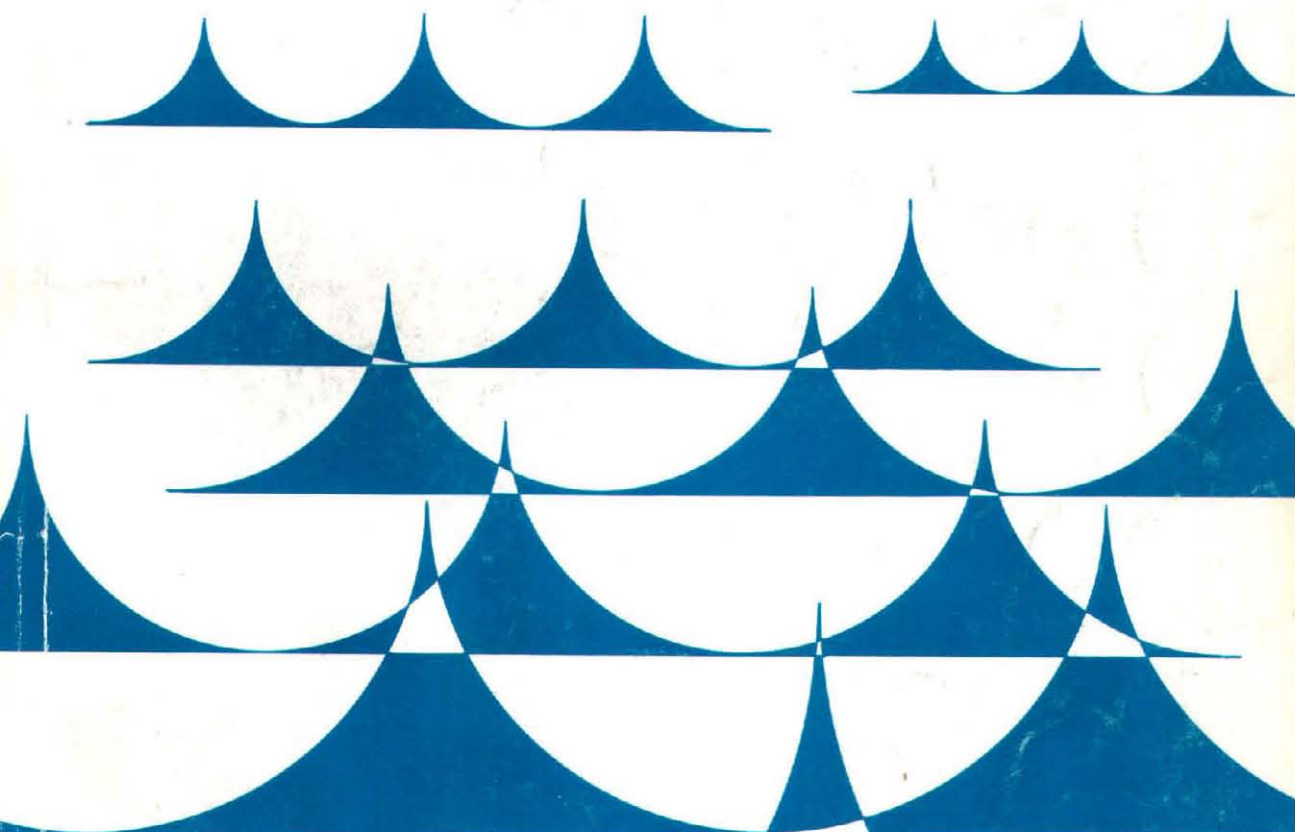


水と土

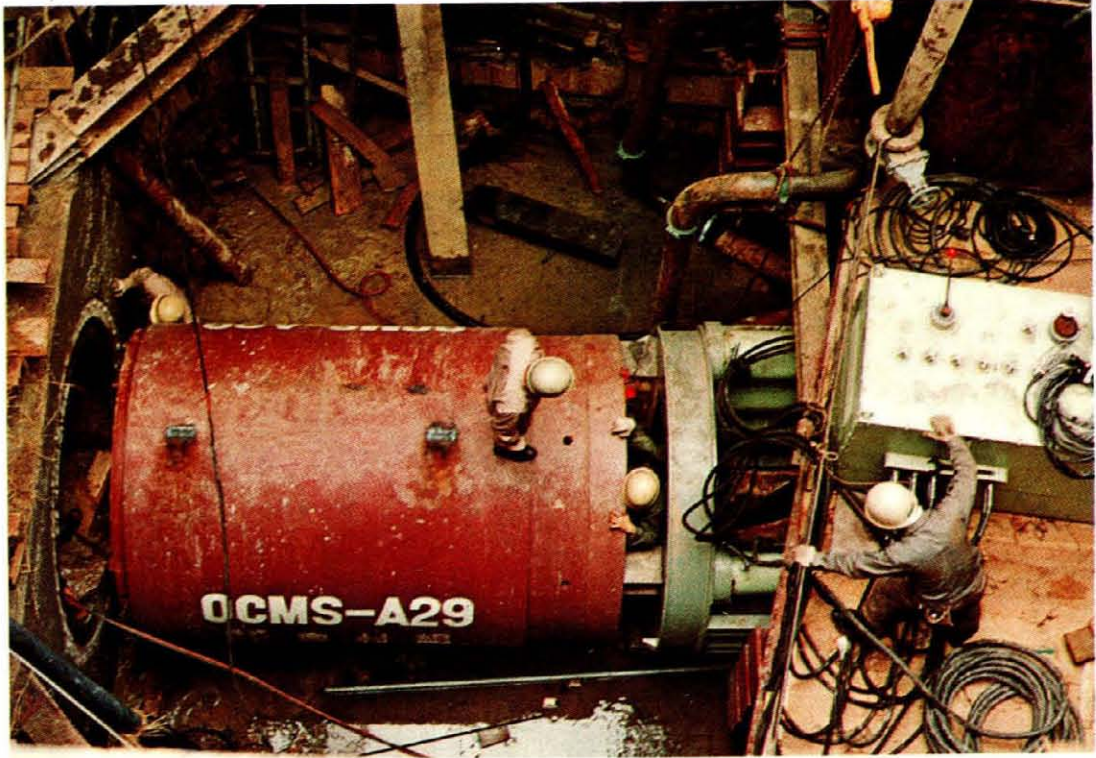
第 15 号



昭和48年12月号

農業土木技術研究会

本号記載の新工法 (I)



泥水還流工法によるサイフォンの伏設 (本誌6頁)



房総導水路の土砂ズイ道 (本誌54頁)

本号記載の新工法 (II)



布製型わくによるコンクリートマット法覆法 (本誌54頁)



(a)



(b)

ソレタンシュ工法 (本誌73頁)

注入前 (a) 注入後 (b) コアサンプル
 深度 (20.0~25.0m)
 地質 深度24.8mまでシラス
 深度24.8m以深降下軽石

水

と

土

No. 15

1974

December

目次

グラビヤ

本号記載の新工法

巻頭文

最近の基礎工の動向と今後の課題

山田 伴次郎……(1)

報 文

泥水圧推進工法によるサイホン管の伏設について

大竹 宏祐
半田 祐勇……(6)

笹ヶ峰ダム余水吐基礎工について

高木 悦郎
竹内 兼麿……(18)

刈谷田川右岸排水機場の基礎について

——基礎地盤の流動化問題と載荷試験を中心にして——

高林 稔
田内 堯
村松 雄介……(25)

軟弱地盤の基礎処理矢板かこい工法

斎藤 一雄
末永 敏博……(35)

土砂トンネルの機械掘さくと湧水処理工法

稲葉 延寿
加川 清……(44)

布製型わくによるコンクリート法覆工について

鶴見 充
原 紀男……(54)

グラウチングによる基礎処理の問題点

日根 修三……(61)

ソレタンシュ注入工法の特長と注入効果について

酒井 文雄
多井 実友
木下 吉次郎
鈴木 次郎……(73)

講 座

新川農業水利事業の排水制御システム

高木 義雄
中村 和也
岡江 久仁雄
江頭 輝……(83)

農道舗装の設計, 施工(2)

——アスファルト舗装——

三品 直樹
田中 忠一
牛腸 男……(94)

会 告

……(97)

編集後記

……(99)

第三回農業土木技術研究会賞

本研究会では、事業の一環として、優秀論文の顕章を毎年行なっています。

今回は昭和47年度会誌（「水と土」9～12号）掲載分について、会員の代表（名簿から任意に100名を抽出）および編集委員会で選考した結果、第三回受賞を下記のとおりに決定いたしました。

正 賞

該当なし

副 賞

「愛知用水・豊川用水における水路施設管理からみた設計上の問題点について」

水資源開発公団中部支社 野 崎 伸 也

副 賞

「フロンテジャッキング工法による暗渠の施工について」

水資源開発公団北総東部用水建設所

田 窪 久 夫 森 川 正 雄 木 村 陽 一

受賞各論文の紹介

「愛知用水・豊川用水における水路施設管理からみた設計上の問題点について」（会誌第10号）

土地改良施設の管理については、都市化の進展、水資源の逼迫、管理労力の不足等から多くの問題が発生し、最近とみに関心が高まっている。一方、技術的には、施設の管理面から計画および設計面へのフィードバックが従来不足していたことが痛感される。これは、我々農業土木技術者の大半は施設管理の経験が皆無のことも大きな原因であろうが、早急に改善の要があると思う。施設管理の経験から得た知識を計画や設計に反映し、管理の容易な機能を充分に発揮できる近代的施設を建設しなければならない。

この論文は、愛知・豊川用水の管理から得た豊富な知識経験を整理集約したもので、多くの問題点とその対策を具体的に提示し、管理面に無経験な技術者には特に参考になる点が多く、今後の水路の設計および管理に際し、貴重な資料として役立つものである。

「フロンテジャッキング工法による暗渠の施工について」（会誌第11号）

農業土木技術は年々進歩し、新しい技術を導入し、大きな成果を挙げている事業も多い。新技術の採用に際しては、担当者はその可否を慎重に検討し、細心の注意を払って施工している。ただ、惜しむらくは、そのように苦勞して導入した新技術について、その成果や、特に苦心した事柄、注意すべき事項等をまとめて発表し、技術の進歩普及に資する努力が、我々農業土木技術者にはやや不足し、そのため貴重な資料が埋れてしまっている例が多いように思われる。この点を是正するため、新技術の成果については、本誌を利用して、今後は積極的に発表してくださるよう、この欄を借りてお願いしたい。

この論文は、土地改良事業の代表的施設と言うべき水路工事に採用し、安全性の確保、事業量の節減、工期の短縮等の成果を挙げたフロンテジャッキング工法を紹介したもので、水路工事でしばしば問題になっている鉄道や道路の横断構造物の設計施工の一つの解決法を示し、貴重な参考資料として役立つものである。（文責 設計課 八木直樹）

最近の基礎工の動向と今後の課題

山田 伴次郎*

目 次

I 基礎工の役割……………(1)	1) サンドドレーン工法……………(3)
II 基礎工の現況とその課題……………(1)	2) ペーパードレーン工法……………(3)
1. クイ基礎……………(1)	3) サンドコンパクションパイル工法……………(3)
1) ネガティブフリクション……………(1)	4. 載荷重工法……………(4)
2) 群グイ作用……………(2)	III 基礎の施工に関する将来の展望……………(4)
3) クイのその他の問題……………(2)	1. 施工の安全管理……………(4)
2. ケーソン基礎……………(2)	2. 施工効果の確認……………(4)
1) ボイリング (Boiling) 現象……………(2)	3. 施工の機械化……………(4)
2) ヒービング (Heaving) 現象……………(2)	IV 結 び……………(5)
3) 被圧水をもつ地層に対する検討……………(3)	参考文献……………(5)
3. パーチカルドレーン工法……………(3)	

I 基礎工の役割

各種の構造物を地上に構築する場合、その上部荷重を地盤に安全に伝達する基礎工の施工技術が上部構造の構築技術とともに発展してきた。時代とともに構造物が大規模化し、それらが基礎条件の悪い地盤においても建設されなければならないという社会的要求から基礎工の技術はたえず困難な問題に直面しているといえよう。基礎は、上部構造を一旦受けとめる基礎スラブ部分とさらにそれを支えるための地業部分とからなる。普通、基礎工における問題は主として地業部分にあるといえよう。地業としてクイ、ケーソンなどが一般化しているが近年軟弱地盤に対処するケースが多くなって、地盤の支持力の増強、沈下の抑制あるいは早期沈下終了を目的とした地盤改良工法が発達し、原地盤を改良して利用することも地業法の一つに加えられるようになった。

現在、基礎地盤に対する調査、土質試験法ならびに基礎の支持力理論が急速に発展し体系づけられており、これを背景としてこれまでに行なわれてきた種々の支持方式と基礎工法の改善、利用の拡張が活発に行なわれている。

しかし、それだけに、最終的に安全かつ経済的に上部構造を支持しようとする基礎の役割を果たす過程において、種々の支持方式と基礎工法に固有な問題点が数多く見出されているのも事実である。経済性と早期完了をねらう各種の新工法が採用される傾向にある現況を、安全

確保を第一にして十分にその検討が必要であろう。

II 基礎工の現況とその課題

1. クイ基礎

クイ基礎として急激に普及しているものに鋼グイがある。鋼グイの JIS 規格の制定 (昭和38年) を契機に強度の信頼性、施工の能率性、クイ長の融通性によってその使用量が増大し、さらに JIS の改定 (昭和46年) により継手の信頼性とクイの耐久性が増してその需要をのばしている。現在鋼管グイとして 1.5m もの大口径のものや、クイ長が 50m にもおよぶものが施工されるようになり、また鋼管矢板の円形打込みによってケーソンに近い効果を得ようとする矢板基礎工法の技術開発と相まって、ますます利用拡張が進められている。

昭和40年代に入って、PCグイの普及が目立っている。昭和37年の生産開始以来、高温高圧蒸気養生による高強度化と溶接継手の軽便化をはかって、その需要をのばし、PCグイの JIS 規格の制定 (昭和43年) の一助もあって、昭和46年度には従来の RCグイをぬいて年間生産量 300 万トンに達した。さらに 3m もの大口径中空グイの生産と中掘り工法の開発とによって PC ウェル工法が誕生している。

このようなクイ資材の躍進的な発展にたいして、クイ基礎の宿命でもあるネガティブフリクションの問題や群グイ作用による支持力低下等の課題がいぜんとして残されている。いまこれらについて次に述べる。

1) ネガティブフリクション

* 宇都宮大学農学部 農博, 工博

軟弱層を貫いて堅硬な支持地盤に達している支持グイでは通常クイ周囲に上向きの摩擦力が働いて上部荷重の一部を負担している。ところが、地盤沈下がおこると逆に下向きの摩擦力(ネガティブフリクション)が働いき、支持グイに負担をかけるようになり、クイが破かいされ、上部構造の傾斜、ヒビ割れなどが目立つようになる。ネガティブフリクションはクイが長く太いものほど急激に増大し、設計荷重の3~10倍の重圧がかかるといわれる。最近臨海地、埋立地や沖積地帯などでこの現象による被害が多発していることが建設省などの調査で指摘されている。ネガティブフリクションの値は、くい周囲に生じうる最大摩擦力をこえることはないが、これは地盤の沈下速度に左右されるものであり、この値のきめ方については判然としたものがない。今後の調査研究によって、この対策を設計指針に取入れることが必要であるととも、このような場合、杭周辺の土を切離したり、土が直接に付着しないような支持グイの開発が急がれなければならないであろう。

2) 群グイ作用

クイは原位置において局部的に数本から数十本まとめて使われる場合が多い。摩擦グイは狭い間隔で打込まれると、各クイからの応力が地盤中で相互に干渉して、1本当りのクイの支持力が減少する。この現象は地盤の性質、クイ打設の方法、クイの太さと間隔、クイ打順序と本数など多くの要因によって異なることが考えられる。

現在、群グイ作用による支持力の低減率の推定方法は比較的多く提案されているが、これらは未だ原位置での十分な裏付けができていないのが実状である。群グイの支持力算定値の精度を高めるために、原位置における試験データの集積と新たな理論の展開がのぞまれる。

3) クイのその他の問題

クイ周囲における粘性土の付着力をどの程度にとつたらよいかは、クイの押込み抵抗や引抜き抵抗を推定するうえに基本的な問題である。最近、基準どおりのクイ長をきめても所定の深さまで打込むのが極めて困難になること、引抜き抵抗が予想以上に大きくなることなどの事例が多く見受けられる。現在、許容付着力はクイの載荷試験結果を参考にして $3.0\sim 3.5\text{ t/m}^2$ におさえられているが、これは過小に評価されているきらいがあり再検討の要があると思われる。また、クイが横方向の力を受ける場合に地盤の水平方向の極限支持力としてどのような値をとるかの問題がある。現段階では、これを算定する適確な方法がなく、水平加力試験や過去の実績に頼らざるを得ないのが実状であって、今後の調査・試験ならびに研究に俟つところが多い。

2. ケーソン基礎

ケーソン基礎は、明治時代から深い基礎の代表的な工法として着実に発展してきた。昭和45年に道路橋下部構

造設計指針としてケーソン基礎設計編(日本道路協会)が刊行され、工法の信頼性がたかまって広く普及している。

最近、施工の急速化と基礎の大型化という社会的要請にそって、プレキャスト部材の持込みによる現場作業の縮小化および施工の機械化が積極的に行なわれる傾向にある。その一例としてPCウエルの開発がなされ、施工面においても大径10m、高さ30mにもおよぶ大プレキャストウエルの使用や50m×50mもの大ニューマチックケーソンの機械掘削による施工が成功した事例もあって、将来のケーソン工法のあり方を示唆するものといえよう。しかしながら、地盤を掘削してケーソンを深くおろすには施工に種々の問題を生じてかなりの困難を伴う可能性が多い。水位の高い状態で浮力をうけるとケーソン体の重量は著しく軽減し、それに土圧がバランスしていないときに働らく片土圧が作用するとケーソン体は比較的小さな片荷重で傾斜、移動をおこす。また沈下抵抗を減少するためのウォータージェットやエアジェットは周辺の土を乱して、この傾向を助長する。なお、地下水位が高いと掘削底面においてボイリングやヒービング現象が生ずる可能性があるし、ケーソン体の底面が被圧水をもつ砂層に近づく掘削底面からの泥水噴入のおそれもあって工事に思わぬ支障をきたすことが少なくない。いまこれらについて次にのべる。

1) ボイリング(Boiling)現象

砂地盤における水掘りの際、ケーソン内外の水位差が大きくなると、掘削底面における土の有効応力が減少してせん断抵抗が小さくなるとともに上昇流量が増大して土粒子を流し去るほどになる。この状況が進行すると、土粒子は沸騰状態に移行してボイリング現象がみられる。一旦ボイリングを起こすとケーソン下部地盤はゆるみ支持力を失って、ケーソンの急激な沈下、傾斜が生ずる。また、ボイリングがおさまった後でも一般に非常にゆるい地盤状態になるので、施工条件が著しく悪くなる。この現象の発達機構は土の粒度分布、地層の状況等より判定しなければならないのでその理論的解析はかなり難しいものと思われる。現段階ではボイリングに対する安全率として $F_s = \frac{\gamma}{i r_w} \geq 1.2$ (γ :土の水中単位重量、 $i r_w$:浸透水圧)を保つように計画されているが、安全施工の観点からこの現象の発生機構と地層状況との関連のうえに立つ解析がのぞまれる。

2) ヒービング(Heaving)現象

軟弱な粘土地盤を掘削するとき、ケーソン体の外側の土体重量が掘削底面における地盤の支持力よりも大きくなると、ケーソン内部に土がまわり込もうとするスベリ面が発生し、このスベリ面にそって塑性流動をおこして地盤が破かいし、ケーソン内の掘さく底面がふくれ出す、いわゆるヒービング現象が見られる。この現象は根

切り工事の際にも注意を要する問題であるが、ケーソンの場合にはケーソン体の重量も周面摩擦によってケーソン外部の土体に伝えられるのでヒービングの危険性はさらに大きくなると考えられる。近年、ケーソンが数多く施工されるに伴いヒービング現象とみられるケーソン周辺地盤の沈下災害が目立つようになった。この対策として一般に根切り工に対するベラム、エイドの安全率の算定式が利用されている。この場合、安全率をどの程度にとればよいかは種々の要素を考慮してきめられなければならないが、ヒービングによる破かきのスベリ面の形状が明確にされていない現状では適切な値をきめるのがなかなか難しい。経験的に $F_s \geq 1.5 \sim 2.0$ がとられるのが普通であるが、これが適切であるかどうかは判然としない。現在、ヒービング現象に関する調査、研究資料が少なく、その破かい機構は明確に把握されていないのが実状であるので、まず、現象面からみた理論の裏付け調査が必要であろう。

3) 被圧水をもつ地層に対する検討

粘性土層の下に被圧水をもつ砂レキ層がある場合、ケーソンを掘削沈下させてこの層に近づくと、被圧水圧によって掘削底面が持ち上げられる一種のヒービング現象がおこる。この場合の検討方法はケーソン底面と被圧水層の間に想定される粘性土の円筒形土体が被圧水圧によって上方に押しぬかれることを仮定し、その周面に働らくせん断抵抗とこの土体重量ならびにケーソン内部の土の重量が被圧水圧に抵抗すると考えて、その抵抗力の被圧水圧に対する比率を安全率として求めるのが普通である。その安全率は現場の状況に応じて1.2以上の値が用いられている。しかし、ケーソンの大型化やそれらがより深い位置へ沈設されるという最近の傾向にたいして、このような単純な検討方法では、十分な安全を期待することは疑問である。今後、さらに、原位置における調査と研究の裏付けが必要であろう。

3. パーチカルドレーン工法

軟弱地盤における各種の地盤改良工法のうち、代表的なものとして、圧密促進を目的としたパーチカルドレーンによる脱水工法が広く施工されている。この工法は、粘土層中に縦方向のドレーンを密に打込み、横方向の排水距離を短縮して圧密効果を促進する工法である。これにはサンドドレーン、カードボードドレーン、ファイバードレーンなどのほか、支持作用も兼ねたサンドコンパクションパイル等を用いた各種の工法がある。現在ドレーンの効果については理論的に一応確立された段階にあり、その地盤調査および施工の方法も非常に発達している。しかし、地盤構造の複雑性から所期の効果が得られないという事例もかなり多く、その施工効果については真剣に論議されている状況である。いまその内容の主な事項を工法別にのべてみよう。

1) サンドドレーン工法

盛土試験によるとサンドドレーン処理区の沈下経過が無処理区のそれに比して大差はないという事例がある。これはサンドドレーン処理区では沈下速度が理論解析値よりいくぶん遅く、無処理区では計算値より、かなり速いので結果的に両者の時間沈下量の関係がほぼ同じようにあらわれているケースが割合に多い。しかも強度増加については、無処理区ではほとんど認められないのにサンドドレーン処理区では相当に効果があるという一見不合理とも思われる事柄を含んでいる。この問題の発生原因として、ドレーンの造成に関するもの、効果の判定方法に関するもの、理論の原地盤にたいする適応性に関するもの、圧密諸係数値の決定方法に関するものなどの多くの要因が考えられるが、中でも、ドレーンの造成に関して、砂柱周辺土層の攪乱による透水性の減少等の問題がある。また圧密計算に関する諸数値の精度等が重要事項として挙げられよう。これらについては、短期間における観測結果のみに捉われることなく、長期に亘る施工効果の経時的な調査を通して論理的な究明が必要であると同時に土の種類、性状別にサンドドレーンが効く範囲がきめられるような土質定数の設定がのぞまれる。

2) ペーパードレーン工法

ペーパードレーンは原理的にサンドドレーンと全く同じであって同様な問題点をもっているといえる。いま、これをサンドドレーンと比較した場合に、カードボードの砂柱としての換算直径をどの位にみたらよいか、排水路が細長いための水頭損失による圧密進行の遅れはどの程度か、耐久性の面でカードボードの透水性の低下の影響はどうかなどの種々の問題がある。ペーパードレーンは一般に圧密促進工法としてかなり有効であるという報告が多いが、深部では浅部に比して圧密の遅れを生じるという観測結果も出されている。わが国では本工法を採用してからまだ日が浅くサンドドレーン工法との比較という点だけでも必ずしも満足した説明が得られていないのが現状である。まず、観測データの蒐集が必要であろう。

3) サンドコンパクションパイル工法

この工法での主な課題は、砂グイへの応力集中現象の取扱いと打設時の周辺地盤の攪乱による支持力低下の問題であろう。応力集中の度合は粘土層のうけもつ応力に対する砂グイの応力の比率(応力分担比)であらわされ、一般にこれを一定値として取扱って、処理地盤の支持力や沈下量が算定されてきた。最近応力分担比の値が圧密の進行に伴って指数的に増加することが示され、これが載荷時間の対数に比例すると仮定して、変荷重圧密によって沈下量を算定すると実測値にかなりよく一致することが明らかにされた。今後この裏づけが期待される。また周辺攪乱については、その影響がどの程度であるか、

地盤の回復がどのくらい見込まれるかが重要な問題であり、様々な論議をよんでいるが、まだ明確な結論は得られていない。

4. 載荷重工法

載荷重工法は地表上面に盛土荷重を加え、強制的に地盤の圧密沈下の進行と強度増加をはかった後、余分な盛土部分を除去して、所期の構造物の地盤を造成するもので、その施工方式によって、プレローディング工法、サーチャージ工法、ノリ先載荷工法などに分類されている。これらについての共通の課題として地盤の沈下量の推定の問題がある。地盤沈下は一般に接触沈下と圧密沈下とが考えられている。前者は軟弱な地盤上に極限支持力に近いような局部載荷がなされた場合、セン断変形にもとづく基礎地盤の側方流動によっておこるもので、間隙水の脱水には関係なく取扱われている。この最終沈下量の算定法はスケンプトンらによって示されているが、後者にくらべると時間的に無視しうるほど早く完了するものであるから、地盤沈下量の経時変化は直接に圧密沈下に支配されるものである。この圧密沈下による圧密度の進行と地盤の強度増加とは密接な関係にあるので、この現象の把握は軟弱地盤上の盛土速度規制にも関連する重要な問題である。

載荷重工法における地盤の沈下解析法として一般にテルツァーギの一次元圧密理論が適用されているが、実際に原地盤の沈下状況を観測すると、この理論による計算値よりもかなり早い速度で進行するという事例が多く指摘されている。この問題にたいして、一般に地層の堆積様式とその状況によって、横方向の透水係数が縦方向のそれより数倍乃至十数倍も大きいという事実から、筆者は間隙水が地盤と地盤上の構造物の載荷状況により、二次元あるいは三次元方向に脱水されることによって、テルツァーギの一次元脱水とした理論による計算値より、かなり早く圧密が進行することを認めた。この問題について、筆者は既に二次元および三次元脱水による圧密の理論解析と原位置への適用例について発表した。この場合、筆者は縦および横方向の脱水に関する圧密領域の境界条件として、完全排水($u=0$)と完全非排水($\frac{\partial u}{\partial x}=0$)との中間的な排水条件($-\frac{\partial u}{\partial x}+\beta u=0$) (u :過剰間隙水圧, β :相対脱水率)を誘導し、これを適用して理論解析を行ない、さらに三次元脱水圧密試験装置を開発して、二次元および三次元脱水による圧密諸係数値の算定方法を示した。なお、この適用例として、八郎潟干拓試験堤防、国鉄で行なわれた恋瀬川橋梁(常磐線)附近の試験盛土などについての土質試験の結果と沈下観測記録とをとり上げ、時間経過に伴う理論沈下量が実測値にかなりよく一致することを認めた。今後さらに多くのデータによって、この理論の裏付けが行なわれることがのぞまれる。

III 基礎の施工に関する将来の展望

1. 施工の安全管理

現場における安全管理は従来からかなり多くの関心が向けられてきたが、最近の工事の大規模化と機械化施工の傾向から、より熟練した労働者を必要としているのに反して、出稼ぎなどの技術的に不慣れた労働者が工事推進の大きな力となっている現状では、安全な施工技術の開発が以前にもまして必要とされるであろう。人身事故の発生の社会に及ぼす影響は大きく、工事の進捗に大打撃となる。新しい基礎工法の開発は、とどまるところを知らないが、何よりも安全第一に施工できるように心がけなければならないし、また従来の工法についても一層の改善をのぞみたい。

2. 施工効果の確認

基礎の破かいによる災害について事後の論理的な説明はつづが、基礎が地中に埋もれている関係で事前に感知し得なかったというケースが少なくない。従来から、安全に設計、施工が出来るように基礎工に関する基準作成が各方面で行なわれ、たえず新しい調査研究の成果を盛り込む作業が続けられているが、その主旨を完全に貫くために施工後の効果を確認する作業が是非とも必要であろう。基準の改訂作業と施工効果の確認は相まって進められなければならない。前項でもふれたが、最近建設省建築研究所を中心に行なわれた地盤沈下地帯の基礎グイの追跡調査によってクイのヒビ割れや傾斜が多発していることが明らかにされた。これは一つの例に過ぎないが、こうした意味から定期的な施工効果の確認と基準改定の常置機関の設置が必要であると思われる。

3. 施工の機械化

最近、施工の急速化と労務費の高騰などが反映して、機械による施工が積極的に行なわれるようになった。基礎工法に関してはとりわけクイ打工事に急激な発展のあとが見られる。スチームハンマーについて出現したディーゼルハンマーは、クイ打ちを手軽なものにかえ、現在ほとんどこれに頼った状態にあるが、最近騒音振動の発生源として、公害対策の法的取締りの対象になっているので、この改善が急がれている。また無騒音クイ打機の開発も盛んになり、クイ圧入機やジェットリフター機などが登場して効果をあげているが、いずれも機動性に欠ける面があって能率向上の点で改良の余地が残されている。

オープンケーソン工法については、プレキャスト躯体を用いて機械施工の連続化をはかる傾向にあるが、さらに施工の急速化をはかるために、PCウエルや矢板式基礎の開発が従来のオープンケーソン工法にとってかわって発展する気運があらわれている。また、ニューマチックケーソン工法では高圧下の人力掘削と断続的な土砂の

搬出が施工能率を妨げており、この点の機械化が進められるべきであろう。近年、ケーソンの大型化に伴い、作業室内に小型ブルドーザーを導入して成功をおさめた例があり、今後の機械施工の技術的進展が期待される。

IV 結 び

以上は、最近の基礎工の動向と主として基礎工の施工管理の面にあらわれる基本的な課題を抽出して述べたものである。基礎工の施工技術は、社会の趨勢に順応しつつ開発が進められ、各研究機関はもとより、現場においても積極的に基礎の効果に関する測定試験がとりいれられるようになってきた。これに伴い、これまでおもに室内実験における現象から組立てられた理論と現場における複雑な条件のもとに観測された実測値との間のギャップをどのように結びつけたらよいかといったケースの問題が多くみられるようになった。このことは、今まで安全率などによってカバーされて気付かれなかった盲点が、極限設計への方向に進む最近の傾向によって、露呈されてくるのではなかろうかということをおぼせる。ここに述べた各基礎工の問題点はほんの一部分に過ぎないが、このような今後に残された基礎工の課題を御理解頂ければ幸いである。今後、理論値と実測値との間のギャップを埋めるべく、調査研究が続けられるであろう。またその成果が再び設計、施工および施工管理に還元されてくるであろうことを期待するものである。

参 考 文 献

1) 軟弱地盤の調査・設計・施工法：土質工学会編，

土質工学会（1973）

- 2) ペーパードレーン工法と大気圧工法：五洋建設株式会社技術研究所，理工図書（1668）
- 3) 最近の基礎工法：土木学会編，土木学会（1962）
- 4) 新しい軟弱地盤処理工法：藤森謙一・内田襄編，近代図書（1973）
- 5) 建築基礎構造設計規準・同解説：日本建築学会（1960）
- 6) 道路橋下部構造設計指針：日本道路協会，丸善，（1970）
- 7) 基礎の施工法：石井靖丸，山海堂（1961）
- 8) 軟弱地盤改良設計：渡辺隆，オーム社（1969）
- 9) 土質力学：土木学会監修，最上武雄編著，技報堂（1969）
- 10) 土質工学会誌「基礎工法」小特集号 Vol. 20, No. 4 土質工学会（1972）
- 11) 土質工学会誌「軟弱地盤」小特集号 Vol. 20, No. 8 土質工学会（1972）
- 12) 地盤の二次圧密，クリープを考慮した圧密沈下に関する研究：山田伴次郎，宇都宮大学学術報告特輯第14号（1962）
- 13) 二次圧密を考慮した三次元脱水による一次元圧密について，ほか3篇(英文)：山田伴次郎，土木学会論文集，第142号，第143号，第149号，第158号，土木学会（1967～1968）
- 14) 二次圧密を考慮した二次元および三次元脱水による圧密理論とその応用：山田伴次郎，宇都宮大学学術報告特輯第26号（1971）

(完)

泥水圧推進工法によるサイホン管の伏設について

大竹 宏 祐* 半田 勇**

目 次

矢作川総合事業の概要……………(6)	施工計画の概要……………(12)
路線計画と用地……………(8)	(1) シールドの推進力……………(12)
地 質……………(8)	(2) 圧入力について……………(12)
(1) 地質の概要……………(8)	(3) 推進延長について……………(12)
(2) 地層地質の層序……………(9)	(4) 推進管について……………(12)
工法の決定……………(9)	(5) 管の継手……………(15)
(1) 国道の交通量……………(9)	(6) 推進能力について……………(15)
(2) 地下水……………(9)	(7) 裏込め注入……………(15)
(3) 工法の検討……………(9)	施工実績……………(15)
工法の概要……………(10)	(1) 地質と推進能力……………(15)
(1) 特 徴……………(10)	(2) 地質状態の実績……………(17)
(2) 欠 点……………(11)	あとがき……………(17)

矢作川総合事業の概要

本地区は、愛知県のほぼ中央部に位置し西三河地域を貫流して三河湾にそそぐ矢作川周辺の、9市3町1村の10,699haにおよぶ耕地の土地基盤整備事業地区である。

本地区の西側は、愛知用水事業により知多半島の先端まで木曾川から導水され、又、東側は、天竜川より豊川用水事業により蒲郡市以東渥美半島全域にわたり水手当はすでに実施されており、さらに矢作川下流部沖積平野の耕地8000haについては、農林省直轄事業で昭和37年度完成された、羽布ダムにより大部分の水源は確保され、現在その水源の合理的利用をはかるため下流合口事業が、矢作第二農業水利事業で引続き実施されている。

しかしながら、幡豆、吉良、幸田の所謂南部高位部の耕地約1200ha、および、藤岡、豊田市北部の山村高位部約1200haの耕地は、従来溪流、あるいは、小溜池等にその水源を依存しており、きわめて不安定な水利条件下におかれており、地元農民は早くから、かんがい施設の完備を強く要望していた。

又、明治13年に開削され、その後愛知県、農地開発営団で維持改修が実施された明治幹線水路は、老朽化が進み漏水が甚しく一部は通水も危険な状態などもあり、これが改修の早期実現を関係者は熱望していた。

一方自動車産業を中心とする内陸部の工業地帯および



図-1 位置 図

衣浦臨海工業地帯の造成整備にともなう工業用水の需要の増大、さらには、これら工業地域の発展により周辺市町村の人口増加はいちじるしく水道用水確保に苦慮し、昭和29年より西三河地方計画の一環として、矢作川利水計画の策定に入った。たまたま、昭和34年の伊勢湾台風、ならびに、昭和36年6月の集中豪雨を契機として矢作川の治水計画確立が急務となり、治水と利水計画と併せた

* 東海農政局防災課災害査定官

** 東海農政局矢作川総合農業水利事業所

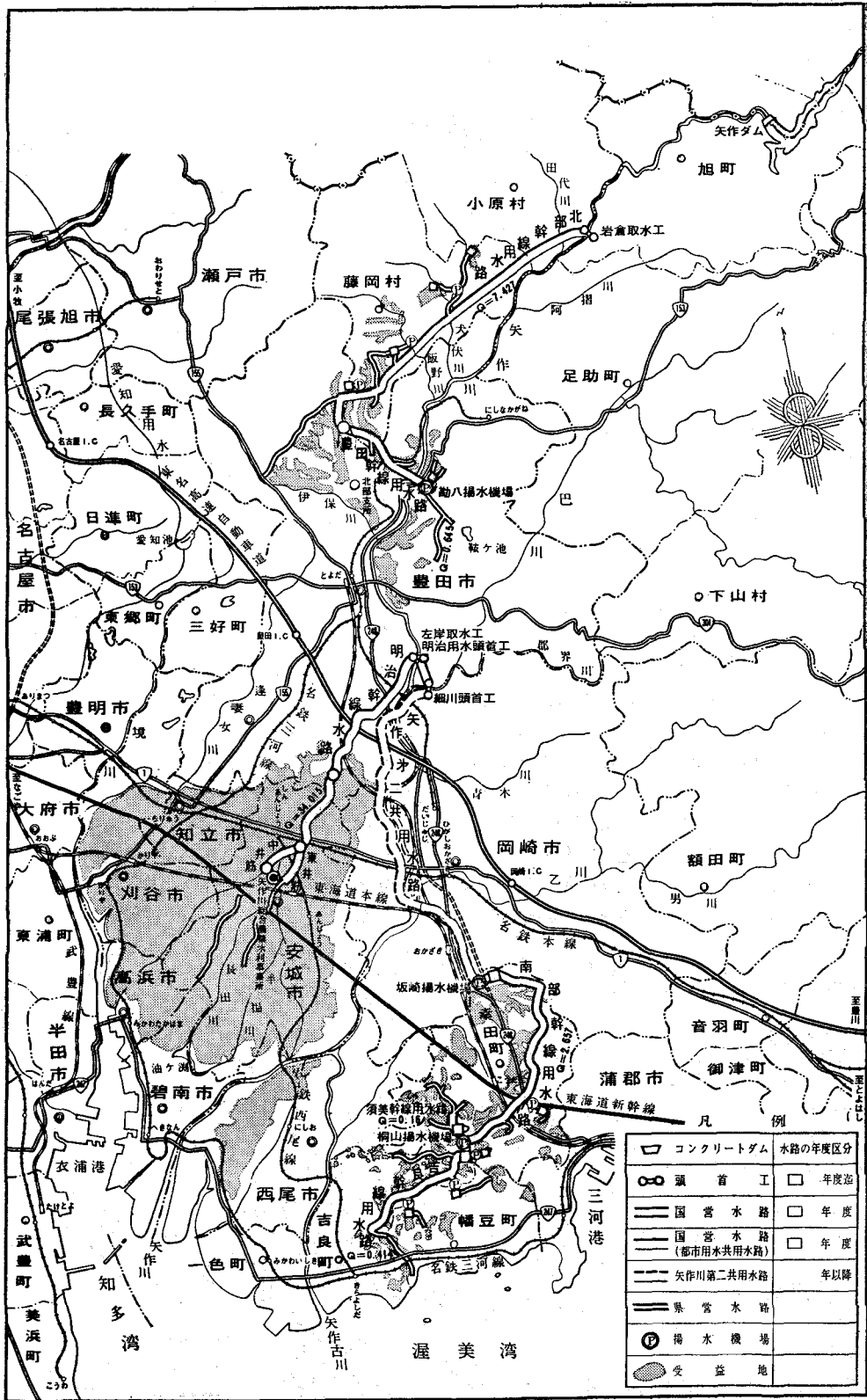


図-2 矢作川総合土地改良事業概要図

多目的な矢作ダム建設のはこびとなった。

この経緯を経て、北部1192ha、明治8291ha、および、南部1216ha、計10699haを1つの水源に依存する国営土地改良事業矢作川総合地区として、同水源に依存する、上、工用水道事業の一部を受託し、昭和45年度発足したものである。本地区は大別して、北部地域、明治地域、南部地域に分れ、各地域共都市用水の受託を含んでいる。受益地10699haをかんがいするに必要な用水量年間312百万 m^3 に対し現在の水源では25百万 m^3 が不足であり、さらに、上水道用水日量34万 m^3 、工業用水日量50万 m^3 が必要である、したがって、本事業はこれら水源を矢作ダムに依存し導水するに必要な施設として幹線水路の建設が当事業の大きな柱となっている。

今回報告する工法は、本事業の南部幹線水路の内、矢白分水工から坂崎地点までの共用水路約5.0kmにおいて、岡崎市街地約1.0km区間を昭和45、46年に亘って施工したものである。尚共用水路は昭和45年に着工し昭和46年7月上水道は供用を開始している。(図2)

路線計画と用地

概要でも述べたように、矢作第二水路を共用し、矢白分水工にて受水、岡崎市街地を通り、額田郡幸田町坂崎の上水分水点までの約5kmの南部幹線共用区間は、協定書により46年5月通水をセットされており上水道用水は同地点に浄水場を建設中であり又、受水地点である矢白分水工は、矢作第二事業によって、実施される状態であった。即ち南部共用路線は、頭と尻とが決定されており必然的に岡崎市街地のどこかを通過しなければならない。従って、工事の実施に当って、全体設計案で上流から、国道248号線までの上六名地区、国道横断から国道バイパスまでの羽根地区と順次関係者と用地接渉に入っ

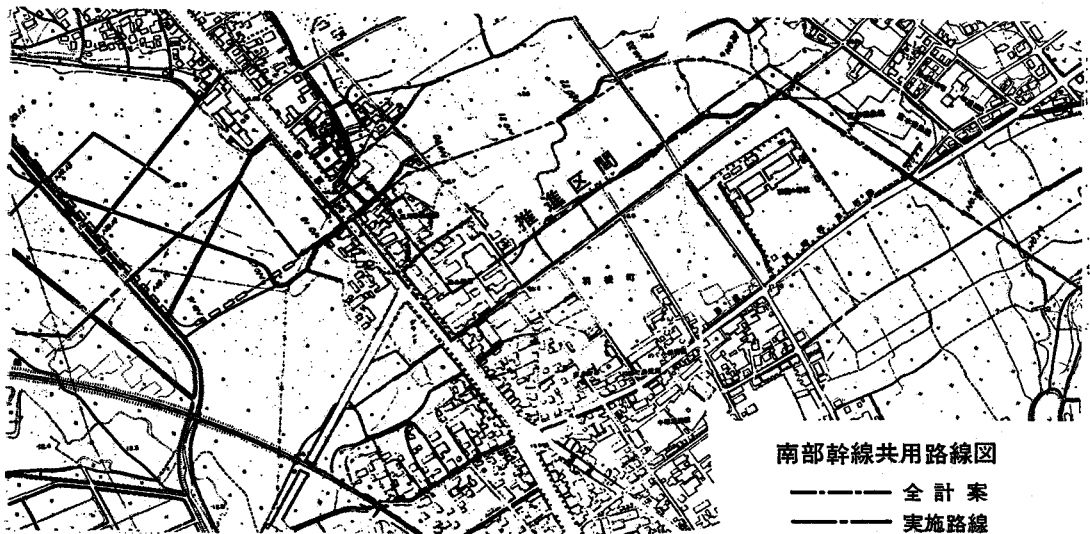
たがいずれも国鉄岡崎駅周辺の市街地であり、上六名地区は都市区画整理事業を実施しており、又羽根地区は都市区画整理事業の計画があり、この間のルートは、先ず公道下であることが条件となり国道248号線までの上六名地区は、区画整理事業を実施中であるから当初案とは違ってルート決定はすぐ出来たが、羽根地区の区画整理事業は計画中であり、種々路線案について検討されたが、将来市街化されることは必至な地区でもあり仲々路線の決定が出来ず、用地の接渉も通水工期からリミットに達し、当初ルートをあきらめ、既設公道下へ変更を余儀なくされ最終的に、上流部は、国鉄岡多線沿いの区画整理道路下を経て、国道248号線の中心を約220m縦断し、左折して、市道奥山羽根線を約640m上り、右折して国道248号線バイパス用地を通り県道大平—岡崎停車線を横断しさらに国道248号バイパスを南下して坂崎地点に至るルートが確定されたが、国道248号線と市道部及び、県道大平岡崎線までの約1kmについては、民家が密集しており、又交通量も多く、施工条件としてきびしいルートであるが目標工期限内に完成出来る工法の検討が急務となった。(図3)

