21.8	"
3.4	3.5	3.6	38.5	1.07	2.39	53.5	—	—	10.3	"
3.6	3.6	3.8	36.5	1.09	2.40	67.1	63.2	3.9	6.5	"
3.4	3.9	3.7	42.0	1.01	2.43	45.6	44.4	1.2	11.6	"
8.6	8.7	8.9	45.0	0.99	2.38	38.1	32.2	5.9	25.5	"

図一 3 液性限界，塑性指数と凍上性の関係

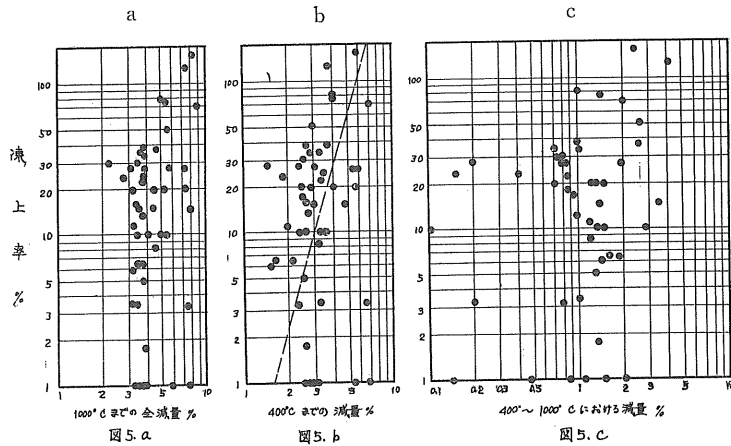


注) 凍上性火山灰：明らかに氷層が分離し，凍上率も大きいもの
 準凍上性火山灰：氷層分離の傾向はあるが，凍上率が比較的小さいもの
 非凍上性火山灰：氷層の分離をおこさないもの

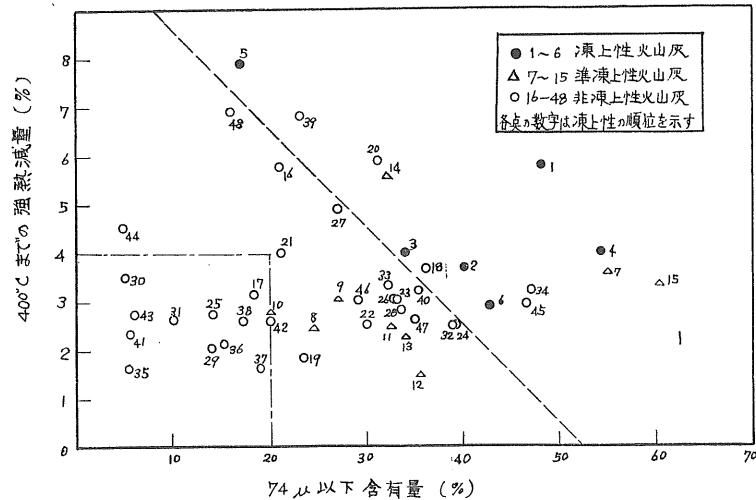
図一 4 強熱温度，減量と凍上性



図一 5 強熱減量と凍上率の関係



図一 6 粒径 74 μ 以下含有量，強熱減量と凍上性の関係



74 μ 以下および 5 μ 以下の含有量と凍上率の関係を示すものである。これによると、いずれの場合にも微粒分の含有量と凍上率との間には、比例的傾向が存在するようであるが、中でも後者の方がその傾向が強く表われている。これは火山灰の凍上性が、5 μ 以下の微粒分に影響されるところがより大きいことを示すものといえるであろう。

3・2 物理的性質と凍上性

物理的性質が凍上性に及ぼす影響を検討するため、液性限界と塑性指数の関係を Casagrande の塑性図表に書き、あわせて凍上性の順序を示したものが図—3 である。但しここで行なつた物理試験はすべて 74 μ 以下の試料についての結果である。これによると、各点の分布状態は凍上性の如何にかかわらず入り混つており、また遠心含水当量との関係も検討したが、火山灰に関しては凍上性との間に特別な関係は認められないようである。

3・3 強熱減量と凍上性

従来の実験によると、凍上性の大きいものは強熱減量大であるといわれているが、ここではさらに強熱温度別の減量と凍上性との関係について検討を加えた。図—4 は昭和37年度までに用いた25種の試料について強熱温度と減量の関係を示すものである。これによると 400°C までに大部分の減量がおこり、600°C ではほぼ一定値に達するようになることがわかる。次にこれらの減量と凍上率の関係を明らかにするため、図—5・a, b, c は 1,000°C までの全体の減量およびこれを 400°C までと 400~1,000°C における減量とに分け、それぞれの凍上率との関係を示したものである。このうち、図—5・b では破線に示すような比例的傾向が認められ、400°C 以下という比較的低い温度における減量の部分が凍上に関係するものと思われる。

4 凍上性判定法について

火山灰の凍上性が、粒度の面からは 5 μ 以下の微粒分に影響されるところが大きいことを 3・1 において述べた。しかしながら、現場において 5 μ 以下の微粒分の含有量を求めることは、かなりの手数を要するのであまり望ましくない。したがって、粒度の面からは 74 μ 以下の含有量につ

いて述べ、400°C までの強熱減量および凍上性の関係を合わせて図—6 に示した。この図からも 74 μ 以下含有量の多いもの、あるいは強熱減量の大きいものは凍上性も大であることがわかり、凍上性火山灰は、大体図中の破線より上側に分布している。一方、破線の下側は、非凍上性および準凍上性火山灰であるが、昭和38年度北海道開発局道路工事仕様書では、火山灰の凍上性を現場的に簡易に判定するために、粒度と強熱減量の面から、74 μ 以下の含有量が 20% 以下で、強熱減量が 4% 以下でなければならないという規定があり、図—6 の鎖線で囲まれる部分で示される。ただし、仕様書の強熱温度は、650~950°C である。本実験では、この範囲に入る試料はいずれも非凍上性で、仕様書の規定は満足されている。また、破線の下側で鎖線の外側の部分では、非凍上性および準凍上性火山灰が入り混つており、凍上抑制層材料として使用する場合には、その材料や施工現場の条件などについて、吟味する必要があると思われる。なお、破線の上側は、一般に凍上性火山灰であるが、中には非凍上性のものもあり、凍上抑制層材料として使用したいときは、凍上実験によつて確かめるべきであろう。

5 む す び

火山灰の凍上性を現場的に簡易な方法で判定するためにここで検討した方法が、全部の試料について満足しないことは、火山灰の凍上性を支配する要素が非常に複雑なものであり、粒度や強熱減量はそれらの要素の一部にすぎないことを示すものであろう。そして、まだ使用した試料の数も少ないので、今後さらに研究を進めて行かなければならないと思う。

参 考 文 献

- 1) 伊福部宗夫：「北海道における道路の凍上、凍結深さおよび置換率に関する研究」土木試験所報告第26号。
- 2) 北海道開発局道路工事仕様書：（昭和38年度）。

(	北海道開発局土木試験所道路研究室長	小山 道義	)
	〃 〃 道路研究室副室長	高橋 毅	
	〃 〃 主任研究員	川井 優	

泥炭地における錘球落下試験について（第一報）

北海道大学 山 本 茂
梅 田 安 治
松 田 豊
桜 田 純 司

I 緒 言

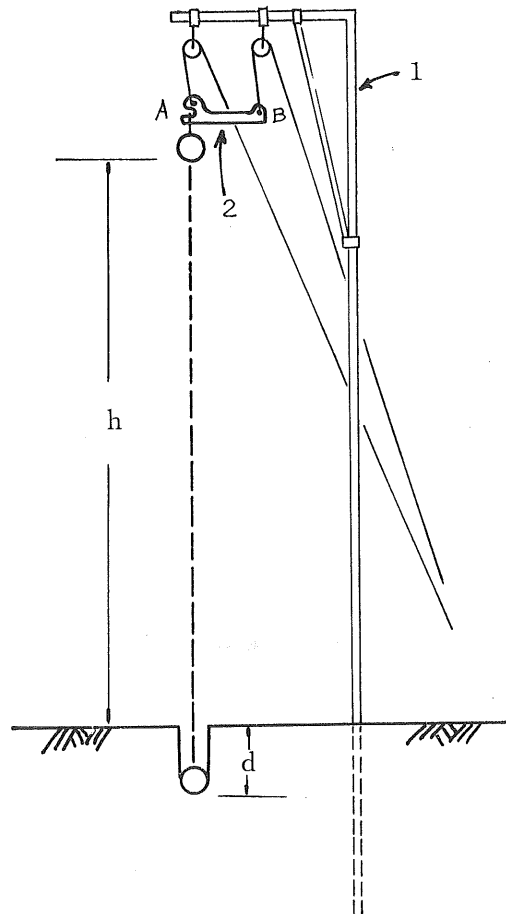
泥炭地開発の進展にともなつて各種の重建設機械が導入されるようになったが、未開発泥炭地の軟弱地盤に対して建設用重機械をその地区に入れてしかも運転、運行の安全性が確保できるか否かという判定に対しては簡単にその地点の安全性を評価する確実な方法がなかつた。従来は載荷試験のほか簡単な方法としてはコーンペネトロメータの使用とかペーン試験の併用その他の方法が考えられていたが、コーン・ペネトロメータではその結果に信頼性乏しく単に参考に供する程度にとどまるに過ぎなかつた。筆者らはかねてから極軟弱地盤の主として地表面についての支持力を対象として簡単な判別法を考えていたが、今回サロベツ原野において放水路開削の方法をめぐるこの種のことが緊急を要する問題であることを知りⅡ以下で述べる方法に従つて実験を行ない、かつこの理論解析を試み、あわせて土壌物理または土質力学的な泥炭の諸性質との相関性について調べようと試みた。

本法は極めて簡単であり、しかも相当の信頼性を有するもののようであるが、いまのところ実験度数も少ないので一応中間報告的な形で発表するものである。ある重量を有する錘球を一定の高さから自然落下させそのエネルギーによつて錘球が地中に貫入した深さをはかり、その支持力を判定するものである。求めた数値は絶対的なものではないが、これは本方法に対して一定の標準を定めておけばそれでよいのである。（プロクターの標準突き固めと同じことである）一般的な解析をするため錘球としては直径 10.9cm と 8.7 cm の 2 種類の鉄球を用いた。サロベツでは落下高を 3 m にしたがそのうち、理論解析の必要上石狩金沢および江別の泥炭地でも落下高を変えて補足試験を行なつた。

Ⅱ 実験装置および方法

実験装置は図 1 に示すように、2 箇のカッ車を用いて、落下の高さをいろいろ変えうるようにし、さらに下方でロ

図 1 落下試験装置略図



ープを操作することによつて、錘球を自然落下させるようにした。測定の方法としては、支柱①を立て②に錘球を引かけて、2 本のロープを同時に引張つて、所定の高さまで上げる。そのうち B の方のロープを引くと錘球は②をはなれて、自然落下をする。錘球が地中に貫入した深さ d を測定する。実験中の状況は写真 1 に、沈下深さの測定状況は写真 2 にみるようである。