地質

(1) 地質の概要

本路線の南から東側は、先新生代嶺家帯火成岩の両雲母花崗岩から成る山地が緩傾斜で小山を呈し、北から西側は、矢作川およびその支流である巴川、乙川、により形勢された河川氾濫平野となっており、本路線は高低的に中間的な丘陵地の低位部に属している。

従って、本路線は、先新生代嶺家帯火成岩の両雲母花崗岩を基盤として、この上に両雲母花崗岩の風化帯が被覆しており、さらに附近山地の同質の転石礫が散在し、



図一3 南部幹線共用路線図

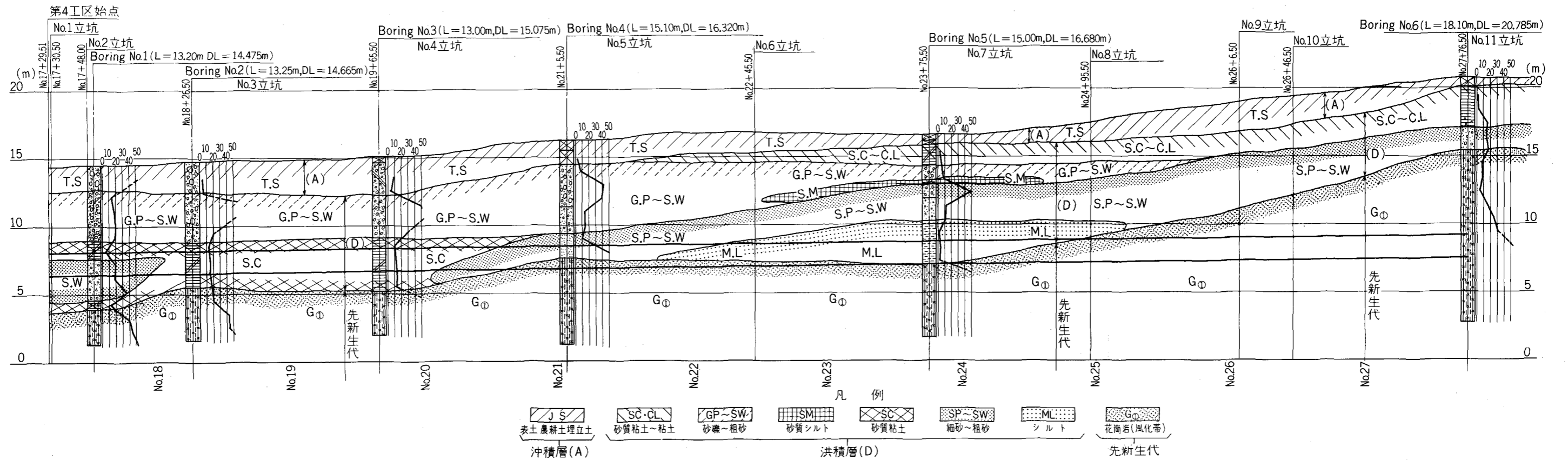


図-4 地質縦断面図

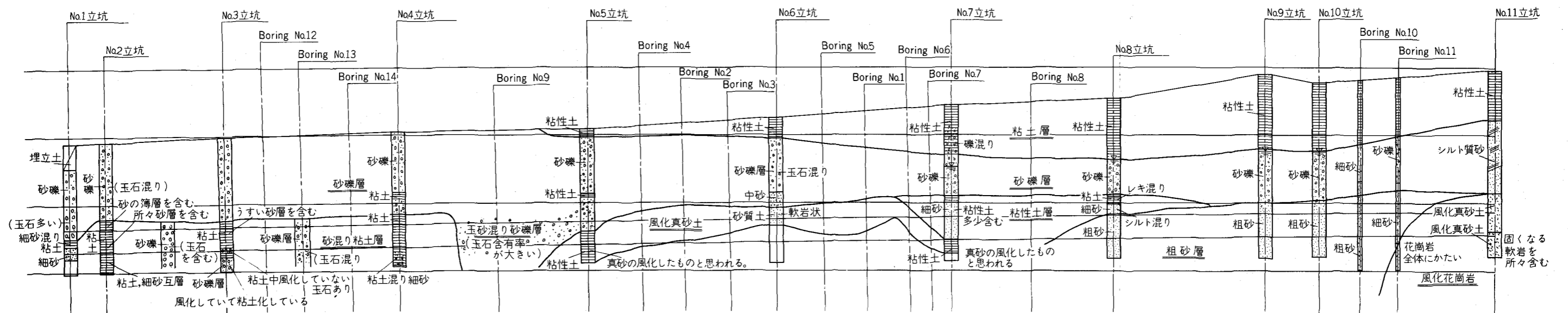


図-9 実績地質縦断面図

二次的に堆積した段丘砂礫層が載っている。又、この上部に河川氾濫原物質が分布している。

即ち、このあたりの地盤構成は、新生代に属する領家帯火成岩の両雲母花崗岩が基盤を呈し、この上部に被覆するものとして、第四紀更新統に属する洪積層の砂、砂礫層が分布し、この上部に第四紀完新統に属する沖積層の農耕土層等が分布している。

(2) 地層地質の層序

1) 沖積層

本層は国道 248 号で最も厚く地表から1.80m~2.65mの層厚さで褐灰~暗褐灰の色調を呈し盛土層と考えられ、市道部分は地表より0.60m~0.80mの層厚さで農耕土が最上部より被覆した、未固結な地盤である。

2) 洪積層

本層は、砂質粘土層、砂礫層、砂質シルト層等で構成され、国道部分から市道の中央部までは層厚平均 8.0m 市道東端では約 5.0m となっている。

3) 先新代

基盤は風化が相当進んだ両雲母花崗岩で褐灰~青灰~茶褐灰の色調を呈しており、国道部分は9.30m~15.1m間に、又市道部分は9.60m~18.1m間に分布している。これを図4(別紙折込)に示せば次のとおりである。

工法の決定

本路線に於いて、国道 248 号線より上流については、地質および周囲の条件より開削工法で十分可能であるが国道より下流については交通量、工期、周囲の施工条件から工法の決定は、充分な調査検討が必要となった。

(1) 国道の交通量

国道は平均車道幅員15.0mで片側二車線のアスファルト舗装道路であり、国道1号線と連絡されている主要道路である。

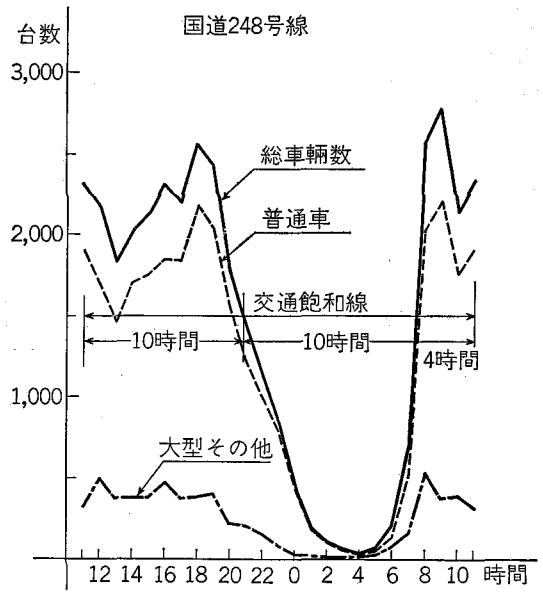
昼夜に亘る交通量調査の結果では別表の様に午前と午後二度ピークがあり、8時~9時および、17時~18時の通勤時がラッシュの状態となり天候その他により多少の差はあるがラッシュ時の時間当り通行車輛は約2,000台であることを確認した。又交通量の最も少ない真夜に於いても時間当り約40台が通行しており、無通行の時間帯は無い状態である。(表1)

(2) 地下水

本路線の地質調査時に於ける地下水位および、沿道の井戸水位の調査等の資料より、地下水位は冬期は路面より約1.80m程度で夏期は水田かんがいの影響を受けて路面より約0.60mとなっている。

地下水の流向は東側の丘陵地より西側の矢作川方面に流下しているものと推定される。従って国道部分は地下水が横断していると考えられ、又、市道についてはほぼ市道に沿うか、あるいは市道を斜に地下水は横断してい

表一 車輛通過量曲線



るものと推察される。

(3) 工法の検討

国道部分は道路幅員からはオープン・カット工法が可能であるが既設地下埋設物の位置的関係、あるいは、時間当り2,000台の車輛を迂迴させる道路が附近に皆無の状態オープン・カット工法は、道路管理者側からも不可能であった。又、市道についても道路幅員が狭少で同時期に市はこの道路下水管理設工事を計画しており、さらに下水管、ガス管、電々ケーブル等が埋設されており国道同様にオープン・カット工法は不可能な状態であった。他の工法としては、トンネル工法、シールド工法及び推進工法が考えられ、トンネル工法としては一般の山岳トンネル工法となるが、地質調査の結果より基盤は風化が相当進んだ両雲母花崗岩であり安定した岩層を得るためには、路面よりかなり深い位置となるが河川氾濫平野なるため部分的に深くまで風化が進んでいることも推測され地下水も高く相当な湧水もさげられないトンネル工事となる危険性も大であるが、圧気工法を併用すれば、地下水に対しては深所であれば安全に処理可能と考えられるが、高圧気内作業となり、通水時期までの完了が不可能である。トンネル工法で圧気工法を併用し路面より10m程度とした場合は、地質的には風化岩、あるいは、砂礫層を貫通することになり、上部は通気性の大きい地層で、地上は市街の密集地であり、圧気の地上への漏気、又は、浅井戸への噴出等工事者以外の人まで災禍に巻き込む危険性もある。又、工期的に、通水可能なまでの本工事期間は10カ月を要し通水時まで施工完了は不可能であった。

この圧気工法による 障害を幾分か 削減する工法とし

て、シールド圧気工法があるが、トンネル以上の工期が必要となりました、経済的にも不利となった。

シールド工法を改良した、推進工法のうち、泥水環流式推進工法は、推進カッターの前面を水圧で保護しながらカッターで土砂を切削し、切削した土砂を流体輸送する工法で、大きな礫層、硬い岩では不可能となるが、土砂層の場合、安全であると共に、水圧で切端を保護しているため、地下水の変動も少なく、周辺への影響も少ない。埋設物を坑口のジャッキで圧入させるため堅坑が数が多くなるが普通推進工法に比べたら比較的長い距離を押すことが出来る。

又、経済的には、トンネル工法よりやや高価となるが工期的には、約1ヵ月短縮可能となる。各工法の比較表を示せば次の様である。

以上の検討結果より地質的条件、周辺への影響及び施工の完全性、経済性、および、工期等より泥水圧環流式推進工法に決定した。

表一 工法の比較表

工法区分	圧気トンネル工	シールド工法	推進工法
工事費	100%	125%	105%
掘削断面	5.5m ³ /m	5.8m ³ /m	4.0m ³ /m
管内径	2R=1,800	1,800	1,800
内断面	2.7m ³ /m	2.55m ³ /m	2.55m ³ /m
セグメント外径	—	2,600	—
堅坑	2カ所	4カ所	10カ所
施工法	圧気工法併用による山岳トンネル工法	手掘シールド機2台使用	泥水環流式メカニカルシールド機2台使用

工法の概要

本工法は、トンネル先端に環流式メカニカルシールド掘削機を配置し、シールド掘削機は、前面をカッター板

により、隔離密閉した前方掘削室、中間機械室と、テール部運転操作室に分かれ、前面の掘削室は加圧した泥水を送って、地山の地下水をこの加圧水で抑え、カッター板で切端の地山を押えながらカッター板の回転によって地山を切崩し、加圧水の環流によって掘削した土砂をトンネル外に流体輸送する環流装置が組込んであり、機械室には外周にシールドジャッキを配置し、内部にはカッターを回転させるモーター、ジャッキを作動させる油圧装置などを装備し、テール部には環流水の調節装置を有し管に接合する特殊接続管を取付け、シールドジャッキの反力をこの接続管で受け、テールと自由に摺動しながら止水を行ない且つ、これに取付けた注入孔から管の背面に特殊潤滑剤を一定の圧力で連続的に注入し管と地山との摩擦抵抗を少なくする装置となっている。

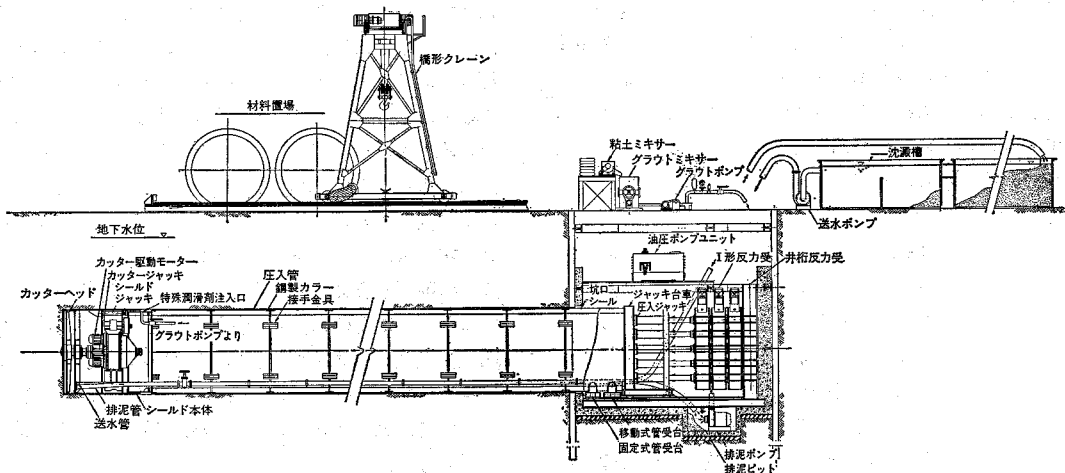
発進堅坑内には、管の後方圧入油圧装置を有し、ジャッキ、および、管は台車に乗せ、台車をレール上にセットし、管は坑外に据付けられたクレーンにより台車に水平に据付けられ管の端末をジャッキ台車の先端で受け後方の固定反力受けにジャッキ台車に取付けてある圧力ジャッキを当てて油圧操作によってジャッキをストロークさせることにより、管を前方に圧入する。ジャッキストロークが一杯になったらジャッキを引込め、この間に移動式の反力受を噛ませて順次管を地山に圧入させていく。

運転は、シールドの運転手と堅坑で管を圧入させる油圧ポンプユニットの運転手とが常に連繋を保ちながら方向調整を適宜行ないつつ目的の位置に推進する。

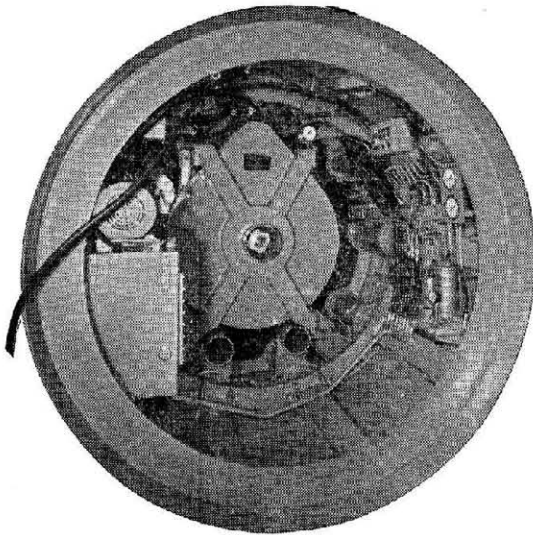
又排出された泥水は坑外に沈澱槽を設置し、これに流入させ、土砂を沈澱させて、小型のクラムシエル等により搬出する工法であり、その特徴と欠点は次のようなことがあげられる。(図5)

(1) 特徴

1) 特殊の条件を除いては、余り圧気工法や地下水低



図一 工法 フロシート



写真一 1 シールド内部



写真一 2 シールド外部

下工法などの併用を必要としない。

2) 坑内作業が少なく機械掘削であるから能率的である。

3) 切端の山留が確実で、地盤沈下および崩壊等の事故が少く安全である。

4) 竖坑上に大きな土砂搬出設備を必要としない。

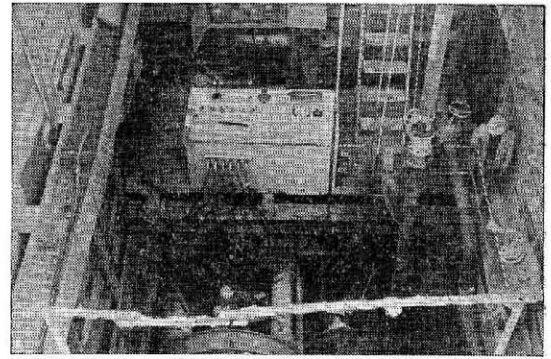
(2) 欠点

1) 障害物のあるところおよび、転石、砂礫層などは施工がしにくく地盤沈下、崩壊等に注意する必要がある。

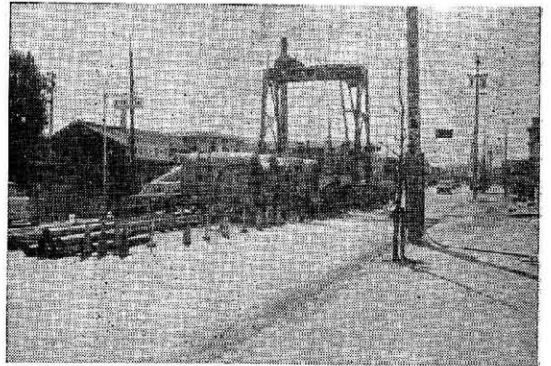
2) 掘削土砂が泥土化するので、泥水と土砂の処理に手数がかかる。

本工事に使用した機械設備の概略

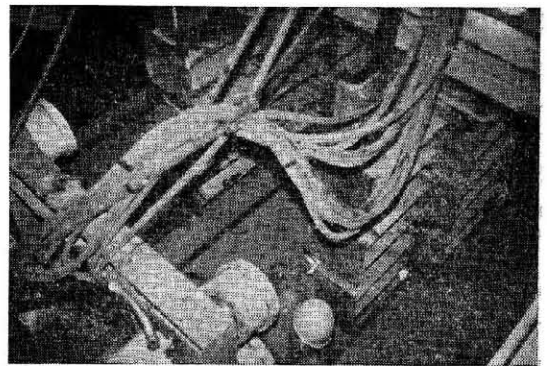
機 械 名		型 式	単 位	数 量
シールド掘削機	シールド推進機	$\phi 2,130 \times 3,130 \ell$ 19 kW	基	2
	カッター駆動モーター	25HP	台	2
	シールドジャッキ	30 t \times 300 st	本	20
	カッタージャッキ	20 t \times 150 st	本	2
	シールド電動機	油圧ユニット用 2.2 kW	台	2



写真一 3 ~ 1 後方圧入油圧ポンプユニット



写真一 3 ~ 2 坑外門型クレーン



写真一 3 ~ 3 移動反力受

機 械 名		型 式	単 位	数 量
圧入設備	圧入ジャッキ	200 L \times 800 st	木	12
	ジャッキ台車	鋼製走行式	台	2
	管受台車	"	台	2
	油圧ポンプユニット	3~16 ℓ / min P = 455 kg/cm ²	台	2
	井桁反力受	鋼製	基	2
	工形反力受	鋼製	基	2

機 械 名		型 式	単 位	数 量
環 流 設 備	送 水 ポ ン プ	S D 630 6B 2.5 m ³ /min	台	2
	排 泥 ポ ン プ	S D 630 6B 2.5 m ³ /min	台	2
	ベントナイトミキサー	混練容量 1.2m ³ 7.5 kW	台	2
注 入 設 備	粘 土 ミ キ サ ー	スクリー式容量 0.1m ³ /min 2.2 kW	台	2
	グラウトポンプ	横型二連複動吐出量 100 ℓ/min	台	2
荷 役 設 備	門 形 ク レ ー ン	10 t 用 自 走 式	基	2
	門 形 ホ イ ス ト	10 t × 20 m 巻上 11 kW 横行 2.2 kW	基	2
	ク ラ ム シ ェ ル	0.3 m ³	台	2

注 上記は2パーティ分を計上したものである。

施工計画の概要

(1) シールドの推進力

シールドの推進力は、シールドの自重、シールドの外周土圧による抵抗、シールドカッター抵抗等により決定されるのであるが、本工事においては、コンストラクション第8巻3号の施工実績から次のように決定した。

$$A = a k_1$$

a : シールド切端面積

$$= 0.785 \times 2.13^2 = 3.56 \text{ m}^2$$

k_1 : 土質別による切端単位 抵抗

$$= 50 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore A = 3.56 \times 50$$

$$= 178 \text{ t}$$

上記においてシールドジャッキは方向修正等を行なうため十分余裕のあるものとする必要があることより、余裕を見これを 300 ton とした。

(2) 圧入力について

現場条件、施工条件、地質条件などによって異なるが、図-7の推進計画の最長区間を押すのに十分でなければならぬが、不確定要素が多く計算のみでは決定出来ないで、コンストラクション第8巻3号の実績等を加味しながら次により決定した。

$$P = V_P + V_G$$

V_P = 管の周辺摩擦による抵抗

V_G = 管自重による抵抗

$$V_P = \pi D_2 L_2 \cdot P \cdot f_n$$

D_2 : ヒューム管外径 2054m/mm

L_2 : ヒューム長さ 2430 //

P : 平均土圧 4.5 ton

f_2 : 管と土の摩擦係数 0.25

n : ヒューム管本数 56本

$$\therefore V_P = 3.14 \times 2,054 \times 2.430 \times 4.5 \times 0.25 \times 56$$

$$= 987 \text{ ton}$$

$$V_G = f_2 n (W + W')$$

W : 管自重 6.0 ton

W' : 管内物体重量 0.05 ton/m

$$\therefore 0.05 \times 2.43 = 0.122 \text{ ton/本}$$

$$\therefore V_G = 0.25 \times 56 (6.0 + 0.122)$$

$$= 86 \text{ ton}$$

$$P = 987 + 86 = 1.073 \text{ ton}$$

施工実績から見ると

小径管 (1,000~1,650 φ) 800 ton

中径管 (1,800~2,300 φ) 1,200 //

大径管 (2,400~3,000 φ) 1,600 //

推進工法では、推進力及び圧入力の検討は重要であり施工条件、現場条件の変化等に対応出来る様に十分な余裕を持たせておくのが理想であるが、ただ設備を大きくすることは、経済性から許されるものでない。したがって、前記の施工実績を勘案してこれを 1,200 ton と決定した。

推進工法の推進力および圧入力は計算だけに頼るばかりでなく、施工実績等をなるべく取寄せて、各条件を加味して余力ある施工にした方が良いと思われる。

(3) 推進延長について

実際の施工に当っては、各条件を十分検討して決定するのであるが、今回は、図-6の管径別圧入力と施工

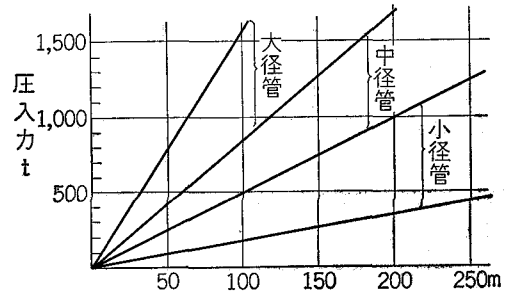


図-6 圧入力と推進延長

延長の実績から(コンストラクション第8巻3号)考察すると概ね次のようである。

小径管 (φ 1,650 まで) 200~250m

中径管 (φ 2,300 以下) 150~200m

大径管 (φ 2,400 以上) 100~150m

シルト層のN値の低いものでは、これ以上であり、砂層では摩擦力が増加するので20~30%程度の減少が考えられること及び現場条件から、約1km 区間を図-7のように計画し、工期の関係から、シールド機台を配置した。

(4) 推進管について

管は、外圧、内圧、推進力、等の条件によって管厚が決定されるが、できるだけ規格品を用いた方が経済的で

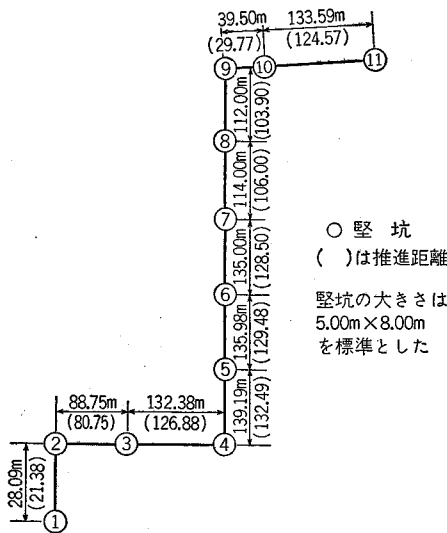


図-7 堅坑配置と推進計画

ある。現在推進用に用いられているのはさまざまであるが、本工事では管メーカー等の製作条件、荷重条件等から検討して、特厚ヒューム管東京都型推進管内径 1,720 m/m、肉厚 167m/m を使用することとした。

3-1 φ 1720m/m 特厚ヒューム管の計算

計算公式

[1] 管に作用する土圧 q の算定

テルツァーギーのアーチアクション公式

$$q = w h_0$$

$$h_0 = \frac{B_1}{K \tan \phi} (1 - e^{-\tan \phi \frac{H}{B_1}})$$

ここで

h_0 : 土の弛み高さ

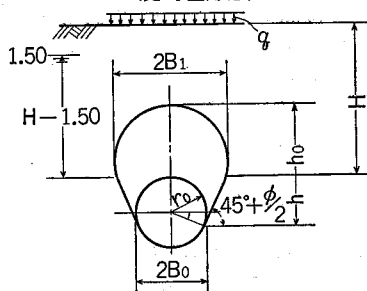
w : 影響土砂の単位重量

r_0 : $\frac{D}{2} + T$ シールド外半径

$$h = r_0 \left\{ 1 + \sin \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

$$B_0 = r_0 \cos \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

(シールド工法 矢野信太郎著
鹿島出版会)



$$B_1 = B_0 + h \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

[2] 管に生ずる最大曲げモーメント M

$$M = K q r^2 \quad K \text{ 基礎条件から決まる}$$

$$K \text{ 120}^\circ \text{自由支承} \quad K = 0.302$$

$$r \text{ 平均半径} \quad r = \frac{1}{2}(D + T)$$

[3] 水圧により管壁に生ずる引張応力度 σ_t

$$\sigma_t = \frac{100 P_i r_0'}{A_c \{1 + 2p(n' - 1)\}}$$

P_i : 設計内水圧

r_0' : 管内半径

A_c : コンクリート断面積 (圧縮)

p : $\frac{A_s}{A_c}$ 引張鉄筋比

$$n' : \frac{E_s}{E_c} = \frac{\text{鉄筋の弾性係数}}{\text{コンクリートの引張弾性係数}} = 14$$

(ヒューム管協会誌から)

[4] 内圧換算外圧による曲げモーメント

$$M_2 = \frac{I \sigma_{bt}'}{m(T-x)}$$

I : 管壁旅面二次モーメント

x : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離

σ_{bt}' : 内水圧 ($P_i = 2 \text{ kg/cm}^2$) によって管壁に生ずる換算曲げ引張応力度

$$\sigma_{bt}' = \frac{P_i r_0'}{m' t \{1 + 2p(n' - 1)\}}$$

$$t = 16.7 \text{ cm} \quad m = 0.5 \quad m' = 0.6 \quad n' = 14$$

$$x = \frac{t}{1-m} \left\{ \sqrt{(m+2np)^2 + (1-m)(m+2np)} - (m+2np) \right\}$$

$$I = \frac{b}{3} \{ x^3 + m(t-x)^3 \} + n A_s (d-x)^2 + n A_s' (x-d)^2$$

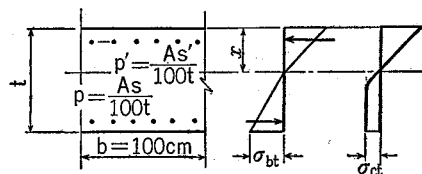
ヒューム管協会誌

$$m = 0.5$$

$$= \frac{E_t}{E_c} \left(= \frac{\text{コンクリート引張弾性係数}}{\text{コンクリート圧縮弾性係数}} \right)$$

$$n = 7.0$$

$$= \frac{E_s}{E_c} \left(= \frac{\text{鉄筋弾性係数}}{\text{コンクリート圧縮弾性係数}} \right)$$



従って内、外圧により管壁に生ずる最大曲げモーメント

$$M = M_1 + M_2 \quad \text{となる}$$

〔4〕 管の抵抗曲げモーメント

$$Mr = \frac{\sigma_{bt} I}{m(t-x)}$$

σ_{bt} = 許容引張応力度

〔5〕 安全率 (F_s)

$$F_s = \frac{Mr}{M} \geq 1.5$$

計算書

1. 設計条件

- 土被り $H=10.0\text{m}$
- 土の単重 $w=1.8\text{ t/m}^3$
- 内部摩擦角 $\phi=35^\circ$
- 設計内水圧 $pi=2.0\text{ kg/cm}^2$
- 支承条件 120°
- 安全率 1.5 以上

2. 管に作用する土圧 (q) の算定

$$q = w h_0$$

$$r_0 = \frac{2.13}{2} = 1.10$$

$$h = r_0 \left\{ 1 + \sin \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

$$= 1.1 \times \{ 1 + 0.462 \} = 1.61\text{m}$$

$$B_0 = r_0 \cos \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 1.1 \cos \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right)$$

$$= 0.98\text{m}$$

$$B_1 = B_0 + h \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 0.98 + 1.61 \times 0.5206$$

$$= 0.98 + 0.84 = 1.82\text{m}$$

$$h_0 = \frac{B_1}{x \tan \phi} (1 - e^{-\frac{0.02128}{B_1}})$$

$$= \frac{1.82}{1 \times 0.700} \left(1 - e^{-\frac{0.02128}{1.82}} \right)$$

$$= 2.54$$

$$\therefore q = 1.8 \times 2.54 = 4.57\text{ t/m}^2$$

3. 管に生ずる最大曲げモーメント

$$M = K 8 r^2$$

$$r = \frac{1}{2}(D + r) = 0.9435\text{m} \quad \text{管の平均半径}$$

$$= 0.302 \times 4,570 \times 0.9435^2$$

$$= 1,229\text{ kg-m}$$

4. 水圧により管壁に生ずる引張応力度

r_0' 管の内径

$$\sigma_t = \frac{100 Pi r_0'}{Ac \{ 1 + 2p(n'-1) \}}$$

$$= \frac{100 \times 2 \times 0.86}{16.70 \{ 13 \times 0.0045(14-1) \}} = 9.2\text{ kg/cm}^2$$

5. 内圧換算外圧による曲げモーメント

$$x = \frac{t}{1-m} \left\{ \sqrt{(m+2np)^2 + (1-m)(m-2np)} - (m+2np) \right\}$$

$$m=0.5 \quad n=7$$

$$t = \text{管厚} \quad 16.7\text{ cm}$$

$$P=0.0045$$

$$x = \frac{16.7}{1-0.5} \left\{ \sqrt{(0.5+2 \times 7 \times 0.0045)^2 + (1-0.5)^2} \right. \\ \left. - (0.5+2 \times 0.0045) - (0.5 \times 2 + 0.0045) \right\}$$

$$m+2np=0.563$$

$$= 33.4 \{ \sqrt{0.317+0.282} - 0.563 \}$$

$$= 7.05\text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \{ x^3 + m(t-x)^3 \} + nA_S(d-x)^2$$

$$+ nA_S'(x-d)^2$$

$$b=100\text{ cm} \quad x=7.05\text{ cm} \quad m=0.5$$

$$t=16.7\text{ cm} \quad A_S=A_S'=7.32\text{ cm}^2$$

$$n=7 \quad d=13.7\text{ cm} \quad d'=3.0\text{ cm}$$

$$= \frac{100}{3} \{ 7.05^3 + 0.5(16.7-7.05)^3 \}$$

$$+ 7 \times 7.32 \times 6.65^2 + 7 \times 7.32 \times 4.05^2$$

$$= \frac{100}{3} \{ 350.4 + 449.3 \} + 2265.9 + 840.4$$

$$= 29,740\text{ cm}$$

$$\sigma_{bt}' = \frac{pi r_0}{m't \{ 1 + 2p(n'-1) \}}$$

$$= \frac{2 \times 86}{0.6 \times 16.7 \{ 1 + 2 \times 0.0043(14-1) \}}$$

$$= 15.4\text{ kg/cm}^2$$

$$M_2 = \frac{I \sigma_{bt}'}{m(T-x)}$$

$$= \frac{15.4 \times 29740}{0.5 \times (16.7-7.05)} = 94,921\text{ kg-cm}$$

$$= 949\text{ kg-m}$$

従って内外圧により管に起こる最大曲げモーメントは

$$M = M_1 + M_2$$

$$= 1,229 + 949$$

$$= 2,178\text{ kg-m}$$

(4) 管の抵抗曲げモーメント

$$I = 29,740\text{ kg-m}$$

$$M_r = \frac{I \sigma_{bt}}{m(T-x)} \quad \text{許容曲げ応力度}$$

$$= \frac{5833 \times 29740}{0.5 \times 9.65}$$

$$= 359530\text{ kg-cm} = 3595\text{ kg-m}$$

(5) 安全率

$$F_s = \frac{3,595}{2,178} = 1.65$$

6. 試験荷重 (P_c) の決定

$$P_c = \frac{1}{0.318 r} (M_0 + Mi - M_w)$$

ここに $M_0 = 1.5M_1 = 1.5 \times 1229 = 1,844\text{ kg-m}$
(外圧による)

$$M_i = 949 \text{ kg-m} \quad (\text{内圧による})$$

$$M_w = 0.239 wr$$

$$= 0.239 \times 2.420 \times 0.9435 = 546 \text{ kg-m}$$

$$[\because w = 5880 \text{ kg}/2.43\text{m} = 2.420 \text{ kg/m} \text{ 管自重}]$$

$$\therefore P_c = \frac{1}{0.318 \times 0.9435} (1844 + 949 - 546)$$

$$= 7489 = 7500 \text{ kg/m}$$

7. 管の許容耐力 P_a

$$P_a = A_c \sigma_{ca}$$

$$A_c = \frac{\pi}{4} (2.032^2 - 1.72^2)$$

$$= \frac{\pi}{4} (4.13 - 2.96) \div 9185 \text{ cm}^2$$

$$F_s = 3$$

$$P_a = 9185 \text{ cm}^2 \times 400 \text{ kg/cm}^2 \times \frac{1}{3} = 1224.667 \text{ kg}$$

$$\div 1225 \text{ t/本} > 1.200 \text{ t/本} \quad \text{OK}$$

(5) 管の継手

管の継手は、図-8に示すとおり、T型の鋼製カラーを用いて、管とカラーの間にゴムリングをはめこみ、カラーで、ゴムリングを圧着させて第1次の止水を行ない、管内部はタールエポキシ樹脂を充填する。又、両端末を軸方向に4箇所を固定金物で、ボルトにて締結して推進中の管の屈曲を防ぐようにして、推進終了後は、接手金物を脱して、ボルトを切断した後、ボルト孔および端末内周部をコーキング材料を用いて仕上げを行なう。

(6) 推進能力について

推進能力は、土質の条件等に左右されるが、推進能力の決定は、施工計画にも大きく左右する。

本工事では、コンストラクション第8巻3号の施工実績より、圧入力と推進延長の図-6より当工事の平均延長約100m~150mの範囲を読むと、700t~1500tとなるので、最大圧入力700t以上の実績の平均長により、土質等を考慮して、1日2交代平均5.90mとした。

管接合部組立詳細図

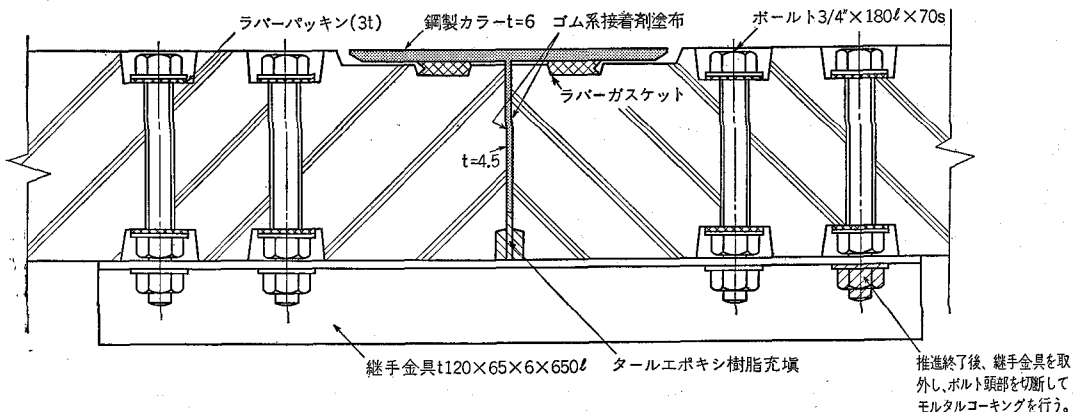


図-8 管継手図

(7) 裏込め注入

シールドの通過とともに、地山と管の間に空隙が生ずるが、この空隙に粘土を主材料とした、特殊潤滑剤の注入を行なって、管の周辺摩擦を減少させ、かつ地山の安定と、地下水の遮断を兼ねるものとし、注入の方法は、発進竪坑附近に設備した注入機械で、シールドの推進に合わせて、一定の圧力で連続圧送する。

推進終了後直ちに、各ヒューム管に設けてある注入孔を点検して、再度セメントミルクセメントモルタルを注入して、完全に地山と管を密着させるとより効果的である。

潤滑材注入量の算定

シールドの外径 2130 mm ϕ

埋設管の外径 2.054 mm ϕ

$$3.14 \times (2.13^2) - 3.14 \times (2.054/2)^2 = 0.263 \text{ m}^3/\text{m}$$

注入量は計算では、0.263 m³/mとなるが地山への浸透および注入ロスなどを併せると実績では2.0~2.5倍となっている、本工事では2.3倍として

$$0.263 \times 2.3 = 0.61 \text{ m}^3$$

潤滑材の配合

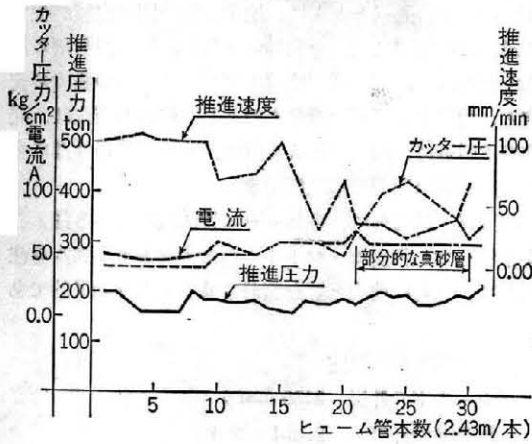
セメント	40 kg
ベントナイト	250 kg
粘土	0.4 m ³
油(潤滑油)	40 ℓ
混和材	5 kg とした、

施工実績

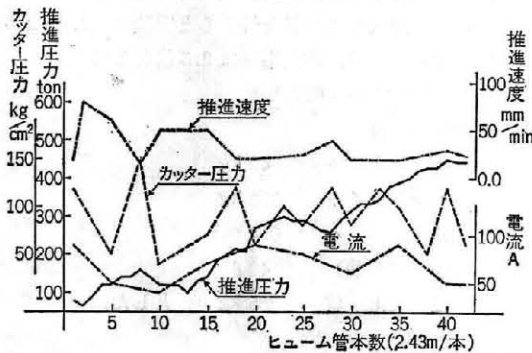
(1) 地質と推進能力

本路線周辺は矢作川による氾濫平野の低位部であることより、地層は複雑な堆積状態となっており、風化程度は隣り合せであっても異っている、これらの地層の中で比較的連続した、風化真砂部、粘性土部、礫交り土砂部の、タイプについて推進実績をグラフ化したものを次に示す。

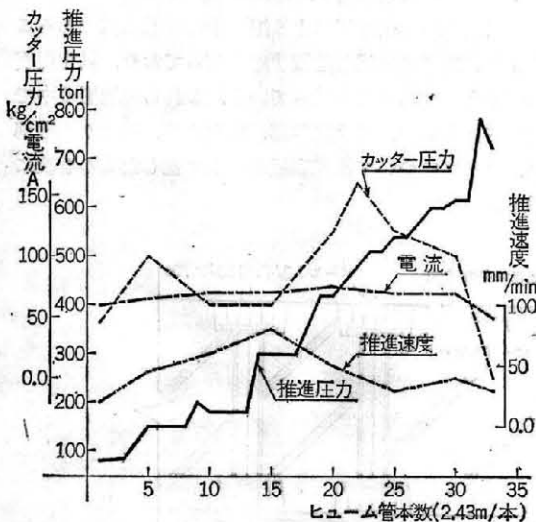
表一 粘性土部推進実績



表一 風化真砂部推進実績



表一 礫交り土砂部推進実績



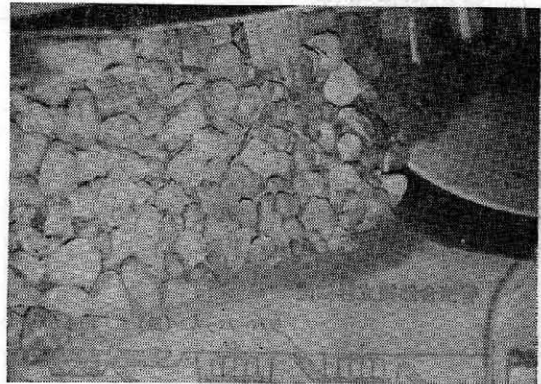
この推進実績グラフは堅坑よりヒューム管本数30本以上(延長約70m)同一地質で実施した実績を記録したもので、推進速度とは堅坑の位置でジャッキにて加圧して推進方向にヒューム管を圧入した時の管の速度をMM/分で示したものである。

又、推進圧力とは、上記推進速度を得るために堅坑の位置で、電動オイル、ジャッキでヒューム管を加圧した力を ton で示したものである。

さらに、カッター圧とは、推進機先端の回転カッターの地耐圧力を kg/cm² で示したものである。この推進実績から粘性土部では坑口より25.0m程度までの推進速度は100mm/min程度で、それ以上の距離では平均60mm/min程度の推進速度となるが、推進圧力は距離に関係なく190~200 tonで、カッター圧力も同様に40~60kg/cm²程度の値を示した。

又、風化真砂部については、坑口から35.0mまでは推進圧力100~120 ton程度で変動も少く、推進速度50mm/min程度であったが、35.0m以上となると管の摩擦抵抗も暫増し95.0mの推進に対しては350 tonの推進圧力となり推進速度もほぼ一様で20.0mm/minであった。同一視できる風化真砂であってもその風化の度が異なり、カッター圧力は波状となり地質の硬軟、状態をはっきり示した。

さらに、礫交り土砂に於いては坑口からかなりの推進圧力が要して推進距離に比例して増加している。この礫層の中に交じる玉石及び大礫は泥水管を閉等推進に大きなさまたげとなる、80mの推進に対し860 tonの推進圧力を記録したにもかかわらず、推進不能となった時などは切端を調査したところ、150~250mmの角礫形状玉石の集石状態が認められた。推進はこの玉石を取り除き続したが、これら玉石は、領家帯火成岩であり、地下水



写真一 4

の流向が本路線を横断していると考えられる事等より、学術経験者は急勾配の溪谷に高位部の玉石が落石した部分を管路が横断したものと判断されたが、一部には転在している玉石を推進によって徐々に集石したのではないかとみるむきもあり、玉石交り土砂部を推進工法で実施する場合は注意を要し、地表に影響しない様、事前処置の配慮が必要と考えられる。ここに特に記載したのは、工事完了後約12カ月経過してから、この位置において路上が約8.0m³に達する空洞陥没が発生し、セメント注

入処理したので付記したものである。

以上のことより、粘性土、砂質土に類する均一な地質には非常によい工法と思われるが、玉石等の交じる地層では地下水の多い所では適した工法とならない場合もあると思われる。

(2) 地質状態の実績

図一9（別紙折込）の地質縦断図は各竖坑の掘削時、推進施工時およびボーリング資料等より判明したものである。これから見ると、当初想定した地質よりかなり複雑な状態となっており、土砂より岩への移行部等は、推進機の上下端で硬度が異なると同時に地下水の影響を受け難工事となった。従って推進工法を実施する場合は、途中で工法の変更は、不可能に近い状態となるので、綿密な地質調査が必要と考えられる。

あとがき

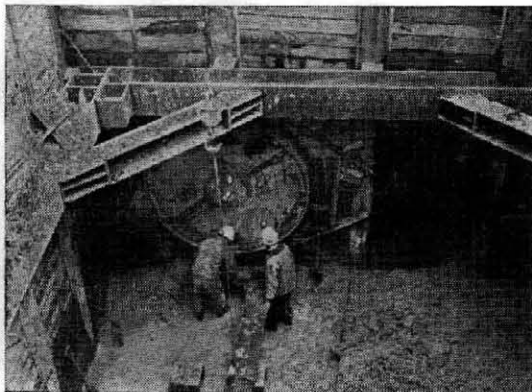
以上、矢作川総合農水で実施した推進工法の計画から施工実績の一部について述べましたが、今後用地問題、

土地利用の合理化、用水の汚濁防止、水頭の有効利用等、水路は管路化される場合も多くなり、推進工法を実施される場合の参考になれば幸いです。

又、本工事は少数の職員で短期間に実施したものであり十分な実績を把握し得ず、乱雑な報告となりましたが、今後、機会ある毎に検討し、より適切な工事実施に努力したいので諸賢の御指導御願ひしますと共に、当時本工事に御尽力下さいました諸兄に深く感謝する次第であります。



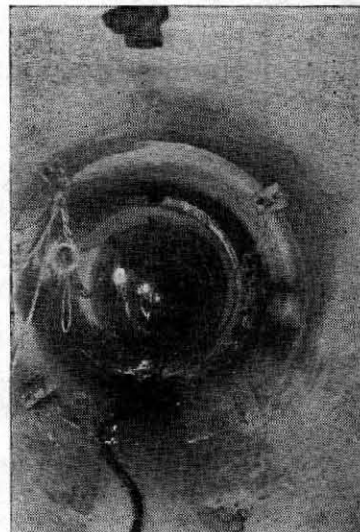
(1) 発進口



(2) シールド到達
写真一五



(1)



(2) 管の埋設後
写真一六

笹ヶ峰ダム余水吐基礎工について

高木悦郎* 竹内 魁** 竹内兼蔵***

目 次

はじめに.....(18)	3 余水吐基礎工法の検討.....(20)
I 笹ヶ峰ダムの概要.....(18)	IV 余水吐基礎, 地スベリ防止工.....(21)
II 基礎の地質.....(18)	1 地スベリ防止工法.....(21)
(1) 地質分布.....(18)	2 地下水排水除工.....(21)
(2) 基礎地盤の力学的特性.....(18)	3 ロックアンカーによる地スベリ防止工.....(21)
III 余水吐.....(18)	V その他.....(24)
1 位 置.....(18)	VI む す び.....(24)
2 余水吐基礎部における地スベリ.....(20)	

はじめに

笹ヶ峰ダムは新潟県の南端, 妙高, 火打, 焼山に端を発する関川に建設中の堤高48.6m, 堤体積590千m³の中心コア型ロックフィルダムである。

ダムサイトは標高1200mの高所であり, 厳しい自然条件と基礎地盤の不良など, 種々な悪条件の下で目下施工中である。本稿では, 余水吐の基礎工に関し, これまで

施工した地スベリ防止工について, 報告するものである。

I 笹ヶ峰ダムの概要

笹ヶ峰ダムは, 関川農業水利事業における基幹工作物であり, 概要は表-1に示すとおりである。(図-1, 図-2, 図-3参照)

II 基礎の地質

(1) 地質分布

ダムサイトに分布する地質は表-2に示すとおりである。

表-2に示された地質のうち, 堤体および余水吐部の基礎地盤は第3期中新世の砂岩, 頁岩であり, これらは新潟県下では, 難波山層と言われる地盤である。

(2) 基礎地盤の力学的特性

基礎地盤の力学的性質を表-3に示す。これらの基礎地盤は, 風化の影響を特に強く受け, 掘削時は堅硬でも, 一冬過ぎればその表面は土砂状を呈するため施工に当っては特に注意を要する。このため掘削の後大気にさらすのは出来るだけ短期間とすることとし, やむを得ず長期間放置しなければならない部分については, モルタル吹付工を施工し表面を保護する工法を採用している。

III 余水吐

1. 位置

笹ヶ峰ダムの余水吐は, 図-3の堤体縦断面図に示すごとく, 地形的, 経済的要因により左岸側に設置するのである。すなわち右岸側は急峻な地形を示し, 工事費も高く技術上にも問題があるため, 左岸側のなだらかな

表-1 笹ヶ峰ダム諸元

(1) 河 川 名	関川水系関川
(2) 位 置	新潟県中頸城郡砂高々原町笹ヶ峰
(3) 流域面積	55.8 km ²
(4) 堤 体	
1) 型 式	中心コア型ロックフィルダム
2) 堤 高	48.60m
3) 堤 体 積	588,000m ³
4) 有効貯水量	9,200,000m ³
5) 総貯水量	10,600,000 ³
6) 満水位標高	E L. 1220.30m
7) 満水面積	0.90 km ²
(5) 余 水 吐	
1) 計画洪水量	980 m ³ /s
2) 型 式	ゲート操作越流式
3) 減 勢 工	フリップバケット型
(6) 取 水 設 備	
1) 取 水 量	最大 11.80 m ³ /s
2) 型 式	複式斜路方式

* 北陸農政局関川農業水利事業所長

** // 笹ヶ峰文所長
*** // 工事課

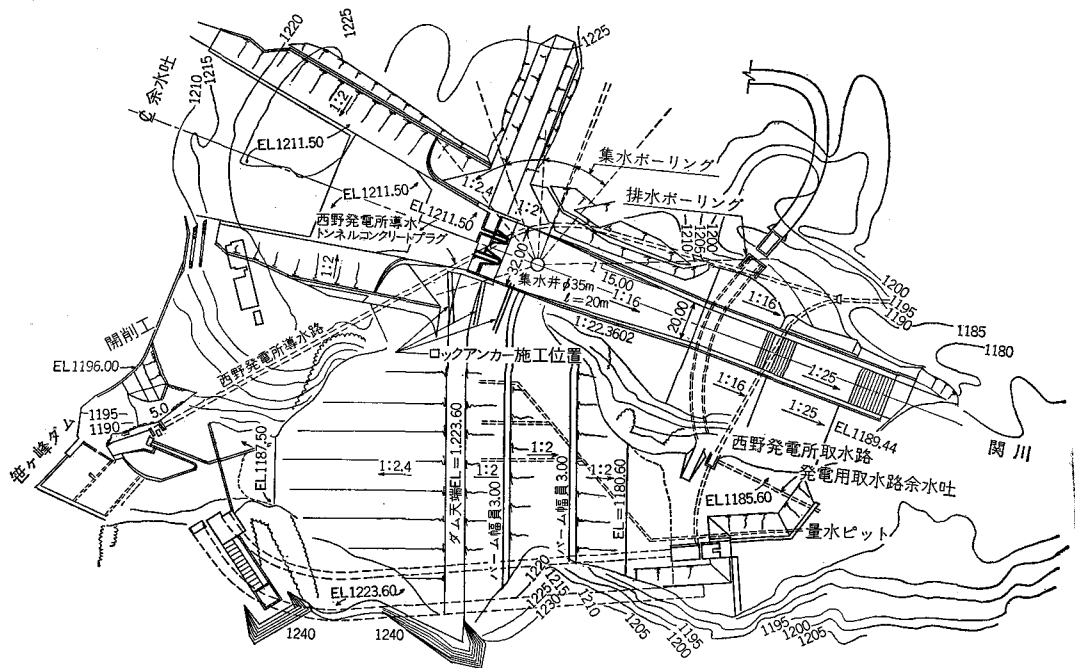


図-1 笹ヶ峰ダム平面図

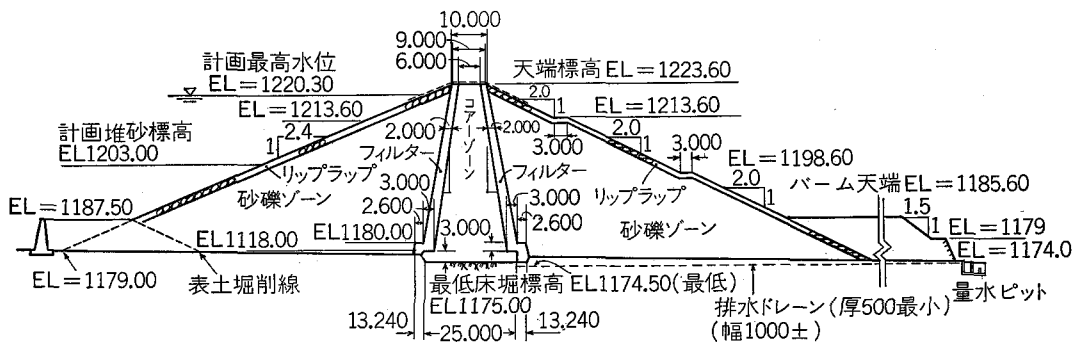


図-2 笹ヶ峰ダム標準断面図

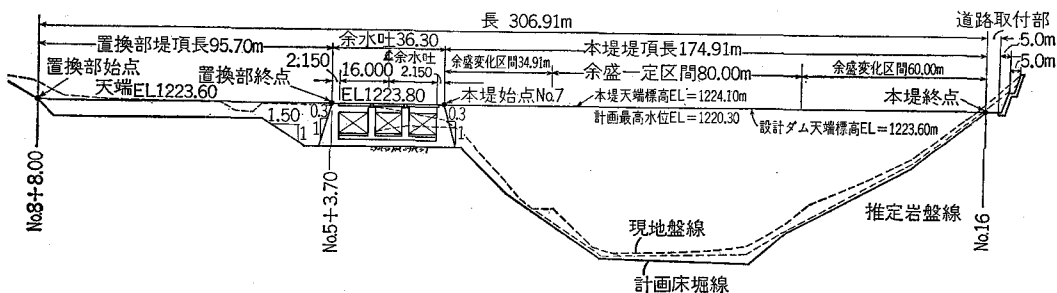


図-3 笹ヶ峰ダム縦断面図

表—2 ダムサイト地質分布

時 代	名 称	分 布	組 成・岩 質		
第 4 紀	沖積世	河床堆積層	笹ヶ峰貯水池上流・真川・ニグロ川河床に厚く分布する。	砂・礫 (礫は溶岩類)	
		段丘堆積層	ダムサイト左岸平坦面厚さ約 6.0m±	砂・礫・粘土	
		湖底堆積層	ダムサイト左岸平坦面厚さ約 5.0m±	灰色粘土	
	洪積世	妙高火山噴出物	泥流堆積層	ダムサイト左岸厚さ最大30m以上	砂, 粘土, 角礫, 円礫 (礫は安山岩及び砂岩, 頁岩)
			三田原山溶岩	三田原山附近 黒 沢	石英安山岩質溶岩 同質砕屑物
			池の峰溶岩	ダムサイト下流約 2.0 km 池の峰附近	複輝石, 安山岩, 溶岩
			大倉山溶岩	大倉山附近 柄 沢	安山岩, 溶岩
			赤倉山溶岩	赤倉山附近	同 上
第3紀	鮮新世	水 沢 川 凝灰角礫岩	ダムサイト下流約 0.5 km トクサ沢合流点附近	凝灰角礫岩 溶 岩	
	中新世	基 盤 岩	トクサ沢合流点より上流の関川河谷	砂岩, 頁岩, 互層	

表—3 基礎岩盤の力学的性質

圧縮強度(乾燥)	90~400 (kg/cm ²)
せん断強度	2.0~4.0 (kg/cm ²)
内部摩擦係数	40°~45°
静弾性係数	0.29~1.29 (kg/cm ²)

丘陵地に設置し、その掘削土は堤体のコアー用土として転用する計画とした。

2. 余水吐基礎部における地スベリ

余水吐基礎部の地質は前述のごとく、第3期中新世の砂岩、頁岩およびそれらの互層より成り、地質調査結果によれば、風化の影響を著しく受け、又湧水も多いため、過去において地スベリの発生したものと想定され、施工中においても発生をみた所である。

3. 余水吐基礎工法の検討

このような条件において、“余水吐の基礎工法としていかなる工法を採用するか”という点において現場では頭を悩まし学識経験者の意見、現場条件とを考慮し、種々な工法について検討を行なった。すなわち余水吐の基礎工法として要求される条件は一般的ではあるが次のとおりである。

- (1) 余水吐の基礎としての安全性
- (2) 施工性(工期的条件を含む)に優れていること
- (3) 経済的であること
- (4) 現場条件に適応すること

これらをふまえた5つの工法について検討した。

- 第Ⅰ案 スベリ部全量カット土砂埋め戻し工法
 第Ⅱ案 “ コンクリート置換工法
 第Ⅲ案 スベリ部部分カット地スベリ防止工法
 (鋼管杭による地スベリ防止工)
 第Ⅳ案 余水吐平面形変更案
 第Ⅴ案 地スベリ部部分カット地スベリ防止工法
 (集水井, ロックアンカー工法)

その比較結果は表—4に示すとおりである。

表—4 余水吐基礎工法比較表

基礎Ⅰ名	安定性	施工性	経済性	備 考
Ⅰ 案	×	○	○	
Ⅱ 案	○	×	×	大量のコンクリート骨材が必要
Ⅲ 案	○	×	×	
Ⅳ 案	×	○	○	
Ⅴ 案	○	○	○	

Ⅰ案は風化部を全量取り除き、築堤材料で置き換える工法であるが余水吐の基礎部が築堤部となることとなり将来不等沈下を生ずる恐れがあり余水吐の安全面に疑問が残る。

Ⅱ案は風化部を全量取り除き、コンクリートで置き換える工法であり、安全面においては問題ないが、大量のコンクリートを使用することとなり、当ダムにおけるコンクリート用骨材等は湛水予定区域より採取する計画であり、このための大量のコンクリート用骨材を確保する

ことは地区内が国立公園でもあるため非常に困難である。また工費的にも非常に高くつくことが予想される。

Ⅲ案は強風化部のみを取り除き、鋼管杭工法により地スベリ防止工を施工するものであるが、工期的に制約され、また工事費も非常に高くなる。

Ⅳ案は、余水吐の平面形を変更し、より地山側に設置するものであるが、現地の地質条件は余水吐計画路線より地山側には、厚さ10m程度の粘土層があり、Ⅰの工法により平面形を変更すれば、余水吐の基礎地盤は粘土層となり、不等沈下、漏水に対し不安定である。

以上述べたごとく、Ⅰ案～Ⅳ案までいずれも何らかの問題点があり、これに対しⅤ案は余水吐基礎部にロックアンカーを施工し地スベリ防止を図ると共に、併せて余水吐調節部に水抜井戸を設置し、地スベリ発生の原因となる地下水排除をする工法であり、施工性に優れ、安全上も問題なく、しかも経済的であるため、この工法によることとした。

Ⅳ 余水吐基礎、地スベリ防止工

1. 地スベリ防止工法

地スベリ防止工法として現在使用されている工法を大別すれば基本的には次の2つの工法に分けられる。すなわち(1)スベリの直接的発生要因となる地下水の排除および(2)スベリの物理的発生抑止工法である。当地区においては、この2つの工法を併用することとした。

2. 地下水排除工

余水吐基礎部の地下水を排除するため、余水吐移行部に直径 3.5m、深さ20mのライナープレートによる集水井を設置し、それより放射状に水平方向の集水ボーリングを施工した。(図-1 参照)

集水井を通じて排除された地下水量は図-4 に示すとおりであり、特に昭和48年春の融雪時には、最大 60 l/min を記録しており、地山の安定には相当な効果があったものと想定される。

3. ロックアンカーによる地スベリ防止工

地スベリの物理的発生抑止工法としては、ロックアンカーによる地スベリ防止を図るものとし、当該斜面に間

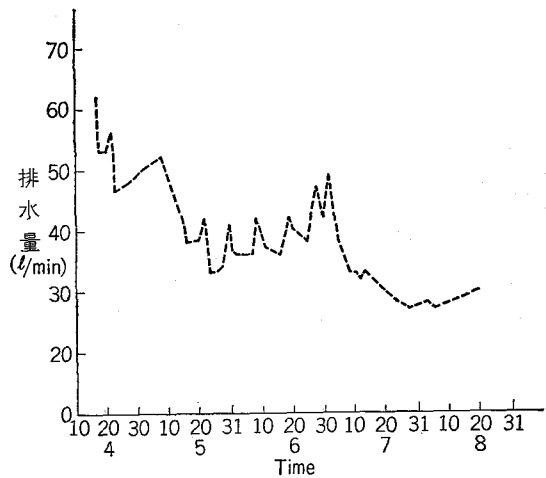


図-4 水抜井戸地下水排水量 (昭和48年度分)

隔10mで3本のコンクリートカラム (幅1m、高さ0.6m、長さ30m) を施工し、これよりロックアンカーを施工した。この解析手順を示せば図-5のごとくである。

(1) 現況地盤における地スベリの考察および解析方法の検討

当該地区において地形条件を勘案し、スベリの形態は円弧スベリに最も近似していると判断されたため、解析方法は円弧スベリ面法によることとした。

(2) 基礎地盤のC (粘着力)、φ (内部摩擦角) の推定
任意の断面における円弧スベリ面上の土片スライスに作用する力は図-6に示すとおりである。

図-6においてスライスの円弧スベリ面におけるスベリに対する安全率 (Fs) は、式-(1)に示される。

$$F_s = \frac{(\sum N_i - \sum V_i) \tan \phi + C \cdot CL}{\sum W_i \sin \phi_i} \dots \dots \dots (1)$$

(1)式により各断面における想定スベリ面において安全率 $F_s=1.0$ 、間ゲキ水圧 $V_i=0\%$ 、100%の条件の下に粘着力Cと内部摩擦角φの関係を導きC-φ図を作成する。(図-7参照)

各断面の全てにおいて、地スベリの発生する可能性の

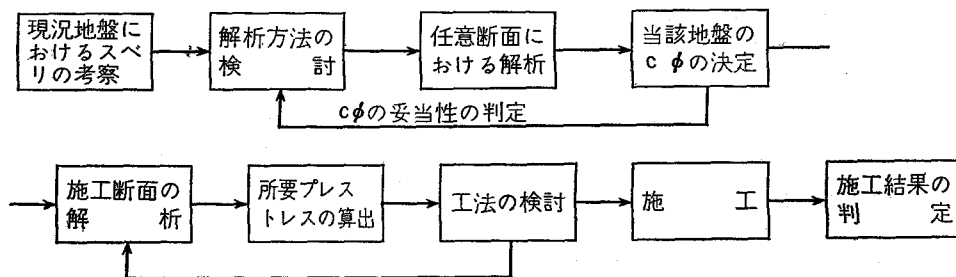
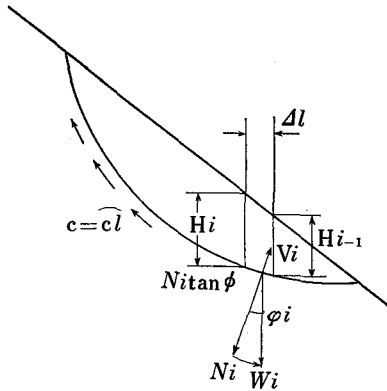


図-5 地スベリ部解析ブロックダイアグラム



w_i : スライスの自重 (ton/m)
 $= re A_i = re \frac{H_i - H_{i-1}}{2} \Delta l$

- ϕ : 地盤の内部摩擦角 (deg)
- C : " 粘着力 (ton/m²)
- Cl : スベリ面の周長
- ϕ_i : 半径方向と鉛直方向となす角度 (deg)
- N_i : スライスの自重 w_i の半径方向分力 (ton/m)
- V_i : 間ゲキ水圧 (ton/m)

図-6 斜面上のスライスに作用する力

ある $C \sim \phi$ の値は図-7においてハッチした部分であり、設計数値としては $C=1.3 \text{ ton/m}^2$, $\phi=25^\circ 10'$ を採用することとした。

(3) ロックアンカー工法の検討

ロックアンカー工法としてはPC鋼線、鋼棒があるが、当地区ではアンカーの全長は20m程度となるため施工面よりストランド方式を採用することとした。

(4) ロックアンカーの設計

1) 作用荷重の計算

作用荷重の計算は、施工断面（スベリの発生断面において、切取り等を施工した後の断面）について、前述の解析結果により求めた粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ の値を適用し、間ゲキ水圧 $V_i=100\%$ 、安全率 $F_s=1.2$ の条件の下で安定解析を行ない作用荷重を計算する。この結果 55.43 ton/m である。

2) ロックアンカーの配置

コンクリートカラムは余水吐基礎部に間隔10mで長さ30mのものを3本配置し、これを支圧台としてロックアンカーを設置する。この場合ロックアンカーの張力は作用荷重を満足させる必要がある。ロックアンカーは、仮想スベリ面に対し平均 60° で交わるため、又アンカー1本あたりの設計引張力が 111.3 ton/本 （降伏点荷重）であるので次式によりカラム1本あたりの本数が求まる。

(図-7)

設計引張力 (T) のスベリ方向分力 $T_f = T \sin 30^\circ$
 " の摩擦抵抗力 $T \tan \phi = T \cos 30^\circ \times 0.47$, したがって滑動力に対する抵抗出来る設計引張力

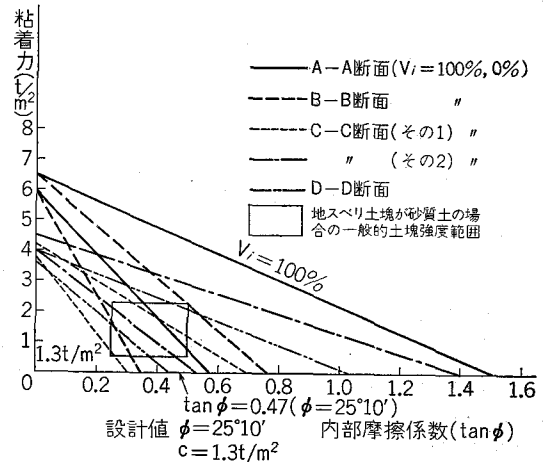


図-7 C- ϕ

の成分の和 (P) は

$$P = T_f + T_n \tan \phi = (0.500 + 0.866 \times 0.47) T = 0.91 T$$

ロックアンカーの本数 (n) は次の式より求められる。

$$Q \cdot F_s \cdot D = n \cdot 0.91 T \dots\dots\dots(2)$$

ここで

- Q : 作用荷重 (t/m) (55.43 t/m)
- F_s : 安全率 (1.2)
- D : カラムピッチ (10m)
- n : アンカー本数 (本)
- T : アンカー1本あたり設計引張力 (ton/本) (111.3 ton/本)

これよりアンカー本数は7本となる。

(4) ロックアンカーの概要

この工事に用いたロックアンカーの概要を表-5に示す。

表-5 ロックアンカーの概要

種 別	記 号
呼 名	F 130
公 称 径	38-1
引 張 荷 重	130.9 (190)
降 伏 点 荷 重	113.3 (160)
設 計 荷 重 作 用 点	78.54 (114)

() 内は換算応力度を示す (kg/mm²)

(5) ロックアンカーの施工

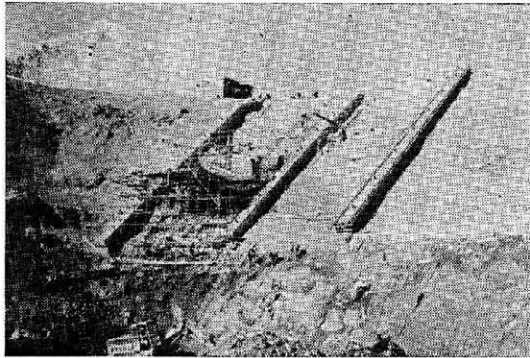
ロックアンカーの施工行程は次のとおりである。

- 1) カラムコンクリート（支圧部）の施工
- 2) ボーリング
- 3) ストランド固定（モルタル注入）
- 4) 緊張
- 5) 非定着部グラウト（セメントミルク注入）

以下順次これらの施工結果について述べる。

1) カラムコンクリートの施工

ロックアンカーの緊張力を地山に均等に伝えるため、地山部にカラムコンクリート（幅 1.0m、高さ 0.6m、長さ30m）を間隔10mで3列施工した。（写真—1 参照）



写真—1 カラムコンクリート施工状況

2) ボーリング

カラムコンクリートの施工の後、ボーリングを実施する。地スベリ地域におけるボーリング作業においては、冷却水の使用については特に注意を払う必要があり、施

工性、地盤状態等を考慮し慎重に施工する必要がある。

当地区においても、ボーリング孔からの漏水が甚しく最大 30 ℓ/min を記録したため、漏水防止を講ずることとし、薬液（LW）を注入し地盤改良を図った。薬液としては次の配合を使用した。

A 液：LW：水＝1：4～1：0.5

B 液：セメント：水＝1：6～1：1

A：B＝1：1

この結果漏水量を 1/5 以下に抑えることが出来、所定の効果を上げることが出来た。

3) ストランドの固定

ボーリングの終了に伴いストランドを挿入し、定着部に注入パイプによりモルタルを注入し地山と固定させる。

4) 緊張

ストランドの緊張は油圧ジャッキにより施工し、地山にストレスを導入する。（写真—2 参照）

5) セメントミルク注入

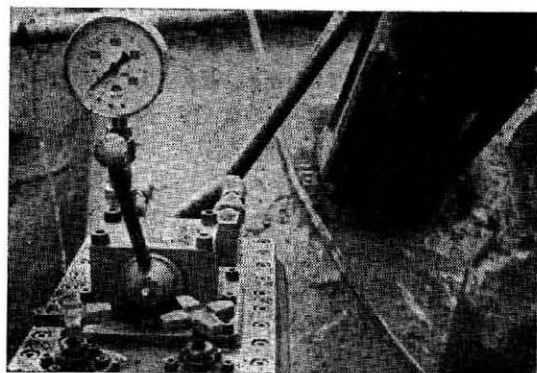
緊張の終了の後、非定着部にセメントミルクを注入し、工事を終了した。

6) 地スベリ防止工施工実績

ロックアンカーの施工実績を表—6 に示す。

表—6 左岸地スベリ防止ロックアンカー実績数量表

	掘			削				薬				注		モルタル 注入量 m ³	セメント ミルク 注入 量 ℓ
	強風化 岩及び 崩土	風化岩	砂岩	軟頁岩	頁岩	レキ岩	計 (m)	1回目 m時	2回目 m時	LW ℓ	セメント kg	総注 入量 m ³			
No. 1 の①	5	2	13				20	10		200	440	1.6	1.5	6	
②	6	2	12				20	4	10	630	1,000	4.0	0.8	5	
③	6	3	11				20	4	10	800	840	3.3	0.7	5	
④	5	3	12				20						0.9	4	
⑤	3	4	13				20						1.0	4	
⑥	1		14		5		20						0.7	5	
⑦	1		15		4		20						0.5	6	
No. 2 の①	9	6	5				20						0.5	5	
②	7		13				20	8	14	250	360	1.5	1.6	4	
③	8		10			2	20	7	16	200	320	1.5	1.5	4	
④	5			3	12		20	10		50	120	0.5	1.0	4	
⑤	8			8	14		30	10		60	160	0.6	0.7	5	
⑥	7			5	13		25						0.5	5	
⑦	6			3	11		20						0.6	5	
No. 3 の①	9	2	6		3		20	5	10	50	160	0.5	0.9	4	
②	8		7		5		20	10		60	200	0.6	0.8	4	
③	6				14		20						0.5	6	
④	4			4	12		20						0.8	5	
⑤	1				10	14	25						0.7	4	
⑥	1			5	14		20						0.4	5	
⑦	1			5	14		20						0.6	5	
計	107	22	131	43	135	2	440	9	5	2300	3,600	14.1	18.2	100	



写真一 2 ストランド緊張

(6) 地スベリ防止工施工結果

これまで述べたごとく、地スベリ防止工を昭和47年度に施工した後、昭和48年4月に入山し現地を調査した所、余水吐基礎部に異常は見られず、十分な効果があった。

V その他

笹ヶ峰ダムにおける余水吐は堤体と接するため、その基礎地盤の安定性については万全を期す必要があり、これまで述べた地スベリ防止工の他①場所打杭(径2.5m)、②コンソリデーショングラウトに地盤改良を併せて施工中であり、十分な効果が得られている。

笹ヶ峰ダムの余水吐基礎工として、地スベリ防止工に

VI むすび

について述べて来たが、地スベリ防止は、その直接的要因となる地下水の排除と、物理的抑制工を各々単独に施工した場合に比べ、併用することによりそれらが有機的に相関し、より大きな防止効果が期待出来たものと想定される。

以上、笹ヶ峰ダムにおける余水吐基礎工について述べて来たが、本工法による場合は現況地盤の粘着力Cと内部摩擦角φをいかに決定するかが問題であり、全てであると言える。すなわち解析の基礎方程式はクーロンの式

$$\tau = \sigma \tan \phi + C \dots\dots\dots(3)$$

より成り立っており当該地盤についても成り立つことが前提条件である。

しかしながらスベリの発生している状態の地盤において、果してその地盤の応力状態が(3)式によるかどうかは判然とせず、物理的発生抑止工法のみによる場合はこの点において疑問である。したがって地スベリ防止工の数値的解析は現況地盤に(3)式が成立した場合に初めて可能であり、又逆に地盤をそのような状態で安定させることが先決である。

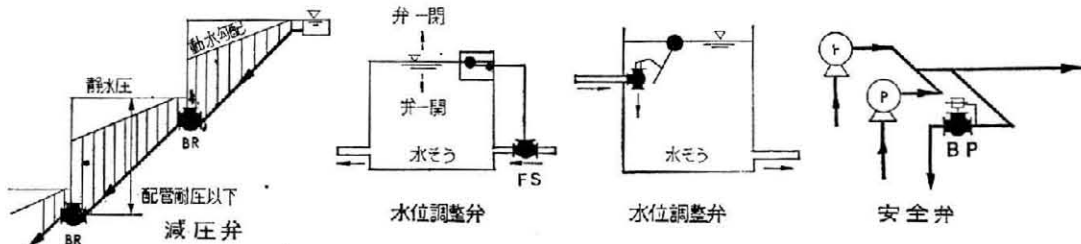
地下水の排除は、この点において重要である。

本工法の採用について、当初より熱心な御指導を頂いた京都大学沢田教授はじめ、関係各位に感謝の意を表する次第である。

“セレナ” オートバルブとは?

動力源の要らない 動力バルブです

- 流体のもつ圧力が直ちに動力源となりますので動力源設備は 全く不要です。



水道機工 株式会社

本社 東京都中央区八重洲1-9-9 東京建物ビル
電話 (274)0141代 テレックス 222-3451
事業所 世田谷 / 羽田 出張所 札幌・名古屋



刈谷田川右岸排水機場の基礎について

——基礎地盤の流動化問題と載荷試験を中心にして——

高林 稔* 田内 堯** 村松 雄介***

目 次

1. まえがき	25	1) はじめに	29
2. 当初設計であるP.C杭を採用するに至った理由	25	2) 試験方法	30
3. P.C杭支持砂層の流動化について	26	3) 打撃試験	30
1) はじめに	26	4) 載荷試験	30
2) 砂質地盤の流動化とは	27	5) 結果の判定	32
3) 流動化の判定	27	5. ベント杭の採用と工法について	32
4) 流動化対策	29	1) ベント杭の採用	32
4. 載荷試験について	29	2) ベント工法について	32
		6. あとがき	32

1. まえがき

信濃川水系右支流、刈谷田川流域の刈谷田川右岸排水機場の基礎は当初P.C杭を考慮していた。しかし、新潟地震の経験から基礎の砂層に流動化の危険性が危惧された。又P.C杭の載荷試験を実際に行なってみた結果、設計上の地盤支持力がないことが判明したため、急遽、工法を変更して、ベント杭を採用することにした。ここにその経緯とベント工法について若干の紹介をするものである。

2. 当初設計であるP.C杭

を採用するに至った理由

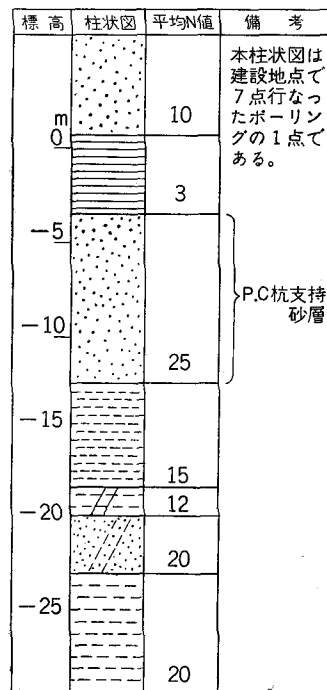
1) 建設地点の地質状況

刈谷田川右岸地域は新潟平野の東部部に位置し、信濃川、阿賀野川の膨大な堆積物により形成された複雑な地質構成を示す沖積地帯である。特に信濃川本川に近い、本排水機場地点は河道変遷が激しかったため、粘性土、砂質土が複雑に入り乱れた互層状を示している。

2) P.C杭工法の選定

本排水機場の構造物の荷重強度は約 $10t/m^2 \sim 18t/m^2$ である。一般に基礎工種は大別すると次の通りである。

①直接基礎（既成杭、場所打杭）、②ケーソン基礎（オープンケーソン、ニューマチックケーソン）、③その他（地盤改良、地下壁工法、その他）。



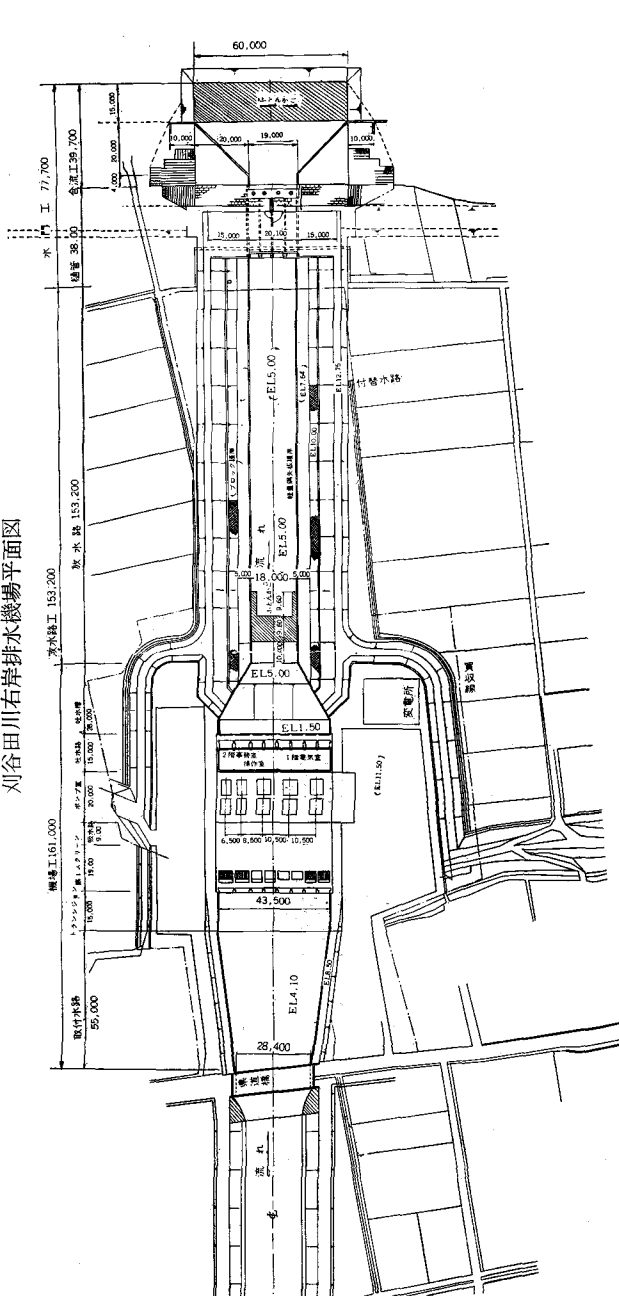
図—1 地質柱状図

これらの基礎工法の中から現場に適した基礎を選ぶ方法にはいくつかあるが、ここではチェックリストの方法（注1）によった。現場条件を示せば表—1の通りである。

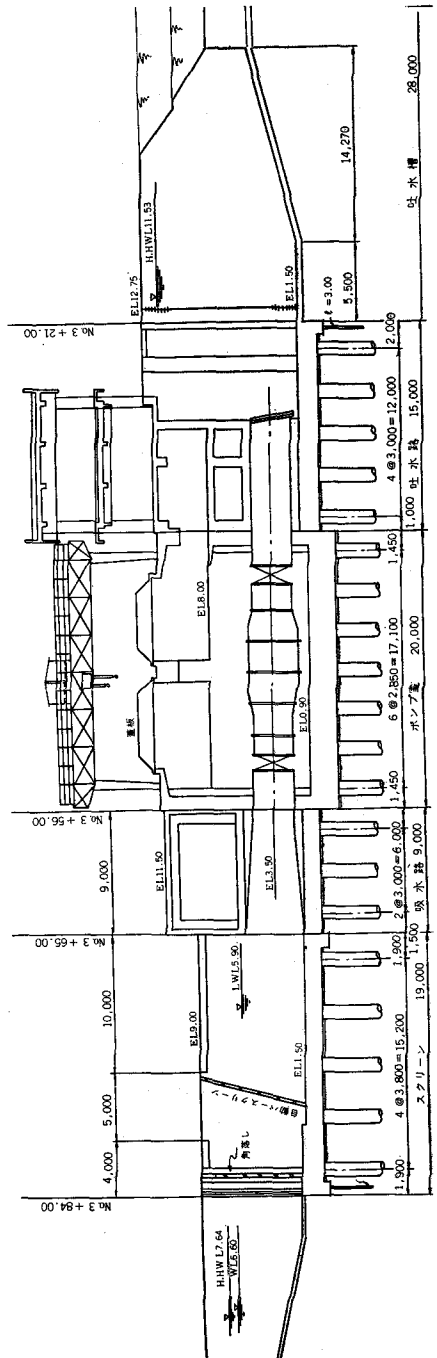
これらを判定してP.C杭を採用することにした。地盤の支持力の算定はマイヤーホッフの式（注2）によった。それによれば $\phi 400\%$ 、 $\ell = 7.00m$ で62t/本、 $\phi 450\%$ 、

* 前北陸農政局刈谷田川右岸農業水利事業所長・現五洋建設（株）工務部長
 ** 北陸農政局刈谷田川右岸農業水利事業所
 *** 構造改善局建設部防災課

刈谷田川右岸排水機場平面図



刈谷田川右岸排水機場縦断面図



$\phi = 8.00\text{m}$ で79t/本であった。

以上の設計により、昭和47年9月、工事が開始された。

3. PC杭支持砂層の流動化について。

1) はじめに

昭和39年6月19日に発生した「新潟地震」は、新潟市一円に多大な被害を与えたばかりでなく、砂質地盤の流

動化という現象を表面に浮かびあがらせた。以後、この現象についての研究が盛んになり、対策についても、いくつかの試案が発表されるようになった。

そして、現場の技術者が設計にさいして臨床医学的に対策を検討し得るようになったのは、昭和47年5月に刊行された「道路橋耐震設計指針、同解説」(以下「指針」という)(注3)によるところが大きい。本機場の当初設計にさいしても、流動化について指摘はあったものの、

表一 条件表

番号	項目	条件	備考
1	施工深度	15~20m	
2	中間層	軟弱層あり	N>5
3	"	極めて硬い層あり	N<10
4	地下水位	高い	地表下3~5m
5	湧水量	多い	
6	無騒音	望ましい	隣接して人家あり
7	無振動	"	"
8	施工速度	速い方がよい	
9	経済性	安い方がよい	
10	施工規模	大規模	

設計終了した昭和47年3月の時点では、決定的な判断をなし得ないまま、工事着手後、前述図書等に基づき再度の検討を行なうことになった。

2)砂質地盤の流動化とは。

砂の剪断強さは近似的に次式で示される。

$$S = \sigma' \tan \phi = (\sigma - \mu) \tan \phi$$

ϕ : 内部摩擦角

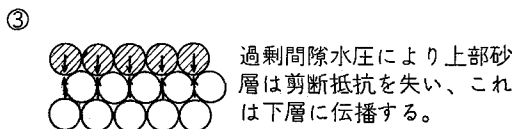
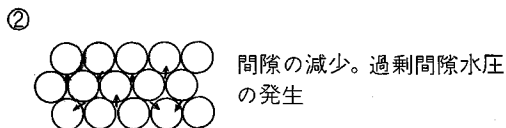
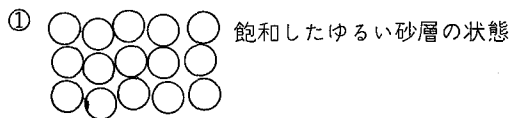
σ' : 剪断面に作用している有効垂直応力

σ : 全応力

μ : 間隙水の圧力

何らかの作用によって ϕ が極度に低下するか、 μ が大きわめて σ に近い状態になれば、砂の剪断強さは一時的に消失して、流動化状態が発生する。

地震動と、流動化発生機構的な結びつきについては諸説があるが、総合すると次のように説明される。



図一 2

① ゆるい砂層が振動変位を受けると、各粒子は、より安定な位置へ移動し、層全体としては圧縮されようとする。

② この砂層が飽和されており、かつその透水係数が十分に小さいならば、土粒子の移動は抑制され、間隙水が圧縮される。

③ この圧縮によって生じた過剰間隙水圧が、土中有効応力に等しくなった時、砂層は剪断抵抗を失ない、流動化現象が誘起される。

このような流動化現象が構造物を設計施工するさいに問題となるのは次の三点である。(注4)