なお写真 3 に示したように現地採取の乱ない泥炭土につ

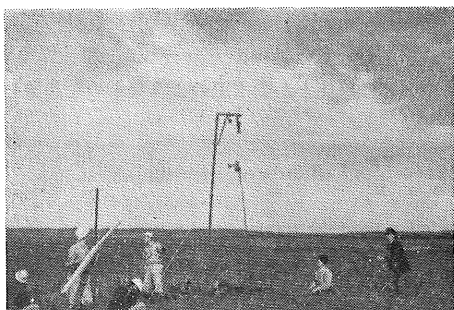


写真1 落下試験実験状況

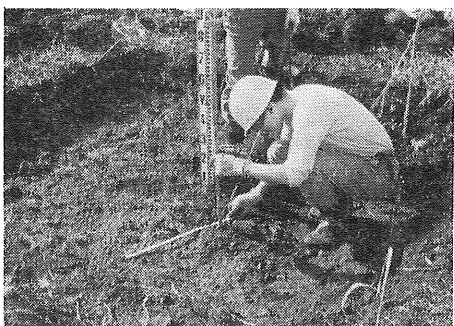


写真2 貫入深さの測定

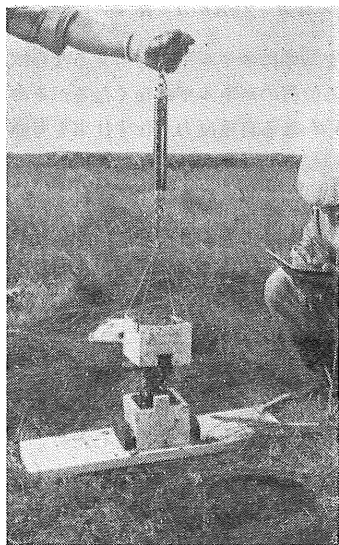


写真3 引張試験

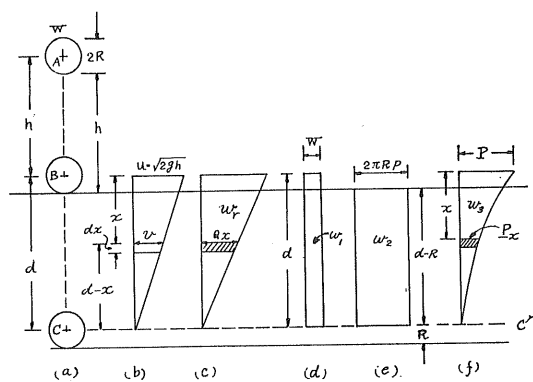
いて引張試験を行なった。この実験装置は、10 cm×10 cm×20 cm に整形し、これを上、下2部に分かれている箱の中に入れ、釘をさして試料を固定する。しかるのちに、切断面が 10 cm×4 cm になるように、試料に薄刃包丁のごときもので切れ目を入れてからスプリングバランスを引つけて試料が切断されるまで引張つてその引張り強さを求めた。

今回は、サロベツ、石狩金沢、江別の各泥炭地において、錘球は直径 10.9 cm、重量 5.3 kg と直径 8.7 cm、重量 2.7 kg の2種、高さは場所によつて異なるが 300 cm、200 cm、100 cm の3種について測定を行なった。その結果は表1（サロベツ）、表2（江別）、表3（石狩金沢）に示すごとくである。

III 本試験の理論考察

図2において、地表上 h なる高さにある錘球 W は地表に達するまでに Wh なるエネルギーを獲得し、さらにそれより地中に d だけ沈下するものとすれば、錘球 W が A から $(h+d)$ だけ下方の c 点で静止するまでに $W(h+d)$ なるエネルギーを有することになる。

図一2 錘球が地中で受ける抵抗仕事



このものは地表面より下方に貫入する際、各種の抵抗をうけて減速させられるがこの減速にもとずいて錘球は土に撃力を与え、土はこの撃力だけの抵抗を出して抵抗仕事をする。

いま減速してゆく状態が図2 (b) に示したように直線状に減少してゆくものとすれば錘球下部が地表に達したときには

$$u = \sqrt{2gh} \quad \dots\dots\dots (1)$$

これより x だけ下方では速さが v であるものとすれば

$$v = u \frac{d-x}{d} = u \left(1 - \frac{x}{d} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{dv}{dx} = -\frac{u}{d} \quad \dots\dots\dots (3)$$

x における運動量は $\frac{W}{g}v$ 、したがつて距離 dx を進む間になされた仕事量はそこの撃力を Qx とすれば

$$\begin{aligned} Qx &= -\frac{d}{dt} \left(\frac{W}{g}v \right) = -\frac{d}{dt} \left\{ \frac{W}{g}u \left(1 - \frac{x}{d} \right) \right\} \\ &= -\frac{W}{g}u \cdot \frac{d \left(1 - \frac{x}{d} \right)}{dx} \cdot \frac{dx}{dt} = \frac{Wu}{gd}v = \frac{Wu^2}{gd} \times \\ &\left(1 - \frac{x}{d} \right) = \frac{2Wh}{d} \left(1 - \frac{x}{d} \right) \quad \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

dx すすむ間になされる仕事 dw は

$$dw = \frac{2Wh}{d} \left(1 - \frac{x}{d}\right) dx \quad \dots\dots\dots (5)$$

ゆえに撃力抵抗がなす仕事量は

$$\begin{aligned} w &= \int_0^d \frac{2Wh}{d} \left(1 - \frac{x}{d}\right) dx = \frac{2Wh}{d} \left[x \left(1 - \frac{x}{2d}\right) \right]_0^d \\ &= \frac{2Wh}{d} d \left(1 - \frac{1}{2}\right) = Wh \quad \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

となるが、これは減速状態が直線状になるという仮定に立つものであつてこの形はおそらく三角形状ではないであろう。そこで全抵抗仕事はこれの α 倍であると考えれば位置のエネルギーと一致させることができる。

さて αWh で与えられた抵抗仕事の内容として考えられるものは普通一般に考えられる地盤支持力に相当する反力のなす仕事と錘球の周縁におけるセン断抵抗がなす仕事であろう。

Housel は前者に対しては圧力球根を考えている。しかし筆者らがいま取扱っているケースは極軟弱地盤で未排水処女泥炭地開発の第1歩である排水工法を行なうための掘削機械を安全に導入できるかどうか、もし安全でないとすれば事前にどのような手段を講ずればよいかというような場合である。したがって普通地盤で考えられる地盤支持力というものはほとんど考えられないような場合であつて、このような地点は排水路を掘削すれば必ずといってよいほど浮上りを生じ掘削断面積はほとんど無くなつてしまひ、掘削捨土は地盤下に沈んでしまふようなところが多い。当然、こういうところは重機械の導入は直観的に不可能であることが分り、支持力判定試験などをする必要はない。しかしなんらかの方法で（たとえば人力掘削を2～3回繰返すことによつて不完全ながらも排水が行なわれる）事前処理をすることによつて乾燥、圧密などの現象を生じ土質状態は急変し地盤支持力は次第に増加してくる。こういう場合にどの程度まで改変されたであろうかとか、足まわりについての機種を選定とか、あるいは棧木枠を機械の下部に敷くことによつてその機械を現場に引き入れることが可能になつたかというようなことがらの判定のためにこの試験法が提案されたのであつて、普通にいう地盤支持力のようなものはほとんど無く、むしろ泥炭の繊維のセン断、または引張り強さのほうが大きな抵抗要素となつてゐる。

そこで (6) 式の抵抗仕事の内容はまず錘球自重反力のなす仕事と錘球周縁でうけるセン断抵抗がなす仕事と錘球下部半球部の表面がうける抵抗としてはその前面の土から受ける撃力的な反力や前面の土を側方に押しのけるための抵抗反力などが考えられる。

以上考えた抵抗諸力のなす仕事をそれぞれ w_1 , w_2 および w_3 とすると図2に示したように

$$w_1 = Wd \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$w_2 = 2\pi R p (d - R) \quad \dots\dots\dots (8)$$

w_3 については風圧とか動水圧のようなものを想像してみると一般に

$$P_x = c \frac{\gamma_p}{g} v^2 A \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに P_x は錘球底部が地表面に到達してから距離を x とし、その点の圧力を P_x とする。 c は形状係数、 γ_p は泥炭土の単位容積重量、 v は x 点における錘球の速度、 $A = \pi R^2$ は錘球半円断面積。

(9) 式に (1) 式、(2) 式を入れると

$$P_x = 2c\pi\gamma_p h R^2 \left(1 - \frac{x}{d}\right)^2 \quad \dots\dots\dots (10)$$

P_x がなす仕事は

$$\begin{aligned} w_3 &= \int_0^d P_x dx = 2c\pi\gamma_p h R^2 \int_0^d \left(1 - \frac{x}{d}\right)^2 dx \\ &= \frac{2}{3} c\pi\gamma_p R^2 h d \quad \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

図2における錘球が完全に静止した位置 C' 線を基準面にとつてエネルギーの収支を考えると球が静止するまでに有する位置のエネルギーは $W(h+d)$ であるから図2に従つて

$$W(h+d) = Wd + 2\pi R p (d - R) + \frac{2}{3} c\pi\gamma_p R^2 h d \quad \dots\dots\dots (12)$$

もし地表線を基準にエネルギーを考えるならば左辺のうちの Wd なる位置のエネルギーはなくなるがその代りに右辺における Wd なる自重反力がなす仕事を考慮しないことになるから結局は (12) 式と同一になる。

ここに p は一種の打抜きセン断抵抗強さ (punching shearing strength) のときものであるが、単位面積当りのものとして表現するよりは、表面張力のように球の大円周縁の単位長さについて表したほうが便利であるので (kg/cm) で表わすこととする。この量の大小が大体において地盤支持抵抗を与えるものとし、(極軟弱泥炭地のみを対象とする) 一種の支持力強さを示す指標と考えて、この値を求めることを主たる目標とした。

(12) 式より

$$\begin{aligned} p &= \frac{1}{2\pi R(d-R)} (Wh - \frac{2}{3} c\pi\gamma_p R^2 h d) \\ &= \frac{W}{2\pi R} \frac{h}{d-R} - \frac{1}{3} c\gamma_p h \frac{Rd}{d-R} = p_1 - p_2 \quad \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

いま $c = 0.5$, $\gamma_p = 1.0 \times 10^{-3}$ (kg/cm³), $h = 300$ (cm) とすれば

$$p_2 = 0.05 \frac{Rd}{d-R}$$

となる。この式に従つて表1の観測値について2, 3の計算を行なてみると

観測番号	p_1	p_2	$p_1 : p_2$
No. 1	26.5	1.12	1 : 0.042
2	22.0	0.92	1 : 0.042
3	1.95	0.34	1 : 0.17
4	1.71	0.27	1 : 0.16
5	1.15	0.31	1 : 0.27
6	0.92	0.25	1 : 0.27
7	2.08	0.34	1 : 0.16
8	2.71	0.30	1 : 0.11

となつて (13) 式の第2項目は大体において小さい。いま (12) 式のように仕事の釣合式を立てたがこれが正しく成立するかどうかは仔細に考えてみるといろいろな疑問を生ずる。すなわち、錘球周縁における打抜きセン断と錘球下半面が受ける抵抗力は全く別箇に切り離された形で抵抗をうけるものとは思われない。それは泥炭は植物繊維から成るものであるからこれらの繊維は引張力によつて切断されるものであつて (12) 式のように別箇の抵抗仕事に分けることは当を得ているものとは思われない。しかもいま考えているような土質条件の箇所ではほとんど完全な圧縮性土壌 (compressible soil) であるだけに (12) 式の第3項目、またはそれ以外の判然としない理由にもとづく諸抵抗はさほど大きな量とは考えられないので、これらは後述する補正項のところで考慮することとし、抵抗の主体は錘球周縁における打抜きセン断抵抗であると考え (13) 式の第1項目だけを取り上げて p の第1近似値をまず求め、しかる後に異なる R および h に対しては補正項で補うこととする。しかるときは

$$p = \frac{W}{2\pi R} \cdot \frac{h}{d-R} \left\{ \dots\dots\dots (14) \right.$$

ただし $d > R$

(14) 式は貫入量 d について双曲線の式であり、 $d=R$ において無限大になるが $d \leq R$ においては周縁におけるセン断 (繊維のほうからみればほとんど引張り現象ではあるが) が起らない状態であつて、本解析法で考える範囲外のことである。 $d \leq R$ のような地盤条件は泥炭地としてはまず良好な地盤に属し機械の導入自体が問題とはならないであろう。むしろ起りうる問題は機械前面の掘削につれてのノリ面の安定といったようなたぐいの全く別種の現象についての問題となるであろう。 $d \leq R$ の場合は打抜きセン断現象はなく、錘球前方の土の反力が大きな要素となりうるような場合であるから、かりにこのような試験方法をやるにしても試験機の形状その他についていろいろと考えなければならぬことが多いし、当然解析の方法も別種のものとなるはずである。(14) 式において $d > R$ なる簡単な限界条件だけでは、もちろん不十分であつて $d > \alpha R$ において