① 構造物が計画されている地点の地盤が、設計において考慮すべき最大の地震(設計震度)があった時、流動化するかどうかを予測すること。

② 流動化が生じないように、地盤を改良するにはどうしたらよいか。

③ 流動化しても構造物に安定を保たせるには、どのような構造とし、どのように設計したらよいか。

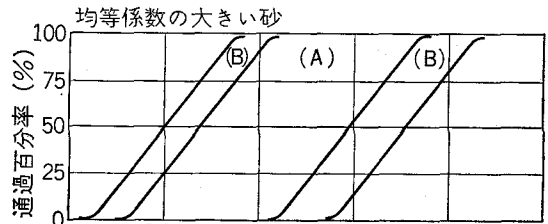
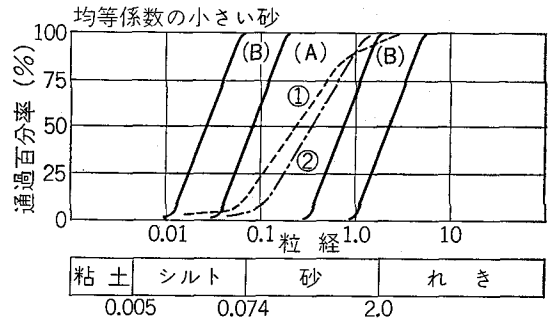
3)流動化の判定

(1) 粒度分布による判定

この粒度分布による判定は発生機構の①で述べた、振動変位を受けた際の粒子の移動のし方に関連する項目と考えられる。「指針」では、運輸省港湾技術研究所(以下、港技術と云う)が、過去に流動化したことのある砂や、近くで流動化が発生したのに、そこでは流動化しなかったと云う場所の粒度分布を調べた結果をもとにして図一3の様な可能性の判定基準を示した。

① P-2孔(E.L. 16.15~16.45)均等係数2.16

② P-1孔(E.L. 8.15~8.45) " 1.92



(A)特に流動化の可能性あり (B)流動化の可能性あり
P-1, P-2は、排水機場のボーリング孔の名称でその位置の土質をあらわす。

図一 3 土の粒度分布と地震による流動化の可能性

(2) N値による判定

発生機構の④は砂が締まっていく過程であるから、間隙比と、砂があとどの程度間隙比を減少し得るかが問題となる。これ等の状態の表現方法として最も適当なものは、相対密度である。

しかしながら、一般に構造物を造る際の地質調査で、相対密度を測定することは、殆んど行なわれていない。最も一般的な原位置試験は、標準貫入試験である。従ってN値と相対密度の関連がつかめれば、より広範囲な判定が行なえるであろう。以上の考え方から「指針」は、図-4の様な限界N値を示している。一方、地質調査結

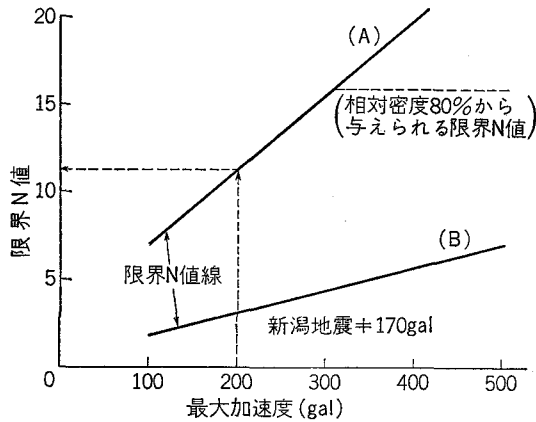


図-3の(A)(B)に対して示したのが図-4である。限界N値線よりも下側にあれば、流動化の可能性は大きいと判断する。

図-4 流動化に対する限界値

果は図-1の通りである。予想地震の最大加速度を新潟地震程度(170gal≒200gal)とすると、限界N値は11~12位になり、砂層上端部がこの範囲に入ることになる。土田筆、シード等によると、砂層の一部であっても、流動化が起ると、流動化した下の層が拘束を解かれ、それによって流動化をよび起すという“引金作用”が認めら

れており(注5)、砂層全体に液状化の危険があると判断される。

(3) その他の判定

① 地下水位からの判定

過去の地震時に流動化が観測された地域の地下水位は表-2の通り、ほとんど地表面下3m以内である。対象地盤の地下水位も地表面下2~3mであるので、流動化の条件を備えていると判断できる。

② 拘束圧からの判定

流動化は地中拘束圧が大きいと生じ難いことが実験的、及び新潟地震の被害調査結果より(注6)明らかとなっている。図-5はこのことに関して、大崎、岸田、シード、小泉が示した限界曲線を斎藤が統合したものである。(注7)

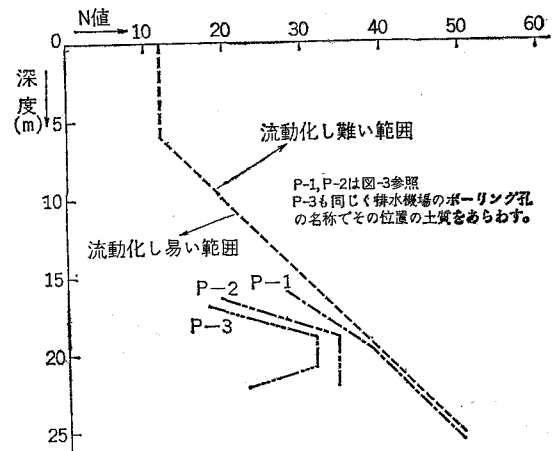


図-5 流動化とn値深さの関係

③ 砂層の位置からの判定

新潟地震の被害調査の結果、砂層の位置と被害区分に関して図-6が得られている。

(4) 総合判定

表-2

	流動化現象発生地	地震名	マグニチュード	震度	発生年	地下水位	地盤状態	文献名	著者
A	岐南西小学校	美濃尾張	8.4	6	1891	m -2.0	木曾川沖積平野ゆるい細砂	土と基礎 Vol10, No2	岸田
B	東北線荒川橋々脚	関東大地震	8.2	〃	1923	0	荒川のゆるい細砂	〃 Vol12, No3	小寺
C	名古屋港明町	東南海	8.3	〃	1944	-2.0	ゆるい砂質シルト及び中位の砂	〃 Vol10, No2	岸田
D	九頭竜川沿岸高尾町	福井	7.5	5	1948	-3.7	ゆるい中砂, 細砂	〃	〃
E	丸岡町称念寺	〃	7.2	〃	〃	-1.2	ゆるい細砂	〃	〃
F	新潟市信濃川沿岸	新潟	7.2	〃	1964	-1.0	ゆるい細砂, 砂質シルト	Vol10, No1	〃
G	八戸市海浜地区	十勝沖	7.9	〃	1968	-0.6 ~-1.5	細砂, 砂質シルトの埋戻し土	Vol10, No2	大崎 土質学会
H	函館市七里ヶ浜	〃	7.9	〃	〃	-1.0	〃	〃	岸田 土質学会

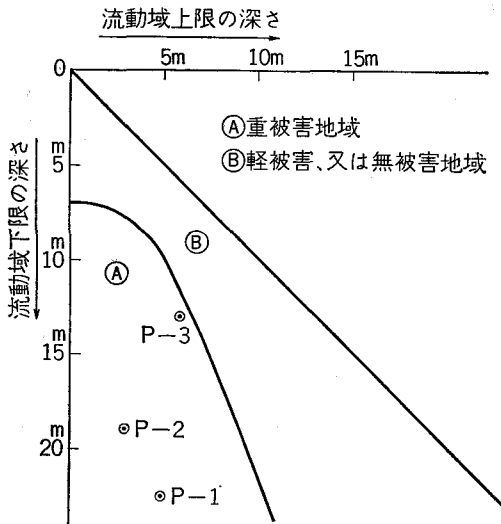


図-6 砂層の位置と被害区分の関係

表-3 流動化の総合判定

判定方法	判定	備考
粒度分布による判定	○	○流動化の可能性あり
N値による判定	△	△ " "少しあり
地下水位による判定	○	× " "なし
拘束圧による判定	○	
砂層の位置による判定	○	

以上を総合的に判定すると表-3の通りとなり、対象砂層は流動化の可能性ありと判定される。

4) 流動化対策

流動化対策として2)の②の考え方から次の④~⑥の3工法を、又2)の③の考え方から⑤の工法を検討した。

④設計のP.C.杭に対して間杭を追加打設し、締め固め効果をねらう。場合によっては、基礎周辺を鋼矢板で囲み、効果の増強をはかる。

⑤設計のP.C.杭を鋼管杭に変更し、パイロハンマーで打設することにより、締め固め効果と、地震動に対する履歴効果を期待する。

⑥パイロフロートション、あるいはパイロコンポーザー工法を用いて締め固める。

⑦安定基礎地盤迄鋼管杭或いは場所打杭を打設する。

④については打設による締め固め効果を定量的に算定する方法があまりなく、マイヤーホックによれば、一般に杭径の6~7倍にその効果が及ぶであろうという記述がある程度である。単純に杭断面積だけ間隙比が減少すると想定し、N-e曲線より締め固め効果をN値で判定すると、図-5の流動化し難い範囲迄N値を増すには当初設計の約3倍の間杭が必要となり施工性を考えると

難しいと判断した。

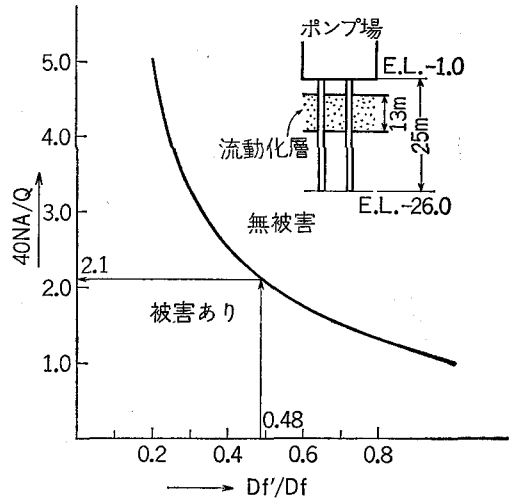
⑤については、ほぼ④と同様であるが、効果の判定はより困難である。

⑥のパイロコンポーザー工法は次式を用いて設計される。(注-8)

$$X = \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \times S$$

e_0, e_1 はN-e曲線より求める。この結果④と同じN値の上昇をはかるためには、0.6m径のサンドパイルで、約2,500本必要となる。

⑦については、本機場の安定地盤はG.L.-70m附近の砂礫層である。しかし流動化だけを考えた場合の有効根入れ長さは図-7から判定される。(注-9)



$$Q = Nq \cdot Df \cdot A \quad (\text{クイ先端支持力})$$

Nq : 支持力係数
 Df : 杭の根入れ長さ
 A : 杭の先端部断面積

$$Df' = Df - Zcr \quad (\text{クイの有効根入れ長さ})$$

Df : 杭全長
 Zcr : 完全に流動化する層厚

$$\text{クイの安全率} = \frac{40NA}{Qa}$$

N : 杭先端部1mの平均N値
 Qa : クイ1本の設計荷重

図-7 クイの安全率と有効根入れ長さに対する新潟地震の際の建物の被害の有無

径1.0m、長さ25mのコンクリート杭を想定すると、充分安全である。

流動化について以上の検討を行ない、最終的な工法の決定は、現地で、P.C.杭、ベノト杭、鋼管杭についての載荷試験を行ない、その結果をもって、総合判断の上決定することにした。

表—4 各公式による許容支持力 単位 t / 本

杭番号	ヒーレーの式	吉成公式	建築基準 施工令式	ワイズバ ッハの式
PC・1	88.0	96.8	86.1	69.8
〃 2	74.0	78.9	86.5	71.8
〃 3	49.2	62.7	59.0	42.4
〃 4	56.9	66.0	72.6	51.9
〃 5	55.3	60.5	74.9	54.7
〃 6	49.5	63.0	72.0	52.3
〃 7	47.8	55.0	62.7	47.8
〃 8	81.2	83.4	93.9	79.6
〃 9	65.3	72.3	81.0	60.9
〃 10	52.3	58.1	72.6	56.4
〃 11	55.0	63.5	77.7	52.8
鋼管杭	82.4	95.1	116.4	58.4

4. 載荷試験について

1) はじめに

流動化の問題と平行して、PC杭の場合の実際の地盤の支持力を測定した。うちわけは打撃試験11本、水平及び鉛直載荷試験各1本であった。その結果、設計上の62～79t/本の支持力が得られず、工法の再検討を行なうことにした。

そこで、PC杭の載荷試験をチェックする意味でP、C杭1本又、支持砂層の流動化問題をからめて、工法を検討するため鋼管杭1本、ベント杭1本の載荷試験を行なった。

鋼管杭の打設のさいには、現場に民家が隣接していることを考えて、騒音および振動の測定も行なった。

2) 試験方法

(1) 試験杭

試験に使用した杭は次の通りである。

① PC杭 (A種)

外径0.45m 長さ7m及び8m

外径0.50m 長さ7m及び9m

② 鋼管杭 (J I S 5525)

外径609.6mm, 厚さ12mm, 長さ36m (12m×3本)

③ ベント杭

外径1m 長さ25m

(2) 打設方法

杭のうちこみは、日本車輻製D308SM40D型3点支持杭打機、ハンマーは杭はPC三菱重工製M-33型、鋼管杭はM-43型ディーゼルハンマーを使用した。ベント杭は、パワージャッキを用いて打設した。

(3) 試験方法

試験方法は土質工学会の土質調査法に準じて行なった。(注—10)

3) 打撃試験

(1) 動力的支持力の算定

打撃試験結果は次の4公式によって算定し比較検討した。①ヒーレーの式、②ワイズバッハの式、③建築基準法施工令式、④吉成公式。(注—11) 結果を表で示すと表—4の通りである。

(2) 鋼管杭打設時の振動、騒音の測定

振動、騒音は最も近い民家との境界線上、及びその民家の居間で測定した。境界から打設杭迄約100mであった。振動の測定はリオンVM-12を用いて行なった。測定結果は表—5の通りである。建設地点は第1、2種住宅地区の規制を準用する区域であり、新潟県公害防止条例施工規則によれば、下記の通りであり、規制値をこえることになる。昼間(8時～18時)は10dB、夜間(18時～8時)は5dB。

又、打設時の平均騒音量は約88ホンであった。

4) 載荷試験

(1) PC杭

① 水平載荷試験

設計に採用した横方向地盤係数は2kg/cm²であり、試験の結果この値は確認された。図—8をもとにP—S曲線、S—log t 曲線、log P—log S 曲線を描き、降伏荷重

表—5 鋼管杭打設時の振動の測定

測定位置	特性	方向	レンジ	よみとり	測定値	備考
①	Vib. L.	X	10	4.0	14.0 dB	方向は X: 振動源方向 Y: Xに直角方向 Z: 鉛直方向 測定位置は ①: 民家の居間 ②: 民家との境界線上
〃	〃	Y	〃	8.0	18.0	
〃	〃	Z	〃	6.0	16.0	
〃	(Acc)	X	〃	6.5	16.5	
〃	(〃)	Z	〃	8.0	8.0	
②	Vib. L.	X	0	8.5	8.5	
〃	〃	Z	0	6.0	6.0	
〃	(Acc)	X	10	3.0	13.0	
〃	〃	Z	0	6.0	6.0	

を求めると、いずれも30tとなる。極限荷重を降伏荷重の1.5倍とすると45tとなり、これを道路橋下部構造設計指針に規定する安全率で除すと、常時11.3t、地震時15.0tとなる。又、ダイヤルゲージによる測定値より、Y、L、Chang の理論式を用いてK値を求めると、下記のように

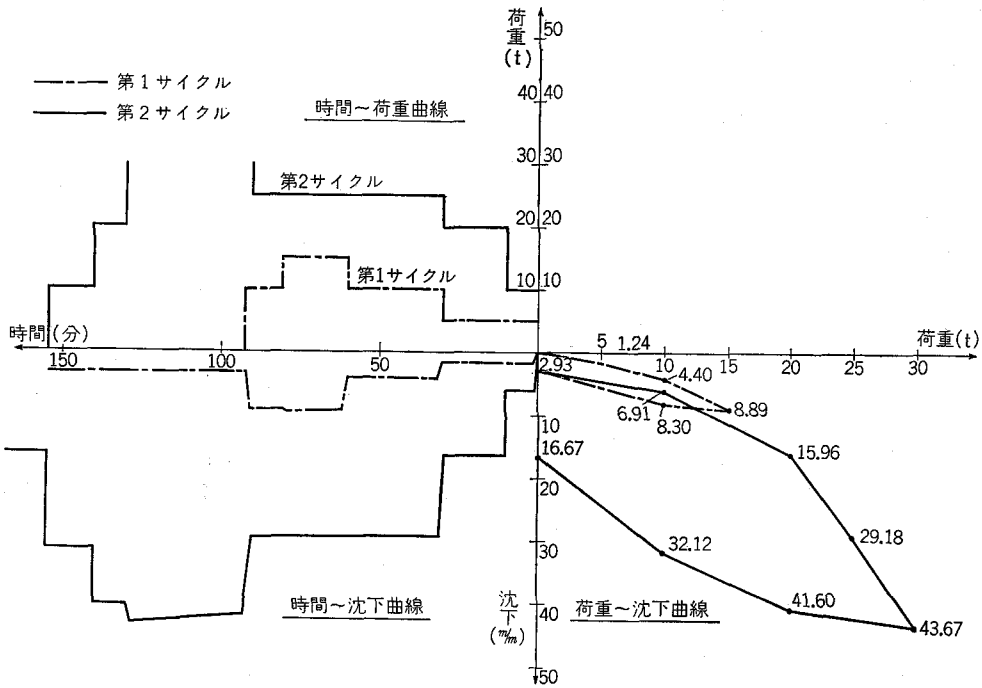


図-8 水平載荷試験相関曲線 (PC杭)

表-6 δ, β, κ 表

H	ton	5	10	15	20	25	40
δ	m/m	1.23	4.39	8.89	15.95	29.17	43.67
β	cm ⁻¹	5.79 × 10 ⁻⁸	4.77 × 10 ⁻⁸	4.32 × 10 ⁻⁸	3.91 × 10 ⁻⁸	3.44 × 10 ⁻⁸	3.22 × 10 ⁻⁸
κ	kg/cm ³	9.39	4.32	2.90	1.95	1.16	0.87

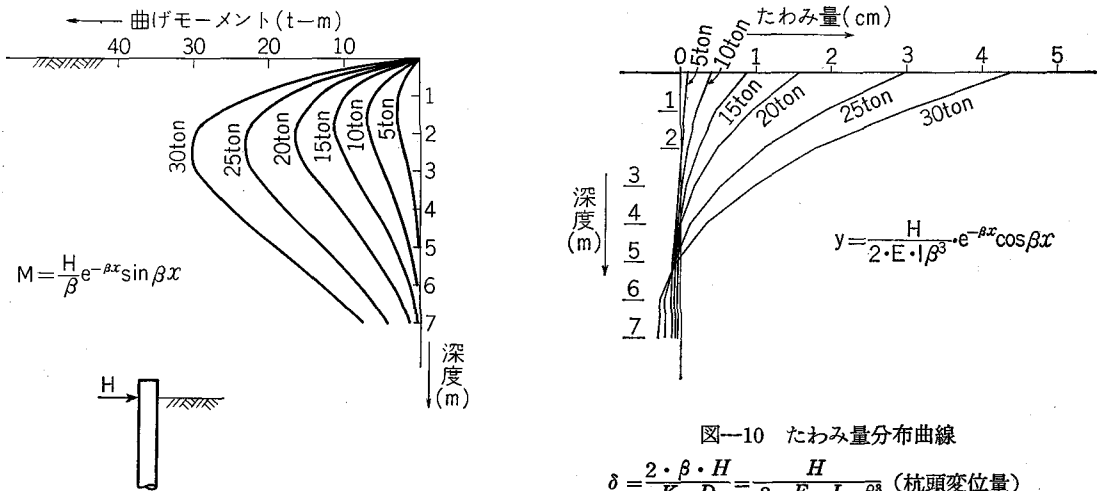


図-9 曲げモーメント分布曲線

なる。(注-12)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} \quad (\text{杭頭自由, 地表面加圧})$$

図-10 たわみ量分布曲線

$$\delta = \frac{2 \cdot \beta \cdot H}{K \cdot D} = \frac{H}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \quad (\text{杭頭変位量})$$

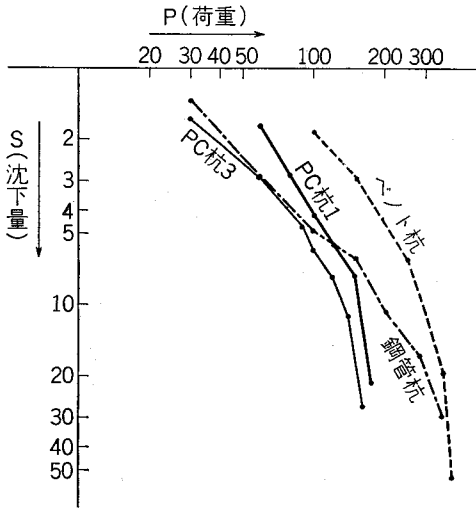
$$M_{\max} = -0.3224 \times \frac{H}{\beta} \quad (\text{地中部最大曲げモーメント})$$

これから δ, β, K を求めると表-6 の通りとなる。

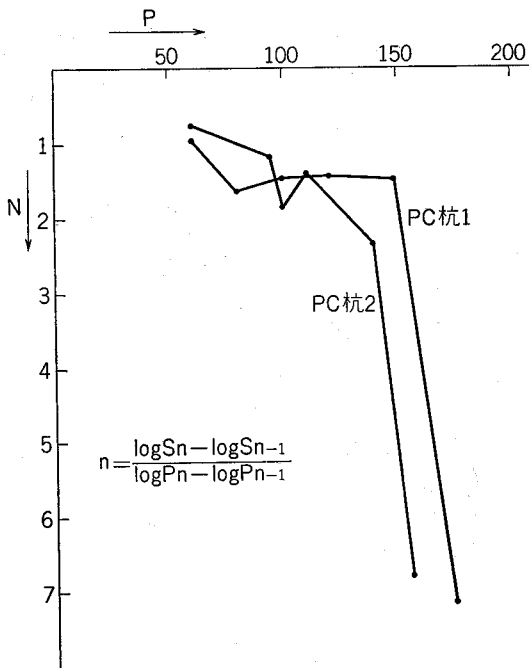
横抵抗については、荷重が増大するにつれて、抵抗する土層が次第に下部に移行する。PC杭のように短い杭を使用する場合、杭が転倒するか、折損しないかぎり、極限荷重を判定することは困難である。したがって前述したように、降伏荷重より許容支持力を求めた。

(2) 鉛直荷重試験

log P—log S曲線、N—指数曲線を示すと、図—11、図—12の通りである。



図—11 log P—log S 曲線



図—12 N—指数曲線

(2) 鋼管杭

鋼管杭は打設後11日間放置（養生）の後、荷重した。静力学的公式に依る支持力の算定は、テルツァギの式で

113 t、マイヤーホッフの式で138 tであった。

(2) ベント杭

ベント杭は打設後10日間の養生を行ない、240kg/cm²以上の強度確認の後荷重した。静力学的公式に依る支持力の算定は、テルツァギの式で153t、マイヤーホッフの式で284tであった。

5) 結果の判定

試験結果からP—S曲線、log P—log S曲線、log P—S曲線、log t—S曲線、n—指数曲線をかき、それから降伏、極限荷重を読みとった。参考として次の基準による判定を行なった。(注—13)

①スウェーデンの杭打及び杭荷重試験基準、②ドイツ規格協会基準、③イギリス I. C. E.

動力学的支持力の算定、静力学的支持力の算定、及び荷重試験より求めた結果を各杭について比較すると表—7の通りとなる。

静力学的公式より求めた支持力と、荷重試験結果にはかなり大きな差異があり、この原因としては、①公式適用の問題、②上荷重重除去にともなうN値の低下、③被圧水による砂層の乱れ、などが考えられた。

5. ベント杭の採用と工法について。

1) ベント杭の採用

3.の砂の流動化、および、4.の荷重試験結果より、E. L.—4.0m—E. L.—18.0mの砂層を支持層とする工法は全て、長尺の摩擦杭を採用することにした。

これには鋼管杭、場所打コンクリート杭が考えられたが、鋼管杭は騒音、振動の点から除外し、最終的に場所打ちコンクリート杭のベント杭を採用した。

2) ベント工法について (注—14)

ベント工法は従来行なわれている基礎杭と、井筒の中間的な基礎工法の一つで、フランスのベント社で考案された通称ベントと呼ばれる移動式大口径急速穿孔掘削機を用いる。この機械はハンマグラブと、ケーシングを挿入する為のチュービングマシンとに大別される。ハンマグラブは2枚ないし3枚の刃先を有し、刃先を開いた状態で落下させ、地盤を破碎しその後ワイヤーの操作により刃先をとじ、1回平均約0.15m³の土砂を掘り出すものである。チュービングマシンとは、ケーシングを掘り、これに円周方向の往復運動を与え地山との静摩擦を断ち切る装置である。さらにチュービングマシンには鉛直方向に働く油圧ジャッキが装置されていて、これによりケーシングを押し込み、あるいは引抜く働きをするものである。

6. あとがき

工費の点からみると、PC杭の場合約2千万円であり、ベント杭はほぼその10倍である。また荷重試験にP

表-7 許容支持力判定一覧表

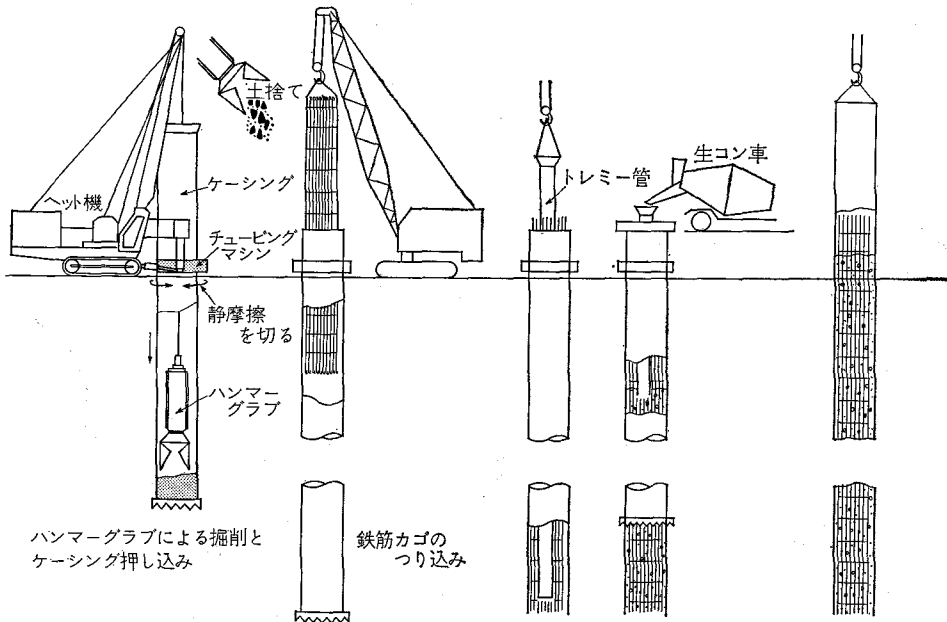
単位 ton/本

判定方法		log P	S~	log P	n	P	スウェー	イギリス	ドイツ	判定	$\times \frac{1}{2}$ or $\times \frac{1}{3}$	許容支持力
		~S	log t	~log S	~指数	~S曲線	ーデン					
P.C-1	降伏	150	150	150	150	150			155	150	75	58
	極限	175		175	175	175	170	175		175	58	
P.C-2	降状	90	90~140	90	90	120			140	90	45	45
	極限	160	160	160	160	160	160	160		160	53	
鋼管杭	降状	150	150~250	150	150	250			260	150	75	75
	極限	350	350					350		350	116	
ベノト杭	降状	275	250~350	275	275	350			320	275	137	126
	極限	380	380	380	380	380	365	380		380	126	

表-8 各公式による支持力比較

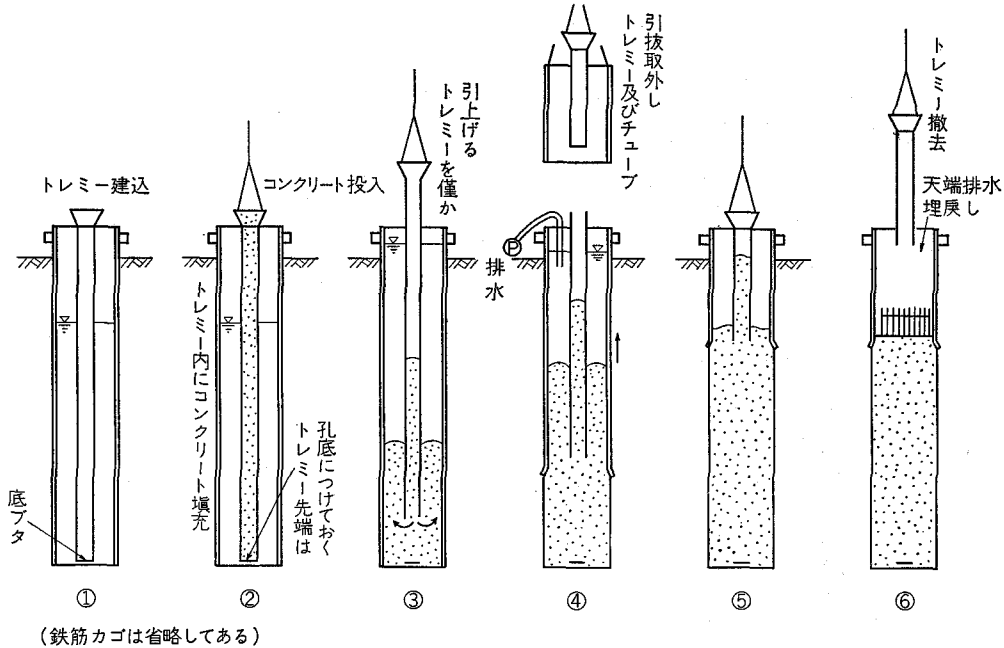
単位 ton/本

杭種	静学的公式による		動学的公式による				載荷試験
	Terzaghi 式	Meyerhof 式	Hiley 式	Weisbach 式	建築基準令式	成吉 公式	
管 鋼	113	138	82	58	116	95	75
ベノト	153	284	—	—	—	—	126
P.C 1	—	79	88	69	86	96	58
P.C 2	—	79	49	42	59	62	45



- ①ハンマーグラブによる掘削とケーシング押し込み ②鉄筋カゴのつり込み ③コンクリート打設(図-14参照) ④ケーシング引抜き

図-13 ヘット工法の施工順序



図—14 トレミー管によるコンクリート打設

C杭の工費に近い金額を費した。そのための事務的な労力もかなり大きなものであった。一つの設計変更を行なおうとするさい、このことがかなり大きな障害になる。しかし、土の挙動については今なお不確定の要素が多く、当初の設計を通すことは難かしい。したがって施工途中において得られた実物大の資料により積極的に設計変更する心がまえが必要と思う。ペックは次のように言っている。(注—15)

「大きい基礎やトンネル、切取りまたはアースダムのような工事において、莫大な量の努力と労力が計算式に出てくる物理常数のごく概略の近似値を得るために使われている。その反面、重要な土層の連続性や、土中の水の圧力状態のような多くの変量は不明のままである。それゆえ、計算の結果は工事中に確認または変更されなければならない実用上の単なる仮定にすぎない。

過去において、不確実性にうち勝つのに、二つの方法だけが使われて来た。それは過大な安全率を採用するか、一般の平均的な経験に従って仮定を置くかである。

(中略)、第1の方法は浪費にすぎない。第2の方法は危険である。われわれが今日理解している土質力学は実験的方法と称する第3の方法を提供する。この方法は次の通りである。得られた知識は何であってもそれに基づいて設計をする。現実と仮定の間のあるゆる可能な相違の詳細な目録を作る。それから最初の仮定に基づいて現場で測定し得るいろいろな量を計算する。たとえば仮定が構造物下面の水の圧力に関してなされたならば、近づくことのできるいろいろの点の圧力を計算し、それを測

定し、同様の比較を行なう。(中略) その様な測定結果に基づいて、次第に知識のギャップをとじていく。そして必要ならば、工事中に設計を変更する。ここで土質力学の立場は我々にこの“やりなが”ら学ぶ方法の実際的な適用に必要な知識を与えるものである。」

- 注 1) 田中倫編, 新しい基礎工法の選び方と実績, pp 82~90, 近代図書, 1969
- 注 2) 例えば村山朝郎他, 基礎工学ハンドブック, P 450 朝倉書店, 1972
- 注 3) 日本道路協会編, 道路橋耐震設計指針・同解説, pp 83~96, 丸善株式会社, 1972
- 注 4) 土田肇, 砂質地盤の流動化の予測と対策, P 2, 運輸省港湾技術研究所報告, 1970年10月
- 注 5) 前記注 4) p 35
H. Bolton Seed Analysis of Soil Liquefaction
: Nūgata Earthquake, Journal of the Soil
Mechanics and Foundations Division, Vol.
93 Nn. SM3, 1967, p-94
- 注 6) 大崎順彦, 土と基礎 Vol 10 No. 2
- 注 7) 斎藤迪孝, 飽和砂地盤の液化化による被害と対策, 第16回土質工学シンポジウム, p-53
- 注 8) 例えば前述基礎工学ハンドブック, p-753
- 注 9) 小泉安則, 土と基礎, Vol 13 No. 2, pp14~15, 1965.
- 注10) 土質工学会編, 土質調査法 pp 375~426, 1972
- 注11) 例えば, 前述基礎工学ハンドブック pp 452~465
- 注12) // // // // pp481~483
- 注13) 前述土質調査法 p 406
- 注14) 日本国有鉄道建設局, 場所打ちコンクリートパイプ設計施工指針(案), 日本鉄道施設協会, 1972,
- 注15) 土質試験の手法と応用, 1969年 Vol. 19 No 2 pp 171~187

軟弱地盤の基礎処理矢板かこい工法

齋藤 一雄* 末永 博* 瓶子 敏行*

目 次

1. 基礎工法に対する考え方.....(35)	ロ. 支持力の計算.....(38)
沈下の考察.....(35)	ハ. 圧密沈下量の計算.....(40)
矢板かこい工法の特徴.....(36)	ニ. 基礎処理.....(42)
2. 矢板かこい工法.....(36)	ホ. 矢板の計算と施行.....(43)
イ. 設計条件.....(36)	3. 経済性の比較.....(43)

1. 基礎工法に処する考え方

軟弱地盤上にポンプ場を築造する一設計例を考えながら記述する。

このポンプ場は福島県の浜通り太平洋沿岸地帯である、地質調査結果より、本ポンプ場敷は河口砂嘴の発達した沖積平野で、竜の口層と呼ばれる新第三紀層を基盤にその上に河川運搬堆積物の砂層および砂礫層がある、更にその上にシルトおよび粘土の軟弱層が26m前後の層厚となっている。

この地帯だけでなく、福島県浜通りの海岸部には中小河川による沖積層が随所にみられる。これらの沖積層は20~30m以上の層厚の個所が多く、ポンプ場や、防潮樋門などの構造物の基礎処理には各工事とも多額の費用を必要としている。

筆者らは軟弱地盤の基礎工法についての試験や検討を重ね、新工法として「矢板かこい工法」をもって施工し成果をあげている。

従来は軟弱地盤では杭打基礎工法が通常に用いられ、ある時は10mの継杭を打込み、支持層に荷重をもたせているため、構造の安全性は高いが、工費は極めて多額となっていた事例が多い。

「矢板かこい工法」は構造物の底版下に方形に矢板を打込み、地盤の一部を囲い、その中の軟弱層の一部をジェット水によって、洗出し砂を充填して表層地盤上での作業を容易にすると同時に矢板にかかる内側の土圧を減少させる。

「矢板かこい工法」は既にポンプ場3カ所防潮樋門基礎沈下の考察

礎数個所の実績をもち矢板の長さが適当であれば充分な成果を得られることは実証されており、今この解析を記すと以下のようである。

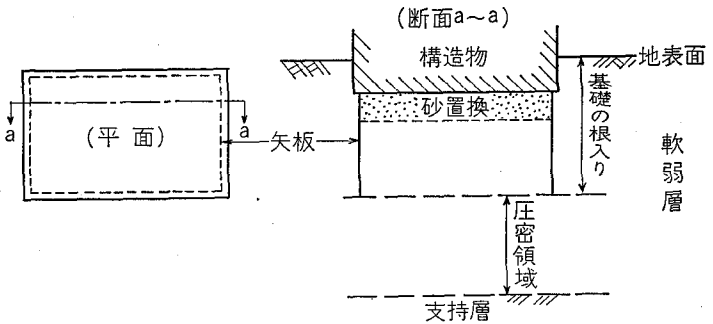


図-1

一般に軟弱地盤上に築造された構造物が沈下するメカニズムとしては、構造物の重量によって底版下方の軟弱層の中の土壌水分が鉛直方向に押し出され、土壌粒子の間隙が縮小される、いわゆる圧密沈下として解析されている。構造物重量がいちじるしく大きい場合は、圧密沈下の前に基礎土層のせん断抵抗を越えて破壊沈下を起す。

これらの沈下を軽減する方法として、杭基礎によらない場合は、先行荷重をかけて事前に圧密沈下を促進し、ある時間(数カ月ないし数年)をおいて荷重を取り除き、その後に構造物を施工する方法、また築堤、道路などでは沈下に対応して余盛りまたは後から追加盛土をする方法などがとられてきた。

しかし、圧密沈下は初期沈下(すなわち施工後数年)で大部分の沈下は終るものの、理論的には沈下は無限に進行するため、沈下の継続を考えた工法としなければならない。

また、圧密沈下では理論的には鉛直方向への圧密とし

* 福島県原町農地事務所

て解析されているが、実際現場では横方向への土壌の押し出し、いわゆる“はらみ出し”がおきる。この現象は軟弱であればある程土質試験の仮定や沈下の推計方法と現場の施工条件の相違が発生しやすく沈下量が予想以上に大きくなることもある。

矢板かこい工法の特徴

“矢板かこい工法”の優れている点について次のことが考えられる。

- (1) 支持力面を矢板によって下げることにより、基礎の根入りを深くした効果があり支持力が増大すること。

- (2) 矢板周囲の摩擦が働くこと。
- (3) コンクリート底面での“はらみ出し”が完全に遮断され、沈下を防いでいること。
- (4) 工費が安価であること。

「矢板かこい工法」による支持力及び圧密沈下は、(1)と(2)によって影響されるものと考えられ、摩擦杭、群杭またはケーソンの設計に用いられている考え方である。

(1)の支持力については、テルツアギ、マイヤホフ、チユボタリオフ等の計算式があるが、特にテルツアギ、マイヤホフの公式が多く使われている。

また、ポンプ場の場合は、地表面から地下に数メートル

資料-1

調査名 調査地点 整理担当者

試料番号		B-1-1	B-1-3	B-1-4	B-2-1	B-2-2	
深 さ m		5.7~6.6	15.0~15.9	24.7~25.5	6.0~6.9	15.1~16.0	
粒 度 特 性	レキ分(2000 μ 以上) %	0	0	0.4	0	2.2	
	砂 分(74~2000 μ) %	13	2.9	14.8	5.7	62.9	
	シルト分(5~74 μ) %	39.4	45.8	44.5	55.3	16.6	
	粘土分(5 μ 以下) %	59.3	51.3	40.3	39.0	18.3	
	最大粒径 mm	0.840	2.000	4.76	0.840	19.1	
	均等係数 U_c	5.2以上	8.1以上	13.5以上	16.2	120.3	
コンシステンシー性	液性限界 W_L %						
	塑性限界 W_P %						
	塑性指数 I_P						
分類							
土粒	子の比重 G_s	2.525	2.457	2.704	2.524	2.611	
自然状態	含水比 W %	138.76	149.15	52.44	107.57	36.36	
	湿潤単位体積重量 Y_1 g/cm ³	1.333	1.329	1.688	1.414	1.830	
	間ゲキ比 e	3.523	3.606	1.442	2.705	0.946	
	飽和度 S_r %	99.45	101.63	98.33	100.37	100.36	
力 学 特 性	一試軸圧縮試験	一軸圧縮強さ q_u kg/cm ²	0.256	0.368	0.808	0.177	0.234
		変形係数 E_{50} kg/cm ³	6.3	12.6	14.14	3.1	4.9
		鋭敏比 S_1	—	—	2.5	—	—
	一試面せん断試験	※試験の条件	UU	UU	UU	UU	UU
		粘着力 C kg/cm ³	0.220	0.158~0.217	0.087~0.215	0.068~0.155	0.206~0.358
		せん断抵抗角 ϕ 度	4°00'	8°40'	12°35'	10°10'	21°00'
三試軸圧縮試験	※試験の条件						
	粘着力 t kg/cm ²						
	せん断抵抗角 ϕ 度						
圧密試験	圧密降応力 P_s kg/cm ²	0.310	0.440	0.321	0.292	0.224	
	圧縮指数 C_e	1.20	1.33	0.22	0.95	0.15	

ルのところに、吸水槽が設けられることが多く一種の浮基礎としての役目をもっている。

現在この地区の近辺に施工された同規模のポンプ場に沈下がみられないのは、支持力及び摩擦力等で上部荷重が十分に支えられているため、沈下現象を起す荷重は下層では影響が少いためである。

ここでは特に矢板かこい工法の安全性について検討す

る。

2. 矢板かこい工法

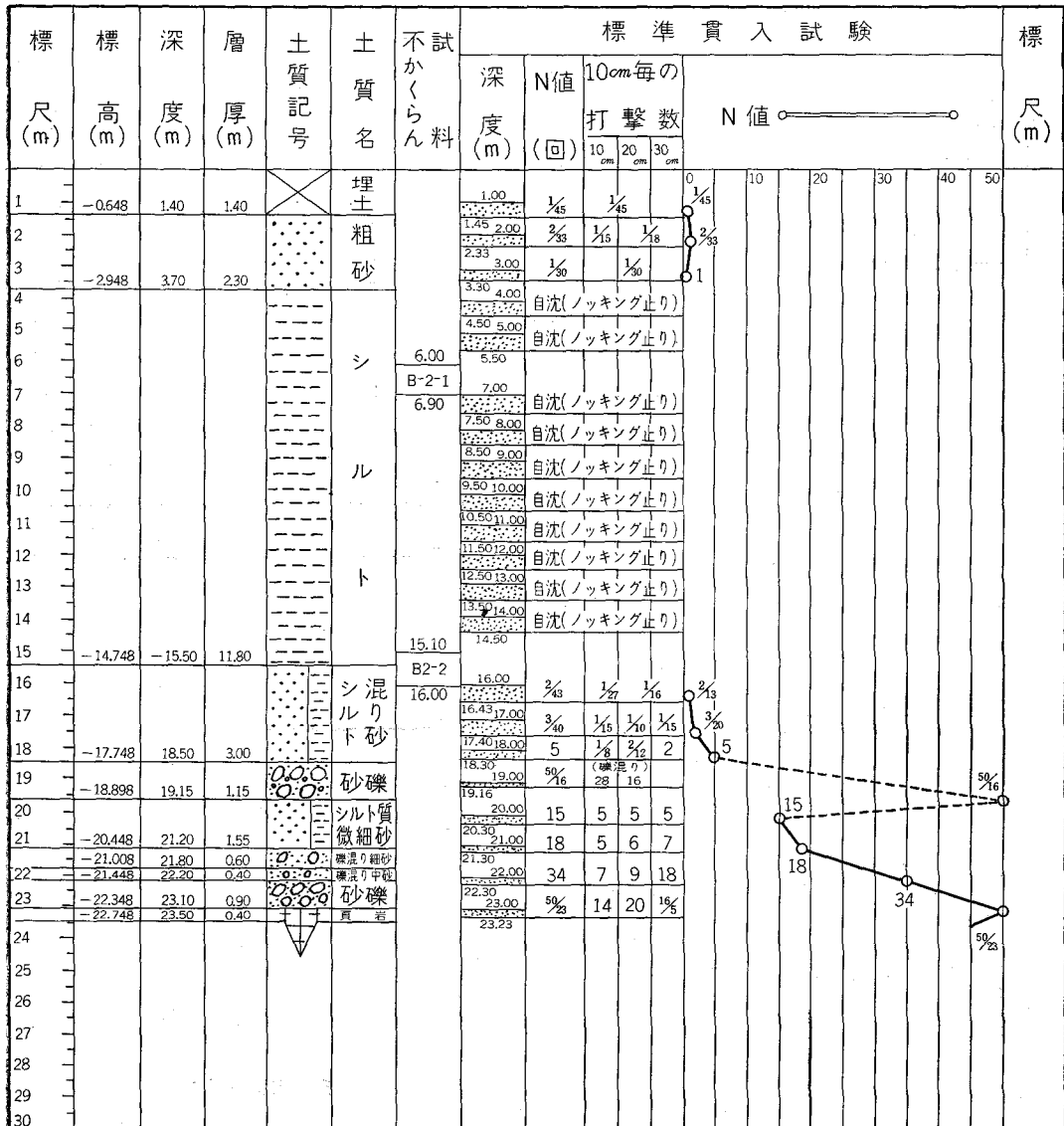
1. 設計条件

地質調査資料 資料-1からB-1-1及びB-1-3から次の数値を採用する。
 土の単位重量 $\gamma = 1.33 \text{ t/m}^3$

資料-2

調査場所	福島県相馬市岩の子地内		
調査期日	自47.8.23 至47.9.5		
孔口標高	0.752	(m)	
孔内水位		(m)	
孔 径	$\phi 125 \sim 66$	(mm)	

総損進長	23.50 (m)
使用機械	カノ-KR100型
調査責任者	森 喜美夫
作業担当者	渡 辺 正 光



(水中に於て 0.33 t/m³)

土の内部摩擦角 $\phi = 0$ として土の粘着力を一軸圧縮試験より求める。資料 B-1-1 と B-1-3 q_u の値の平均をとる。

$$c = \frac{1}{2} q_u = \frac{1}{2} \times \left(\frac{2.56}{2} + \frac{3.68}{2} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times (1.28 + 1.84)$$

$$= 1.6 \text{ t/m}^2$$

鋼材の許容応力度 (SS41) $\sigma_s = 1.600 \text{ kg/cm}^2$
安全率 $F_s = 3$

ロ. 支持力の計算

ポンプ場下部について支持力及び沈下量の検討を行う。

1) 荷重

矢板は吸水槽周辺に打込むものとして、図-2のように配置する。

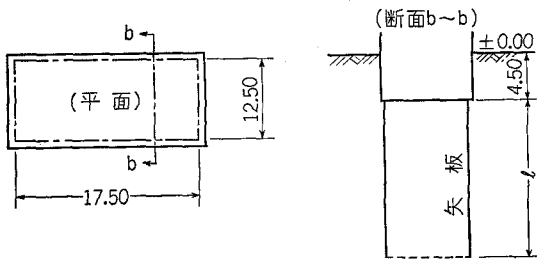


図-2

i) 荷重

吸水槽底面にかかる荷重は、図-3の如く

- ①~② 上屋荷重 278 t
 - ③~⑫ ポンプ荷重 86.7 t
 - ⑬~⑳ 下部荷重 1,442.9 t
- $\Sigma P = 1,807.6 \text{ t}$

水面を現地盤の TP ±0.0m とすれば、これ以下のコンクリートの浮力を考慮する。

⑭~⑱ 320.8 t

$$\therefore P = 1,807.6 - 320.8$$

$$= 1,486.8 \text{ t}$$

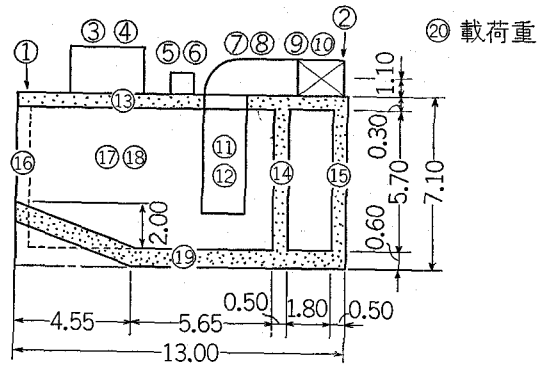


図-3

$$W = \frac{1,486.8}{12.5 \times 17.5}$$

$$= 6.80 \text{ t/m}^2$$

ii) 支持力の計算

粘性土地盤に根入りのある基礎の支持力は、図4のc面の支持力と周面粘着力から求められる。

「例題演習土質工学」より

$$R_{ac} = q_a + q_d = q_a + L_d \cdot \frac{c'}{3} \cdot \frac{1}{A} \dots \dots \dots (1)$$

R_{ac} : 許容支持力 (t/m²)

q_a : c面に於ける許容支持力 (t/m²)

q_d : 周面粘着力による許容支持力 (t/m²)

L_d : 周面面積 (m²)

c' : 粘着力 (t/m²)

A : 基礎の面積 (m²)

深さ D_f におけるc面の許容支持力を求める式として、テルツアギ、マイヤホフ、チュボタリオフ

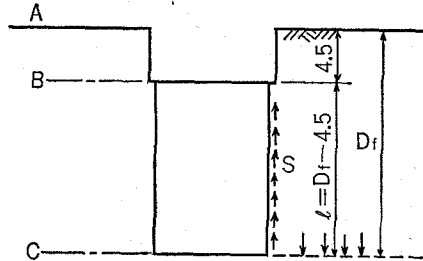
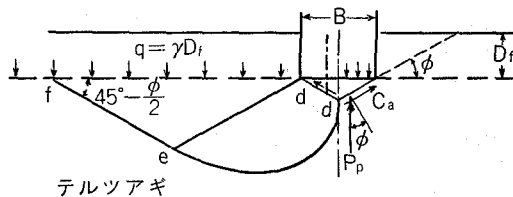
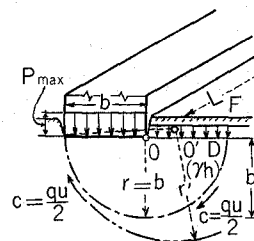


図-4



テルツアギ



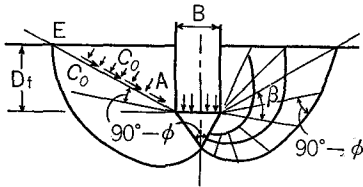
チュボタリオフ

図-5

等の式がある。

テルツァギは基礎底面までの押え盛土と、それ以下のセン断面を考えたもので比較的浅い基礎の場合に使われている。

マイヤホフの式はセン断面を基礎底面より上についても考えたもので、より現実的とされている。チュボタリオフは、スベリ面が基礎の一端を通る円弧と考へて、モーメントのつりあいから支持力を求めるもので、他の式よりやや危険側にある。マイヤホフは〔図-6〕のようなスベリ面を考へて支持力を求める式を誘導した。



マイヤホフの支持力理論

図-6

$$q_a = cN_c + \frac{1}{2} r \beta N_r + \sigma_0 N_q$$

ここに σ_0 は基礎の一端とスベリ面が地表面に出る点を結ぶ線AE上に働く垂直応力である。支持力係数 $N_c \cdot N_r \cdot N_q$ は摩擦角 ϕ とAEが、水平面となす角 β の関数であつて、 $-90^\circ < \beta < +90^\circ$ について図-7に示されている。

図-8に示すように $\beta < 0$ は傾斜面の途中にある基礎の場合であり、 $\beta = 0$ は地表面 $\beta > 0$ は根入れのある基礎を意味している。また $m = 0$ 又は $m = 1$ としての両曲線はそれぞれAE面にセン断面

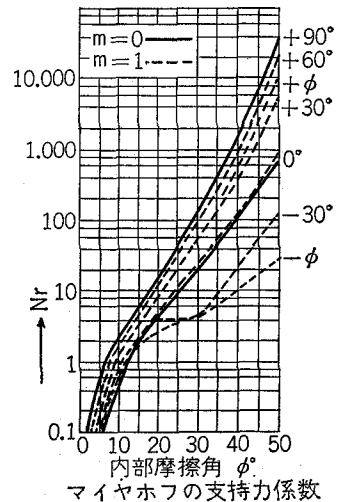
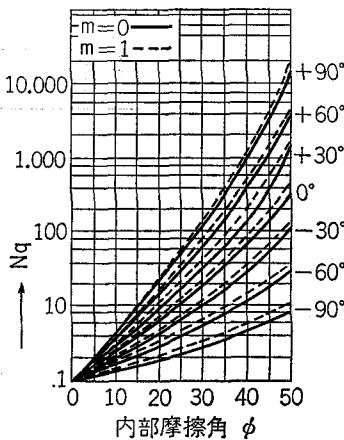
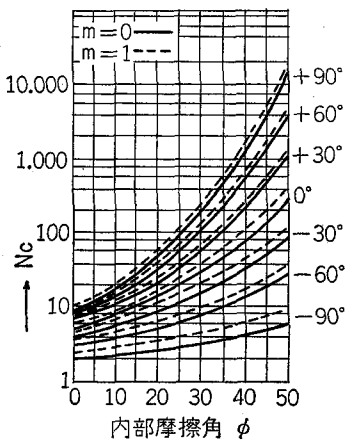
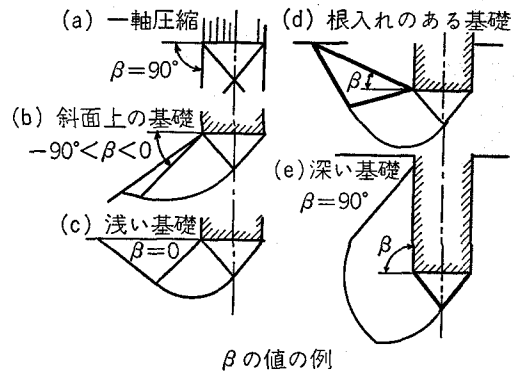


図-7



β の値の例

図-8

T_0 が全く働かないとしたとき($m = 0$)と完全に働くとした場合($m = 1$)をあわせており、この面のセン断抵抗の有無はあまり支持力に影響を与えないことがわかる。

この式はもともと浅い基礎だけでなく深い基礎にも適用できるところに特徴がある。

軟弱粘土地盤に対してマイヤホフは図-9のようなスベリ面を考へとした。

$$q_a = c N_{cq} + r D_f N_q \text{ とした}$$

ここに N_{cq} は図-10の値を用い $N_q = 1.0$ とすればよい。これはこのまま深い基礎の場合にも適用できる。

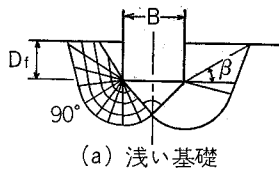
a. 底面(c面)の支持力

ここでは、マイヤホフの式を用いて

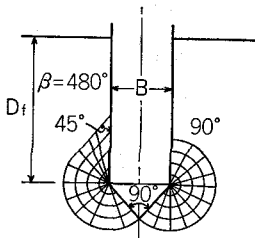
$$q_a = \frac{1}{3} c \cdot N_{cq} + r \cdot D_f \cdot N_q \dots\dots\dots(2)$$

c : 粘着力

N_{cq} : 複合支持力の係数



(a) 浅い基礎



(b) 深い基礎

$\phi=0$ のときのスベリ面

図-9

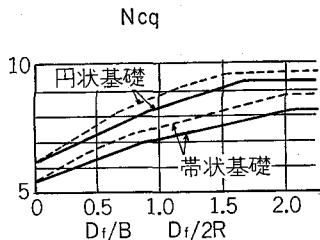


図-10

ここで $\frac{D_f}{B} = 1.2$ とすると

$$N_{cq} = 7.7$$

r = 土の単位重量 (t/m^3)

D_f : 根入長 (m)

N_q : 内部摩擦角による係数

$$N_q = 1.0$$

D_f を未知数とすると(2)は次のようになる。

$$q_a = \frac{1}{3} \times 1.6 \times 7.7 + 0.33 \times D_f \times 1.0 = 4.11 + 0.33 D_f \quad \dots\dots(3)$$

b. 周面摩擦力の計算……(1)の右辺コンクリートと矢板の外周面を考慮する。

$$q_d = LA \frac{c'}{3} \cdot \frac{1}{A} = \{(12.5 \times 2 + 17.5) \times 4.5 + (12.5 \times 2 + 17.5 \times 2) \times (D_f - 4.5)\} \times \frac{1.6}{3} \times \frac{1}{12.5 \times 17.5} = 0.15 D_f - 0.19 \quad \dots\dots(4)$$

※港湾構造物設計基準より

$$c < 3.5 t/m^2 \text{ の場合 } c' = c = 1.6 kg/m^2$$

$$\therefore R_{ac} = 4.11 + 0.33 D_f + 0.15 D_f - 0.19$$

$$= 0.48 D_f + 3.92 \quad \dots\dots(5)$$

c. c面に作用する荷重

$$R'_{ac} = 6.80 + (D_f - 4.5) \times 0.33 = 0.33 D_f + 5.32 \quad \dots\dots(6)$$

以上より許容支持力内の根入長は次のようになる。

$$0.33 D_f + 5.32 = 0.48 D_f + 3.92 \\ \therefore 0.15 D_f = 1.40 \quad \therefore D_f = 9.33 m \\ \therefore l = 9.33 - 4.5 = 4.83 \approx 5.0 m$$

したがって矢板長 5.0m とすれば支持力に対しては安全である。

八、圧密沈下の計算

a. 矢板長 5.0m として沈下量の計算を行う。

荷重は根入れ底面に作用するものとして計算する。

圧密計算に必要な諸元は資料ボーリング B-1-3 を採用し次のとおりとする。

$$\text{土の単位重量 } r = 1.33 t/m^3$$

$$\text{間ゲキ比 } e = 3.61$$

$$\text{圧縮指数 } c_c = 1.33$$

粘土層は一層とし、-24.50m までとする。

正規圧密粘土の沈下量の計算は次式で与えられている。

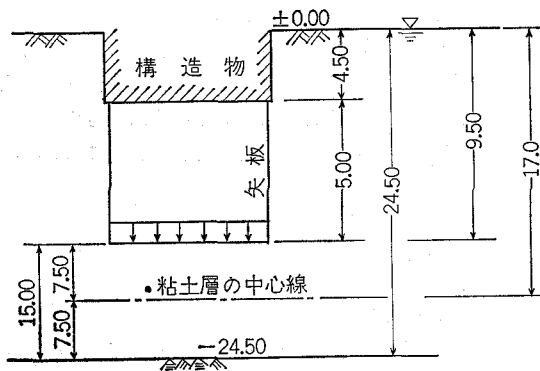


図-11

$$S = \frac{c_c}{1+e_0} \cdot H \cdot \log \frac{P_1 + \Delta P}{P_1} \quad \dots\dots(7)$$

S : 圧密沈下量 (cm)

c_c : 圧縮指数

e_0 : 初期間ゲキ比

H : 粘土層の厚さ (cm)

P_1 : 載荷前の有効上載圧力 (kg/cm^2)

ΔP : 増加圧力 (kg/cm^2)

有効土被り圧 (P_1)

$$P_1 = 17.00 \times 0.33 = 5.61 \text{ t/m}^2$$

増加圧力 (ΔP)

増加圧力は構造物が排除する土重量を差引くことができる。

$$\Delta P = 6.8 - 4.5 \times 0.33 = 5.32 \text{ t/m}^2$$

また、矢板底面における荷重は(4)式より矢板の摩擦力を除いて次のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta P'' &= 5.32 - (0.15 - 0.19) \\ &= 4.09 \end{aligned}$$

長方形等分布荷重の作用する、深さ z における地中応力 σ_z は次式で表わされる。

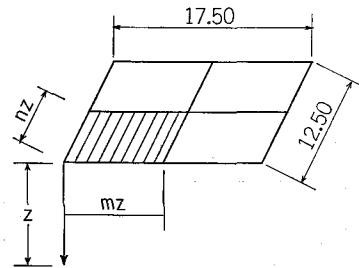


図-12

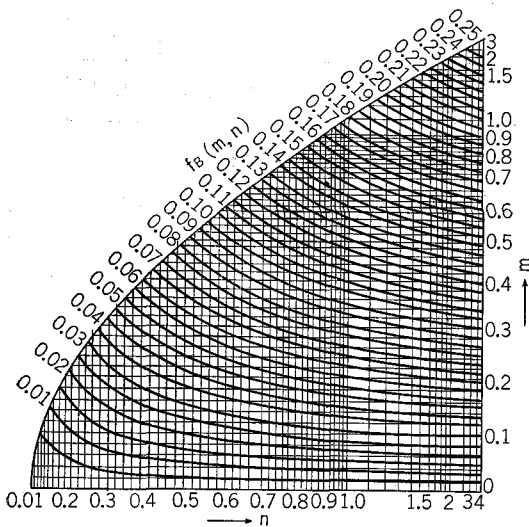


図-13

$$\Delta P = q \times f(mn) \dots \dots \dots (8)$$

$$\begin{aligned} f(mn) &= \frac{1}{2\pi} \left\{ \frac{m \cdot n}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \cdot \frac{m \cdot n}{(m^2 + 1)(n^2 + 1)} \right. \\ &\quad \left. + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{m^2 + 1}(n^2 + 1)} \right\} \dots \dots \dots (9) \end{aligned}$$

$$z = 7.5 \text{ m}$$

$$m = \frac{8.75}{7.5} = 1.17$$

$$n = \frac{6.25}{7.50} = 0.83$$

図-13より

$$f(m \cdot n) = 0.172$$

$$\therefore \Delta P = 4.09 \times 0.172 = 0.70 \approx 0.070 \text{ kg/cm}^2$$

(7)に代入すると、

$$\begin{aligned} S &= \frac{1.33}{1+3.61} \times 1500 + \log \frac{0.561+0.070}{0.561} \\ &= 432.75 \log 1.1248 \\ &= 22.11 \text{ cm} \end{aligned}$$

建築基礎構造設計基準では許容沈下量を、フーチング基礎で5~10cm ベタ基礎で15~30cm内とされている。ここでは許容を10cm以内とする。

e. 依って前記条件では満足を得ないので矢板長を12mとして沈下量の再計算を行うと。

$$P_1 = 20.5 \times 0.33 = 6.77 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P = 5.32$$

(4)より

$$\begin{aligned} \Delta P'' &= 5.32 - (0.15 \times 16.5 - 0.19) \\ &= 3.04 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

地中応力 (ΔP)

$$z = 4.0 \text{ m}$$

$$m = \frac{8.75}{4.3} = 2.19 \quad n = \frac{6.25}{4.0} = 1.56$$

$$f(m \cdot n) = 0.226$$

$$\therefore \Delta P = 3.04 \times 0.226 = 0.69 \text{ t/m}^2$$

(7)に代入すると

$$\begin{aligned} S &= \frac{1.33}{1+3.61} \times 800 \times \log \frac{0.677+0.069}{0.677} \\ &= 0.97 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{O. K.} \end{aligned}$$

以上より矢板長を12mにすれば許容沈下量内となる。

圧密時間の計算

両面排水の場合、圧密経過時間 t は次式より求まる。

$$t = \frac{H^2 \cdot T_v}{4 C_v} \text{ (sec)}$$

H : 粘土層の層厚 (図-14)

T_v : 圧密 \sqrt{Z} に対する時間係数

C_v : 圧密応力が $P_1 + \Delta P$ に増加する場合の平均圧密係数は $2.12 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ (表-1)

$$\therefore t = \frac{800^2 \times T_v}{4 \times 2.12 \times 10^{-3}} \text{ (sec)}$$

$$= 1.26 \times 10.6 T_v \text{ (min)}$$

$$= 8.74 \times 10.2 T_v \text{ (day)} = 29.1 T_v$$

$\dots \dots \dots$ (month)

尚、矢板長を $\ell = 12.0 \text{ m}$ としたときの許容荷重は

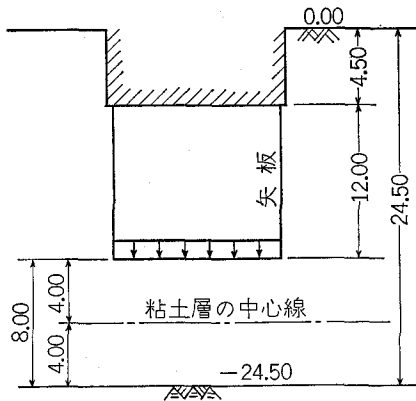


図-14

$$LA \cdot \frac{c'}{2} \cdot \frac{1}{A} = \{(12.5 \times 2 + 17.5) \times 4.5 + (12.5 + 17.5) \times 2 \times (D_f - 4.5)\}$$

$$= 0.22D_f - 0.29$$

$$\therefore R_{ac} = 6.16 + 0.33D_f + 0.22D_f - 0.29$$

$$= 5.87 + 0.55D_f$$

(6)より

$$R'_{ac} = W + (D_f - 4.5) \times 0.33$$

$$= W + 0.33D_f - 1.49$$

$$W + 0.33D_f - 1.49 = 5.87 + 0.55D_f$$

$$W = 0.22D_f + 7.36$$

$$D_f = 4.5 + 12 = 16.5 \text{ m}$$

$$\therefore W = 0.22 \times 16.5 + 7.36$$

$$= 10.99 \text{ t/m}^2 > 6.8 \text{ t/m}^2 \text{ (常時)}$$

表-1

U (%)	10	20	30	40	50	60	70	80	90
S (cm)	0.97	1.95	2.92	3.89	4.87	5.84	6.81	7.78	8.76
Tu	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848
t (day)	6.99	27.09	62.05	110.1	172.2	250.8	352.2	495.6	741.2
" (month)	0.23	0.90	2.07	3.67	5.73	8.35	11.73	16.50	24.68
" (year)	0.02	0.08	0.17	0.31	0.48	0.70	0.98	1.38	2.06

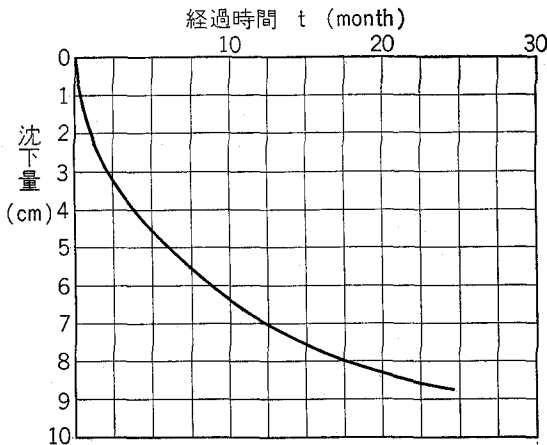


図-15

次のようになる。

ただし $F_s = 2$ とする。

(1)(2)より

$$q_a = \frac{1}{2} \times 1.6 \times 7.7 + 0.33 \times D_f \times 1.0$$

$$= 6.16 + 0.33D_f$$

全く安全である。

二. 基礎処理

矢板内の土砂の処理については今、矢板を考えない場合には、図-16のように構造物底面にせん断面を生じ、土砂は横方向へ押出されようとする。したがってこの力が強いほど矢板を打込めば条件が良くなる。

すなわち、せん断面内をシルトあるいは粘土質土をジェット水により洗出し砂に置換えることにより更にせん断抵抗が増大し、上部工構造に対してより安

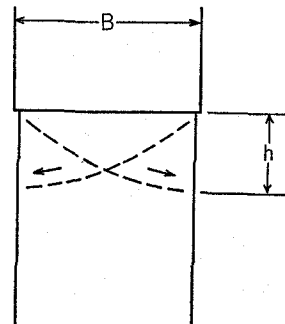


図-16

全となる。

また、ジェット水はロッド2mを使用し圧力を2 kg/cm²を与えることにより表層下4.0m以上の改良がされ容易に作業も出来る。

ホ. 矢板の計算と施行上の要点

矢板に加わる荷重として、鉛直方向と矢板上端の水平方向による荷重が考えられるが、ポンプ場下部が4.5mの根入れを持ち短期荷重に対しては土と同時に働くものと考えられるため、ここでは鉛直荷重のみ検討する。

矢板全長にかかる荷重1486.8

矢板1板当りにかかる荷重

$$P = \frac{1486.8}{60} \times 0.4 = 9.9 \text{ t/枚}$$

鋼矢板Ⅱ型を使用したとき

$$\sigma_a = \frac{P}{A} \quad I = 61.18 \text{ cm}^2$$

$$= \frac{9.900}{61.18} = 162 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

このように矢板の内側では、側方出の荷重が考えられ、矢板のからみ合がはずれると中の土砂が流出し下部の沈下が考えられる。したがって施工には矢板は完全に連結し、また、矢板の連結幅が長ければ、より危険となるため、この防止策も必要となる。ここでは中央に補強矢板を入れることとした。

3. 経済性の比較

矢板かこい工法と鋼管杭の場合を比較すると60%工費の節約を計ることができ施工が容易であり工期を短縮できる利点がある。

参考文献

- 「軟弱地盤の調査、設計、施工」……土質工学会
- 「土と基礎の設計法」……土質学会
- 「港湾構造物設計基準」……日本港湾協会
- 「建築基礎構造設計基準」……日本建築学会
- 「例題演習、土質工学」

NEWJEC

土木、建築、電気、機械の
総合コンサルタント



株式会社 新日本技術コンサルタント

取締役社長 松本 栄治

専務取締役 丸山 二郎
工学博士

常務取締役 田中 治雄
工学博士

プロジェクト 長野 秀二郎
部長

プロジェクト 溝口 旦元
部長

土木第3部 松井 豊
部長代理

本社 大阪市南区長堀橋筋1-3 丸善石油ビル TEL 245-4901
 東京支社 東京都渋谷区広尾5-4-12 ダイヘン大成ビル TEL 442-7433
 名古屋事務所 名古屋市中村区弥生町4-24 八栄ビル TEL 581-7935

土砂トンネルの機械掘さくと湧水処理工法

稲 葉 延 寿* 加 川 清**

目 次

まえがき.....(44)	(5) トンネル湧水処理工法.....(50)
(1) 工事概要.....(44)	i) 排水計画.....(50)
(2) 地形ならびに地質.....(45)	ii) 透水係数.....(50)
(3) 掘さくと巻立の設計.....(46)	iii) ディープウエルの配置.....(50)
(4) 土砂トンネルの機械掘さく工法.....(47)	iv) 揚水量の計算.....(50)
i) 機械施工.....(49)	v) 動力の決定.....(51)
ii) 掘さく機の作業能力.....(49)	vi) ディープウエルの施工.....(52)
iii) 掘さくの標準サイクルタイム.....(49)	vii) 湧水処理後のトンネル掘さく.....(52)
iv) 作業員の標準編成.....(49)	あとがき.....(52)
v) 掘さく機の機械経費.....(50)	

まえがき

最近の輸送の高度化と多様化および生活環境の向上の必要性が、トンネル工事の急増を促がしていることは、日本のみならず世界的な傾向である。このため技能労務者の不足、人件費の高騰を背景に、トンネルの機械化施工が急速に注目されだし、超硬岩のR.T.M(トンネルボーリングマシン)の開発、軟弱土質におけるシールド工法など、その研究開発はめざましい発展をとげている。しかしながら、経済性その他から見て、これに代るべき工法も研究開発すべきで、総合的に建設場所に適した工法を採用すべきである。

本稿は、水資源開発公団の房総導水路建設事業により新設される導水路(延長36km)の各トンネルにおいて、全長にわたり、発破を使用せず機械掘さくを試み、安全に、人力掘さくにおとらない相当の成果を得ているが、そのうち17号トンネルにおいて湧水地帯に遭遇し、その排水処理方法として、下坑口側は圧気工法を採用、上坑口側はディープウエル工法を採用し、トンネル工事の近代化に努めているので、その一端を報告し、今後の土砂トンネルの施工上の参考にしたい。

(1) 工事概要

房総導水路建設事業は、千葉市から君津市に至る地域へ上水道用水0.4m³/s、市原、木更津地域へ工業用水7.0m³/sを供給するとともに、九十九里沿岸地域へ上水道用

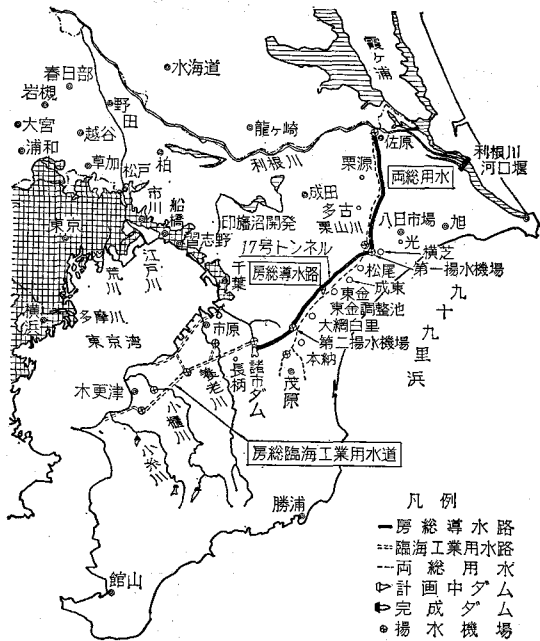
水0.4m³/sを供給することを目的とするものである。利根川からの取水は、佐原市粉名口地先の両総用水取水樋門にて行ない、かんがい期は、そのかんがい用水と合せて最大17.5m³/s、それ以外の期間は最大13.2m³/sを取水する。なお導水は、既存の国有土地改良財産である両総用水施設の一部約20kmを改修共用し、さらに栗山川から再取水し、幹線導水路延長約36.0kmを新設すると共に、調整池として、貯水量1,000万トンの長柄ダムおよび貯水量230万トンの東金ダムを建設するもので、総事業費386億円で、予定工期は昭和45年7月から昭和53年3月までである。(図-1参照)

そのうち房総導水路の17号トンネルは、前述の新設導水路の中流部に位置し、計画諸元は次のとおりである。

延 長	516m(上坑口より掘さく分)
	1,228m(下坑口より掘さく分)
計画流量	13.0m ³ /s
断 面	標準馬蹄型 2r=3.40m
標準巻厚	33cm(図-2参照)
水路こう配	1/2,100

本工事は昭和46年9月に着手し、昭和48年12月完成予定で、現在鋭意施工中であるが、トンネル粘さく工法としては、最近ようやく採用され始めた土砂トンネル掘さく機を使用し、湧水処理工法として上坑口側はディープウエルおよびウエルポイント工法を、下坑口側は圧気工法を採用し、成田層群の細砂と湧水に挑みながら掘さく中である。現在の進捗状況は、上坑口側は掘さく延長295m、コンクリート巻立204m、下坑口側は、掘さく延長813m、コンクリート巻立757mである。

* 水資源開発公団房総導水路建設所
** " " 東金出張所



図一 房総導水路計画一般平面図

圧気工法については、土木施工（山海堂発行）10月号に掲載されているので、ここでは上坑口側の工事計画と施工について報告したい。

(2) 地形ならびに地質

トンネル位置は、房総半島中央部、千葉市の東南東に位置し、常総台地を小河川が樹枝状に開析して谷を作り、起伏の乏しい山地と沖積平野を形成している。

この丘陵地は、九十九里海岸の平野と40~60mの明瞭な海蝕崖をもっており、東南方の海岸寄で高く、北西方の成田方面に向かって極めてゆるく傾斜している。これは、この地域の地質を構成する笠森層や成田層が北西へ1~2° 緩く傾斜する構造によく一致している。

この地区の地質は、表一に示す様に新生代、第四紀に属する。

地山の最下部には笠森層があり、地蔵堂層および成田層等の成田層群がこれに重なっている。これを被覆して火山灰性の粘性土即ち下末吉ローム、武蔵野ローム、立川ロームに対比される関東ロームが発達している。又成田層群中に小礫混りの砂があり、これらは部分的にレンズ状となり、滞水帯となっている。

トンネル坑口より約120m区間は、土被り12m程度の

表一 地質総括表

時代	地層名		層相	記 事		
新 世	沖積世	崖錐堆積物 (dt) 埋 土 (b)	砂, 粘 性 土	山地の崩壊土砂, 埋土, 盛土など。		
		沖 積 層 (al)	シルト質細砂~ 砂質シルト	沢に発達。軟弱な地層。腐植土をはさむ。		
生 代 ・ 第 四 紀	上 部	関東ローム層 (1 m)	火 山 灰	武蔵野立川ロームに対比(?)		
		常総粘土層 (1 c)	凝 灰 質 粘 土	暗赤紫~乳灰色の半固結状粘土。標高55m以上に分布。下末吉ロームに対比(?)		
	洪 積 世	下総層群 (成田層群)	成 田 層	Ns	細 砂 ~ 中 砂	黄灰色。表層部では風化により粘土化しているところが多い。
				Nc	粘 土, シ ル ト	
		地 蔵 堂 層	Js	シルト質細砂 細 砂	黄灰色を呈する。未固結なるも、よくしまっている。N値≒50。泥管、粘土のレンズが多い。Js は上部に発達。	
			Jsl	主として砂質 シルト		
	紀 世	上総層群	笠 森 層	Jc	粘 土	薄層として挟在される。
Ks				主として砂質 シルト シルト質細砂	暗青灰色。半固結~固結状 N値>50。Ks は上部に発達。	
Ksl	シルト~粘土質 シルト					

注) ①下総層群の地層に対しては研究者により、その区分の仕方や地層の命名が異っている。ここでは、関東第四紀研究グループ(1969):南関東の第四系と海水準変動, 地学団体研究会, 「日本の第四系」に従う。

②地層の境界の~~~~は不整合, ~~~~~は整合を表わす。

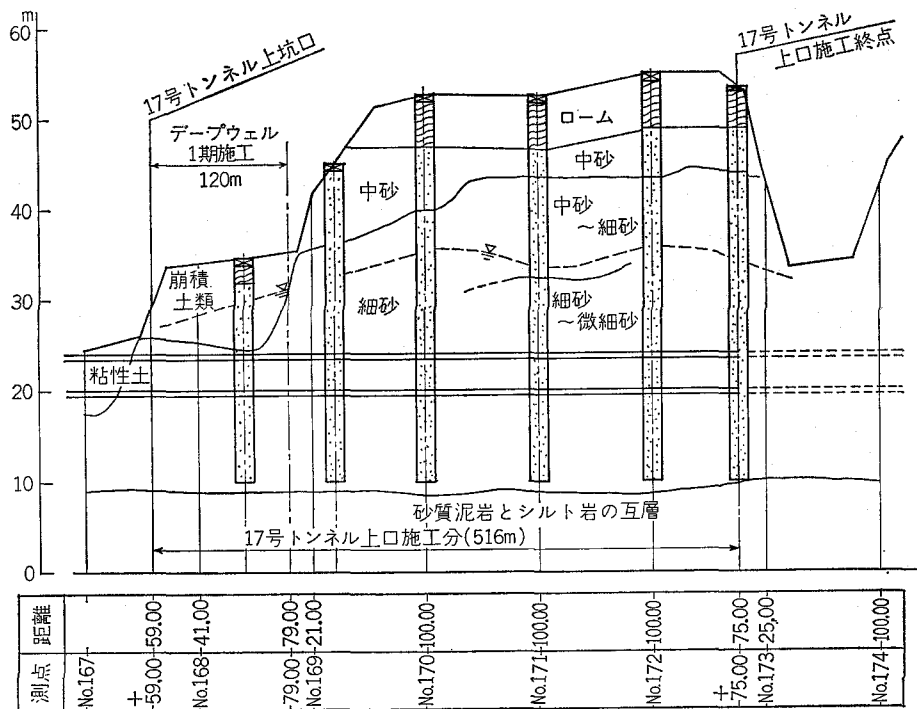


図-2 17号トンネル(上口施工分)地質縦断面図

杉林で緩斜面であり、さらに約 400m間は土被り20~30 mで、地表には人家はなく、杉林、畑などである。トンネル着工前の土質調査結果は図-2に示すとおりである。

トンネル通過位置の地質は、下部が洪積世初頭に堆積した笠森層で、固結シルト、シルト質細砂(固結)からなっており、色は暗青色を呈し、0.1m~1.0m程度の間隔で薄い水平砂層を挟んでおり、地下水の湧水量の程度により流砂現象を起こす可能性が大きく、掘さく中崩落の危険性がある。尚透水係数は、固結シルトで $k=8.34 \times 10^{-5}$ 、細砂層で $k=2.80 \times 10^{-3}$ 程度である。

(3) 掘さくと巻立の設計

房総導水路におけるトンネルは、前述のごとく地質学的に土砂トンネルであり、土砂トンネルは岩トンネルと違って土粒子間の応力が小さく、各種地圧が相当大きく、また掘さく後時間の経過と共に地圧の増加も大きいと思われる。そのため地圧に抵抗できる支保工およびコンクリート巻立を早めに施工し、地圧の増加を防止する必要がある。

各トンネルのタイプ基準およびトンネルタイプ別設計数量は、表-2、表-3のとおりである。このうち主なタイプの標準断面図は図-3のとおりである。

表-2 トンネルタイプの基準

トンネルタイプ	施 工	地 質	N 値	土 被 り	摘 要
A	素掘り 無筋コンクリート	笠森層 固結シルト	50以上	3 De 以上	非常によく締った固結シルト層で湧水がない
B	掛矢板50%支保工 H-125 ×125 ctc 1.500 無筋コン クリート	笠森層 固結シルト	50以上	3 De 以上	よく締った固結シルト層、湧水多少あり
C	掛矢板および縫地矢板、支 保工 H-125×125 ctc 1.200 無筋コンクリート	地藏堂層、蓼 層、砂質土、 シルト質細砂	50以上	1.5 De 以上	アーチ部は縫地および掛矢板併用、よく締った砂質土湧水多少あり
D	縫地矢板90%支保工 H- 125×125 ctc 1.000 無筋コンクリート	地藏堂層、蓼 層、砂質土	30以上	1.5 De 以上	全周縫地矢板ルーズな砂質土、湧水あり
E	縫地矢板90%支保工 H- 125×125 ctc 0.900 鉄筋 コンクリート	各 層	30以上	1.0 De 以上	全周縫地矢板原則として坑口に摘要

表-3 トンネルタイプ別設計数量

名称	タイプ	A	B	C	D	E	摘要
内空断面 (m ³)		9.587	9.587	9.587	9.587	9.587	
設計巻厚 (cm)		19	19	28	33	40	アーチ部
支保工建込間隔 (m)		無支保	1.5	1.2	1.0	0.9	
掘削断面 (m ²)		13.553	13.616	16.462	17.205	18.509	
1サイクル進行長 (m)		1.5	1.5	1.2	1.0	0.9	
1サイクル掘削量 (m ³)		20.330	20.424	19.754	17.205	16.658	
アーチサイド1m当 コンクリート量 (m ³)		3.381	3.392	4.771	5.384	6.276	
インバート1m当 コンクリート量 (m ³)		0.585	0.639	0.885	1.021	1.199	
アーチサイド1パレル コンクリート量 (m ³)		40.6	40.7	57.3	64.6	75.3	1パレル 12m

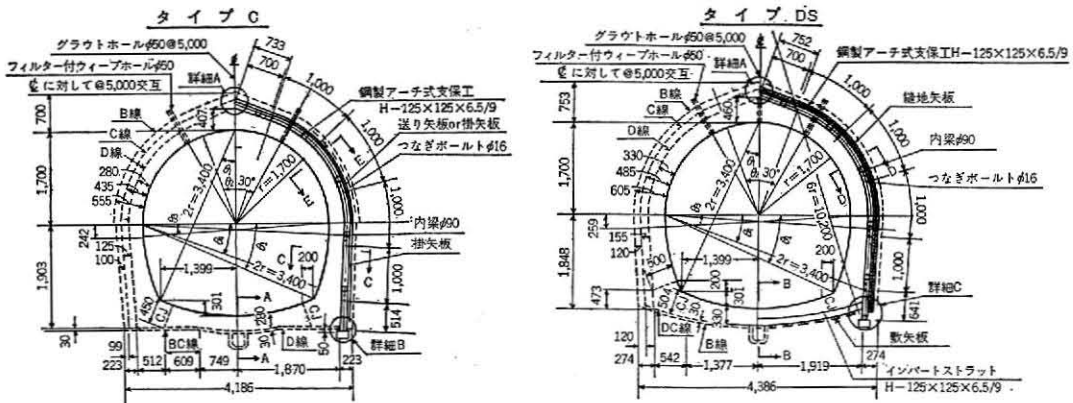


図-3 タイプ別標準断面図

(4) 土砂トンネルの機械掘さく工法

土砂および軟岩トンネルの掘さく工法は、従来は木製支保工を使って底設或は頂設導坑を縫地工法で掘さくしてから切抜けて行く工法が主であったが、鋼アーチ支保工の使用が一般化するにつれて、その掘さく工法も進歩し、ピックを使用した全断面工法へと変わって来た。こうした軟弱地盤のトンネル掘さくはほとんどの場合湧水をとめない、一般に土かぶり浅いことなどからして危険であり、さらに作業環境の悪く中で多くの労働力を必要とし、また掘さくされた断面が不規則で大きな余掘りを作ってしまふなどいろいろな問題点がある。加えて最近では工事量が増大し、トンネルの労働者が不足し、特に熟練労働者の確保が困難となって来ている。

トンネル工事の機械化はこれらの解決のために関心が高まったものと考えられるが、人手を出るだけにはふいて、かつ能率よく安全に施工することが大きな目的である。

最近では炭鉱用の採掘さくの対象として開発された追切機(ダックス、ロードヘッタ、カッターロードなど)

を土木の分野にも採用して、土砂および軟岩トンネルの掘さくの機械化に貢献している。

ここで、これらの機械を使った場合の、普通工法(発破工法)に比べて考えられた利点、欠点を簡単に列挙するとつぎのようである。

利点:

- ① さっ孔、爆破、ずり積みの不連続作業が掘さく機

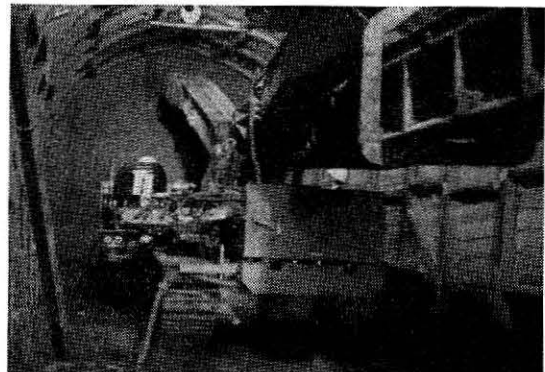


写真-1 ウェストファリアFL-R23型(ダックス)による掘削中の切羽

- 1台の単純な連続作業でできる。
- ① 爆薬を使わないので危険な作業が少ない。
 - ② 余掘りが少なく、覆工コンクリートの節約ができる。
 - ③ 地山をいためないで、他の構造物に影響をあたえない。