$\alpha > 1$ の値に対して 実験適用範囲としてある数値を定めるべきであろうが、いまの段階では実験数も少なく、泥炭の不均質性からくると思われる異例値もあり、また理論解析もこれで十分だとは思っていないので、(14)式はここ当分の暫定的な提案式であつて、今後、実測例の増加にともなつて適応性の良否より判断して考えを新たにすることもありうるし、また改変する余地もありうることをここで断つておく。表中の実測例で貫入深が小さくて p_0 の値が非常に大きく出ているものがあるが、観測の手落ちでこれに応ずる物理的、力学的な測定値を取りそこねたために d が R に比較的近い場合の式の適用性、相関性に論及できなかったことは残念であるが、この種の問題点も今後の調査研究にまづこととする。

一応 (14) 式が成立するものとしても (14) 式で求めた p は純粹の打抜きセン断的な抵抗力の p' と摩擦抵抗的な力 p'' との和であると考え。摩擦抵抗を f とし、錘球が前方の土を主として側方に押しつけて進むために生ずる周囲の土に与える垂直応力を σ とすれば σ は排除された土量に関係するから結局は $f\sigma$ なる摩擦抵抗は錘球半径 R に関係するものと考えられる。一方、摩擦抵抗力は錘球が地表に達したときの速度 $\sqrt{2gh}$ によつても影響されるものと考えられる。さらに小さいながらも錘球前方の土の抵抗も存在するがこれも R や h に関係するものと考えられる。結局、この種のものをも含めて

$$p_0 = p + \phi(R, h) \dots\dots\dots (15)$$

とおくことができる。これを球半径の大きさの差異にもとづく補正值と落下高の異なることにもとづく補正值との和で表わすものとすれば

$$p_0 = p + \phi_1(R) + \phi_2(h) = p + \Delta p_r + \Delta p_h \dots\dots\dots (16)$$

この p_0 はセン断抵抗力、または間接には土の支持力に比例してそれらの値を相対的に表現する一種の指数であるものと考えられる。したがつてそれらは相対的な量を示せば目的を達するもので、絶対的な値を示すものではないから、いま便宜上錘球半径に関しては大きいほうの $R_0 = 5.45(\text{cm})$ を標準とするものとし、落下高 h については $h_0 = 300(\text{cm})$ の場合を標準にとることとする。

異なる半径に対する補正值としては

$$\Delta p_r = \alpha \left(1 - \frac{R}{R_0} \right) p \dots\dots\dots (17)$$

と仮定し、サロベツ泥炭地における実測値より α の値を求めた、また異なる落下高に対する補正值としては

$$\Delta p_h = \beta \left(1 - \frac{h}{h_0} \right)^m p \dots\dots\dots (18)$$

なる式を仮定し、江別泥炭地における実測値より指数 m 、係数 β の値を求めることとした。ただ実測例があまりにも少ないためにこれらの常数は必ずしも正こうを得た値であるとはいえないが本報告に際して一応暫定的に求め、こ

の値を用いて p_0 を求めることとする。

(1) 錘球半径 R に対する補正

$R=R_0$ ($R_0=5.45$ cm) のほうを基準にして $R=4.35$ cm のものに対して補正を行なう。表 1 のうち No. 4, No. 7 の 2 例は $R=4.35$ cm のほうがかえって大きな p の値を示して他のものに比して反対の傾向になっているため除外する。

この原因は一応泥炭土の不均質性によるものと考えているが、もつと多くの試験の結果こういうケースが数多く出てくるようであつたならばもつと根本的に考えなおす必要があるものと思う。この 2 例を例外として除外し他の 8 例について α を求めた。その結果は $\alpha_{mean}=1.2$ となつた。 $1-R/R_0=0.2$ であるから (17) 式より

$$\Delta p_r = 1.2 \times 0.2 p = 0.24 p \quad \cdots \cdots (19)$$

となる。(19) 式を用いて表 1 に示すように p_0 を求め、その平均値を採用することとした。表中異例に属する No. 4 と No. 7 の $R=4.35$ cm の値には補正を加えなかつた。

(2) 落下高 h に対する補正

$h_0=300$ (cm) を基準にとつて、江別泥炭地における測定値を利用して $h=200$ (cm) に対する値および $h=100$ (cm) に対する観測値を用いて (18) 式中の β と m なる常数を定めた。その結果は

$$\beta=0.485, m=0.5 \text{ を得た。したがつて}$$

$$\Delta p_h = 0.485 \left(1 - \frac{h}{h_0} \right)^{0.5} p \quad \cdots \cdots (20)$$

$h=200$ (cm) に対しては

$$\Delta p_h = 0.28 p \quad \cdots \cdots (21)$$

$h=100$ (cm) に対しては

$$\Delta p_h = 0.396 p \quad \cdots \cdots (22)$$

となる。

(3) 錘球半径 R および落下高 h に対する補正

$$\begin{aligned} p_0 &= \left\{ 1 + \alpha \left(1 - \frac{R}{R_0} \right) + \beta \left(1 - \frac{h}{h_0} \right)^m \right\} p \\ &= \left\{ 1 + 0.12 \left(1 - \frac{R}{R_0} \right) + 0.485 \left(1 - \frac{h}{h_0} \right)^{0.5} \right\} p \quad \cdots \cdots (23) \end{aligned}$$

表 1 サロベツ泥炭地 ($w_1=5.3$ kg, $w_2=2.7$ kg, $h=300$ cm)

欄	呼 称	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)
測 点	観測 番号	地表よりの 深さ (cm)	球半径 R (cm)	貫入深 d (cm)	p (kg/cm)	Δp_r (kg/cm)	$\frac{\Delta p}{p \left(1 - \frac{R}{R_0} \right)}$	$\Delta p_r = 0.24$	p_0 (kg/cm)	平均 p_0 (kg/cm)
1	1	0	5.45 4.35	7.2 5.7	26.5 22.0	4.50	1.02	5.28	26.5 27.28	26.89
	2	20	5.45 4.35	29.3 21.7	1.95 1.71	0.24	0.70	0.41	1.95 2.12	2.04
	3	50	5.45 4.35	46.0 36.6	1.15 0.92	0.23	1.25	0.22	1.15 1.14	1.15
2	4	0	5.45 4.35	27.8 15.3	2.08 2.71	—	—	—	2.08 2.71	2.40
	5	15	5.45 4.35	24.0 19.3	2.50 1.98	0.52	1.31	0.48	2.50 2.46	2.48
3	6	0	5.45 4.35	43.0 35.0	1.24 0.97	0.27	1.39	0.23	1.24 1.20	1.22
	7	20	5.45 4.35	45.8 28.9	1.15 1.21	—	—	—	1.15 1.21	1.18
4	8	0	5.45 4.35	27.2 22.8	2.14 1.62	0.52	1.60	0.39	2.14 2.01	2.08
	9	20	5.45 4.35	28.7 22.6	2.00 1.62	0.38	1.17	0.39	2.00 2.01	2.01
	10	43	5.45 4.35	24.0 17.0	2.50 2.34	0.16	0.34	0.56	2.50 2.90	2.70

IV 本試験による地盤支持力指数 p_0 に関する考察および p_0 と泥炭土の物理的、力学的諸性質との関連性

表 1, 表 2 および表 3 はそれぞれサロベツ泥炭地, 江別泥炭地および石狩金沢における観測値を整理して泥炭地における支持力の指標となるべき p_0 の値を求めたものである。

現場における乱さない試料について直ちに引張試験を行

なつたが、その他の試験に対しては現地で試料を乱さないようにして大きく切り取り蒸発などによつて含水量が変化しないように十分なこん包をして輸送し、実験室に持ち帰つてから測定したものである。サロベツ泥炭地における錘球落下試験より支持力の大きさの相対値を示す指数 p_0 をみると測点 1 の地表面の値は他の観測値をはるかに引離して大きい。これは同一泥炭地であつて処女状態のときにはおそらくこのような大きな開きはなく、ほとんど他の地

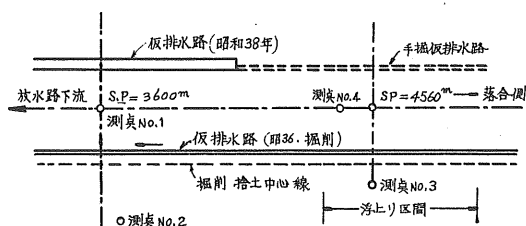
表—2 江別泥炭地における観測

測点	観測番号	地表よりの深さ (cm)	球半径 R (cm)	落下高 h (cm)	貫入深 d (cm)	p (kg/cm)	Δp_r (kg/cm)	Δp_h (kg/cm)	Δp (kg/cm)	p_0 (kg/cm)	p_0 の平均 (kg/cm)
1	1	70	5.45	300	17.6	3.82	0	0	0	3.82	$p_0 = 3.95$ (kg/cm)
	2	70	4.35	300	13.7	3.17	0.76	0	0.76	3.93	
	3	70	5.45	200	15.9	2.96	0	1.13	1.13	4.09	
	4	70	4.35	200	12.7	2.37	0.57	0.90	1.47	3.84	
	5	70	5.45	100	11.1	2.74	0	1.09	1.09	3.83	
	6	70	4.35	100	8.2	2.57	0.62	1.02	1.64	4.21	

表—3 石狩金沢泥炭地

測点	観測番号	地表よりの深さ (cm)	球半径 R (cm)	落下高 h (cm)	貫入深 d (cm)	p (kg/cm)	Δp_r (kg/cm)	Δp_h (kg/cm)	Δp (kg/cm)	p_0 (kg/cm)	p_0 の平均 (kg/cm)
1	1	30	5.45	300	14.9	4.91	0	0	0	4.91	$p_0 = 4.86$ (kg/cm)
	2	30	4.35	300	12.7	3.55	0.85	0	0.85	4.40	
	3	30	5.45	200	12.8	4.21	0	1.18	1.18	5.39	
	4	30	4.35	200	10.7	3.11	0.75	0.87	1.62	4.73	
	5	60	5.45	300	17.2	3.95	0	0	0	3.95	$p_0 = 3.85$ (kg/cm)
	6	60	4.35	300	14.8	2.84	0.68	0	0.68	3.52	
	7	60	5.45	200	15.0	3.24	0	0.91	0.91	4.15	
	8	60	4.35	200	12.3	2.49	0.60	0.70	1.30	3.79	