- ④ 掘さく作業が単純化され、作業人員が少ない。
 - ⑤ 坑内空気の汚染が少なく、振動、騒音もない。
 - ⑥ 適当な岩質ならば掘進速度が早い。
- 欠点：
- ⑦ 機械の購入価格が高い。
 - ⑧ 岩質の変化に対する適用性の範囲がせまい。

表-4 国産掘削機の主要諸元一覧表

会社名	型式		本体寸法			総重量 t	接地圧 kg/cm ²	掘削仕上り寸法			切 削 部				
	記号	タイプ	全高 m	全長 m	全幅 m			全幅 m	床上 m	床下 m	回転数 50Hz/ 60Hz r.p.m	ドラム 径×幅 m	原動機	カッター 種類	カッター 数
大 カ 空 機 1 ロ ー ダ ー	CL-81	クローラータイプ	2.10	7.35	2.02	9.5	0.61	4.20	4.36	0.50	145/170	0.3φ ×0.5	油圧 モーター PS 33	デタッチ ブルカッター ビット	32
	CL-82	レール式	1.90	7.31	1.82	9.0	—	4.20	4.36	0.30		"	PS 38	"	"
	CL-82S	ホイール式	"	"	1.42			3.65	4.72	"	160/190	"	PS 38	"	"
	CL-82 RA	圧縮式 レール式	1.95	7.12	1.60	4.5 ユニット 本体6.5	—	"	"	1.10	"	"	PS 40	"	"
	CL-101	クローラータイプ	2.72	9.63	2.83	14.0	0.78	4.88	5.70	0.80	145/170	"	PS 42	"	"
	CL-102	レール式	2.48	9.54	2.00	13.5	—	4.59	"	0.68	"	"	PS 42	"	"
油 フ ラ イ 谷 (ダ ク ス ロ ー ダ ー)	FL-S05	レール式	1.73	5.76	1.41	5.0	—	3.05	3.60	0.52	200	0.34	油圧 モーター PS 44.8	ドラムカ ッター	6×6
	FL-R06	クローラータイプ	1.74	"	1.66	5.5	—	3.06	"	0.51	"	"	PS 44.8	"	"
	FL-21	油圧定置式	1.08	"	1.54	—	—	2.78	3.35	0.88	"	"	PS 44.8	"	"
	FL-R23	クローラータイプ	2.52	9.97	2.46	12.5	0.82	4.38	5.45	0.94	114	約0.5φ	PS 64.5	"	"
三 井 三 池	MRH -45	クローラータイプ	1.83	11.46	1.70	17.5	0.9	4.30	4.15	0.32	43/ 52	620× 720φ	電動機 45KW	円錐型	30
	MRH -S90	クローラータイプ	2.30	13.77	1.20	"	1.1	5.40	5.30	0.35	58/ 90	× 1000φ	" 90KW	"	50

表-5 掘さく機の作業能力(地山 m³/h)

地 質	背 加 (m ²)	使用掘さく機	1時間あたり 作 業 能 力	備 考
黒灰色シルト岩 (圧縮強度 18 kg/cm ²)	16.5	ダックス FL-R23	17~19	今回の短期調査より 18号トンネルの実績
黄褐色半固結細砂	(16.5) (17.2)	"	21~22	" 13号, 14号トンネルの実績
"	16.5	ロードヘッダ MRH-S40N	24~28	" 18号トンネルの実績
三浦第三紀層土丹 (圧縮強度80~100 kg/cm ²)	上部半断面 35	ダックス FL-R23	15~25	施工技術第4巻第4号より 生田トンネル
" (N値 100以上)	φ3.479mのシ ールド内掘さく	ダックス FL-S05	5.8	施工技術第3巻第2号より 多摩川下水道幹線
笠森層砂質泥岩 (圧縮強度 10~16 kg/cm ²)	12.8	ロードヘッダ MRH-S40C	15~25	コンストラクション第10巻5号 より, 土気トンネル
"	上部半断面 30.6	" MRH-S75	20~30	建設機械化研究所実測 土気トンネル
凝 灰 岩 (圧縮強度 174 kg/cm ²)	31.8	MRH-S90	7.2~8.8	農業土木 285号 早瀬野ダム仮排水路
砂 岩 (細 粒) (圧縮強度 40 kg/cm ²)		MRH-S40N	15.1 36.6	土木施工10月号 "

1) 機械施工

房総導水路におけるトンネル掘さくで使用している機械および国産化されている機械の主要諸元は、表-4のとおりである。

これらの機械は、R. T. M. が掘さく断面を円形で、かつ断面を僅かしか変更することが出来ない欠点を有しているのに対して、切さく部がアーム式の機構になっているため、切羽を直視しながら任意の断面に掘さく出来ることが大きな特徴である。

ii) 掘さく機の作業能力

掘さく機の1時間あたり作業能力は表-5のようである。なお参考までに表-5には、同型掘さく機の他の工事現場における掘さく実績も併記しておいた。

iii) 掘さくの標準サイクルタイム

各トンネルの掘さくのサイクルタイムの調査結果を検討した結果、“ほぼ標準的なサイクルタイム”は表-6のように考えられる。

iv) 作業員の標準編成

切羽の作業員の標準編成(超過勤務相当の割増しなどを含まないNetの配置人員)は、つぎのように考えられる。

- 班 長……………1 人
- 掘さく機運転工……………1 人
- ロ コ……………(列車台数)×1人
- 坑 夫……………3 人

なお、このほかに坑内の排水、線路保守、バッテリーの

表-6 掘さくの標準サイクルタイム(分)

作業内容		サイクルタイム		備考
地 質		黒灰色シ ルト岩	黄褐色半 固結細砂	
切 羽 湧 水		滴 水	(湧水処理 工施工済)	
トンネルタイプ		C (支保工間 隔 1.2m)	Cs Ds (支保工間 隔 1.0m)	
掘 準 備		0~5	0~5	
さ 機 械 掘 さ く		[表-5]より算定する		
く 跡 片 付 け		0	0	
ずりトロ待ち				
支 準 備		10~25	10~25	
保 あたり取り		20~30	20~35	
工 建 込 み		20~35	20~35	
インバート		0	15~25	
ストラット		0~5	0~5	
跡 片 付 け		0~5	0~5	
そ の 他	人力掘さく	0~10	6~10	モノレールコ ンベヤを対象
	線路延伸	0~10	0~10	
	コンベヤ移動	0~5	0~5	
	測 量	5~10	5~10	
損 失		0~10	0~10	
合 計		170~220	150~210	機械掘さく、 ずりトロ待ち を含む

表-7 建設機械損料算定

機 械 名	土工工事用機械 パワーショベル	トンネル工事用機械				
		ロ ー ダ	岩石トンネル 掘 進 機	掘 さ く 機	掘 さ く 機	
規 格	平積み 1.2m ³	レール式(コン ベヤ付き)0.6m ³	掘さく径 4,300mm	ダックス FL-R23型	ロードヘッド MRH-S40C型	
重 量 (t)	46	11	141	11.5	15	
耐 用 時 間 (h)	9,100	4,800	10,500	5,000	5,000	
年 数 (年)	7	4	7	4	4	
年 間 標 準	運 転 日 数 (h)	1,300	1,200	1,500	1,250	1,250
	日 数 (日)	200	150	250	150	150
	供 用 日 数 (〃)	260	200	300	200	200
定 期 整 備 費 率	0.80	0.72	0.60	0.75	0.75	
現 場 修 理 費 率	0.34	0.25	0.85	0.25	0.25	
年 間 機 械 管 理 費 率	0.06	0.06	0.065	0.06	0.06	
運 転 時 間 当 り 損 料 率 (×10 ⁻⁶)	175	296	181	290	290	
供 用 日 当 り 損 料 率 (×10 ⁻⁶)	478	863	431	863	863	
参 考	標準状態の場合の運 転時間あたり損料率 (×10 ⁻⁶)	270	440	267	428	428
	運転経費として積算 すべき消耗品		コンベヤベルト	カッタ		
摘 要	建設省大臣官房建設機械課編“建 設機械等損料算定表”より		“水と土”創刊号 (1970年7月)より、 稲田長徳氏ほか			

表一 8 運転経費として積算すべき消耗品 (ダックスFL-R23型)

取付箇所	部 品 名	1台分の取付数量	単 位	1組あるいは1本 あたりに対する 部 品 の 寿 命 (m ³ 数)	摘 要
カッタアーム側	カッティングドラム	1	組	6,000	カッタ歯先は特殊溶接棒で盛金し再使用
〃	チェーンリンク	(189L) 1	〃	2,000	
〃	スクレーパ	15	個	1台分あたり 2,000	
〃	リンクプレート	19	〃	1台分あたり 20,000	
〃	チェーンホイールドラム	カッティングドラム側1	組	6,300	
〃	〃	く動側 1	〃	2,500	
〃	アッププレート	2	枚	1台分あたり 13,000	
ジブ側	チェーンリンク	(205L) 1	組	4,000	
〃	スクレーパ	28	個	1台分あたり 40,000	
〃	リンクプレート	31	〃	1台分あたり 40,000	
〃	チェーンホイールドラム	リターン側 1	組	12,600	
〃	〃	く動側 1	〃	5,000	

注) ほかに油脂交換の時期および量, 作動油, 初回 200Hr, 以降 1,000Hr 各500ℓ

充電などに必要な作業員, それに機械工, 電工も付け加える必要がある。

v) 掘さく機の機械経費
イ, 機械損料

土砂トンネルの掘進機は, 新機種のため「建設機械等損料算定表」(社団法人日本建設機械化協会発行)にも記載されていない。そのため損料算定に必要な諸係数は, 使用場所, 機械の構造の程度, 使用状況などから同等程度と考えられる他機種などの例を参考に定めると表一7のとおりで, トンネル用のローダ(ロッカーショベル)の諸値にかなり近いものと考えられる。

ロ, 運転経費に計上すべき機械の消耗部品

掘さく機の特徴として, 岩や土砂を直接接触して損耗の著しい消耗部品は運転経費に計上すべきで, これらの部品は表一8のとおりである。

ハ, その他の材料

以上の他に掘さく機の運転経費に計上すべき主材料として電力がある。掘さく機の消費電力料は, 設備モーターの40~50%の負荷率と考えて算出出来る。

(5) トンネル湧水処理工法

土砂トンネルの掘さくは, 主として湧水のために掘さくが不可能となるか, または掘さく能率を低下させる場合が多い。特に機械掘さくの場合は, 機械の構造機能上, 湧水が多いと掘進は完全に止り致命的である。

湧水処理工法として施工法により分類すれば, 表一9のように大別出来, これらの工法の選定については, 地質, 湧水量, 湧水圧, 湧水の原因, 崩壊箇所, 工期, それに附近への影響等を考慮して検討しなければならない。

表一 9 湧水処理工法

排水種別	湧 水 処 理 工 法
自然排水	導坑による排水, 水抜う回坑, 長孔ボーリング
強制排水	ウエルポイント ディープウエル。 ポンプ
止水工法	注入工法 凍結工法 圧気工法

i) 排水計画

当工事は, 土質状態から判断し, 掘さく面は浸透水圧によりクイックサンド現象がおこり, 掘さく面の土砂流出で掘進不能が想定されるので, 地質, 土かぶり, 地表の状況等からディープウエルによる排水を計画した。

なお注入工法は, 排水の流末に東金市の上水道取入口があるので, 公害の影響を考え検討除外した。

ii) 透水係数

透水係数の推定は地質調査の結果より次のとおりである。

$$K = 5.7 \times 10^{-4} \text{ m/min}$$

iii) ディープウエルの配置

地質調査の結果より, 透水係数及び影響半径はかなりのバラツキがあると考え, ウエルの配置を図一4の如く決定した。

iv) 揚水量の計算

揚水量の算定は, 土質調査の結果より, 掘さく面に粘土を含む不透水層があるので, 地下水は被圧状態にあるものと考え, またトンネルインバートより約5m下にも不透水層らしきものがあるので, 完全貫入の被圧井戸として考え, 平衡式で計算した。

なお水位低下目標をトンネル中心で掘さく面より1m下とした。

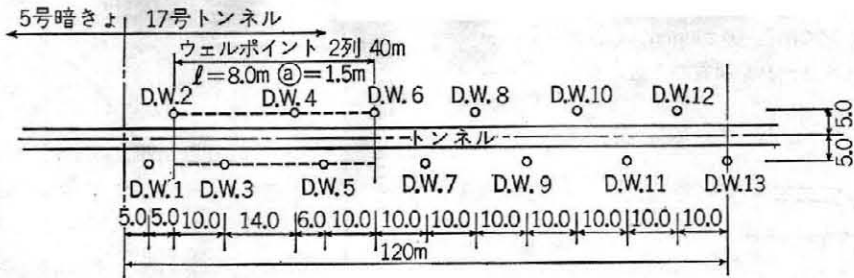


図-4 ディープウェル及びウェルポイント配置図

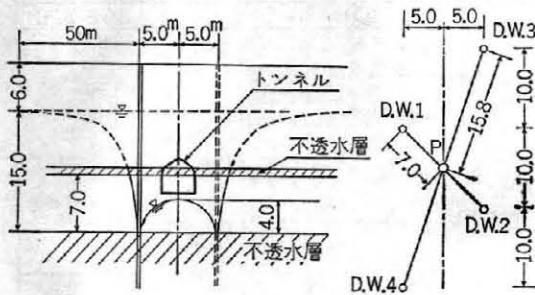


図-5 ディープウェル計画図

$$Q = \frac{(H-Z)2a\pi K}{n \left(\log R - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log l_i \right)} \quad (\text{完全貫入の被圧井戸})$$

Q = 揚水量 (m³/min)

H = 15.0m (地下水の圧力水頭)

Z = 4.0m (水位低下後の水頭)

a = 7.0m (透水層の厚さ)

K = 5.7 × 10⁻⁴ m/min (透水係数)

R = 50m (影響圏の半径)

n = 4本 (P点に影響する井戸本数)

l₁ = 7.0m (D.W1からP点までの距離)

l₂ = 7.0m (D.W2 ")

l₃ = 15.8m (D.W3 ")

l₄ = 15.8m (D.W4 ")

$$\log R = 2.3 \log_{10} 50 = 2.3 \times 1.7 = 3.91$$

$$\log l_1 = \log l_2 = 2.3 \log_{10} 7 = 2.3 \times 0.8 = 1.84$$

$$\log l_3 = \log l_4 = 2.3 \log_{10} 15.8 = 2.3 \times 1.2 = 2.76$$

$$Q = \frac{(15-4) \times 2 \times 7 \times 3.14 \times 5.7 \times 10^{-4}}{4 \left\{ 3.91 - \frac{1}{4} (1.84 + 1.84 + 2.76 + 2.76) \right\}}$$

$$= 0.043 \text{ m}^3/\text{min}$$

v) 動力の決定

揚水量は計算上 0.043 m³/min であるが、透水係数および揚水量算定式(被圧井戸)の選定に問題があるので、計算値の2倍 (0.086 m³/min) とし、ポンプ効率は土粒子が小さくフィルター材を透過し、相当量入るものと考え、ポンプ磨りによる効率低下を考慮して50%とする。

$$\text{軸動力 } S (kw) = \frac{0.163 P Q H}{\eta P}$$

P = 1.0 (液の比重)

Q = 0.086 m³/min (吐出量)

H = 25.0m (全揚程)

ηP = 0.5 (ポンプ効率)

$$S = \frac{0.163 \times 1.0 \times 0.086 \times 25}{0.5}$$

$$= 0.70 \text{ kW} \approx 0.75 \text{ kW}$$

以上の結果より井戸径は 125mm とする。

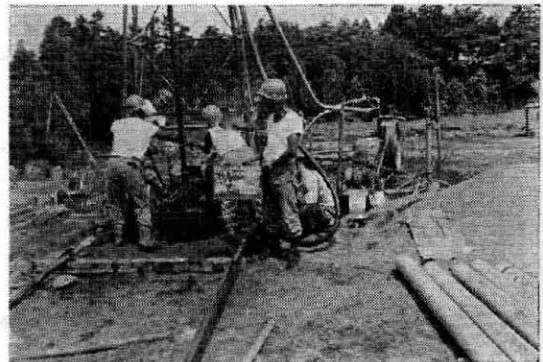


写真-2 17号トンネルD.W.掘削く状況



写真-3 ケーシング立込

vi) ディープウエルの施工

ボーリングマシンで削孔(φ250mm)し、ストレーナー管を挿入、フィルター材を填充のうえ、水中モーターポンプを設置した。

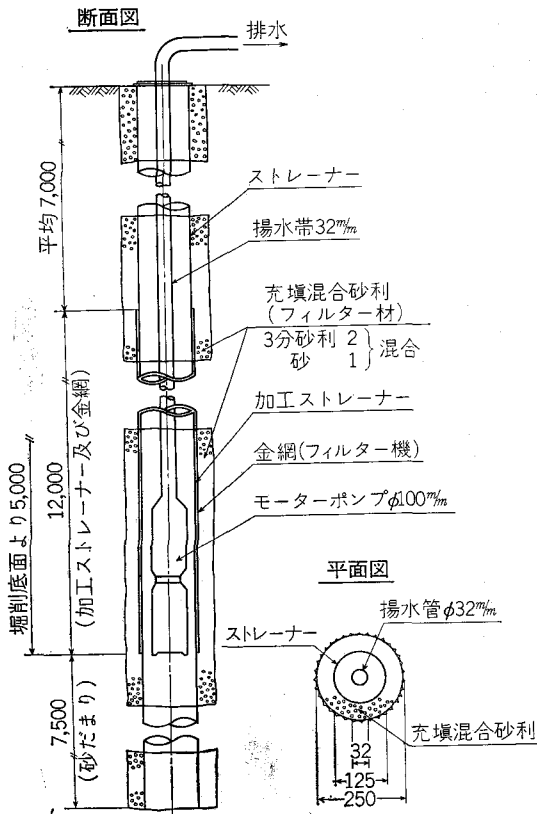


図-6 ディープウエル断面及び平面図

使用機材

ボーリングマシン, 東邦地下工機DH-2B型
ストレーナー管, 塩化ビニール管 φ125mm
水中モーターポンプ, 高砂鉄工

T S-4A 10段 0.75 kW

施工実績 0.5本/日

vii) 湧水処理後のトンネル掘さく

ディープウエル揚水後, 7日で掘さくを開始した。切羽の状態は粘土を含む不透水層をはさんだ微細砂で, 水は完全には切れず, 不透水層の上および支保工の足元附近から約30ℓ/minの水が滲み出たが, リングカット方式で切羽は自立し, 掘さく可能であった。

なお坑口より10m附近で滴水現象がはげしかったので, 40m間は地上よりウエルポイントを併用し, ディープウエルで吸いきれないトンネル上部の地下水を切り, 滴下水量を減らして施工した。

なお残りの区間も, ディープウエルによる排水工法で施工しているが, 一部の区間で流砂現象がおり, ディ

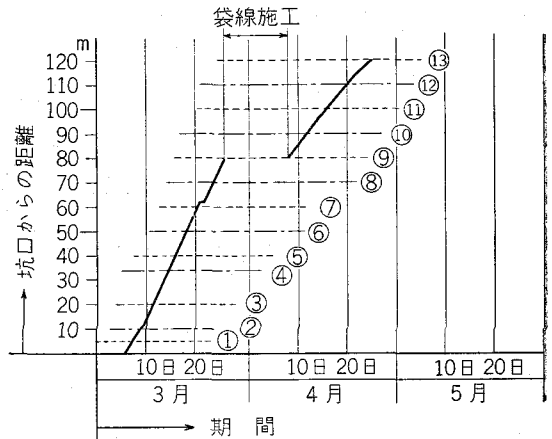


図-7 ディープウエル揚水期間と掘進

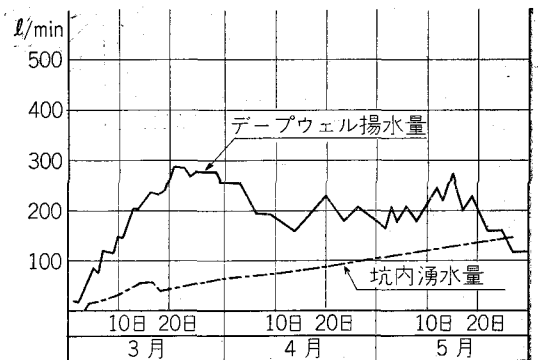


図-8 坑内湧水量, ディープウエル揚水量

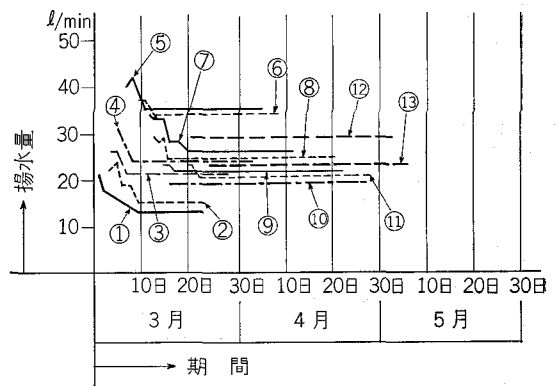


図-9 ディープウエル揚水量

ープウエルの補強および地表よりの薬液(L.W)注入による空隙処理で進行中なので, これについては完成後, 稿を改めて報告したい。

あとがき

わが国のトンネル工事において, トンネル掘進機を使用した例は数十例以上にも達しているが, そのいずれも

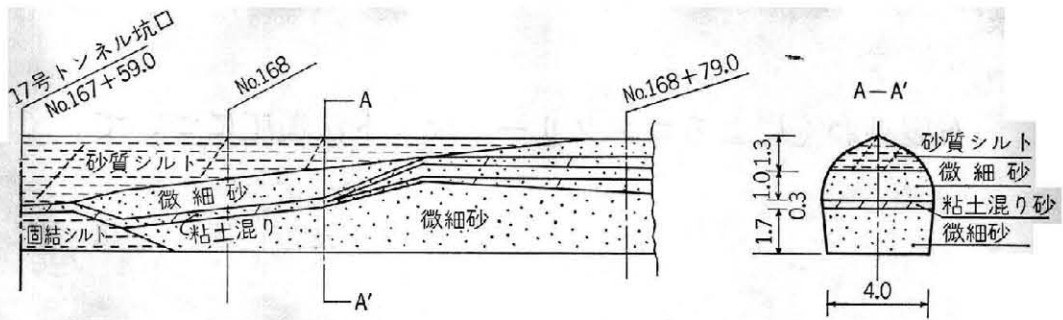


図-10 切羽で調査した土質

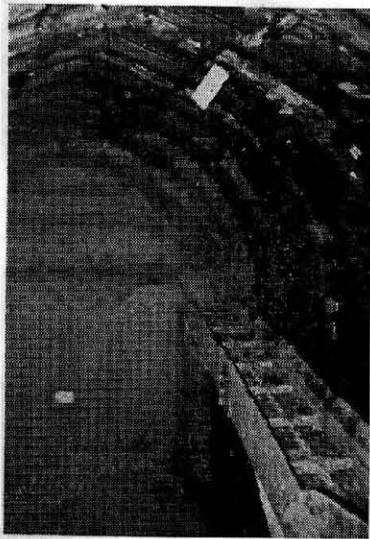


写真-4 17号トンネル切羽(120m 附近)

が成功をおさめているわけではない。これらは多くはトンネル掘進機の構造機能と地質岩質との適合に問題があることが多く、トンネル掘進機による施工形態がとられ

た後に適合上のトラブルがあると、他の方法にたやすく転換できないために、トンネル掘進の進行が完全に止ってしまうことが多い。

房総導水路で使用されている機種は、トンネル掘進機の中でも不定形の掘さくが可能な地山の低強度の所を対象とする特異な掘さく機であり、使用例もごく最近に見られるようになったものであるが、一応その使用は成功していると思われることができる。

しかしながら、これはたまたまこの地質岩質がこれら掘さく機に適合していたからであり、また地下水処理のためにウエルポイントやディープウエルがなされて、掘さく機の稼働性が確保されるような準備行為が行なわれていたからである。

したがって今後この種の掘さく機の使用を計画するにあたっては、その掘さく機の構造機能と地質岩質の適合性を第一に注意し、掘さく機の性能が十分に生かせるような現場条件のお膳立が不可欠である。

参考文献

アーストンネルの設計と施工(宮下和夫著)

布製型わくによるコンクリートマット法覆工について

鶴 見 充* 原 紀 男**

目 次

まえがき	(54)	3. 作業員構成	(58)
工法の概要	(55)	4. マットの仕様	(58)
1. コンクリートマット	(55)	5. モルタル配合	(58)
2. マットの種類及び規格	(56)	6. 施工工程	(58)
(1) フィルターポイント型(FP)マット	(56)	(1) 法面の下地ならし	(58)
(2) ノーフILTER型(NF) マット	(56)	(2) マットの敷設	(58)
3. モルタル配合	(57)	(3) モルタル注入	(58)
新宮ダムに於ける施工計画と実施	(57)	(4) 注入後の処理	(58)
1. 施工場所の状況	(57)	7. 完成状況	(58)
2. 使用機械器具	(58)	あとがき	(59)

ま え が き

新宮ダムの建設に際して、基礎掘削による堀削ずりの土捨場における盛土法面の崩壊防止に、布製型わくによるコンクリートマットを採用した。その成果は高く評価されると思われるので、同工法採用の背景、工法の概要、施工の詳細等について報告するものである。

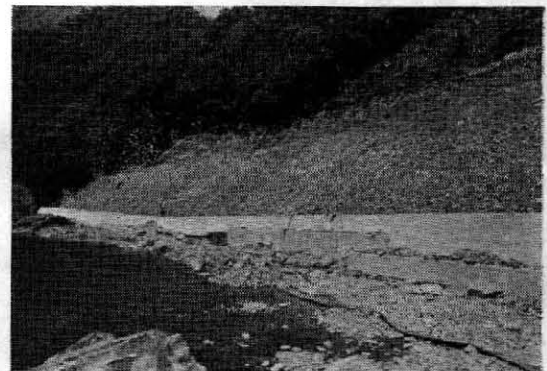
新宮ダムは吉野川水系銅山川の愛媛県宇摩郡新宮村域内に建設中の重力式コンクリートダムであって、その諸元は下記のとおりである。

●ダム及び貯水池の諸元

ダムの型式：重力式コンクリートダム
 堤 高：42.0m
 堤 頂 長：141.0m
 堤 体 積：約8万m³
 集 水 面 積：約254 km²
 総 貯 水 量：1,300万m³
 有効貯水量：1,170万m³
 最高水位標高：234.2m

土捨場は写真1及び口絵写真2に示すように、ダム上流側左岸に設けられた。しかし工事中に集中豪雨による洗掘被災が予想され、保護工の早期実施が要求された。

護岸における法覆工としては、一般にコンクリートでロックが用いられているが、この工法では多量のプロ



写真一 土 捨 場

クの運搬問題、施工のために必要な労働者の確保問題、人力による工事のための工期の問題などがあり、特に、当ダムのような山間僻地の施工においては、これらの課題の解決が一層困難を極めることは事実上明らかな状況下にあった。加えて、台風の訪れる前に施工しておかねばならないために、少数労働力で、且つ短期間のうちに施工を終ることが、本工事における当面の最も主要な要件とされた。

以上のような要請から、各種の保護工を比較検討した結果、短期間で、少数労力で施工できる布製型わくによるコンクリートマットを採用することになった。

本工事は、8月6日から始められ、注入に要した日数は実質5日間で、約2,300m²施工を完了できたことは、

* 水資源開発公団新宮ダム建設所所長

** " " 工事第一係長

全く注目に値いし、工事関係者一同の驚きであった。

工法の概要

1 コンクリートマット

コンクリートマットとは、透水性織物からなる特殊袋状型わく（ファブリフォームマット）に、モルタルを注入してできるモルタル硬化体であって、写真2のように版状に形成され、でき上がった形はあたかも粗石コンクリート状であるところからコンクリートマットと称されるところであり、ファブリフォーム工法と呼ばれるものの一種である。型わくが透水性を有するた

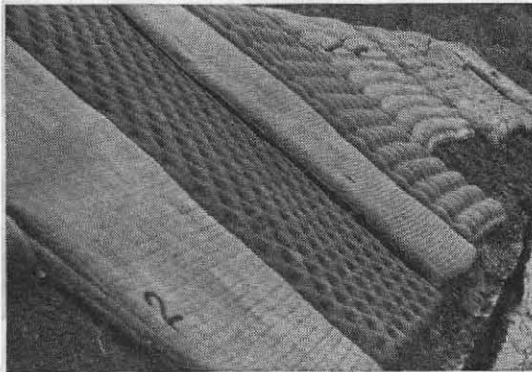


写真2 コンクリートマット

め、モルタル中の混練水の余剰分を注入圧により絞り出し、水・セメント比を減少させて、硬化を早め、強度、密度を増加させるものである。陸上においてはもとより、水中においても容易に施工できるモルタル硬化体形成法である。

このファブリフォーム工法は、プレバクト工法の創始者であるプレバクト社の関連会社 Construction

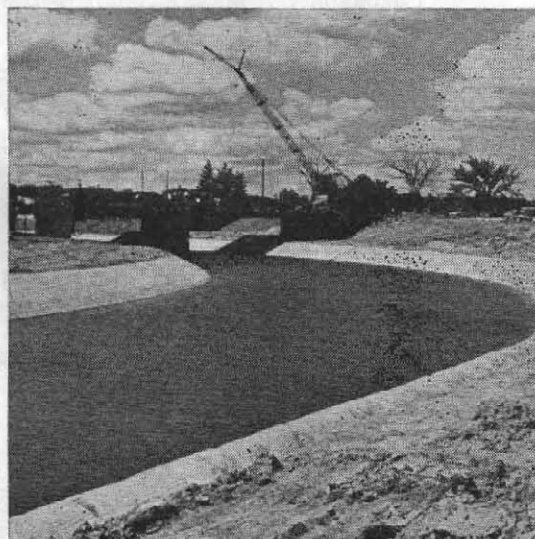


写真3-1 ニューヨーク州ジェイムスタウン近郊、キアサドが導水路

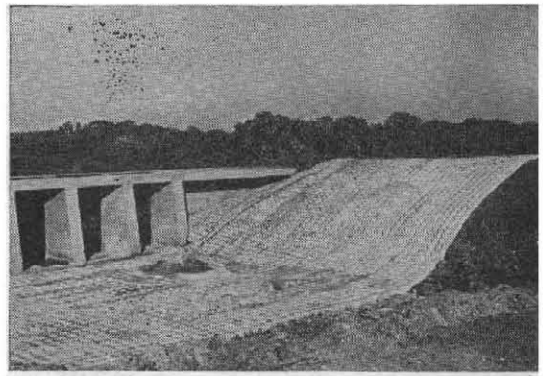


写真3-2 ルイジアナ州ニューオリンズダム水たたき



写真4-1 中央高速道における流末河川

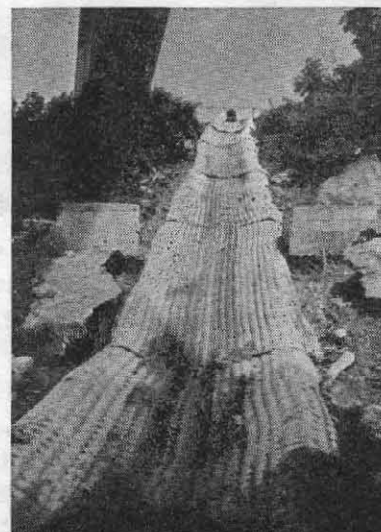


写真4-2 同 集水路

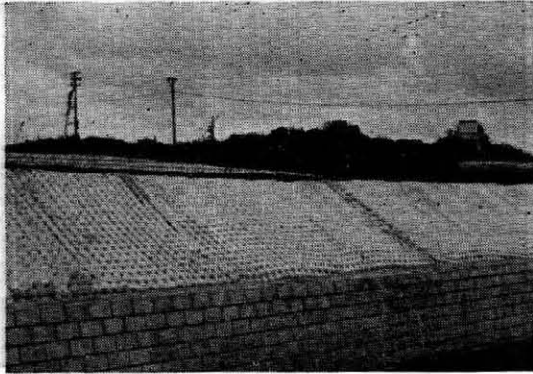


写真4—3 町田市における宅造法面

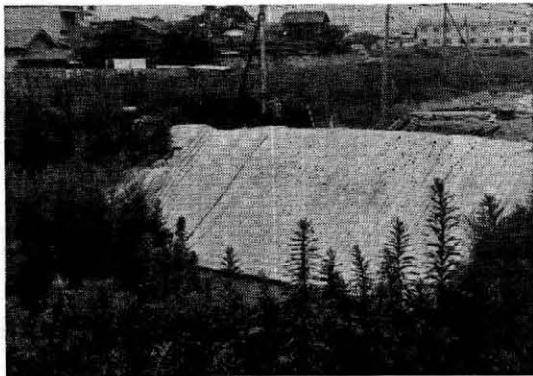


写真4—4 池田市箕面川における護岸復旧工事

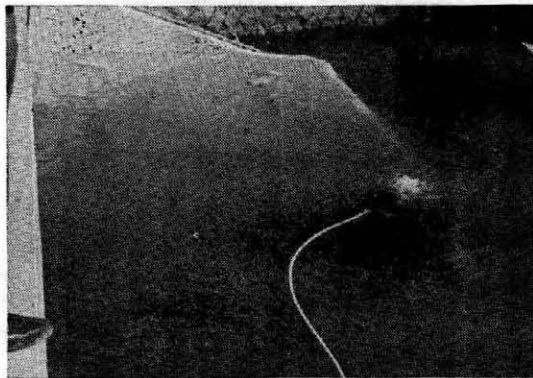


写真4—5 鳥羽浜島ドックにおける洗掘防止工事

Techniques Incorporation (CONTECH・アメリカ・オハイオ州)が開発した工法である。わが国においては、コンファブジャパン(株)が技術指導を行なっている。

本工法の施工例はアメリカに多く見られ、河川や貯水池、海岸線の法面被覆工に用いられている。写真3はその施工例の一部である。わが国においても、最近とみに労働力不足の現象が起り、又工期遅延などの種々深刻な問題がでてきているため、急速にこの工法の普及がみられる。写真4—1～5はわが国における

施工例の一部である。

このようにファブリフォームマットは、モルタルを注入した時、膨張して版状となるよう二重に織られたものである。

その他の応用例として鋼管杭の防蝕や、コンクリート杭の補修に適用されるパイルジャケットと称する、特殊織りの生地にファスナーを付けて袋状にし、それを杭の周囲に巻き付けてモルタルを注入する工法がある。写真5はわが国でのその実例である。

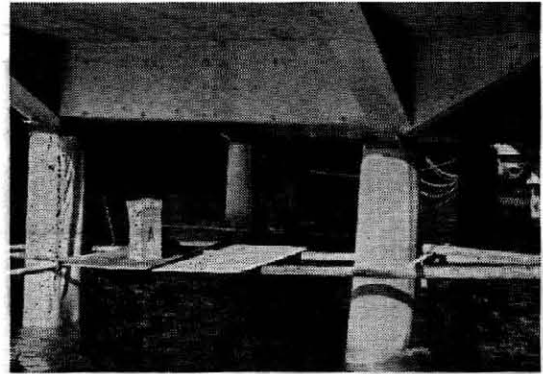


写真5 IHI横浜造船所棧橋

2. マットの種類及び規格

(1) フィルターポイント型(FP)マット

このマットは図1に示すように、一定間隔に一重部分を設けたものである。この箇所はフィルターポイントと呼ばれ、マットの厚さを一定にする役目と、もう一つ、土中水を排出するためのフィルターとしての役目を兼ねている。このフィルターポイントの間隔によって脹らみの厚さが決定される。本図は最大厚さ150mmの場合の規格である。その他200mm、250mm厚さのものもある。

(2) ノーフILTER型(NF)マット

このマットは、不透水性を要求される時に使用され、二層間はドロップ・ステッチにより一定厚さになるように製作されている。なお、このマットには図2—1、2—2に示すようにフラット型とアップアンドダウン(UAD)型マットが使用される。これらの織布は幅約1.5m、長さ50mを一巻として製

表—1 モルタル標準配合表

	材 料	配 合 (kg/m ³)
注 入 前	セ	540～600
	メ	
	ン	1,320～1,200
	ト	
水	細	340～370
	骨	
水・セメント比	水	0.63～0.61
	セ	
注入後	最終の水、セメント比	約0.4

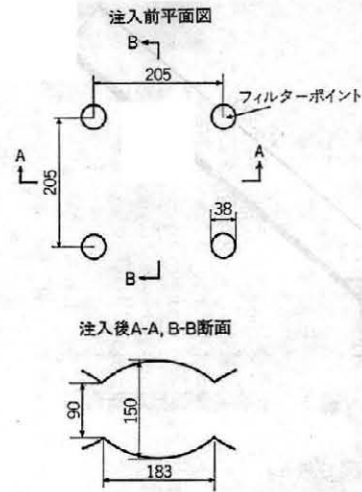
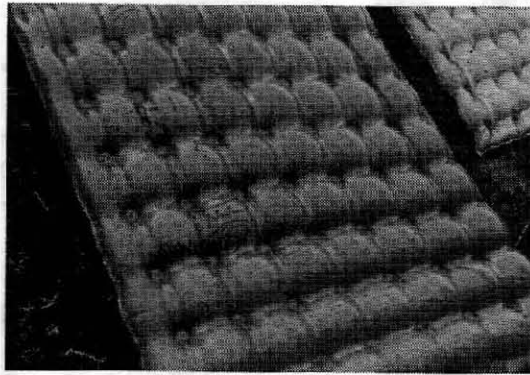


図1 フィルターポイント型マット

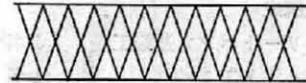
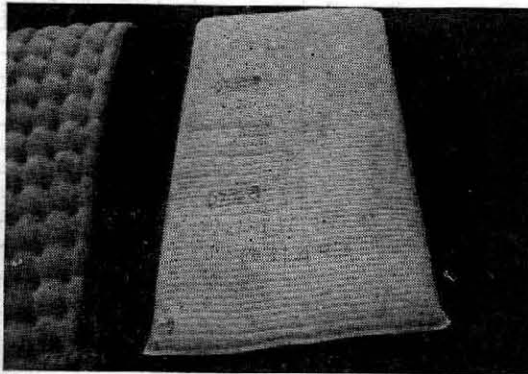


図2-1 フラット型マット

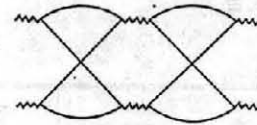
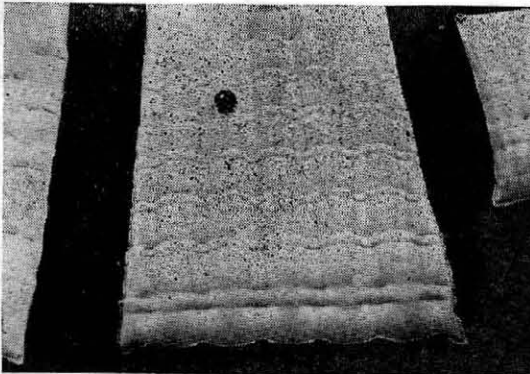


図2-2 アップアンドダウン型マット

作されているが、これらを縫製することにより、適
当な幅と長さのマットが得られる。

3. モルタル配合

モルタルは表1の配合値のものとし、通常レディミ
ックスモルタルを使用する。

以上工法概要の紹介にあたっては、コンファブジャ

パン(株)の資料提供をうけた。

新宮ダムにおける施工計画と実施

1. 施工場所の状況

施工場所は写真1及び口絵写真-2に示すようにダ
ム本体上流側に設けられた土捨場法面であり、図3は

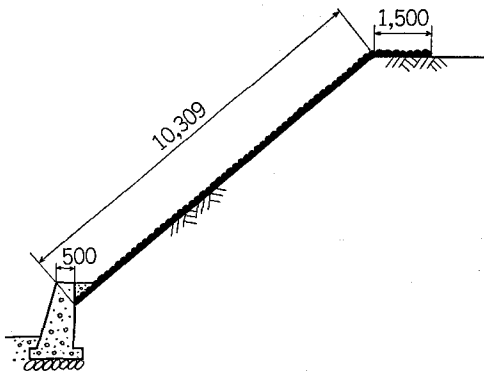


図3 土捨場法面標準断面図

標準断面図である。

2. 使用機械器具

ポンプ：スクィーズ式コンクリートポンプ車
(最大吐出量 45m³/h)

輸送管：4"ゴムホース 絞り管(4"-2") 2"ゴムホース

水中ポンプ：一式(ポンプ並びにホース洗浄用)

3. 作業員構成

- コンクリートポンプ運転工 1名
- モルタル注工 1名
- マット敷設並びに注入手元 6名

以上8名の構成とし本工事においては1編成で実施した。

4. マットの仕様

マットは9区画に分けて施工し、最大厚さ 150mmのフィルターポイント型を使用した。なお、洪水時、増水の危険を考慮して区間のマットのかさなりを1mずつとって敷設することに決定した。各区画のマットの大きさは表2の如くである。

5. モルタル配合

表3に示す配合のレデーミクストモルタルを使用し、6m³ミキサー車で過搬した。

表3 モルタル配合表

セメント kg	細骨機 kg	水 kg	水・セメント比
560	1230	364	0.65

6. 施工工程

施工は法面の下地ならし、マット敷設、モルタル注入をもって一工程として、一日の施工量を2区画(約500m²)とした。

下記の表4はその実施工程である。

表4 実施工程表

月日	8/6		7		8		9		10		11	
	午前	午後	午前	午後	午前	午後	午前	午後	午前	午後	午前	午後
①	■											
②		■										
③			■									
④				■								
⑤					■							
⑥						■						
⑦							■					
⑧								■				
⑨										■		

■ マット敷設 注 8月10日は生コンプラント休日
□ モルタル注入

(1) 法面の下地ならし

写真6に示すような状態であったが、切株や特に大きなズリを徹去して荒ならしをおこなった。

極端に大きな起伏や、切株などの障害物がなければこの程度のならしで十分であった。

(2) マットの敷設

マットの1区画あたりの面積は、259~363m²で

表2 各区画マットの仕様

区画	測点	点間距離	マット寸法		完全・寸法		面積 m ²
			タ	テ	ヨ	コ	
①	0-1	18,400	11,900	21,750	10,250	19,400	198.85
②	1-2	22,300	11,900	26,100	10,250	23,300	238.83
③	2-3	22,300	13,900	26,100	11,810	23,300	275.17
④	3-4	22,300	13,900	26,100	11,810	23,300	275.17
⑤	4-5	22,300	13,900	26,100	11,810	23,300	275.17
⑥	5-6	22,300	13,900	26,100	11,810	23,300	275.17
⑦	6-7	22,300	13,900	26,100	11,810	23,300	275.17
⑧	7-8	22,300	13,900	26,100	11,810	23,000	275.17
⑨	8-9	19,400	13,900	21,750	11,810	19,400	229.11
計		193,900					2317.81