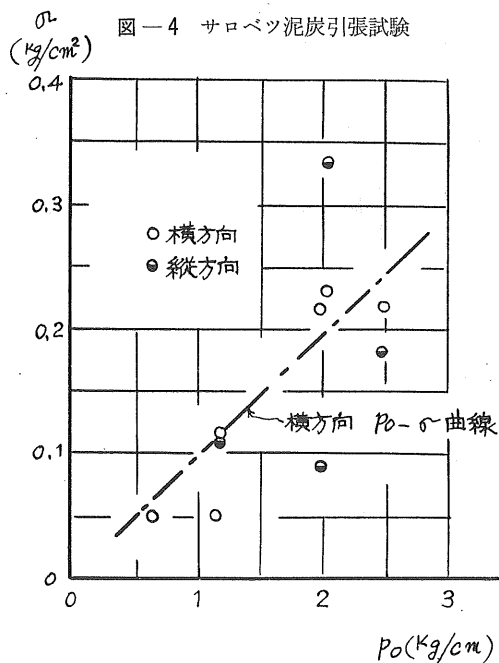
図—3 サロベツ泥炭地放水路掘削予定地



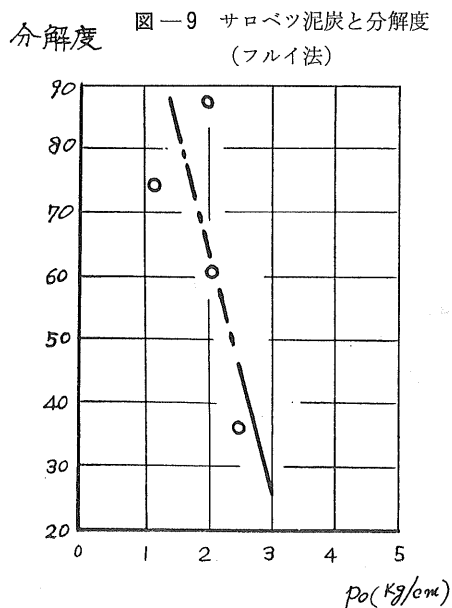
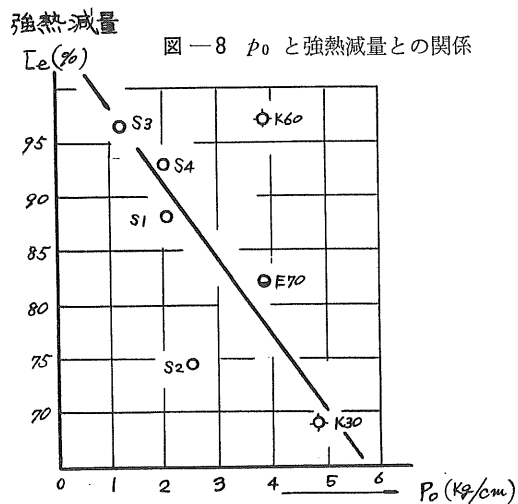
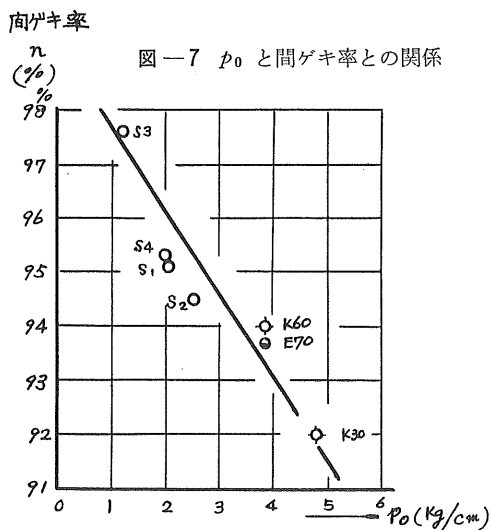
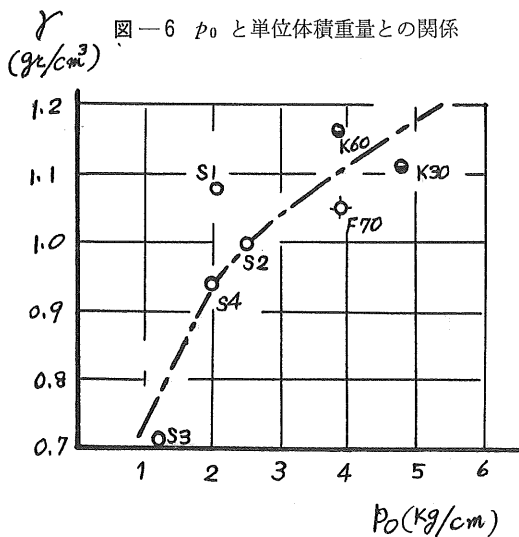
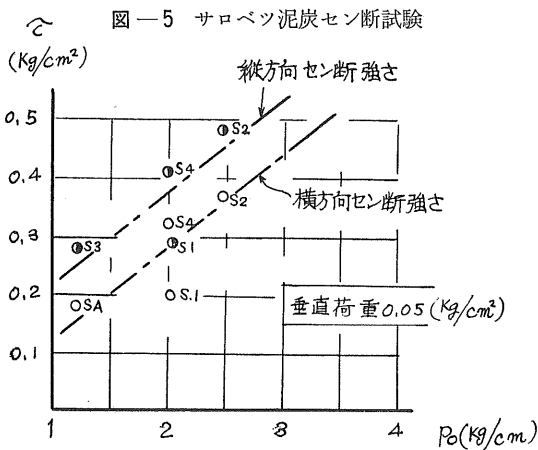
点と同一状態であつたのであるが、測点1の地点 (S. P 3,600 m 付近) は2本の仮排水路 (一本は昭和36年秋掘削、他は昭和38年7月掘削) の中間の点であつてその両仮排水路の状態は良く保持され、排水が非常によくいっている箇所である。しかるに同一地点でも少しく地中に入ると、たとえば地表下 20 cm の位置では p_0 の値は 1/10 以下となり、地下水位以下の深さ 50 cm になるとさらにまたその半分の値になつている。このことから排水のよくいっている地点でも支持力の大きい部分は地表面近くのごく僅かの厚さの部分に限られていることが判る。この地点は昭和36年8月以前は仮排水路掘削以前の泥炭処女地であつて、地下水位高く「ミズゴケ」が盛んに生育していた軟弱地点であり観測番号 No. 4, No. 5 の測点2とほとんど同一状態の箇所であつた。

測点2の地点は仮排水路の外側ではあつたが排水路からさほど遠いところではない。ただその間に排水路掘削捨土が盛られており、盛土下は圧密をうけて透水性を減じている関係で排水の効果がほとんど消滅しているために処女状

図—4 サロベツ泥炭引張試験



態にほど近い状態のままになつていて地表面はよく生育しているミズゴケで完全におおわれている状態である。このようなところはそのままでは建設用重機械の搬入は不可能である。そして地表面も若干下方の部分も p_0 の値はほとんど差異がない。さらに S. P 4,560 m 付近の測点3と測点4の観測値を比べてみるに測点3 (観測番号 No. 6 と



No. 7) は仮排水路の外側の点であり、測点4 (観測番号 No. 8, No. 9, No. 10) は2本の仮排水路の中間点であつて、ともにともとも地盤の悪いところである。

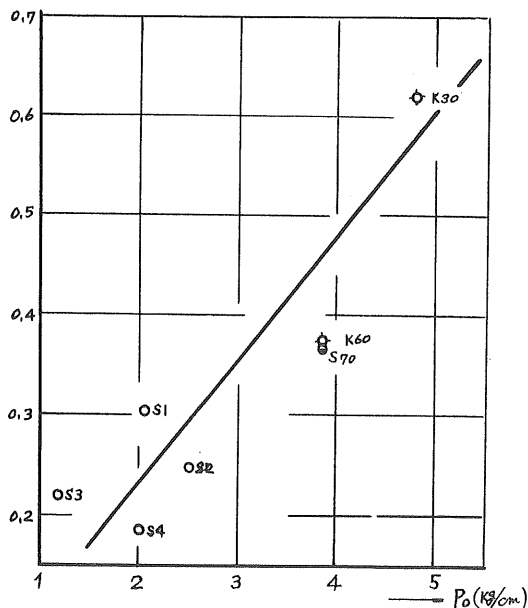
排水路掘削前においては両者ともほとんど差異のない状態であつて排水路を掘削すれば直ちに浮上りを生じてほとんどとの状態に復元するような路線中最も軟弱な地点として認められているところである。しかるに測点3 (観測番号 No. 6, No. 7) のものは測点4 (観測番号 No. 8, No. 9, No. 10) に比して p_0 の値が半分程度となつてゐるがその理由は測点3は仮排水路の外側にあつて掘削捨土によつて排水がほとんど途絶されているのに反し、測点4は2本の排水路の中間にあつて排水路の排水状態は不良ながらも測点3に比すればはるかに排水がきいている。 p_0

表—4 錘球落下試験地土壌の物理的性質

			サロベツ No. 2	サロベツ No. 5	サロベツ No. 7	サロベツ No. 9	石狩金沢 30	石狩金沢 60	江 別 40	江 別 70
落下試験 p_0 (kg/cm)			2.04	2.48	1.18	2.01	4.86	3.85	—	3.95
引 張 試 験 (kg/cm ²)	ヨ	コ	0.231	0.214	0.117	0.216	0.115	0.206	0.422	0.190
	タ	テ	0.333	0.182	0.108	0.090	0.063	0.114	0.031	0.023
せん断力	τ	ヨ	0.20	0.37	0.18	0.32	0.09	0.16	0.09	0.18
		タ	0.29	0.48	0.28	0.41	0.10	0.23	0.47	0.43
	ϕ	ヨ	2.80	0.87	1.15	1.50	0.70	1.17	1.04	1.40
タ		4.65	3.75	0.90	1.38	1.50	1.22	1.90	1.50	
c	ヨ	0.06	0.33	0.12	0.25	0.05	0.10	0.04	0.12	
	タ	0.12	0.30	0.24	0.35	0.03	0.17	0.38	0.35	
透水係数	(kg/cm ²) $p=0.17$		7.10×10^{-3}	7.90×10^{-4}	2.45×10^{-2}	3.28×10^{-3}	9.81×10^{-3}	3.94×10^{-3}	1.88×10^{-2}	3.98×10^{-3}
k (cm/sec)	(kg/cm ²) $p=0.85$		8.14×10^{-4}	5.92×10^{-5}	8.10×10^{-4}	1.79×10^{-4}	2.13×10^{-3}	1.89×10^{-4}	9.28×10^{-5}	3.08×10^{-4}
比 重 (G)			1.66	1.66	1.48	1.63	1.64	1.53	1.64	1.62
単位体積重量 (γ)			1.76	1.00	0.71	0.94	1.11	1.16	0.90	1.05
間 ゲ キ 比 (e)			1,938.0	1,742.4	4,128.8	2,650.4	1,154.5	1,573.2	1,691.6	1,484.6
間 ゲ キ 率 (n)			95.10	94.50	97.63	95.34	92.07	94.02	94.40	93.69
強 熱 減 量 (I)			87.94	74.39	96.34	93.04	69.27	97.45	87.70	82.06
分解度フルイ法 (%)			60.1	35.9	74.1	87.3	64.4	58.1	59.0	35.4
体積圧縮係数 m_v (cm ² /kg)			0.305	0.247	0.220	0.183	0.623	0.375	0.261	0.374

1. セン断力の ϕ は $\tan \phi$ の値を示す。
2. 透水係数は圧密試験による。
3. 体積圧縮係数は $p=0.85$ kg/cm² のもの。

図-10 p_0 と体質圧縮係数 m_v との
関係 (垂直圧力 0.85 kg/cm²)



の値は敏感にこの状態をよく表現しているようである。

図4は現地における乱さない試料についての現場引張試験結果を p_0 に対して図示したもので泥炭繊維について横方向の引張試験は白丸で示したがこれは p_0 にほぼ正比例している。縦方向は●印で示したが少しくバラツキが大きいようである。

図5は p_0 と $p=0.05$ (kg/cm²) の圧縮応力下における一面せん断試験結果との関係を繊維について縦、横別に示したものであるがほぼ一次的相関関係を示している。

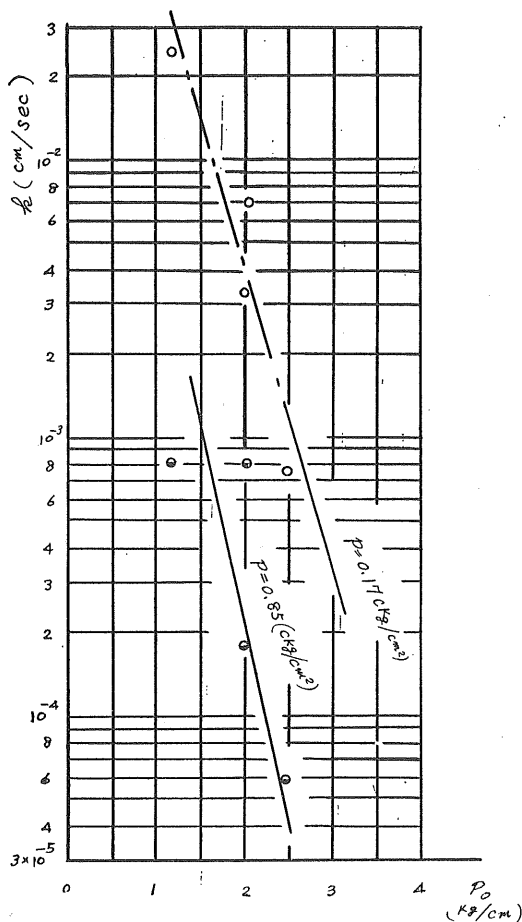
図6は p_0 と泥炭土の単位体積重量 γ との関係を示したもので γ の大きいものほど p_0 の値は大きい。これは含水量および繊維の締め具合の程度、ひいては間ゲキ率 (porosity) との关系到密接な関係があることが推定されるが、はたして図7は明らかにその関係の成立することを示している。

図8は p_0 と強熱減量 (ignition loss) との関係を示したもので多少のバラツキはあるが腐殖分を多く含むものは鉱物質を多く含むものに比し p_0 の値は小さいことを示している。

図9は p_0 と分解度の関係を示したもので分解の進んだもののほうがやや p_0 の値が小さいことを示している。

図10は p_0 と圧密試験における体積圧縮係数 m_v との

図-11 サロベツ泥炭土の p_0 と圧密透水係数との関係



関係を表わしたものであるがよい相関関係にあることを示している。

図11は p_0 と圧密試験で求めた透水係数との関係を図示したもので $p=0.17$ (kg/cm²) と $p=0.85$ (kg/cm²) の二つの場合を例示したが半対数紙上ほぼ直線の関係になることを示している。

以上仮称錘球落下試験なるものを提案しこれをサロベツ原野その他の泥炭軟弱地盤について実験し、支持力、とくに駆動性の重機械に対する支持安全性の簡易判定法として役立つものであることを、支持力と密接な関係にあると思われる泥炭土の物理的、力学的諸性質との相関性の大きなことから十分有意義であるものと思っている。しかしながら、いままでに行なつた実験回数も少なく、まだ十分信頼性のある結論を打出すだけの勇気の持ち合せもないが今後は装置にも改良を加え、また実験回数も重ねて信頼性の高いものにしたいと念願している。装置における支持棒などはシンオール・サンプラーのドライビング・ロッドなどを利用することができるので簡単でありしかも持ち運びに便利で費用もあまりかからないという利点を有することを付記しておく。

北海道大学農学部農業工学科教授農博 山 本 茂
 助教授農博 梅 田 安 治
 助手 松 田 豊
 (大学院) 桜 田 純 司

地盤改良効果の測定

大成建設株式会社 田 沢 光 弥
山 本 守 之
住 田 忠 之

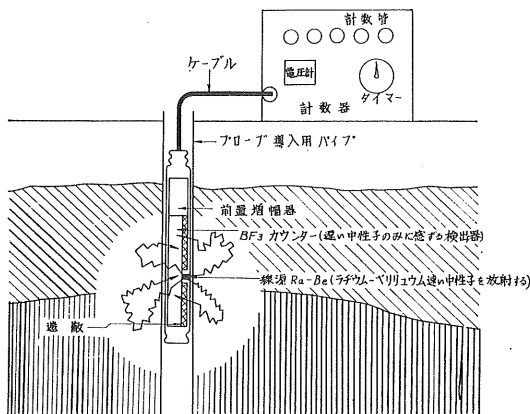
軟弱地盤の改良工法を実施する場合に各種の調査、測定方法があるが新しい測定法の一つである中性子水分計・ガンマー線密度計で地盤改良効果を測定した結果について述べる。

中性子水分計・ガンマー線密度計は放射線を利用した含水量・密度を測る測定器で、セツトしたパイプの中で一測定点分2～3分というような短時間に精度高く測定出来、操作も容易な点で近年建設工事面で開発されつつある。大成建設技術研究所においても、3年程前から実用化につとめ、現在当社建設分野の多方面にわたって適用し実用に供している。

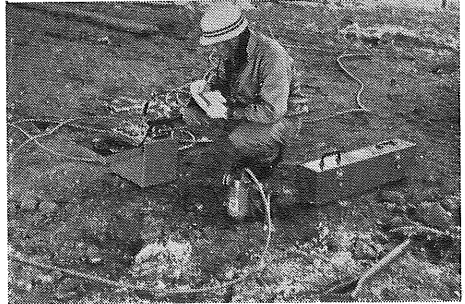
水分計・密度計には表面型と挿入型の2つのタイプがあり、原理、構成等に関しては文献、研究報告もかなり出ているので、細かいところは省略する。当社で使用している水分計・密度計は東芝製・中性子源ラザウム・ベリリウム5ミリキュリ、検出器 BF₃ カウンター、ガンマー線源セシウム—137、5ミリキュリ、検出器 G-M カウンターのものである。挿入型プローブの導入管は内径 44 mm、肉厚 2.3 mm の足場用亜鉛鍍パイプで先端を防水コーン状とし、所定の位置にモンケンにて打込を方法をとつている。測定時間は各点共1分間計測を原則とし、深度測定間隔は 20 cm、あるいは 40 cm 刻みとした。(写真—1、図—1、図—2、図—3)

図—1

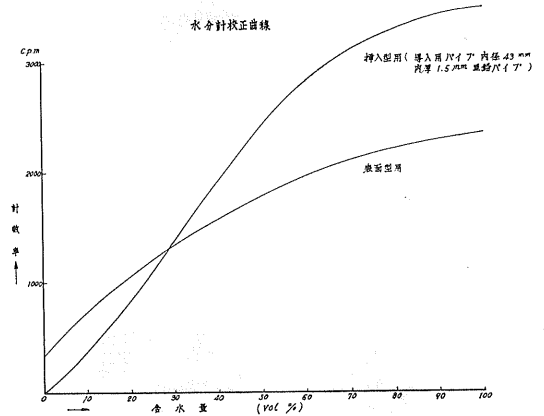
挿入型水分計



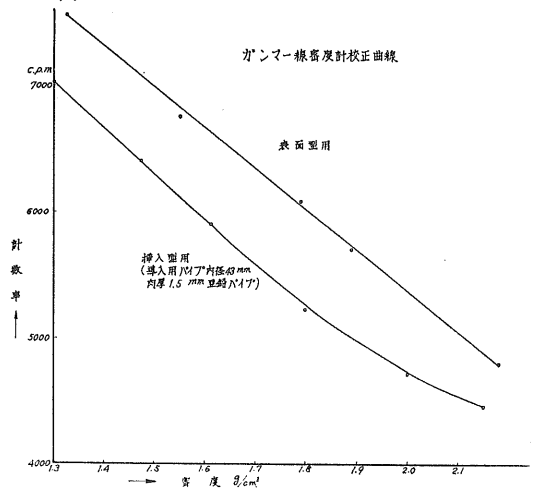
写真—1 ガンマー線密度計で測定している所



図—2



図—3

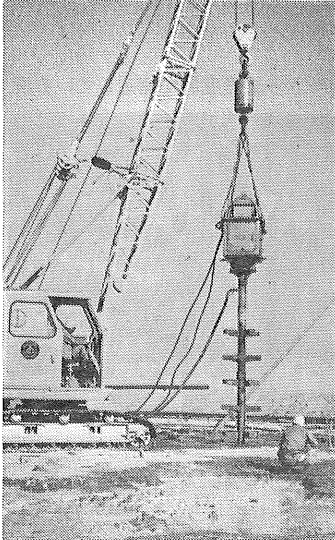


以下測定例についてのべる。

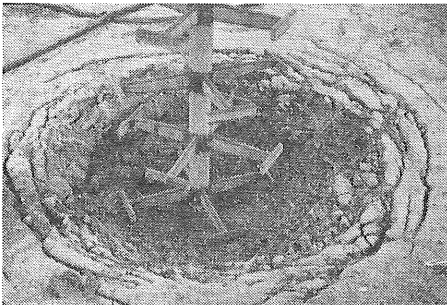
1. 大成型十字パイフローター ション工法

(写真—2, 写真—3)

写真—2 大成型十字パイフロ,
施工中の所



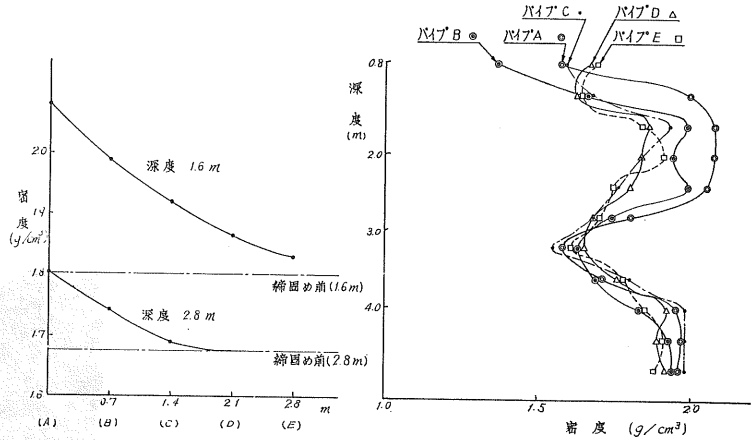
写真—3 地盤に半径2—3mのすりばち形の穴
があき中心点では深さ1m以上に及ぶ
ことがある。



これは振動を利用し、地盤を安定させる工法である。従来のいわゆるパイフローターション工法はパイフロットの水平振動とウォータージェットで、さく孔しきく孔に充填材を充填する方法であるが、十字パイフローターション工法は写真—2のような形をしたもので、垂直方向の上下強制振動で地盤内部に十字フロットを貫入し、地盤に振動衝撃を加えるだけで地盤を締固め安定させる工法である。

従来のパイフローターション工法が一本の施工に30分程度を要し、施工間隔は1m～1.5mで、移動にも問題があり施工能率が悪いのに反し、十字パイフローターション工法は、一本の施工時間は10分～15分程度、施工間

図—4
十字パイフロ締固め範囲測定

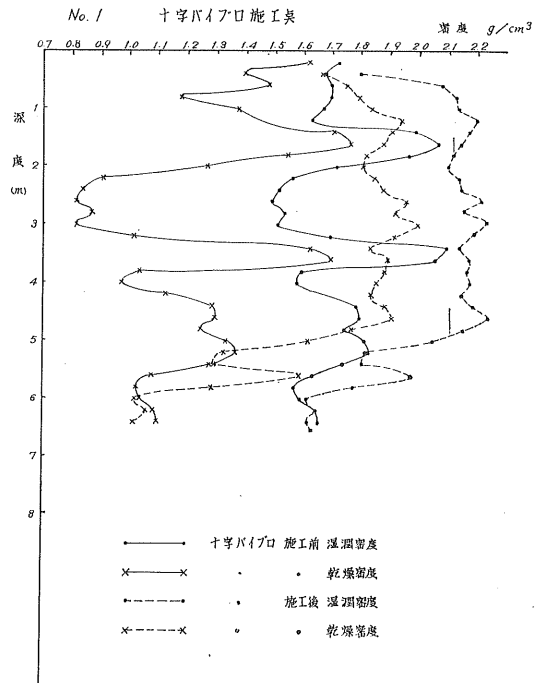


隔は2m～3m移動もきわめて容易である。図—4は東洋ガス化学K.K.製品倉庫内で十字パイフロットの締固めの影響範囲を測定したもので、半径2m以上に有効な締固めの効果が及んでいることがわかる。(図—4)