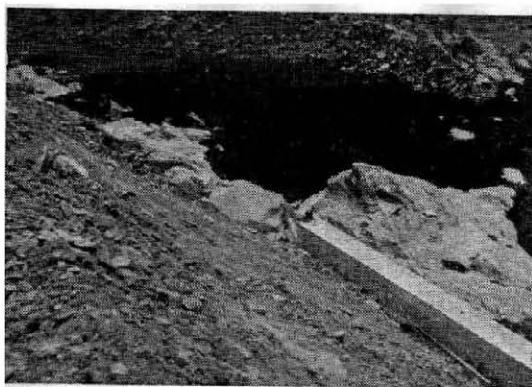


写真6 土捨場法面状況

重量は100~140 kgであったが、これを5人で敷設した。

まず法肩部に細長く束ねて置き、次いで端部を法尻部に引き下ろして敷設した。

各マットはモルタル充填による収縮分を見込んで面積にして約30%大きく製作された。

例えばNo.1区画の場合は仕上り10,247m×19,400mに対してマットは11,900m×21,750mである。

写真7に示すように法延長方向にはゆるやかに敷設し、法面方向に対しては法肩部に収縮分を残してφ13mm×500mmのアンカーピンを2m間隔に仮止めし、注入と同時に所定量だけゆるめる方式を採用した。なおこの場合フィルターポイント以外の個所にアンカーピンを打込むとモルタルもれの原因となるので注意が必要である。

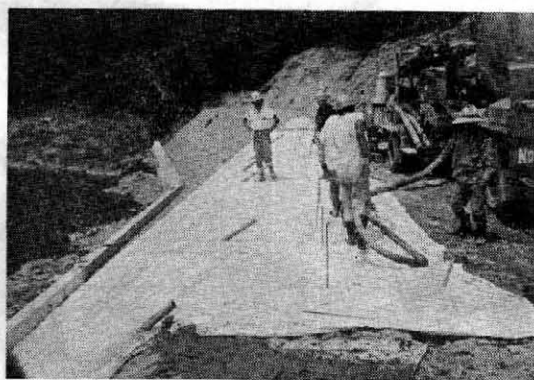


写真7 マット敷設要領

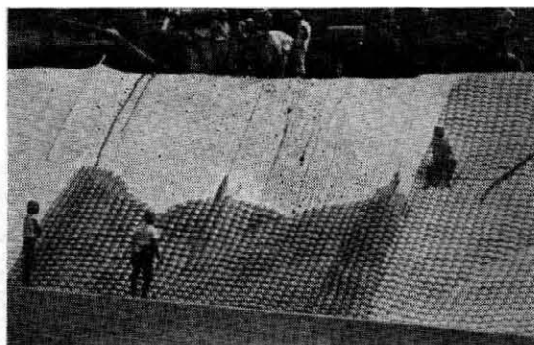


写真8 モルタル注入要領

(3) モルタル注入

モルタル注入は内径50mm、長さ5mの塩ビ管を法肩部から差し込み、これに2"ゴムホースの先端につけられたノズルを挿入し、注入を実施した。写真7, 8に示すように塩ビ管は約3m間隔にあらかじめ差し込んでおき注入箇所を交互に切換えてモルタル面が均等に上昇するようにした。

モルタル面上昇と共にマットの下部には著しい圧力がかかり、フィルターポイント部の破損が懸念されたが、型わくが透水性をもっているため脱水効果が著しく、モルタルを3m程度打上げると最下端部においては既に流動性を失ない過剰圧力は生じなかった。

これらのことは施工時の気温やモルタルの配合、ポンプ吐出量及びマットの大きさによっても差異があると思われるが本工事においては法尻部より法肩部まで連続注入した場合でもなんら異状は生じなかった。

(4) 注入後の処理

施工時期が夏期の炎天下であったためモルタル注入後、散水養生を十分におこなった。

なお、フアブリフォームマットは、モルタル表面を直射日光からさえぎり養生シートの役目をするものと考えられる。

7. 完成状況

約2300m²のフアブリフォームマットに対するモルタル注入は、マット敷設開始後、5日目の午前中で完了し、その後、法尻部にコンクリートを打設し、法留との間詰めをおこなった。

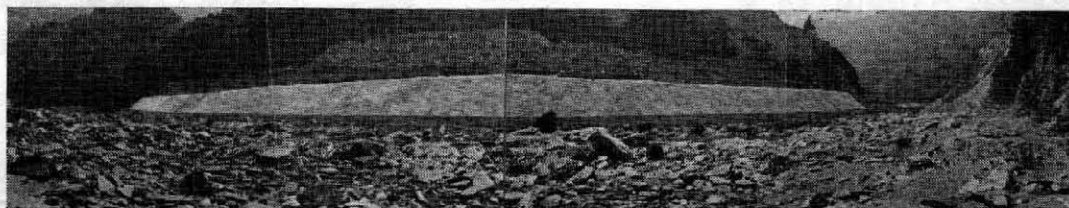


写真9 完成図

以上は第一期工事の詳細であるが、引続き第二期工事（二区画約470m²）を実施し総施工量は2770m²となった。写真10はその完成写真である。

あ と が き

新宮ダム建設の一部土捨場法面に、布製型わくによるコンクリートマット法覆工（ファブリフォーム工法）を施工した詳細は、以上のとおりである。

法面洗掘防止施工にあたって、短期間且つ少数で施工でき、予期以上の結果を得た。

施工結果から言及すれば、概ね次のごときことがいえるのではなからうか。

1. 本工法は、他の工法より設計並びに施工、管理が容易であった。
2. 型わくは軽量でかさばらないため小型貨物車で容

易に搬入でき、保管場所もとらず、また撤去、搬出の必要がない。

3. 施工結果からみたかたちは、繊維使用のため、コンクリートブロック又は石積みのごとく幾何学的な整然としたものではない。従って日本的な美観に適応させるなら、若干研究の余地があろう。

但し、本工事のごとく法面被災の緊急予防、その他災害復旧の用途などには現在最適の工法の一つであることを強調したい。

4. なお現状においてはモルタルを使用しているが、経済性等の見地からコンクリート充填法に関する研究開発が当面の課題であろう。

以上大方のご批判を乞う次第である。

なお、本工事は大豊建設(株)が施工し、コンファブジヤパン(株)が設計、施工指導を行ったので付記する。

三祐で あなたの土地が よみがえる

- 各種産業開発計画についてのコンサルティング並にこれに伴う企画、設計、施工監理業務—
- 各種産業開発計画について委嘱を受けてする研究並にこれに関する資料提供—
- その他、以上に附帯する業務

土と水をデザインする

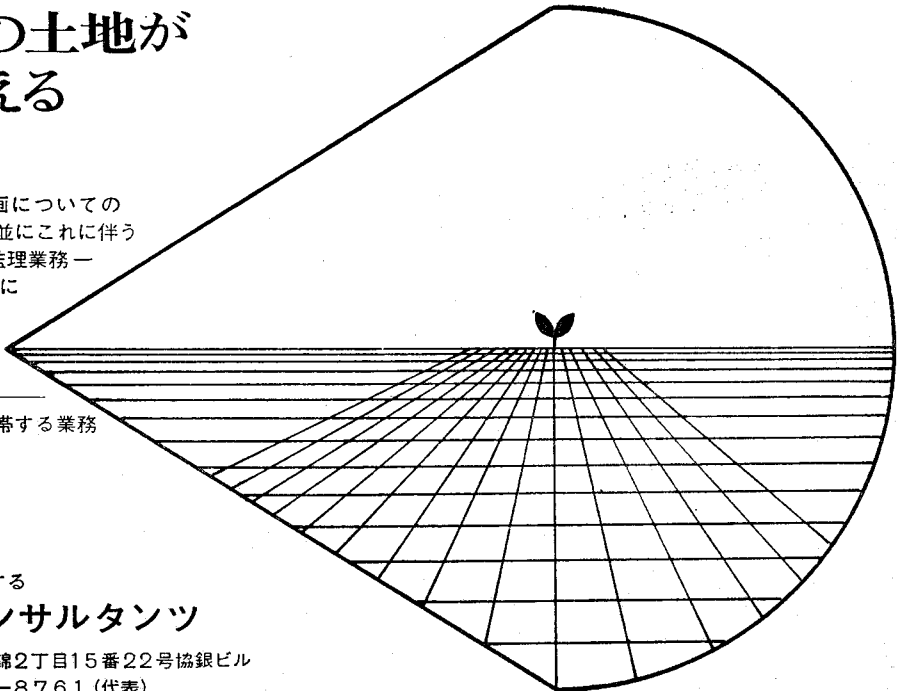
株式会社 **三祐コンサルタンツ**

本社・名古屋市中区錦2丁目15番22号協銀ビル

TEL 201-8761 (代表)

東京支社・東京都中央区八重洲4丁目3番地大和銀行新八重洲口ビル

TEL 274-4311 (代表)



グラウチングによる基礎処理の問題点

日 根 修 三*

目 次

- | | |
|---------------------------|-------------------------------|
| 1. まえがき.....(61) | 5. 問題解決に当たっての当事者の在り方.....(67) |
| 2. グラウトに対する認識.....(61) | 6. む す び.....(67) |
| 3. 注入用機器について.....(65) | 追記ジェットグラウトについて.....(67) |
| 4. 現地状況に応じた仕様の変更.....(66) | |

はじめに、本文は去る4月、日本ダム協会主催第4回コンクリートダムの施工技術講習会における講演内容を今般本誌編集部の要請により加筆訂正したものであることをおことわりしておく。

1. まえがき

現今ダムの基礎処理という言葉は即グラウチングを意味するほど基礎処理にはグラウチングが広く用いられている。

近年における経済社会の高度な発展に伴い、発電・農業・工業・上水道用などの水資源の開発、確保の問題が急速に取り上げられ、また治水面の要請も加わって、ダム建設の必要性が益々高まりつつある。その結果、地質条件が少々不良であっても、これを克服してダム建設を進めねばならなくなって来ている。

こうした情勢下にあるため、必然的にグラウチングはダム建設の必須条件として重要部門を担当し、その対象とする地質も昔日に比してかなり悪条件化しているにもかかわらず、ダムの大型化あるいはアーチダムなど不静定構造物としての要望から、グラウト効果にはより高くより確実性が求められているのである。

一方、グラウチングの理論については工学的に解明されたものでなく、専ら体験に基づいて積み上げられたもので、しかも施工者の技術がある程度その効果を左右するともいわれており、またこの効果を数値的に確認することがかなり困難であるため、ダム技術者の中にはグラウチングによる基礎地盤の改良度を過信してはならないとして「ダムの基本設計に当ってはグラウチングによる改良度に期待すべきでなく、この改良度はあくまで安全率の向上と考えるべきである」と極言する人もある。

我々グラウチングに直接従事する者も、その効果については深く関心を持ち、常に材料・工法の研究改良を進めてはいるが、時には期待に反する結果に出会うことも

事実で、「過信するな」とは自他共に戒めてはいるが、「期待すべきでない」との言葉はやや酷に過ぎる評価と思われる。

現場の地質条件が当初の予想通りで、グラウチングも仕様書に定められた通りに施工でき、その結果所期の効果が得られれば何の問題もないが、不測の事態に遭遇して仕様書どおりの施工が不可能な場合、あるいは仕様書どおりに施工しても所期の効果が得られない場合には、我々としては可能な限りその事態に適応した施工法を解明研究して、目的を達成しようと最善をつくすことが責任であり、またこうしてこそグラウチング技術の進歩も見られるのではなからうか。

在来、こうした問題について、いろいろな立場の方々が意見の発表もされているようであるが、今私は与えられた題目について、我々注入業者としての立場で論じてみたい。

2. グラウトに対する認識

グラウチングの発展の歴史は、国外国内共何れも鉱山関係の竖坑掘削時の湧水防止に用いられた事に始まり、その内容も岩盤に対するセメント注入で、この工法が応用発展してダムの基礎処理に用いられてきたようである。

セメントによるグラウチングは、その強度や安定度に対する信頼性を加えて、入手や使用の容易さと価格の低廉性などの面から考えて、往時から注入材料の本命として用いられて来たが、その実体が固体粒子であるため微細な間げきには侵入することができず、ダム基礎に対する注入においても透水性が小さいときは極めて濃度の低いグラウトを用いたり、また分散剤やベントナイトの添加などが行なわれ、それでも尚所期の効果を挙げ得ない場合は、グラウチングでは止むを得ないことと考えられて来っていた。

もちろん水ガラスを用いるいわゆる珪化法は、丹那ト

* 日本グラウト工業株式会社 常務取締役技術部長

ンネル工事を始め、往時にも止水用にはしばしば用いられており、また戦後昭和26年に開発されたケ・ミ・ゼクト工法は我国土木業界に薬液注入の有効性を認識させ、更に昭和36年特許となったLW工法はその実用性から薬液注入工法を飛躍的に発展せしめて現在に至っているものであるが、これらは多くは仮設的工法として用いられたもので、ダムのような永久構造物に対して用いるには尚不安があるとされていた。

こうした中で1956年アメリカのサイアナミッド社が特許申請したAM-9が刺激剤となり、我国でも類似のアクリルアミド系の薬液が開発され、その特長として、水とほとんど変らぬという低粘性による浸透性の良さ、長短自在に広範囲に調整できるゲルタイム、ゲル化直前までほとんど変化しない粘度、しかも極めて高い止水性と高分子なるが故の安定性などが喧伝され、つづいてアクリルアミド系グラウトの弱点とされていた強度の不足を補うものとして、尿素系グラウトが開発された。さらに近年に至って地盤内の水分と反応してゲル化し、しかもその止水性、付着性とも極めて高く、特に強度については時にはコンクリートにも匹敵する程といわれる加水反応型のウレタン系のグラウトが開発されて現在に至っている。こうした高分子系グラウトの発売当時はその特性に魅かれて、グラウトの問題点は一挙に解決できたかの如き印象を与え、一時はダム工事にも用いられた事もあったが、その後冷静に批判の目を向けると、やはり希釈とか耐久性などに疑問が残る、その経済性と併せ考えたとき、薬液グラウトの使用は極めて特殊な場合に限られ、大勢は再びセメント注入に注目し直して来ている現状である。(ダム基礎の処理にアクリルアミド系グラウトを併用した例としては、建築省九州地建の鶴田ダム-41年竣工、農林省東北農政局の柘沢ダム-39年竣工、同じく近畿農政局の永源寺ダム-47年竣工などがある。)

セメント注入における泣き所ともいべきこの固体粒子の問題は、当然その粒径を小さくすれば問題解決に一歩近づくものとして早くから対策は考えられていた。

すなわち1953年、E. Maag, A. Brumは「セメントおよびコロイドセメント注入の実験」なる論文を発表し、このなかでコロイドセメントと化学剤(管壁に付着する毛細管膜の性質を変化さすもの)の併用によりセメント注入の適用範囲を10~100倍も透水性の小さいものに拡げることができるとし、またコロイドセメントは 8×10^{-4} cm/sec の範囲まで適用することができるとしている。

また我国でも昭和34年国鉄技術研究所速報 No. 59-133「本州四国連絡鉄道調査の内、明石塩屋付近注入試験報告」なる論文および同実験を担当された樋口博士の発表による土木学会論文集第81号(昭和37年)「微細な

空げきてん充のためのセメント注入における混和材料に関する研究」の内容をみると、現地の明石層を対象として、天然の粒度のままの砂を主とした模型をモールド内に作ってこれに注入し、またコンクリート内に形成させた割目模型に対する注入実験の結果では「コロイドセメントが普通ポルトランドセメントより注入には特に適しているという確認は得られなかった」と報告されており、やや期待外れの感がないでもないが、たとえこの時優れた効果が出ていたとしても、当時はこのセメントは実験用の試作品で市販されておらず、一般には入手できない状態であった。

ところが近年になって、この問題は青函トンネルの建設に伴って再びとりあげられ、現在既に一部のセメントメーカーは鉄道建設公団の要望に応じてこうした超微粒子セメントを製造発売しているのである。

こうしたコロイドセメント(我国では未だJISとして名称も規格も定められていないが、仮に俗称どおりこう呼んでおく)の物性特に粉末度や室内注入試験の結果については、各社それぞれのカタログに発表されており、これらによれば普通セメントに比して極めて優秀な結果が示されている。もっともこれらの実験値は良好な試験条件の下での値であると考えられ、現場においては種々の制約を受け必ずしもこれと同様な結果を常に期待することができるとは思えないが、これらを割引いて考えてもかなり優れた効果が得られるものと思われる。

今ここに高炉セメントとコロイドセメントとの現場比較注入試験を行なった結果をご紹介しますこととする。

この現場は静岡県の大倉川農地防災ダムで、ダムタイプは中心コア式ロックフィル、堤高は45m、現地の地質は風化レキ岩で、砂レキまたは土に近い状態であると報ぜられている。

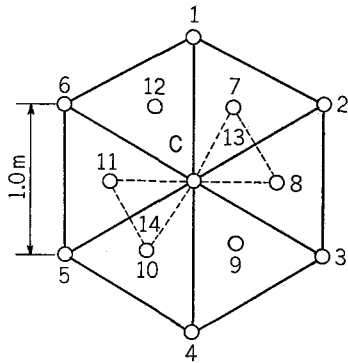
この報告書の内容を抜粋して作表したものを表一として示し、この試験を行なった注入孔の配置パターンを図一として示したが、その結果を要約すると、高炉セメントグラウトによる最終改良結果は第1ステージで47Lu、第2ステージで28Luであるが、コロイドセメントの場合は第1第2ステージ共約10Luに改良され、一方単位注入量は高炉セメントの場合53kg/m、コロイドセメントでは107kg/mと約2倍の注入量となっている。

この試験の結果により、このダムでは設計変更してコロイドセメントの使用に切換えて好結果を得たが、こうしてコロイドセメントの使用により、セメントグラウトにおける問題点は解決に一步前進したということが出来るが、次の問題として薬液注入に触れてみたい。

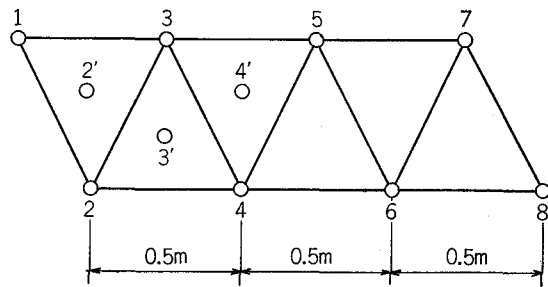
溶液型のグラウトはセメントグラウトの欠陥を補うために出現したともいえるもので、その特長はグラウト内に固体物を含まず、またゲルタイムを自由に調節でき、かつグラウトの全量がゲル化することにあるが、その反

表-1 試験結果比較表

使用クラウト		高炉セメント (B種)								コロイドセメント (住友)											
注入孔配置		別図の通り								別図の通り											
配管方式		孔口循環式								孔内循環式											
注入方式		ステージ方式								ステージ方式											
注入孔数		12孔 (1~12)								8孔 (1~8)				3孔 (2'~4')							
チェック孔数		2孔 (13, 14)												3孔 (2'~4')							
ステージ数		2								4				4							
各ステージ長		第1ステージ				第2ステージ				総 平 均	第1	第2	第3	第4	総 平 均	第1	第2	第3	第4	総 平 均	
		2 m				5 m					1.0m	2.0m	2.0m	2.0m		1.0m	2.0m	2.0m	2.0m		
注入順序		1	3	5	7	2	4	6	8	ランダム				ランダム							
注入孔番		1~6	C	7~12	13, 14	1~6	C	7~12	13, 14	4~8	1~8	1~8	1~8	2'~4'	2'~4'	2'~4'	2'~4'				
注入圧	平均	1.5	2.0	1.5	2.0	3.7	3.0	3.3	2.5	1.6	2.8	3.7	4.6	3.2	2.5	3.0	3.7	4.5			
	最大	2.0	2.0	2.0	2.0	4.0	3.0	4.0	3.0	3.0	5.0	7.0	5.0		2.5	3.0	4.0	5.0			
注入前透水性		換算 Lu.	115	232	55	47	43	42	23	23	290	87	52	34		9.3	11.3	9.3	10.5		
		K 値	$\frac{-3}{6 \times 10^9}$	$\frac{-4}{9.2 \times 10^9}$	$\frac{-4}{5.2 \times 10^9}$	$\frac{-4}{4.5 \times 10^9}$	$\frac{-4}{2.9 \times 10^9}$	$\frac{-4}{4.1 \times 10^9}$	$\frac{-4}{2.2 \times 10^9}$	$\frac{-4}{1.5 \times 10^9}$	$\frac{-3}{2.3 \times 10^9}$	$\frac{-3}{1.1 \times 10^9}$	$\frac{-4}{3.9 \times 10^9}$	$\frac{-4}{1.4 \times 10^9}$		$\frac{-5}{7.9 \times 10^9}$	$\frac{-4}{1.1 \times 10^9}$	$\frac{-5}{7.9 \times 10^9}$	$\frac{-5}{8.9 \times 10^9}$		
使用ミルク濃度 C/W		$\frac{1/8}{1/1}$	$\frac{1/4}{1/2}$	$\frac{1/8}{1/1}$	$\frac{1/8}{1/4}$	$\frac{1/8}{1/1}$	$\frac{1/4}{1/1}$	$\frac{1/8}{1/8}$	$\frac{1/4}{1/1}$	$\frac{1/10}{1/8}$	$\frac{1/10}{1/1}$	$\frac{1/10}{1/1}$	$\frac{1/10}{1/1}$		$\frac{1/10}{1/1}$	$\frac{1/10}{1/1}$	$\frac{1/10}{1/4}$	$\frac{1/10}{1/2}$			
単位注入量	kg/m	166	97	49	40	56	17	25	31	53	40	104	85	153	107	6	10	28	39	24	
	kg/m/Lu	0.9	0.4	0.9	0.8	1.8	0.4	1.3	2.5	1.1	0.2	0.7	1.7	4.7	1.8					2.3	
単位注入時間		hr/m	0.9	1.2	0.9	1.3	0.5	0.4	0.5	0.5	0.5	2.00	1.21	1.42	1.83	1.62	0.92	0.79	1.08	0.92	0.84
リーク発生頻度			100	0	50	0	67	0	17	0	0	60	12	25	12		0	0	0	0	



高炉セメント注入孔配置図



コロイドセメント注入孔配置図

図一 注入孔配置パターン

面強度的にも安定性にもセメント程の信頼性がなく、またコストが高くつくことなどが欠点として挙げられることはご承知のとおりである。

したがって現状としては仮設的に用いられることが多く、永久構造物に対しては特殊な場合の外は一般に用いられていない。

ダムの基礎処理に薬液グラウトを用いねばならぬときとしては、基盤のクラック幅が狭小でセメントグラウトでは注入し得ない場合や、セメントグラウトだけでは所望の効果が得られない場合とか、流水が激しくセメントグラウトでは流亡のおそれがある場合などが考えられるが、何れの場合でも当初から薬液グラウトを単独に用いるよりも、セメント注入後に用いる併用型の方が、経済的であるのはもちろんである。

基盤処理にやむなく薬液グラウトを用いようと踏切った場合は、多少のコスト高は覚悟の上で現地に適合した信頼性の高い材料を選定することが大切である。

現在我国で使用されている注入用薬液の主なものでも付表一に示すように極めて多く、これを主成分の種類によって大別すると、水ガラス系、リグニン系アクリルアミド系、尿素系、ウレタン系などになり、これら各系統にもそれぞれ薬液メーカーが異なった商品名で薬液を発売しており、メーカーにより多少の差はあるとしても、その系統共通の特性があるので先ずこの特性を知悉することが必要である。

これらの各種薬液の内の主なものを用いて、モールド内の標準砂や山土に滲透型の注入を行ない、このサンドゲルについて行なった各種の試験結果を、東大生産技研の三木教授のご発表を借用して示すと付図1～6および付表2のとおりである。

これらの図表でみる限り結論的に次のようなことがいえる。

① 同一試料土でも締め固めの程度で透水係数は大きく変化し、したがって薬液グラウトの注入可能範囲は土

の粒度構成よりも透水係数で示す方が適切で、その限界値はほぼ $10^{-3} \sim 10^{-4}$ までと考えられる。(付図一～3)

② 滲透に関する薬液の性質としては、在来問題とされている粘性の外に、薬液と土粒子表面との親和性や、ウレタン系に見られるように気泡の膨脹圧、界面活性作用もかなり大きく影響するようである。(付図一～6)

③ 土は飽和しているものよりも不飽和の状態の方が滲透性が高い。(付表一～2)

④ 強度についてはウレタン系が最高で、弾性も小さく、次いで尿素系ということになる。(付図一～4)

ただしこの効果は土粒子間の接触が変化せず、その周辺間げきをゲルで充満強化して粘着力だけが增加したもので、内部摩擦角は変化しないと考えられるものである。

⑤ 透水性を小さくするためにはウレタン系、アクリルアミド系が優れ、尿素系では期待できない。(付図一～5)

この他データは省略するが、水中における薬液グラウトの希釈性や含水ゲルの収縮性にも問題があり、

⑥ 動水砂中への注入効率についてはウレタン系が最も効果がよく、アクリルアミド系では余りよい結果は得られない。薬液グラウトの多くは標準濃度より更に希釈されるとゲル化しない事があり、もしゲル化しない程度まで薄められると薬液は固体分子を含まないので水と同じように流失して、全く無駄使いに終ることになる。

⑦ 注入用薬液のほとんどが含水ゲルの状態で固化するので、薬液注入により固結化した砂は、長期荷重を受けると圧密脱水沈下を起し沈下時間の遅れはみられるが、最終的には注入しない砂と同程度の沈下を生ずる。

との報告もあり、アンダーピングなどには一考を要

するところである。なお透水試験における長期変化については未だ確たるデータはないようである。

この他透水係数の小さい土にアクリルアミド系グラウトを高圧で注入した場合、薬液成分中の一部（主として促進剤）が土粒子表面に吸着され、その結果薬液は滲透しているのに固結化がおこらないなどの現象がおきることもあり、また尿素系のような強酸性のグラウトが貝殻などを含んだ特殊土に対する場合、酸性が弱まってゲル化しない事もある。なおまた、土の酸性アルカリ性と使用薬液の pH との関係、あるいは二種以上のグラウトを混用・併用する場合の相互の関係、さらに注入後の土質の pH 変化にも考慮すべきものがある。

こうして悉しく調べると各薬液メーカーの作成したカタログデータは長所は強調しているが、短所には触れていない事が多く、また必ずしも実験室の結果のように現地の土が固結するとも考えられないので、現場では必ずその適応性を調査して比較検討してみることが大切である。

何れにせよ現在のところ薬液グラウトには万能のものではなく、各グラウトにそれぞれ特性と適用限界があり、またこの特性がある故にそのグラウトの存在価値があることを認識して、使用グラウトの選択に当ってはこの特性を活かした分野で使うべきであることを銘記しなければならない。

3. 注入用機器について

近年ダムの大型化および工期短縮の傾向に伴い、各注入ポンプメーカーも次々と大型の新製品を開発して吐出量を高め、またざん新な付属設備を具備してその性能を誇示し、ダム業界も大勢は次第にこれに順応しつつあるようである。

注入の原則からいえば、過大な吐出量はややもすると注入圧、注入量の適正限界を越えて岩盤や構造物に有害な変形を与え、またグラウトゾーン以外への不必要な注入あるいは過大なリーク発生の原因となることが多く、「大きい事は良い事だ」と簡単にいえないのである。したがって注入ポンプはその形式や吐出量については、現地の状況に適合したものを選定することが大切で、また最高注入圧を規制し、注入量を確認することが必要なため、自動変量式のポンプと、これと組合せた圧力・流量の自記装置の使用を規定した現場が多くなってきている。

この型式のポンプは注入圧が予めセットした圧力に近づくと徐々に吐出量が減少し、所定圧力では吐出しなくなるように作られ、これが自動的に操作されるため、不測の圧力上昇に伴う事故防止ができ、またゲージマンが不要となることは否めない事実である。

しかしこれらの機器にもかなりデメリットな面があることを承知していなければならない。

先ずこの種の機器はその開発試作費や、需要度の関係からか、その価格はかなり高額で、比較的大規模現場でなければ購入費がペイできない状態であるが、価格の点は別としても次のように機能や使用上に不利な点もある。

すなわちこの種のポンプはその構造上約 5 kg/cm^2 以下の圧力にセットすることが不可能であるので、リークの多い岩壁に低圧で注入しなければならない場合などには使用できず、別に低圧用のポンプを準備しなければならない。

また現在用いられている注入圧力や流量計の自記記録装置は、記録として用紙に残される流量は瞬間吐出量（注入速度で、 ℓ/min ）であり、累計吐出量はデジタルとして現場では読みとれるが、チャートには残らない型式のものが通常である。

もちろんこの注入速度と注入時間の関係から注入量は計算することができるが、こうして得たものはまさしくポンプの吐出グラウト量である。しかし我々がセメント注入において、注入効果判定の資料としたり、また工事検査の対象となるのはこのグラウトの全量ではなく、グラウト中に含まれているセメント量なのである。

グラウト量からその中に含まれたセメント量を求めることは、その水セメント比が一定ならば極めて簡単に求めることができるが、グラウトの水セメント比は現地の注入状況に応じてその都度変更することが要求され、こうした場合、残されたチャートには濃度が自記されないためこれを別の記録と関連させてセメント量を算出することはかなり面倒なことである。

仮りにこうした繁雑さを克服してセメント量を求め得たとしても、これが基盤内に注入されたものでなければ記録としての価値はないのであるが、果して現実はどうであろうか。

一般に基盤に対してセメント注入を行なう場合には、その配管は通常循環方式を採用してリターンをとりながら行なうのである。この場合にこの種の自記記録装置を用いるとすれば、この装置を吐出側と環流側にそれぞれ取付けてその差を読みとらねばならなくなるわけであるが、通常こうした使い方をせず、自動変量ポンプと組合せて使うことが多い。この場合はリターンをとる必要はないとしてその配管は単路方式が用いられるが、注入圧の上昇に伴い吐出量が減少すると、注入管路内のグラウトの流速が減じて管内にセメントの沈澱が生じ、これを放置しておくこと次第に固結して遂にはパイプラインを閉そくしてしまうことになるので、現場では時々リーフコックを全開して管内グラウトの流速を高めて閉そく防止を行なわざるを得ないのである。

この場合廃棄したグラウトも当然流量計に記録され、これに対して特別措置を講じなければ基盤内に注入され

たことになってしまうのである。

現在の機械工学・電気工学を以てすれば、こうした問題の解決もさほど困難なものではないと思われるが、これらの機器が、セメント粉末のもうもうとした現場で転々と移動し、しかも精密機械などに比較的縁遠い人達によって使用されることを考えると、その精度を維持するための機構の大きさ、堅牢性、耐久性、重量などと、その価格がまた新しく問題となってくるように思われる。

ダム工事の仕様書の作成に当って、こうした機器の実情を充分承知の上で尚且注入工事の管理の重要性からその採用を決定されるのなら結構なことであるが、単に新規なものを取入れるとか、メリットがあるからという単純な理由で、デメリットを考えずに採用すると、時には注入管理という本来の目的から逸脱して、稼働時間だけの高価な記録として残されるにすぎない事になることもあるのである。

往時を回顧すると、こうした精密な機器の開発以前においても、グラウチングによるダム基盤の改良は立派に行なわれてきたのである。当時の注入ポンプは多くはプランジャー型式のものであったが、この型式のものは注入圧に脈動があるという理由で現在は施工指針（土木学会編）や農地局編の土地改良事業設計基準などでは敬遠され、なるべく脈動の少ないものとして二連複動式のピストンポンプを用いるように勧められているが、ダム基盤のグラウト受入量が少ないときは、こうしたポンプを用いると循環方式をとらざるを得なくなり、循環方式をとれば自記記録装置を用いる意義がなくなるというジレンマに陥るのである。

私はセメント注入において、グラウト内のセメント粒子が岩盤クラック内の微細な間げきにプラグされるとき、粒子もしくは団粒によるアーチアクションがその原因となるのではないかと考えるのであるが、もしこの考え方が正しければ、この脈動はアーチアクションを崩して再度進入を試みさすことになり、この意味で一定圧力で静かに押えるような注入法をとるよりも、グラウトが懸濁液である限りにおいては注入効果がよくなるのではないかと、そしてこの脈動が基盤その他に有害な変動を与えない範囲内ならば能率の問題は別として脈動だけを取りあげたとき、あえてこれを忌避することはないのではないかと思うのである。

要するに注入機器の決定においても各機種の特性を充分に承知し、現地の状況に適應すると思われるものを選定することが大切なことはいうまでもないが、またメーカー側においても新機種のPRに当っては、メリットのみを強調することなく実際に使用して現われるデメリットの面も良心的に説明され、いわゆる商売根性をあまり出さずに、純技術的見地からの真の協力者としての態度をとられ、より合理的な適應性の広い機種への改良、開

発へと努めて頂きたく、またこうした態度は結局良品を産みまた末永い会社の繁栄に連なる道であるのではなからうかと思う。

4. 現地状況に応じた仕様の変更

ダムの基盤が風化していたり、あるいはクラックが縦横に数多く発達したりして、かなり深く掘削をしなければ健岩層に到達しない場合にも、時には工費や地形地物などの制約を受けてやむなくこの掘削を行わずに、グラウチングやその他の工法で補強安定を計らねばならないこともある。

こうした場合の注入工法は、深岩層に対して行なう場合と異なり、グラウトの種類を選択、注入工法、注入圧の規定あるいはリークの対策などについては慎重に計画を立てて施工しなければならない。

しかし通常ダム基盤に対する注入は、貯水深との関係上最小限の定められた注入圧は厳守することが要求されるが、現実には所定圧に達するまでにリーク現象が生じこの無数のリークに対してはコーキングを行なうこともできない。やむなく浅層のグラウチングを小ピッチで数多くステージ工法で行なうことになるが、この場合でも注入圧は所定圧まで上げられない事が多く、その結果上層部は注入効果不十分のままに残さざるを得なくなる。

しかも貯水圧に対して、最も注入効果が期待されるのはこうした掘削底面付近であるため、何ともしようとした注入不十分な部分は残してはならないのである。このためこうした傾向が事前に予想される場合は、掘削を予定深度まで一度に行なうことなく、底面近くで一応中止しこの掘削面から注入を行ない、効果不十分と思われる上層部は改めて掘削するなどの配慮が必要である。しかし既に全掘削が完了している場合は、止むなくバルクヘッドとして一部コンクリートを打設したり、盛土を施工したりして、この上面から注入を行なうなどの方法をとらねばならない。

この場合注入圧についても、当初の注入圧が果して絶対必要か再検討してみる必要がある。

そもそも注入圧は地盤に対して変状を起こさない範囲内で定めることが大切で、現状これを許せば高ければ高い程効果がよくなる筈であるが、クラックを押し拡げたり、介在粘土を破壊してまで注入する必要もなく、またこうして注入されたグラウトが必要なゾーンからはみ出してしまえば、それだけ無駄な施工をした事になるのである。またグラウトが遠くまで到達したからといって、注入孔付近はどこでもそれ以上に密に注入されているかといえば必ずしもそうとは限らず、岩盤のクラックの大きさや方向性、連通性の関係上、高圧で注入しても注入孔ピッチを拡げても良いという結論に結びつかない事が多い。

また注入ステージについても当初5mを1ステージと定めてあっても、グラウトが余り入らねばこれを10mに延ばしてもよい筈で、当初現場の状況が精しく解らぬままに定められた仕様を杓子定規的に厳守しなければならない理由はない。

最初に述べたようにグラウチングは工学ではないので事前にどれ程充分調査を行なっても、決して完べきな仕様書は作れるものではない。しかし何らかの規定を作らねば設計積算のすべもないので、当初に仕様を規定するが、これはあくまでも仮定であり、ことグラウチングに関しては当初の仕様は神聖視する必要はないと考えられる。しかし仕様の変更は軽々しく行なうべきものではなく、あく迄原仕様にも忠実に努力し、どうしても現状がこれを許さなければ止むなく行なうもので、それだけに当初の仕様の決定は慎重に行なわれなければならないのである。

次に現場状況に合わせてグラウトの種類、注入工法などの変更を行なった例を紹介することにする。

このダムは石川県の犀川水系にある内川ダムで、その規模は堤高81m、堤長172m、堤体積206,000m³のコンクリート重力ダムであった。

ダムサイトの岩質は新第三紀中新世の火山岩類で、その大部は凝灰岩—凝灰角レキ岩よりなり、大小の破碎帯、変質帯が数多く走っていた。兩岸の地山はかなり急傾斜のためダムは全くV字型で、堤内監査廊は中央に水平部を持たない状態であった。

ダム基盤の透水性はかなり大きく、これを改良するカーテングラウト工は川幅だけではおさまらず、兩岸地山の地質調査のための水平横坑を切掘り、巻立ててグラウトトンネルとし堤体内の監査廊と連絡し、カーテングラウトは一切このギャラリー内から行なう計画であった。

このうち右岸中腹の横坑は当初より湧水が多く、覆工コンクリート打設時すでに500ℓ/min程度の水が噴出しその湧水圧は2.5~3.0kg/cm²と測定された。

このトンネルから行なうカーテングラウトの深度は当初50mの予定で、これを5m毎のステージに分けて注入し、グラウトは普通ポルトランドセメント、最終注入圧は45k/cm²と定められてあった。

数多くのグラウトホールを穿孔した中で、この破碎帯変質帯に遭遇した部分の岩質は極めて崩壊性が高く、このため穿孔後に孔内にパッカーを挿入することができず。

また被圧水の流動が激しいのでセメント注入では効果がないと判定された。そこで止むなく薬液注入を一部に使用することにしたが、その種類の決定には止水性はもちろん必要であるが、滲透性もよくしかも余り流水に影響されない事が要求された。このため当初ウレタン系の或る種のものを用いてみたが、その結果止水目的は充分

達成できたものの、グラウトの原液が水に希釈されて生成ゲルの弾性が高く、このため下部ステージ穿孔時にこのモノゲル層をリボーリングすることができず、また、たとえ無理に穿孔してもこの孔壁では下部ステージ注入のためのパッカーの横圧に耐えられないことが解った。

結局現地状況に適應した注入薬液の性質としては、滲透性、止水性、強度共に優れ、しかも極めて高い剛性のゲルを生成することが必要であった。

たまたまこの薬液のメーカーもかねてからかかる研究を進めており、こうした現場からの要請にこたえて試作品を提供し、一方現場の施工方法としても、孔内に細レキを投入して注入したり、クラックの位置に応じてステージ長を変更したりし、また孔壁保持のためリボーリング層下の新ステージ部の穿孔には拡孔ビットを用いるなど種々工夫をこらしてようやくこの難関を切り抜けることができた。この剛性の高い非水溶性の薬液は現在既に市販されている。ちなみにこの部分のカーテングラウト深度は最大95mになった程悪質地盤であった。

5. 問題解決に当っての当事者の在り方

グラウチングによる基礎処理の問題点として現場でよく当面する問題を二、三あげてみたが、この程度のことには別に問題視するに足らないといわれればそれ迄のことである。

しかし現場の状況が予想に反し、仕様書通りにはグラウチングができないということはしばしば起ることで、こうした場合各当事者が相寄って衆知を集めて解決に当らねばならないが、その際には各人はそれぞれの立場を固執することなく虚心胆懐に相手の意見に耳を傾け、純技術的な見地から討議がなされるべきであるが、時にはこれがうまく運ばれていないこともあり、これも或る意味では問題点の一つといえるのではなからうか。

従来こうした場合における注入業者からの技術的な提案に対しややもすれば発注者側に純粹に受取って貰えず、かえって勘繰られて困却したこともあったという一部の業者の話も聞くが、もしそれが事実であれば相手にそうした観念を与えるに至った我々の姿勢を反省してその態度を正すとともに、発注者におかれても一方的な見解を固持されることなく素直に検討されることをお願い致したい。なお技術的に理解されて、有利で効果的であると判断されたならば、面子や手続きなどにこだわらずに設計変更をすすめられ、適切に施工を計られることを併せてお願いしたく思う。

こうした事は何もダムの基礎処理に関することだけではなく発注者側の当事者としての在り方の問題であるが、我々注入業者はいわゆる請負者として、契約上は双方対等とうたわれているが、実質的には片務契約と同様でこうした場合にでも発注者の申し入れを納得できず、

なまじ拒否すれば天に向って唾する結果に終るといふ弱い立場にある事を真実どれ程ご理解して頂いているのであろうか。

また私は日本LW協会の役員の一員として申し上げたいのであるが、薬液注入のLW工法はご承知のように特許工法で、その施工は施工権を有する者でなければならぬにもかかわらず、これを無視して発注または認可したり、あるいは薬液グラウトは原料代しか認めないとか、また薬液は当然水で薄めて使うものであるが、この水分の注入費まで削除するなど、およそ常識では考えられない事が一部で強行されているとも聞いている。

グラウチングの前提となるボーリングにおいても地質が不明のため、これを仮定して設計を組み、現実とは遙に異なった地層であった場合、例えば粘土と想定したものがレキ層であり、しかも現場説明の時に「実状に応じて変更する」と約束してあったにもかかわらず「レキ層の穿孔の歩掛が当初の想定歩掛以内にある」との理由で変更を認めて頂けなかった事もあったが、それでは現場歩掛が設計以上にかかれば増額が認められ、手際よく早く完成すれば減額されるという事になるのであろうか。

私はこうした理由にならないような理由で、簡単に約束を破棄するというようなセンスが問題で、これがまた技術的な進歩を阻んでいるように思うのである。

施工業者は会社としての立場上なるべく利潤を上げたいと努力するのは当然のことで、そのため種々の工夫をこらし、努力して効率を高めるが、その高能率の結果が次年度の設計の積算根拠とされるとすると、努力すればする程会社の経営を苦しめることになるという矛盾をどうして解決したらよいものであろうか。

6. むすび

私は今ここに与えられたテーマに対して、注入業者の一人という立場から平素の所感を述べさせて頂き、最後は少し言葉がすぎた格構になったが、意図する所はお汲みとり頂けることと信じている。

要は上席の立場にある方ほどすべての実態を把握して頂き、発注者も設計者も管理者も施工業者も、それにグラウトメーカーも機械メーカーもおしなべて皆率直に真実を語り合い、虚心になって相互の理解を深めれば数多い問題点もつぎつぎに解決できるのではないかと思うのである。

追記ジェットグラウトについて

今次のテーマをダム基礎処理に限定せずに広義に解釈すれば、注入工法の宿命として、注入されたグラウトは地盤内の弱点を自ら選んで浸入するという事も問題点の一つとして見る事ができる。

すなわち、グラウトは均質な地盤内においてよくみら

れるように、注入点を中心とした球状的な拡がり方をする滲透型、均質型の注入結果を理想とするが、現実には地盤内には大小の空げきが混在し、またグラウトは置換現象として圧入されることが多く、この場合は注入抵抗の最小点を連ねて脈状に進行することはご承知のとおりである。

こうした「注入影響範囲は全くグラウトまかせて、地上からその方向を規制することができない」ということは、空げきや弱点を自ら選び出してこれを填充補強するという利点もあるが、また一方必要と思われる範囲から逸脱した広範囲に延びてもこれを制止することができないという不経済な面も生ずるのである。