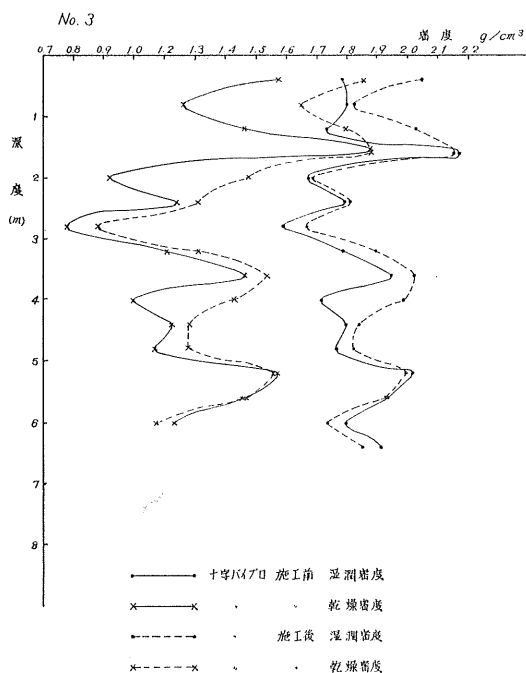
この調査地点でボーリング調査を行った結果によると、敷地内は全般的にみて黄褐色のゆるい中粒砂からなっている。テスト結果からも推定できるようにこの工法は砂地盤の改良には特にすぐれた工法といえるようである。

しかしながら同じ砂地盤でも興亜石油K.K.で実験した

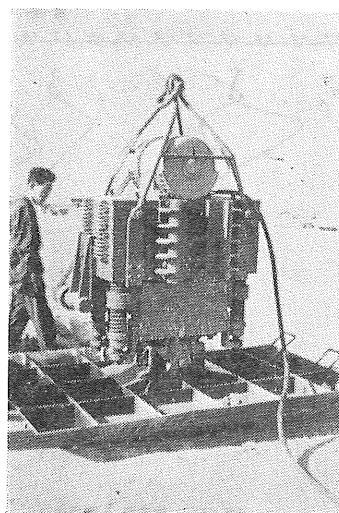
図—5



図—6



写真—4 パイプロタンパー



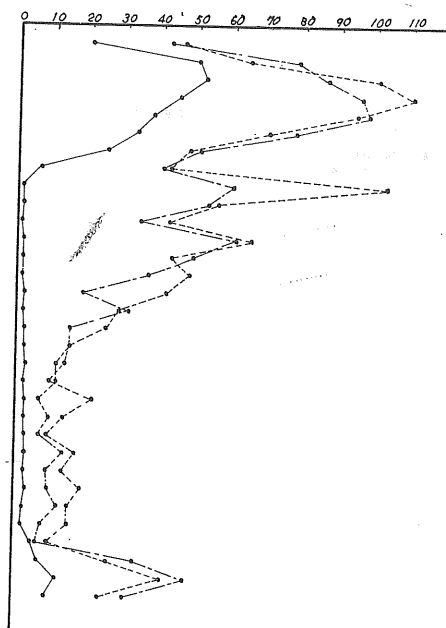
締固めの影響範囲の測定では、有効な締固めの範囲は 1.5 m 程度であつた。その原因としては粒度配合が前者の方が均一であつた点も考えられますが、それよりも後者の地下水位が G.L. -3.5 m 前後にあり、前者より 2.5 m も低く従つて砂の粒子間の表面張力の差が締固めの影響範囲にあらわれたものと思われる。実際の施工に際しては、かかる点をコントロールするため、締固めに先立ち施工点の周辺に散水し、砂地盤を飽和状態に変え、砂の表面張力を消滅させる方法をとつたが、図—4 と略同様の結果を得た。一般に振動工法は粘土質地盤の締固めに適用することは出来ないといわれているが、図—5、図—6 は地盤全体が -8 m 附近まで軟弱な粘土層で構成されている地盤に十字パイロプロットを使用した例である。(図—5、図—6)

十字パイロ施工点では、密度は増加しているが、地盤内部が攪乱されるため、貫入抵抗値は施工直後の比較測定ではわずかな上昇を見たに過ぎない。図—6 は施工点から 1.4 m はなれた点の測定結果を示したものであるが、密度はわずかに上昇したが、貫入抵抗値は逆に減少する結果を示した。このような結果から見ると粘土層の締固めには、十字パイロプロットのような振動工法は有効でないようである。

2. パイロタンパー工法 (仮称) (写真—4)

パイロタンパーは大成建設で開発中のソイルコンパクターである。道路の締固めに用いるソイルコンパクターを大きくしたようなもので、起振力を大きくとり、振動数は

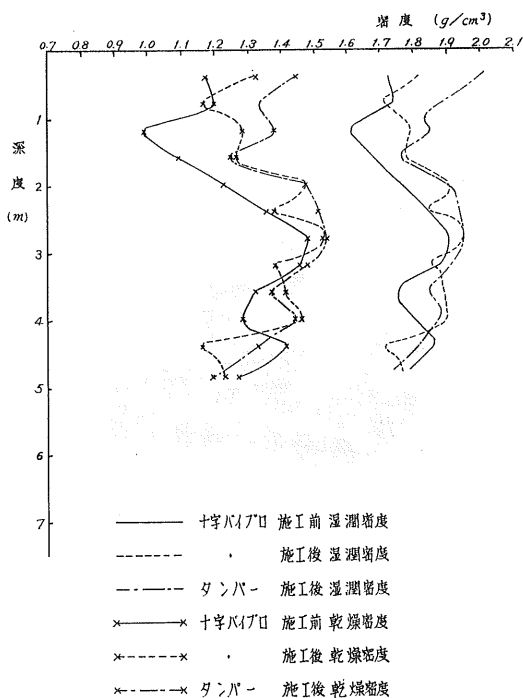
図—7 タンパー施工前後の貫入値



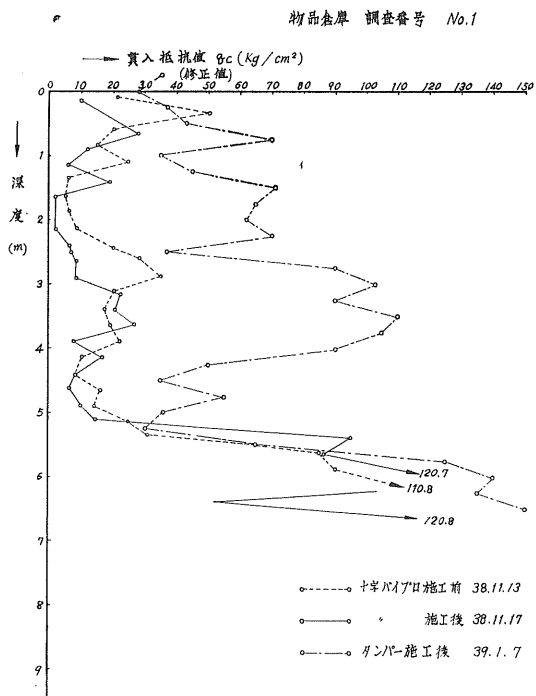
調査番号 No. 3

振動数 1500 回/分 振動時間 3 分 沈下量 128 mm
重量 3.400 Kg 初期加速 3.6g 接地圧 1 ton/cm²

図—8



図—9 オランダ式ペネトロメーター貫入抵抗値



1500~2000回転位にとつてある。

この種締固め工法を軟弱地盤の改良に適用することは、軟弱地盤締固め改良に対して振動工法の技術的制約が云々されて来たことを考えると、開発当初はある程度の不安をぬぐいきれなかつたのであるが、実験結果は、予期に反してすぐれたものであつた。

特に十字パイロ工法等のごとく一度地盤の構成構造を崩して新たな構造体を構成させる意味の大振動タンバーの影響をねらつたものである。(図—7, 図—8, 図—9)

図—7は愛知製鋼K.K.で実験したパイロタンバーの施工前後のペネトロメーター貫入抵抗値である。パイロタンバーで表層部分の貫入抵抗値が増大するのは当然として深部まで地盤改良効果が及んでいることが推定される。図—8, 図—9は宇部興産K.K.で実施したときのもの。地盤は砂質シルトで施工順序は十字パイロで施工後パイロタンバーで表面を3分間叩いた。図—8と図—9でいえることは十字パイロの施工後では、密度は施工前より全体として増加している。しかしながら貫入抵抗値はやや減少し、パイロタンバー施工後は表層部を除き密度の増加は僅かであるが貫入抵抗値は飛躍的にふえている。

これに対し次のような解釈が考えられる。

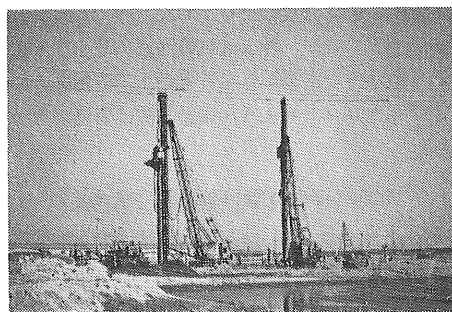
十字パイロにより地盤内部が攪乱され、土の強度は減少するが、パイロタンバーにより土粒子間の再結合が行なわれ、シキソトロピーの急速な回復があつたものといえよう。パイロタンバーの振動数をその土質の固有振動数にえらび、しかもパイロタンバーの振動エネルギーを地盤深部にできる限り伝播するようにすれば改良効果はさらにあがるものと思われる。

粘土質の軟弱地盤の改良工法として振動工法のもつ価値は再検討されて良い問題と思われる。

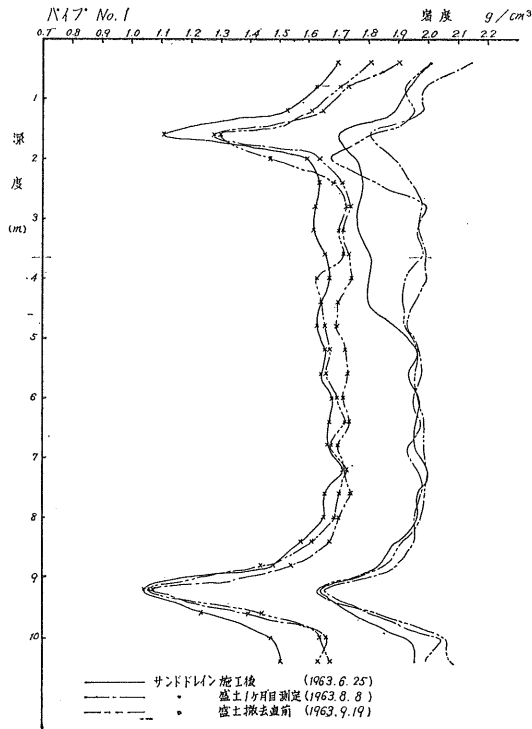
3. サンドドレイン工法 (写真—5)

東海製鉄K.K.で約3ヶ月に亘り、サンドドレイン、サンドコンポーザーによる地盤改良効果の測定を実施した。図—10, 図—11は軌道地区サンドドレイン施工法によるときの測定データでパイル間隔2m正三角形打設で施工し、

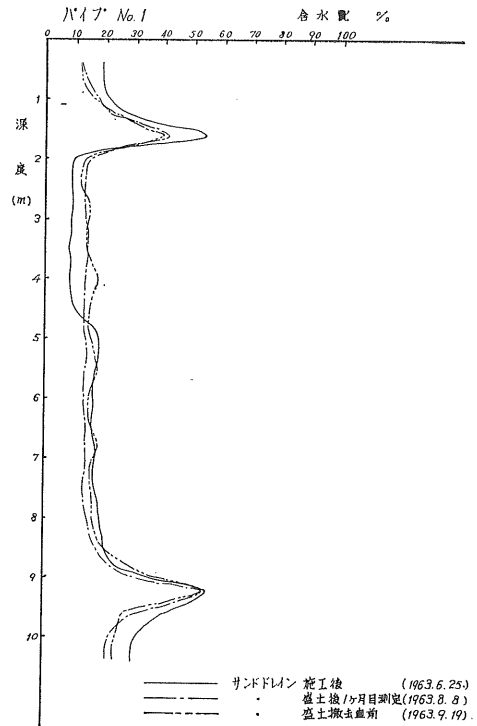
写真—5 サンドドレイン



図—10

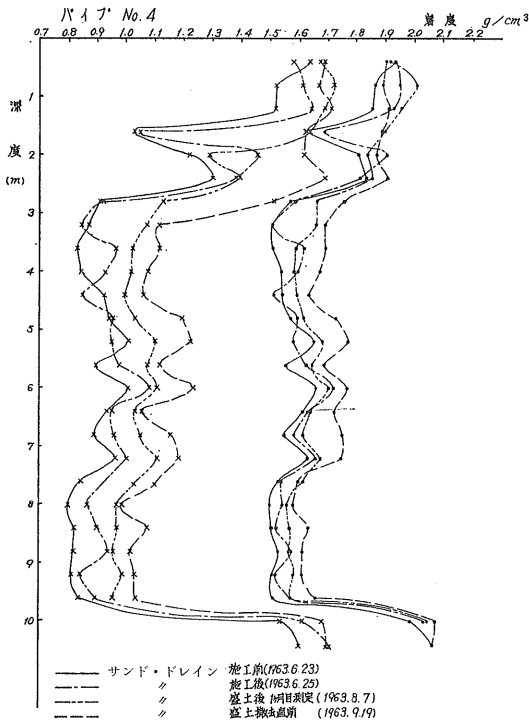


註() 測定日時



註() 測定日時

図—11



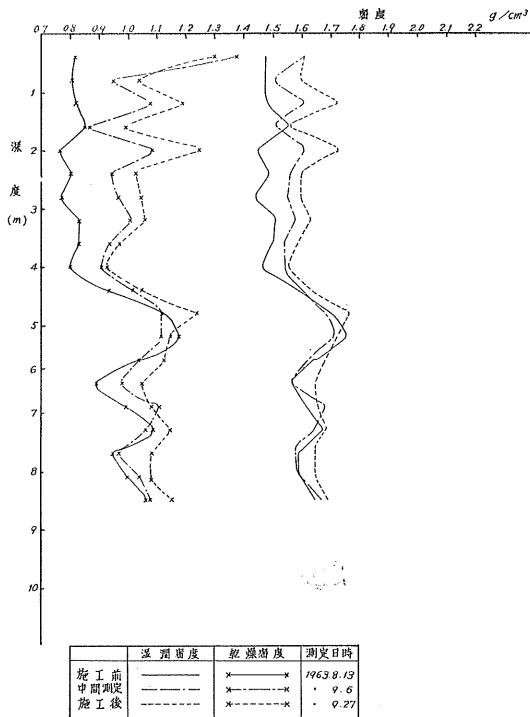
註() 測定日時

サンドドレイン工区施工後3m厚の盛土輾圧をして2ヶ月放置した。

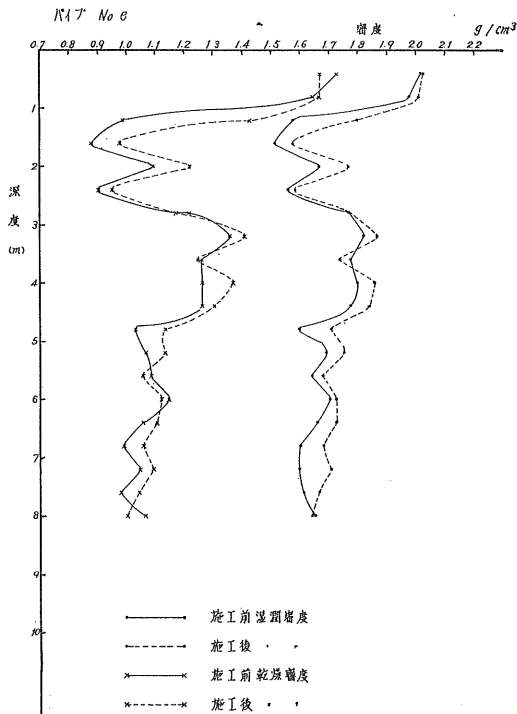
図—10はサンドドレイン施工点、図—11はパイロ中間点の測定データである。(図—10、図—11)

サンドパイロ内の2ヶ月間の測定データはサンドパイロが飽和状態に達してない状態に対するものである。図—10からも知られるように、施工直後より2ヶ月後に至るまでサンドパイロ内の含水比はほとんど増加していない。このことはサンドパイロに予期される粘土層からの強制脱水作用が働いていないことを意味する。砂投入後エアプレッシャーを用いるサンドドレイン工法ではサンドパイロ内に気泡をかかえこむようになるため、粘土層からの脱水作用が阻止されるのではないかと考えられる。サンドドレイン工法では充填砂を充分えらび、砂中の目がつまらないようにすることが施工時の留意事項にあげられているが、たとえ充分選たかれた砂であつても気泡の混入はさけられず、サンドパイロの透水性は低下するものと思われる。むしろウォータープレッシャー等の手段を使用し、施工時のサンドパイロを飽和状態にしておく方が地盤改良効果は大きいのではないかと考えているが、このような処理に対する測定はまだ実施していないので断定はできない。

図—12 空気圧入工法



図—13 ウェルポイント工法



4. 空気圧入工法

この工法は大成建設が開発中の新しい地盤改良工法である。

先端にストレーナー構造をもつた空気圧入管を打込んで、圧縮空気により土中の間隙水圧をあげ、水圧の増加によつてウェルポイントまたはディープウェルの能率を増加し、軟弱層の脱水工期を短縮する工法である。

図—12、図—13は東海製鉄KKヒューム管敷設地区で空気圧入工法とウェルポイント工法の比較試験を実施したときのものである。(図—12、図—13)

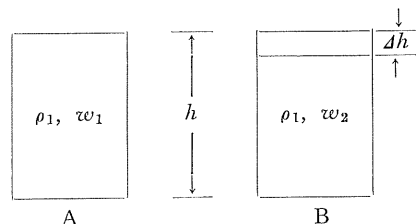
今までの実験結果から空気圧入工法はウェルポイント工法より、揚水量で2～3倍多くなることが実証されていたが、このことは図—12、図—13の測定データを比較してもはつきりあらわれている。但し貫入抵抗試験結果は空気圧入工法の場合施工前より部分的に抵抗値が低下を示している。この原因としてはストレーナーよりのエアブローが生じ空気の圧力を 0.5 kg/cm^2 以上にあげられず、脱水圧密が不充分になつたことと、水分計・密度計の中間測定データで解つたことであるが、ストレーナーからの圧入空気は地盤内を幾層かに分かれて水平方向に侵入し、地盤を攪乱する傾向があることである。攪乱の傾向は図—12からも推定出来る。圧力を $1.5 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$ 程度まであげることが出来れば脱水作用をさらに高め地盤内の多少の攪乱により、土の組織が変化しても、貫入抵抗値は増加したものと思われる。

以上地盤改良工法について水分計・密度計からの考察をのべたが、次にその他の検討結果についてのべる。

5. 沈下量の測定

地盤の沈下量の測定は、測定結果より計算で求める場合と、直接求める場合の2つの方法を採用している。

5-i 沈下量を計算で求める場合

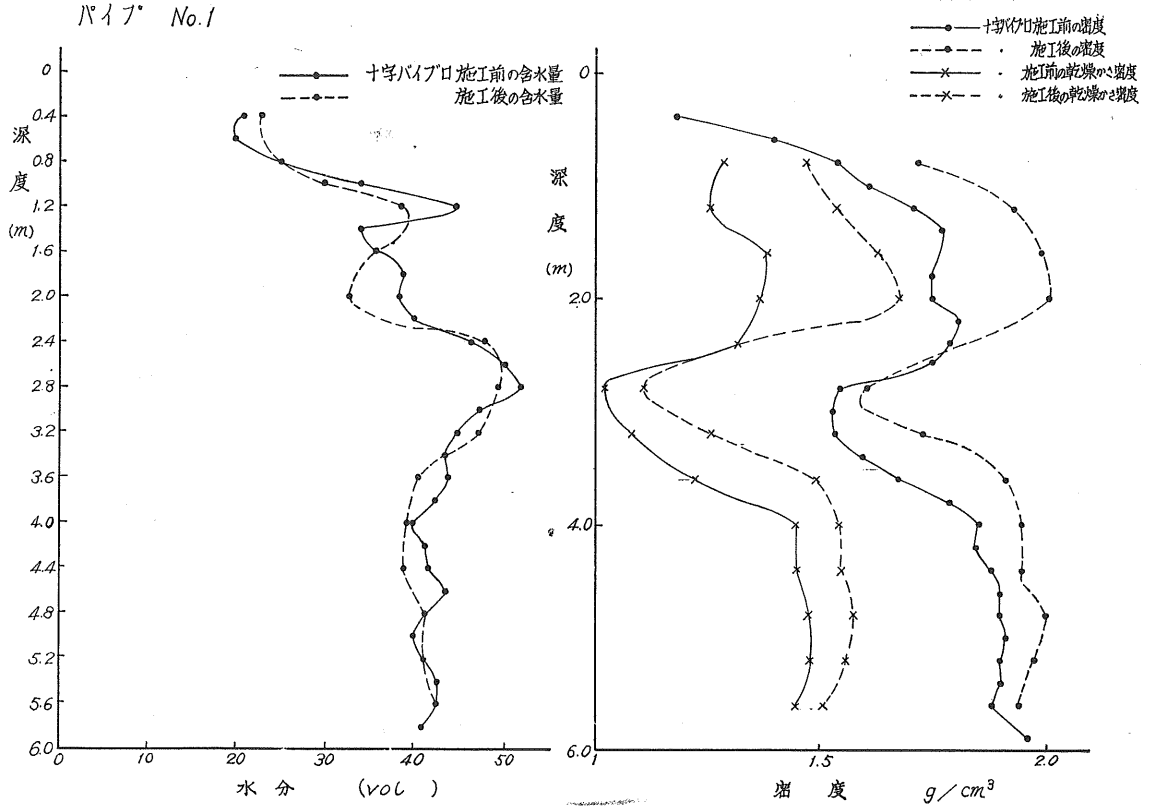


A：施工前の任意の深さの試料の含水率、湿潤密度を w_1, ρ_1

B：施工後の同一深さの試料の含水率、湿潤密度を w_2, ρ_2

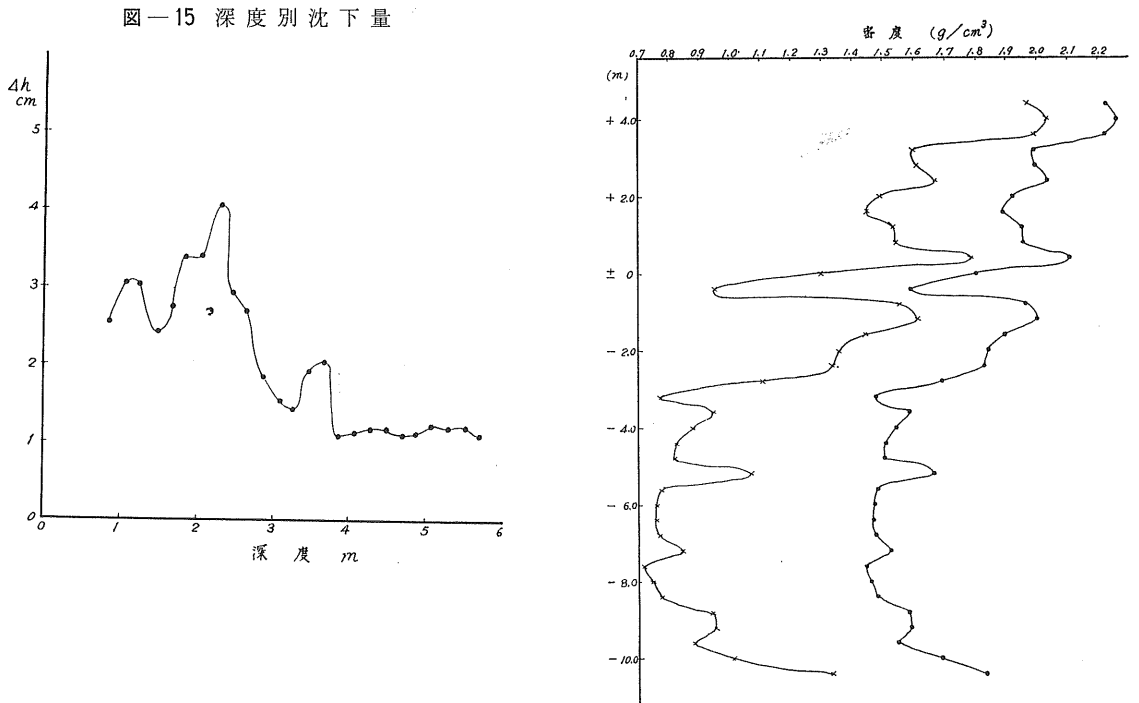
試料厚が h であり、施工後 Δh だけ沈下したとすれば沈下量 Δh は

図—14



図—16

No.1 パイプ



$$\Delta h = \frac{(\rho_2 - w_2) - (\rho_1 - w_1)}{\rho_2 - w_2} h$$

$$= \frac{\rho_{a2} - \rho_{a1}}{\rho_{a2}} h$$

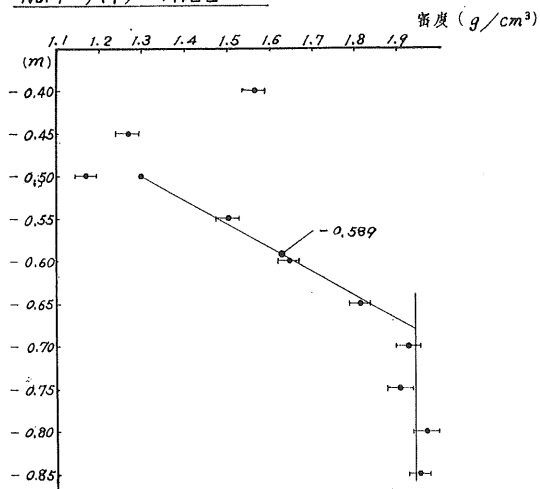
ρ_a : 乾燥密度

東洋ガス化学K.K.で十字パイプロ施工前後の測定データ図—14より求めた沈下量の計算結果は50 cmで、それを深度別に見ると図—15に示すような結果になった。

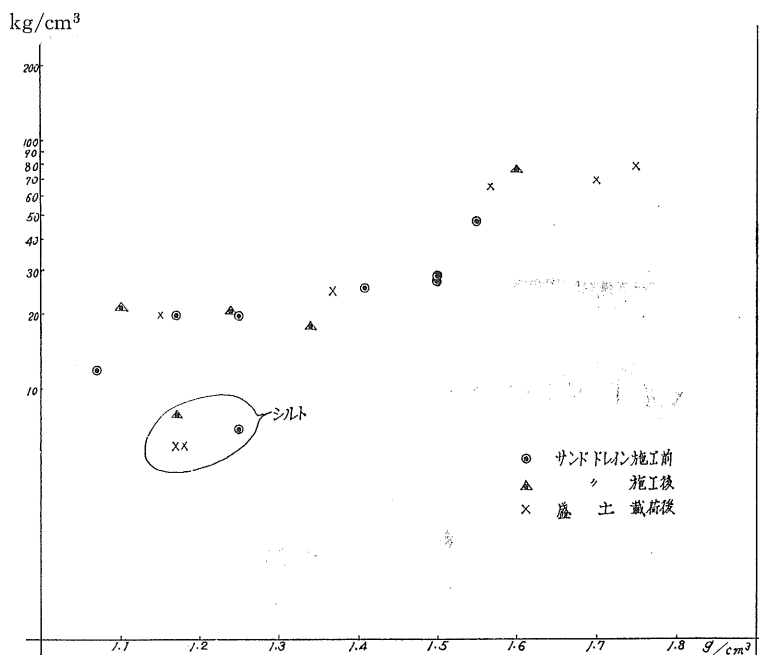
図—14の測定データは十字パイプロ施工点より1 mはなれた点のもので、図—15の深度別沈下量で沈下の比較的大なる部分は表面より3 mまでにあらわれ、これは施工前の乾燥密度が低い点から見て当然ともいえるが、シルト層において最も沈下量が大きくあらわれた。計算による総沈下量が50 cmであるのに対し、実測による表面沈下量は40 cmであつた。シルト層の圧縮量が最も大きいことはその後にしらべた土質試験結果からも観察され、図—15の深度

図—17

No. 1 パイプ A地区



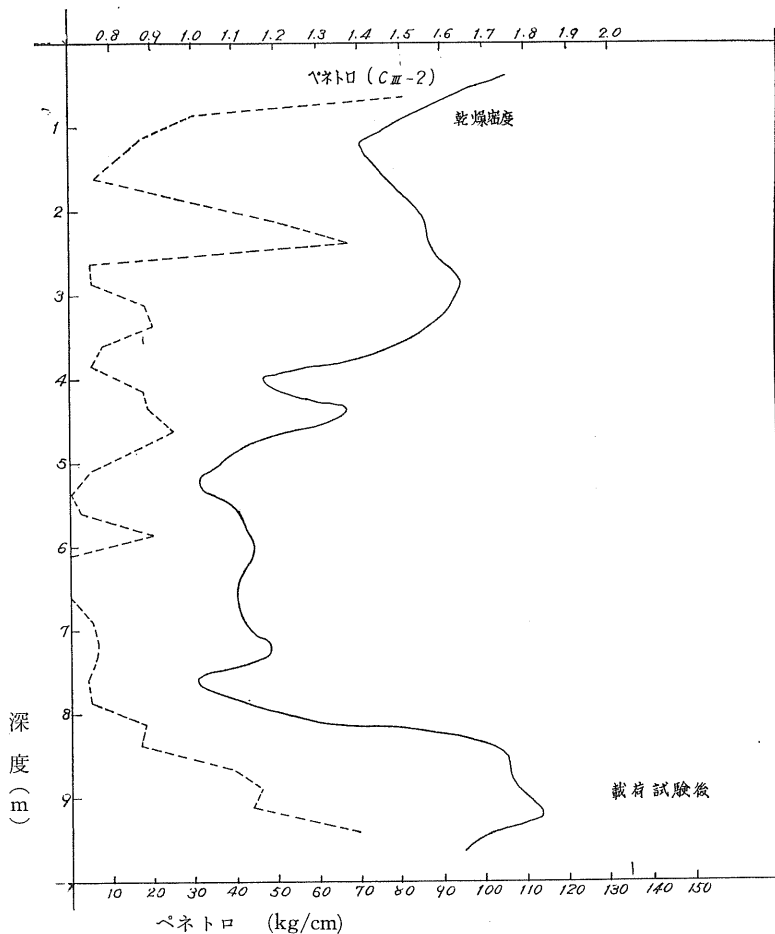
図—18 乾燥密度— penetrometer 貫入抵抗値曲線



図一19 乾燥密度とペネトロのメーター貫入抵抗値の対照図

パイプ No. 3

乾燥密度 (g/cm^3)



別沈下量グラフはだいたいの傾向としては正しいと思われる。

5—ii 沈下量を直接求める場合

沈下量を直接求める測定は目下福山地区某工場敷地地盤改良工事において実施中であるが、測定結果は図一16の通りである。(図一16)

地盤内部は土質の異つた幾つかの堆積層より形成されていることが多く、異層に移ることは含水量、密度の変化として計測されている。

従つて任意の深度の沈下量の経時変化はその附近の異層に移る境界面における含水量、密度の変化に着目し水分計また密度計でそれらの変化を調べるにより比較的容易に判定出来るのではないかと考えられる。図一16で、その地点の地盤内部の密度をあらかじめ測定し、図一17は図一16を用いて F.P. ± 0 m 附近の異層に移る点にさらに着目して、その上下を 5 cm 間隔で密度計で計測し、その密度

の変化を利用して、境界面を求めたものが図一17である。この図一17を用いて FP ± 0 m 附近の沈下量を求めた。

6. 貫入抵抗値と乾燥密度との関係

貫入試験機にはいろいろあるが、大建設では標準貫入試験機の他にオランダ式コーン貫入試験機を一般に利用している。

標準貫入値とオランダ式コーン貫入値の相関性は実験的に

軟粘土に対しては

$$q_c = 2N \quad (\text{kg}/\text{cm}^2)$$

赤土に対しては

$$q_c = 3N$$

砂礫に対しては

$$q_c = 4N$$

水分計、密度計より求めた乾燥密度とオランダ式コーン

貫入値との関係は次のようになっている。

図一18は飽和状態の砂質土について、東海製鉄KKでとった測定データより作成したものである。図一19はシルト地盤のオランダ式コーン貫入値と乾燥密度の比較をしたものである。このシルトの鋭敏比は10前後で貫入抵抗値と乾燥密度は良い対応を示している。

今までの測定データから判断すると湿潤密度 $1.6\text{g}/\text{cm}^3$

以下、含水比60%以上の粘土層では、先端コーンの自重沈下をおこすことが多い。このことは標準貫入試験についてもいえることで、軟弱地盤の貫入試験については検討の必要があろう。

（大成建設株式会社 技術研究所第3研究室 田 沢 光 弥
研究班長
第5研究室 山 本 守 之
豊州研究所 住 田 忠 之）

＝編＝集＝後＝記＝

はしがきにあるように今年度から本誌の編集委員会が設けられた。メンバーは附記のようである。その第一回の仕事がこの小冊子の編集であつたわけであるが、できればはどうみてもよくない。そのいいわけをすることだけが編集後記の内容になりそうで、気の重いことおびたしい。

第一のおわびは本誌が37, 38年度の合本であること、つまり3号と4号が一緒になつていることである。37年度に3号を印刷発行できなかった理由はいろいろあるが、その大半は事情やむを得ないものであつた。会員諸兄の御海容を願う次第である。

第二に、3号に既発表の論文がある、ということ。既発表のものをのせないのが、しつかりした機関誌の一般的方針のようである。残念ながら本誌は、しつかりしていないことになる。この責任は支部当局や執筆者にあるのではなく、執筆者が重複して発表せざるを得ないような環境条件におかれてることによるものと思われる。今後の検討を要する問題として支部当局者の注意を喚起したい。

第三が、本誌が論文記述上に統一を欠いて不体裁であること。この責任は編集委員長である筆者にあること明瞭であつて申しわけない次第である。執筆者に事前に説明しなかつたのが最大のミスで、しかも編集時にこれを訂正しな

かつたのは、報告会前に本誌を会員諸兄のお手元にとどけられるよう印刷を完了するため、やむなくとつた処置であつた。

とまれ、この委員会の38年度の仕事は、两年度にわたる執筆者の御協力と、事務当局である北電の相馬幹事長ならびに岡本事務員の御尽力によつて、まがりなりにも終りそうである。編集員一同にかわつて、これらの人々に厚く御礼申しあげるとともに、本誌が土を対象とする工事にたずさわる技術者諸兄にいささかなりともお役にたてば、これにすぎる幸はないと思う。そしてまた、現場で苦勞されている多くの諸兄が些細なことにも観察の目をひからせ、それをつみあげるることによつて、論文なり報告なりをとりまとめ、気楽な気持ちでドシドシ発表されんことを熱望するものである。

編集委員	附 記	
	北 郷	繁 (委員長, 北大)
	土 岐	祥 介 (北 大)
	加 藤	武 仁 (国 鉄)
	佐々木	清 彦 (国 鉄)
	森	康 夫 (開発局)
	永 井	敏 資 (市役所)
	蛭 名	晃 郎 (北海道)
	安 田	稔 (北 電)

技術パンフレット 第3, 第4合併号

発 行	土 質 工 学 会 北 海 道 支 部 札幌市大通東1丁目2番地 北海道電力株式会社内 TEL ⑤ 1111
編 集	技 術 パ ン フ レ ッ ト 編 集 委 員 会
印 刷	山 藤 印 刷 株 式 会 社 札幌市南2条西6丁目 TEL ④ 8126