カーテングラウチングにより止水を行なう場合は、生成された遮水膜が極めて信頼度の高いものであれば、その膜厚はかなり薄いものでも目的が達成されることになるが、現在の注入工法においては透水性を低下させることはできるが、その絶対性に乏しいためこれをその壁厚で補うという考え方をとり、グラウトホールは数列並べ、ゾーンによる透水性の低下効果を期待する工法をとらざるを得ないのである。

こうしたグラウチング工法の欠点や不経済性を解決する一方法として、最近ジェットグラウト工法なるものが実用化され始めている。

この工法は従来水力採炭に利用されていた超高圧水の噴射による岩盤掘削技術を土木分野に導入したもので、施工の方法としては先端に特殊ノズルを持った注入管をウォータージェットングにより地中に挿入し、所定の深度に到達すると水をグラウトに切換えて先端付近の側面ノズルから一定の方向に高圧噴射させて地盤を切削しつつこれを引き上げ、その生じた空げきをグラウトまたはグラウトと切削土粒子との攪拌混合物で填充固結するもので、非常に信頼性の高い遮水膜の生成を期待することができる。

現時点においては噴射圧は200kg/cm²程度で対象とする地盤も沖積層や洪積層の粘性土や砂層を目標として一応の成功をおさめてはいるが、更に広範囲の土砂に対しても適用できるよう改良中である。

我社もこの工法の実施権を保有しており、今後関東ローソム、シラスやマサ土など特殊土にまでその対象範囲を拡げ、溜池、干拓堤などの止水工、吸出防止工など農業土木事業にも広範囲のご利用を願うべく研究中であり、今後皆様方のご指導ご協力をお願いする次第である。

付表-1

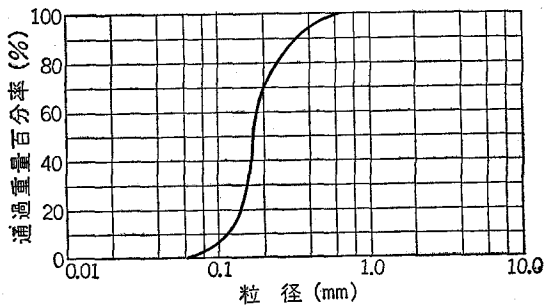
わが国の地盤注入用薬液一覧表

	注入材の名称	主要成分	初期粘度 (cps)	ゲルタイム (調節の難易)	注入方式	注入砂の 強 (kg/cm ²)	関係会社
ケ イ 酸 塩 系	改良不安定水ガ ラス (iLW)	ケイ酸ソーダ, セメント, ペントナイト	5~10	数分~数十分 (普通)	1液または 2液	0.5~3.0	日本LW協会員
	CHE-MI-JFCT (MI)	ケイ酸ソーダ, アルミン 酸ソーダ	5~10	数分~数十分 (易)	2液	5.0~6.0	丸安, 今岡博士 特許, 日本総合 防水㈱
	F W	ケイ酸ソーダ, セメント, リン酸または酢酸	3~5	数分~数十分	1液または 2液	0.5~2.0	日本総合防水㈱
	C W - 2	ケイ酸ソーダ, 塩化アン モニウム, ケイフツ化ソ ーダ	3~5	0~数分		5~10	三信建設㈱
	C W - 2 A	ケイ酸ソーダ, リン酸, ケイフツ化ソーダ	3~5	0~数分		7~10	三信建設㈱
	C W - 3	ケイ酸ソーダ, 有機アル デヒド	2.5~4	自在		5~10	三信建設㈱
	コンソリダー	ケイ酸ソーダ, 硫酸アン モニウム, 炭酸カルシウ ム	2.4~2.8			6~7	㈱大阪 防水建設社
	ロックビル	ケイ酸ソーダ, 硬化剤, 促進剤, 助剤	3~5			3~13	青木建設㈱
	サンソルト (G. C. S)	ケイ酸ソーダ, 過マンガ ン酸カリ, 他	2~2.5	数十秒~数時間	2液	2~3	三洋化成工業㈱
エリートン ^α ^β ^γ	ケイ酸ソーダ, 他	1.5~2				地巧社㈱	
リ グ ニ ン 系	サングラウト	リグニンスルホン酸塩, 重クロム酸ソーダ, 塩化 第二鉄, 硫酸アルミ	1.5	数分~数時間 (普通)	1液または 2液	4~6	山陽パルプ㈱
	スマライトレジン	リグニン, フェノールホ ルムアルデヒド樹脂	1.2	数時間		3~6	住友デュレズ㈱
尿 素 系	エスロックU	尿素樹脂, 助剤, 硬化剤	1.4	数秒~数時間	2液	13~18	積水化学工業㈱
	ユリロック	変性尿素ホルムアルデヒ ド樹脂尿素無機酸塩類	1.4	数秒~数時間	2液	10~11	三井東圧化学㈱
	ダイヤロック	尿素樹脂, 助剤, 硬化剤	1.5±0.2	数十秒~数十分	2液	5~20	日本化学㈱
	スミロック	尿素樹脂, 助剤, 硬化剤					住友化学㈱
	ユ リ						松下電工㈱
ア ク リ ル ア マ イ ド 系	日 東 S S	アクリルアמיד, NN- メチレンビスアクリルア מיד, TEA, AP, KFe	1.2	数秒~数時間 (非常に容易)	1液または 2液	4~6	日東化学工業㈱
	日 東 SS-30	アクリルアמיד 触媒: 日東SSと同じ	1.2	数秒~数時間 (非常に容易)	1液または 2液	4~6	日東化学工業㈱
	スミソイル	アクリルアמיד, 硫酸 第一鉄, アスコルビン酸 ソーダ, TEA, AP	1.2	数秒~数時間 (非常に容易)	2液	3~5	住友化学㈱
	三井アמיד I, II	アクリルアמיד, AP, DMAPN硫酸第一鉄, チ オ硫酸ソーダ	1.2	数秒~数時間 (非常に容易)	2液		三井東圧化学㈱
	セキスイAM	アクリルアמיד, AP, ホルムアルデヒドソジウ ムスルホキシレート	1.2	数秒~数時間 (非常に容易)	2液		積水化学工業㈱
ウ レ タ ン 系	ハイセルOH	水溶性ウレタンプレポリ マー	5~1.000	数秒~数十分 (容易)	1液または 2液	1~50	東邦化学工業㈱ 大林組
	三井ストッパー	非水溶性ウレタン, プレ ポリマー, 触媒	5~50	数十秒~数十分	1液	20~200	三井東圧化学㈱
	T A C S S		5~150	数十秒~数十分	1液	20~200	日本 T A C S S 協会
そ の 他	アロンA-40 シリーズ	アクリル酸金属塩類, 促 進剤, 抑制剤, 加速剤	3~10分		2液	4~5	東亜 合成化学工業㈱
	ポリアミン	陽性ポリアמיד 硬化剤A, 硬化剤B	2~33		2液	4~5	三井東圧化学㈱
	フェノール樹脂	フェノール樹脂, 硬化剤, アルカリ性硬化促進剤		数十秒~数時間 (普通)	1液	4.0~6.0	住友 ベークライト㈱

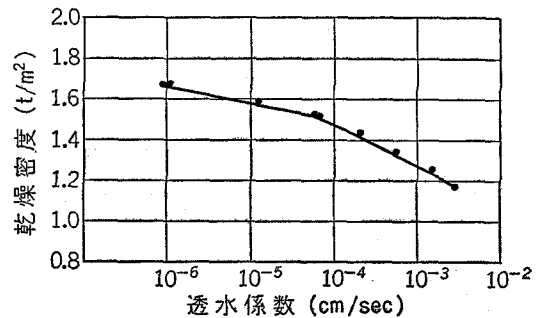
付表-2

標準砂注入試験結果

薬液種類	薬(会社名)	主剤濃度(%) ゲルタイム(分)	試料状態	一軸圧縮強さ (kg/cm ²)	変形係数 (kg/cm ²)	破壊ヒズミ (%)	透水係数 (cm/sec)	
水ガラス系	M I (日本綜合防水)	25	不飽和	0.67 0.58	50 57	1.5 1.1	2.88×10^{-6}	
		9	飽和	0.77 0.70	57 51	1.7 1.7	7.36×10^{-7}	
	サンソルト AB (三洋化成)	A液50	不飽和	1.74 1.48	83 68	2.1 2.2	5.89×10^{-6}	
		20	飽和	1.53 1.25	78 63	2.0 1.9	6.43×10^{-6}	
	MKクリート1号 (三井金属)	3.25kg/100ℓ	不飽和	1.30 1.26	77 60	1.9 2.5	3.89×10^{-6}	
		2	飽和	1.46 1.81	80 83	2.3 2.5	6.80×10^{-6}	
	リグニン系	サングラウト (山陽パルプ)	40	不飽和	4.22 4.44	112 115	3.8 4.6	6.30×10^{-6}
			5	飽和	4.32 4.07	108 138	4.5 4.1	2.05×10^{-7}
尿素系	エスロック U (積水化学工業)	20	不飽和	3.86 4.45	330 310	1.3 1.6	6.50×10^{-8}	
		4	飽和	5.67 6.56	330 300	1.7 2.0	6.24×10^{-8}	
	ユリロック (三井東圧化学)	20	不飽和	2.38 3.80	250 334	1.08 0.99	1.73×10^{-8}	
		3	飽和	—	—	—	—	
アミド系	日東 S S (日東化学工業)	10kg/100ℓ	不飽和	3.89 3.69	81 81	6.3 5.8	8.23×10^{-7}	
		10	飽和	4.07 4.05	85 90	5.9 6.0	3.53×10^{-8}	
	スミソイル L (住友化学)	10kg/100ℓ	不飽和	2.43 2.78	34 33	9.6 9.9	5.88×10^{-7}	
		5	飽和	2.66 2.51	42 34	7.8 8.7	8.67×10^{-7}	
	ポリアミン (三井東圧化学)	35	不飽和	3.45 3.18	83 89	5.1 4.2	6.51×10^{-7}	
		10	飽和	3.60 3.32	86 80	4.5 5.3	9.74×10^{-7}	



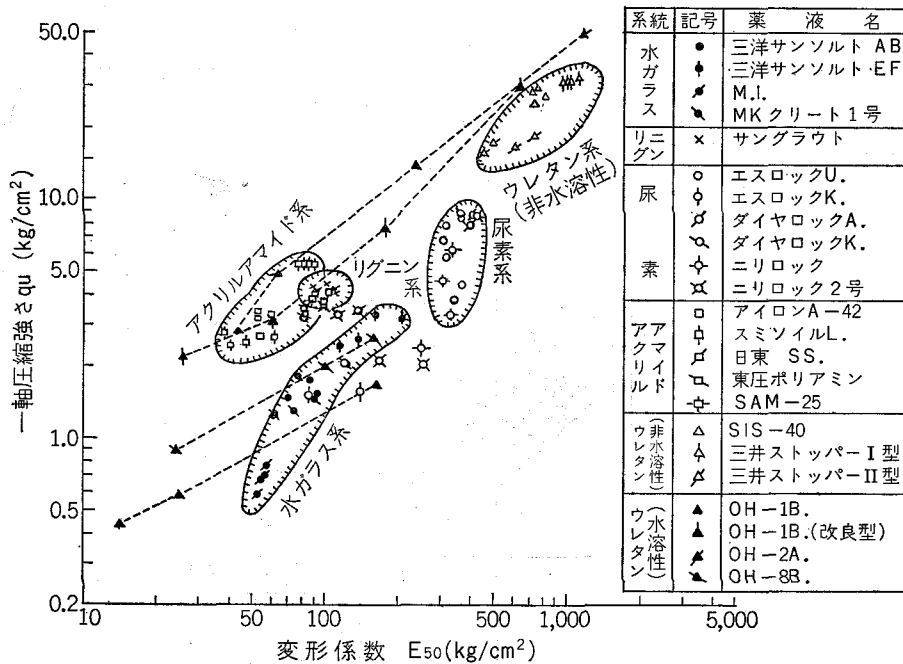
〔付図-1〕 試料土の粒径加積曲線



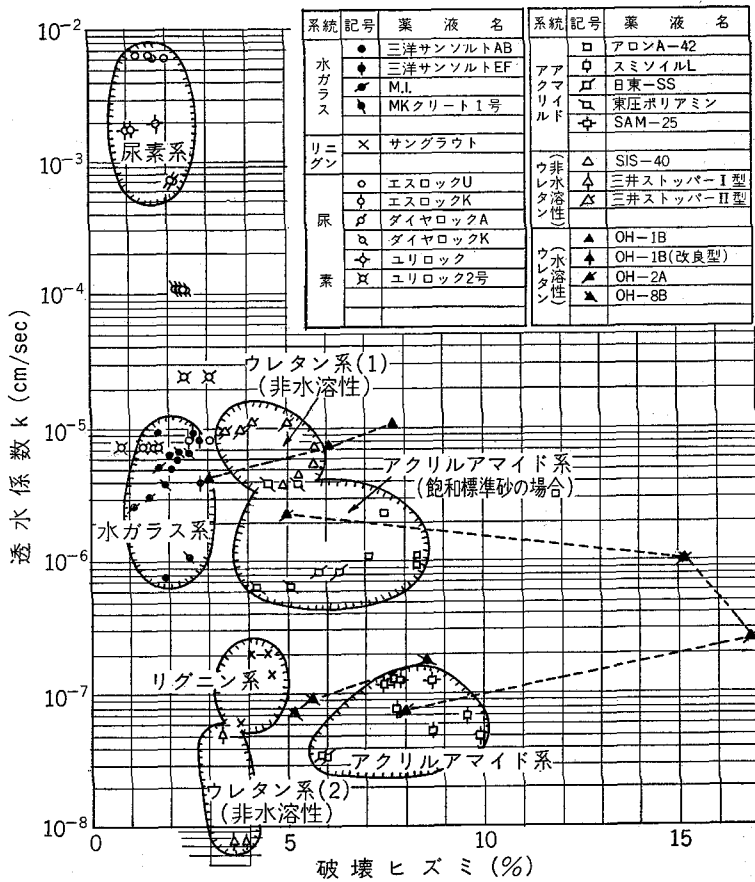
〔付図-2〕 試料土の乾燥密度と透水係の関係

透水係数 (cm/sec)		10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	10 ⁰	10 ¹	10 ²	
注入の可能性		不 可 能				限界 付近	可 能						
土 の 種 類	粗 粒 土	← GW・GP ← SW・SP											
	特殊な粗粒土	← S _g W・S _v P											
	細粒土を含む粗粒土	← SC・GC				← SM・GM							
	細 粒 土	← CL・CH・OH ← MH・OL ← M L											

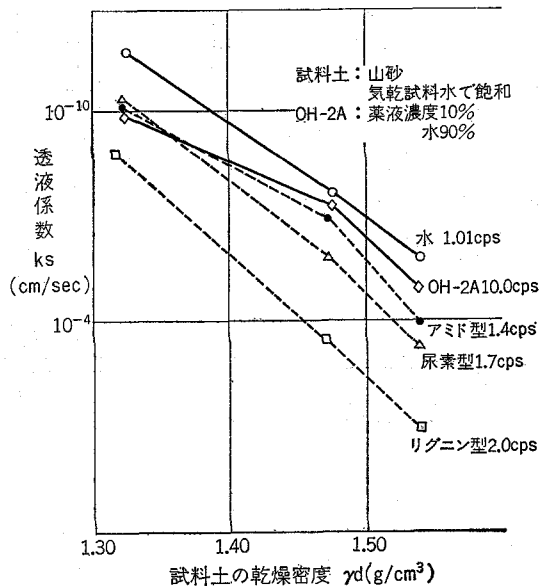
〔付図一3〕 土の種類と薬液注入の可能性との関係



〔付図一4〕 標準砂固結土の強さと変形係数



[付図-5] 標準砂固結土の透水係数と破壊ヒズミ



[付図-6] 各種薬液の滲透性

ソレタンシュ注入工法の特長と注入効果について

酒井文雄* 多久実**
木下吉友*** 鈴木次郎****

目 次

1. まえがき.....(73)	4. 施工の管理.....(77)
2. 注入工法の要点.....(74)	5. 実施例.....(77)
3. 注 入 管.....(75)	5-1 東京大学生産技術研究所に於ける 注入試験.....(77)
3-1 ロッド式注入法.....(75)	5-2 南九州シラス地盤における カーテングラウト注入試験.....(79)
3-2 ストレーナー式注入法.....(75)	
3-3 ソレタンシュ式注入法.....(76)	

1. まえがき

一昨年秋、関係者各位の御支援のもとに、弊社はフランス共和国ソレタンシュ社と、注入工法に関する技術提携の契約を結んだ。申し上げるまでもなく、ソレタンシュ社は地盤改良を専門とする会社で、地中連続壁工法、注入工法、タイバックアンカー工法、地下水低位工法の四部門の令名はヨーロッパはもとより、中近東、アフリカ、更には遠く中南米においても高く評価され数々の輝かしい実績が築かれている。わが国においても、連続壁工法はすでに導入され、その技術の優秀性を十分実証していると聞き及んでいる。注入工法の実績例を御紹介すれば、1933年～1940年の BOU-HANIFIA DAM (ALGERIA) から、1943年～1950年の CASTILLON DAM (FRANCE)、1959年～1962年の MENJIL DAM (IRAN)、1963年～1965年の LA AMISTAD DAM (MEXICO-U. S. A)、1957年～1963年の SHEK-PIK DAM (HONG-KONG) というように、ダム基礎処理の注入に関するものだけでも、仏国の内外をとわず枚挙にいとまのない程の実績をあげている。このように長い間築かれた実績と研究の結果から、彼等の誇る沖積層(軟かい地盤)における注入工法に関し、画期的なマンシュエットチューブ方式の着想が生み出されたものであろう。1969年メキシコで開催された国際土質会議でも、アメリカの D. Wilson, R. Squier (註-1) 両氏が、マンシュエットチューブ方式の紹介と、この工法によって処理されたダム基礎の透水係数変化についての資料を発表している。表-1 参照

また一昨年秋その一部が開通したパリ高速地下鉄建設にかける、Auber Station 附近の注入工事では、従来補助的な或いは仮設的な面ではしか理解されていなかった注入工法を、その技術の信頼性の上に、立派に本工事的な面で見直された例として、彼地を訪れる大方の皆さんも認められることであろう。

ひるがえって、わが国の注入技術はどうであろうか。わが国の注入技術の研究も、ダムの基礎改良、隧道掘削のための注入等その歴史は古く、斯界権威の研究結果は数多くある。また戦後急速に進展した都市再開発の機運において、都市部の特に軟い沖積地盤層で、各種の構築物を作らねばならないという施工条件に対し、その基礎地盤の改良に関する各種工法が開発されたが、中でも、注入工法は最も簡便な方法としてその価値を注目された。それはまた、水ガラスにセメント及びベントナイト(或いは C. M. C)を加えて処理する注入工法の開発や、各種注入剤の開発(現在ではリグニン系、アクリルアミド系、尿素系、ウレタン系と30数種にも及んでいる)と相まって、飛躍的發展をとげたともいえよう。

しかしこのように、注入剤が各種開発された反面、施工法の改良進歩では目ざましいものがなく、従来のロッド法やストレーナー法に頼っており、10年前とほとんど変わっていない。このような経過とともに非常に複雑だといわれている日本のむずかしい地質にも起因して、折角の注入工法がその信頼性に疑問を抱かれるようになり、注入剤が高価であることも加わり、工法に対する適正な評価が見失われようとして来たことは、当事者にとって

註-1 STATE OF THE ART VOLUME SEVENTH
INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL
MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING

* ライト工業(株)ソレタンシュ工法本部長
** " " 工事課長
*** " " 工事課長代理
**** " " 工事係長

表—1 大型ダムに於ける沖積層での注入効果 (Wilson and Squier)

計 画 (年 間)	基 礎 地 盤	最深長メートル (フィート)	グラウトカー テンを横切る 水頭勾配	注 入 後 の 浸 透 性 cm/sec	参 照 文 献
Sylvenstein ダム Isar 川, ドイツ (1958)	砂層及び砂礫層 $k=5 \times 10^{-1}$ cm/sec	100 (300)	2 から 7	$k=1.3 \times 10^{-4}$	Lorenz, 1967
Serre Poncon ダム Durance 川 フランス (1959)	砂層, 砂礫, 玉石 $k=3 \times 10^{-1}$ cm/sec か ら 9×10^{-2} cm/sec	100 (360)	3.5から8	$k=2 \times 10^{-5}$	Hatten, 1963 Wolf 1963
Terzaghi ダム (ミッシ ョンダム) Bridge 川 British Columbia, カナダ, (1960)	砂層, 砂礫・玉石	153 (500)	3から4	想 定 E=90%	Terzaghi, 1964 1968.
Commiers ダムの為の Notre ダム, Drac 川, フランス (1963)	砂層, 砂礫層 $k=10$ から 3×10^{-2} cm/sec	50	2.5から6.5	Bonazzi, 1965
Mattmark ダム Visp 川, スイス (1967)	砂層・玉石まじりの 砂礫層 $k=10^{-1}$ から 10^{-3} cm/sec	100 (300)	3から7	$k=2 \times 10^{-5}$	Gilg, 1961, Eng, News-Record, Nov. 26, 1964. Fruhaut, 1965.
Mangla ダム (Closure ダム) Thelum 川 西パキスタン (1967)	" $k=4 \times 10^{-1}$ cm/sec	23 (75)	3から7	$k=5 \times 10^{-5}$ cm/sec	Skempton, 1963 Binnie, 1967
Aswan ダム Nile 川 エジプト	細砂から粗砂まで $k=1 \times 10^{-1}$ から 5×10^{-3} cm/sec	255 (835)	2から4	$k=3 \times 10$ cm/sec	Wata, 1967

は誠に残念ともいふべきであろうが、その信頼性の問題を基本とする諸々の課題が解決されるならば、注入工法の持つその真価に期待する識者も、なお多い事と信ずる。

かかる時機において、弊社がソレタンシュの注入工法に特に軟弱地盤における“マンジェットチューブ”使用による二重管工法に注目し、その技術導入をはかった意義もまたあろうかと自負するものであり、ソレタンシュ社が長い間の研鑽と実績によって築きあげた注入工法の信頼性をわが国においても確立し、注入界に聊かの新風を送り得るならば、との使命感に燃えるものである。従って本稿を通じ、ソレタンシュ注入工法、特に沖積層地盤における工法の特徴概要を御紹介申し上げるとともに、昨春パリ、ウィーン、フランクフルトの各現場で、約4ヶ月間の実地研修を終えた2名の技術員が、帰国以来実施したテスト、或は施工現場から得た諸種のレポートをも併せ御案内申上げ、弊社の意とするとおころを御高察願ひ、学兄各位の御批判と御指導を仰ぐ次第である。

2. 注入工法の要点

注入工法の目的として一般的にいわれていることは、注入材を地盤中にある空どうや、割れ目、空げきにてん充あるいは注入することによって、注入地盤の止水性や強度の増大をはかることである。そしてこのような注入の作業は、ボーリングあるいは打込みによって建て込んだ注入管を通して行なわれる。従ってまずどのような注入材を、何処にどのような方法で送るかという、工法の基本的な問題が検討されなければならない。

注入剤については、前に申し述べたように、わが国で

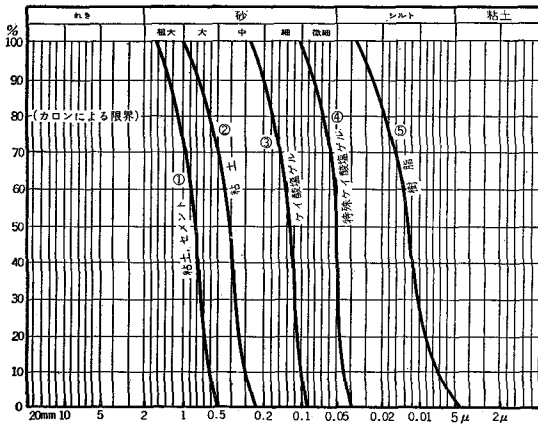
は実に数多くの種類のものが開発されており、夫々の特性は各メーカーから広く宣伝されている。このように注入剤の種類が多いということは、勿論各注入剤に夫々の特長はあるにしても、施工法の不足を補って、如何にして注入作業の目的を達し得ようかとする、苦心の成果に他ならないともいえよう。

次に“何処に”の問題では、「地盤中に送り込まれた注入材が、地盤中の水やガスを押し出して入れかわる」という注入工法の原理にもとめることはできない。従って注入の可能性や注入範囲を検討し、注入の目的を達しうるかどうかの判断も下すために、注入しようとする地盤の性質、特に透水係数や粒度の分布状況などがどのようであるか、予め十分に調査しなければならない。ただわが国における現状は、建設工事費の中に占める調査費の割合は比較的に小さいようである。これまでも対象地盤に対する認識が不十分なまま作業を実施したために、思わぬトラブルを引きおこしたり、注入の効果に対する不信感を招くような結果になった事例は数多く見聞するところである。因に、ソレタンシュ社では、注入前の地盤調査の重要性を極めて強調しており、有名なカンブフォール博士などを混えたグループ、専門にその衝に当たっている。

次に注入の方法であるが、先づその作業が、ボーリングや打ち込みによって注入管が地盤中に建て込まれた後、この注入管を通して注入材が圧入されるのであるから、その間必要とする圧力とパッカーの関係は、注入材の溢出の問題を関連し、注入作業においては非常に重要な事柄である。マンジェット・チューブ工法で使用されるスリーブラウトの持つ役割の一つが、この重要なパッカ

表一 2 グラウトの注入能力限界

土の種類	粗砂 レキ	中 細 砂	シルト質あるいは粘土質砂シルト	
土の性質	糧 径	$d_{10} > 0.5\text{mm}$	$0.02 < d_{10} < 0.5\text{mm}$	$d_{10} < 0.2\text{mm}$
	比表面積	$s > 100\text{cm}^{-1}$	$100\text{cm}^{-1} < s < 1,000\text{cm}^{-1}$	$s > 1,000\text{cm}^{-1}$
	透水係数	$k > 10^{-3}\text{m/s}$	$10^3 > k > 10^{-5}\text{m/s}$	$k < 10^{-5}\text{m/s}$
グラウトの種類	ビンガム懸濁液 (Bingham Suspensions)	コロイド溶液 (Colloid Solutions) (ゲル)	純溶液 (Pure Solutions) (レジン)	
固 結 注 入	セメント ($K > 10^{-2}\text{m/s}$) 発泡剤混合	高強度ケイ酸ゲル ($K > 10^{-4}\text{m/s}$) 1ショット工法：カロンゲル	アミノプラスチック フェノプラスチック	
止 水 注 入	発泡剤混合 ベントナイトゲル 粘土ゲル 粘土 セメント	ベントナイトゲル リグノクロム酸塩 低強度カロンゲル 軟いケイ酸ゲル 加硫化油 その他	アクリルアミド アミノプラスチック フェノプラスチック	



図一 土の粒度に基づく注入材の浸透の限界

一の働きであることは見逃すことができない。

なおソレタンシュ社で示している各種グラウトの地盤粒度組成に対する注入の限界は図一のとおりであり、シルト以下の細かいものが30%以上含まれる場合は、適正な注入効果の期待は困難だとしている。またソレタンシュ工法で使用する注入材は、ビンガム懸濁液、コロイド溶液、純溶液の3クラスに大別されたものを標準としており、その注入能力の限界を表一2のように示している。

3. 注 入 管

注入工法を現場で実施するに当っては、対象地盤の性質を十分把握し、それ等の資料に基づく計画がたてられなければならないが、一般的には地盤調査の内容や、注入対象地盤と注入材料および注入工法との関連において、必ずしも定量的には適確に予断できないとされている。従って計画は経験的な要素を含む場合が多く、この

事が往々にして、現場の要求を十分満し切れない結果を招くことになる。従って現場における注入工法のあり方は、常に臨機の処理に応じうる態勢を維持することが望ましい。即ち再注入や補足注入が極めて簡便迅速に行なえる方法がよりよいとされるわけである。このような要求を最も容易に満たしてくれる方法は、何といたっても“マンジェットチューブ”による二重管方式をおいては他にないであろう。ここで現在多く使われている注入作業の方法を簡単に比較してみたい。

3-1 ロッド式注入法

従来最も広く採用されている方法で、削孔するボーリング機のロッドをそのまま使って注入剤をおくり込む方法であり、岩盤沖積層まで広い範囲に、且つ最も簡便にどのような注入材を使うことも可能という長所のある反面、注入の施工システムから、同一注入孔での再注入、注入材の変更等はできない。また注入材の圧入は、ロッドの先端において対象地盤とは直角方向に行なわれるため、横方向への浸透性が悪くなる。従って注入材がロッドと孔壁の僅かの間隙にそって上方に溢出しやすく、それはまた注入しようと思った箇所に入らず、地層のさかい目や、注入材の入りやすい層の中に入ってしまふ結果となる。勿論各種パッカーの使用によって、他所への溢出を防ぐ工夫はするが、それによって常に万全を期するわけにはいかないようである。

3-2 ストレーナー式注入法

ロッド工法に比べて注入結果はよいとされている。作業の概要はストレーナー管（一般には1吋半が多い）を、予め掘さくしたボーリング孔に建て込んだり、地盤が許すならば管をそのまま打ち込んで建て込みを行なう。建て込んだ管の中には砂をつめる。次に注入しようとする個所まで、パイプにつめた砂を排除してから注入を開始する。圧入された注入材はストレーナーの各孔か

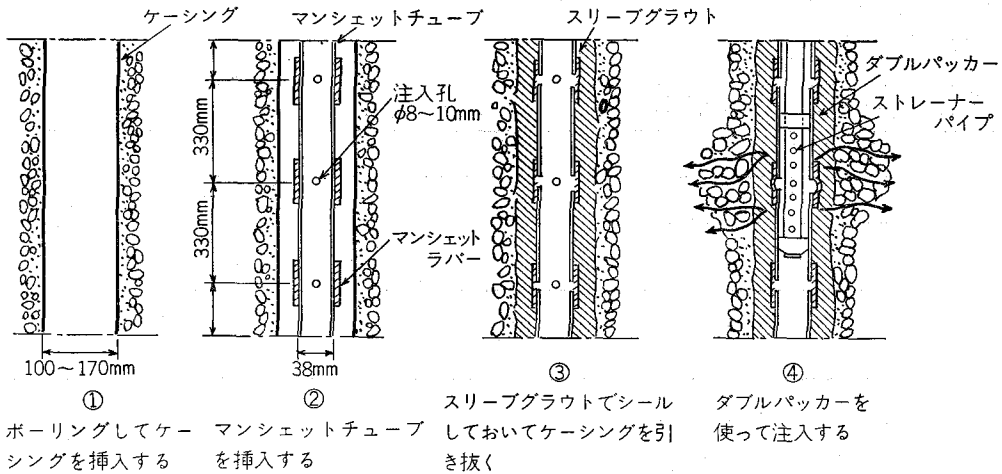


図-2 マンシェットチューブによる注入の原理

ら対象地盤中に送られる。従ってロッドの先端から注入される場合に比べれば、注入の工法としてはより丁寧な方法といえよう。反面作業が煩雑であること、ストレーナー孔は4~5%と小さく、注入後の目づまり等のために、同一個所での再注入や異種の注入材を注入することがむずかしいこと、また注入するゲル単体強度の高いものは、ストレーナー管内の水洗いを困難とすることなどの不都合が欠点とされている。

3-3 ソレタンシュ式注入法

ソレタンシュ式といっても、マンシェットチューブを使用する方法だけというものではない。岩盤における注入では、ロッドを使つての従来の方法も行なわれている。しかし何と云っても、前二者に比しての特長は、(“Tubes a manchettes”) マンシェットチューブを使つての注入方法にある。

マンシェットチューブによる注入の原理を、図-2によって簡単に説明する。マンシェットチューブは図-3

に示すように、外管と内管とからなる二重管である。外管はプラスチック製または鋼製でできており、30 cm 前後（現在は 33 cm）の間隔で注入孔があいている。またこの注入孔は短いゴムスリーブによって覆われている。外管と孔壁の間はスリーブグラウトと呼ばれる半塑性の、セメントとベントナイトよりなる低強度のグラウトで填充されており、注入圧によって注入材がこれを破り地盤中に浸透するようになっている。

この工法では、まづ注入孔を全長穿孔した後マンシェットチューブを建て込む（スリーブグラウトの填充は、ボーリングの際に用いるケーシングを引き抜きながら行なう場合もあり、ケーシングを使わないで、ベントナイトセメントで孔壁を維持しながら穿孔し、そのままスリーブグラウトに転用する場合もある）。そこで注入すべき深さまたは位置にダブルパッカーを取りつけた注入管（内管）を挿入し、この内管を通して注入材は送られる。

従つてこの方法によれば、次のような特色が要約できる。

- ① 注入材を所定の位置で計画的に注入できる。
- ② 注入管を上下することによって、注入位置を任意に変えることができる。
- ③ 同一ヶ所において、異種の注入材を繰り返して注入することができる。
- ④ 前②③項から、まづ注入位置は浸透しやすい地層から始まり、注入材は廉価なものから始めることができる。
- ⑤ 予め計画した注入が完了した後も、補足再注入が簡単にできる。

以上のような利点は、注入工法の信頼性と経済性の両面で、極めて重要な意義を持つものである。

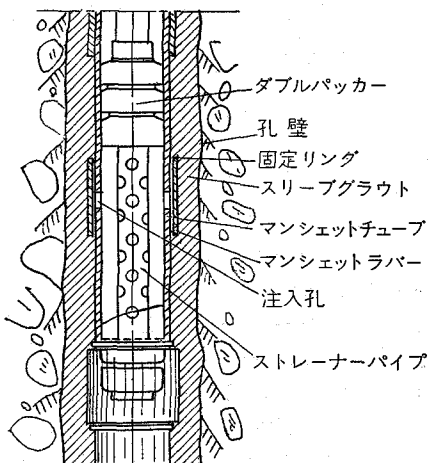


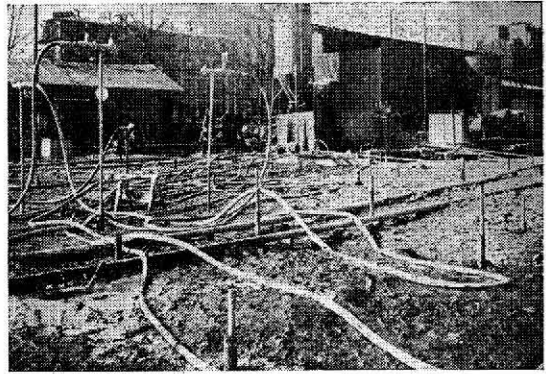
図-3 マンシェットチューブ

4. 施工管理

これまで申し述べたように注入工法では、その作業に際して使用する注入方式（ロッド、ストレーナー、二重管）によっても、その結果に大きな差異を生ずる。しかし注入しようとする対象地盤、その事前調査とこれに基づく注入計画立案の各々の要素が、必ずしも完全を期して関連づけられない現状であるとするならば、注入の結果はまたその施工管理によっても著しく左右されるものといえよう。

従来の注入作業では、施工管理の最も重要な部分が、各注入孔の注入にたずさわる作業者にゆだねられ勝ちではなかったろうか。その原因が工法的に或は経済性その他各種事情に由来するとしても、結果的にはその作業者の経験や勘に左右されやすく、折角の計画検討が生きて来ない場合もあろう。

ソレタンシュの注入工法では、この施工管理についても万全を期すべく諸々の工夫をしている。写真一は所謂コントロールルームの内部の一角を示すものであるが、ここには主任技術者を長とする2～3名の技術補佐がおり、プラント、ポンプ室、各注入管の操作を集中管理している。即ち予めたてられた注入計画に基づき、注入材の選定、配合の指示から始まり、これを送るポンプ



写真一 注入管理設状況

の注入量、注入圧の指示および注入管の位置指定など、管理室に設備された各種ゲージを読み取りながら、指示事項はすべて電話を通じ現場作業員に伝達されている。そして施工が計画や指示通りに進まないときは、その原因を究明するための簡単なテストなどもここで出来るようにしている。

このようにして、対象地盤の性質を予め十分調査し、それに基づき立案される計画、およびこれを確実に実行して行こうとする施工管理、夫々が有機的に関連づけられている所に、従来の注入工法には見られなかった大きな特色があるといえよう。また延いてはソレタンシュ注入工法が、われわれの期待する注入工法の信頼性を飛躍的に高め得た理由でもあろう。

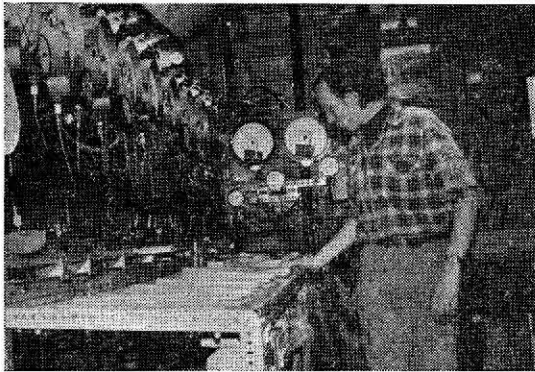
5. 実施例

我国においてはこの1年余のうちに数十件の実施をみており、その効果が大きに認識されつつあり今後の発展を期待されているが、今回は試験施工を中心にその効果を述べていく事にする。

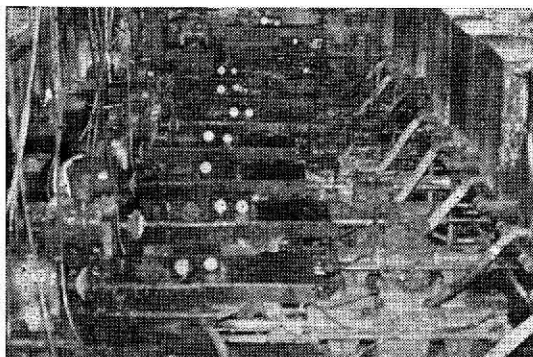
5-1 東京大学生産技術研究所における注入試験（註-2）

1) まえがき

地盤注入を行なう場合、注入目的地盤は不均質な場合が多く、従来のロッド注入では目的の箇所に有効に注入することがむずかしいがマンシュエッチューブと呼ばれる二重管による新しいソレタンシュの注入方式によればまず大きな空ダキに懸濁液型注入材をテン充し、地盤を均質化した後にゲルタイムの長い水ガラス系の薬液を徐々に浸透させ、さらに必要があれば低粘性の薬液を注入することにより経済的に改良できるとされている。そこで、地盤注入用の新しい水ガラス系およびフェノール樹脂系の薬液を用いて、従来のロッド注入と新しい二重管



写真一 コントロールルーム



写真二 ポンプ室

註-2 佐藤剛司，三木五三郎，酒井文雄「地盤注入の新しい薬液と施工法に関する二，三の中規模試験」，第28回土木学会全国学術講演会

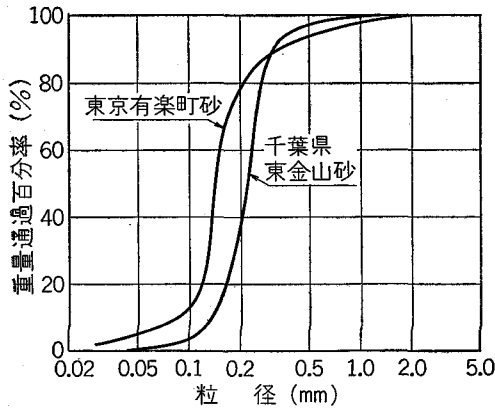


図-4 試料土の粒径加積曲線

式注入による施工性を、大型モールドを用いる中規模注入実験により具体的に比較検討してみた。

2) 試料土

試料土としては図-4に示す2種類の山砂を用いた。

3) 注入薬液

実験に用いた薬液は、水ガラス系のRSGⅢ、改良RSGⅢとフェノール樹脂系のフェノプラストの3種である。これらの新しい薬液はゲル化直前まで低粘度を保ち、非常に長いゲルタイムを持たせることが可能である。なお、注入配合は表-3のとおりである。

表-3 薬液の配合

	水ガラス系		フェノール樹脂系
	RSGⅢ	改良RSGⅢ	フェノプラスト
配合	主剤 60ℓ	主剤 50ℓ	主剤 15kg
	促進剤 3.5ℓ	反応剤 1.8~1.5ℓ	反応剤 25ℓ
	遅延剤 2ℓ		助剤 3~9kg
	水 40ℓ	水 50ℓ	水 10.5ℓ
液温 (°C)	13~24	17~20	14~18
ゲルタイム (min)	50~62	41~134	16~54
粘度 (CPS)	3.0	2.3	1.5

4) 注入装置と試験方法

注入装置は図-5に示すとおりである。大型モールドは、内径1m、高さ2.3mで、上下、左右に二つ割りにでき、上部加圧フタの加圧装置により最大 5 kg/cm² までの上載荷重を供試体に加えることができる。注入ポンプは吐出量 0~18 ℓ/min、吐出圧 0~50 kg/cm² で流量の調節が容易なものを用いた。

供試体は、透水係数が 10⁻⁴ cm/sec に対応する密度になるように締め固めて作製した。このときの供試体の性質は表4のとおりである。なお供試体の高さはロッド注

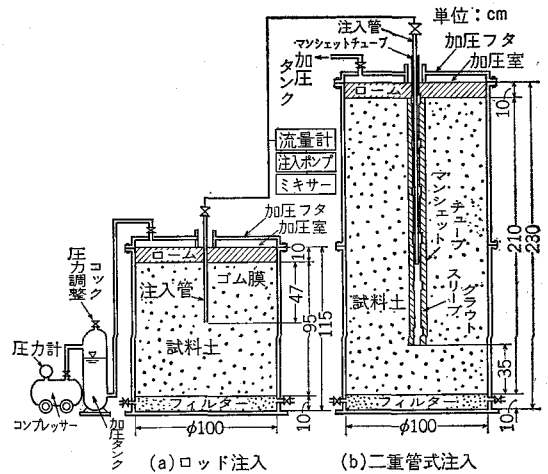


図-5 注入装置

表-4 供試体の性質

	東金山砂	有楽町砂
含水比 $w(\%)$	10.9	26.9
乾燥密度 $\gamma_d(g/cm^3)$	1.509	1.324
間ゲキ比 e	0.768	1.036
間ゲキ率 $n(\%)$	43.4	50.9
透水係数 $k(cm/sec)$	4.4×10^{-4}	4.7×10^{-4}
標準貫入試験のN値	4.2	3.1

入の場合 95 cm とし、二重管式注入の場合は 210 cm とした。

注入方法は、1ショット方式により、ロッド注入と二重管式注入を行ったが、二重管式注入の場合は、供試体作製時に 100mm のケーシングを埋込み、このケーシングの中にマンシエットチューブを建込み、その間にスリールグラウトを注入してからケーシングを引き抜き4日程度養生してからダブルパッカーを有するマンシエットチューブをセットして注入を行った。なお注入中の上載荷重は 0.5kg/cm² とし、4~5 ℓ/min の注入速度で約 75 ℓ 注入した。

注入後は、1日養生後標準貫入試験を行った後、薬液の浸透固結状態を観察し、固結上の圧縮試験と透水試験を行なって注入効果を判定した。

5) 実験結果とその考察

ロッド注入の場合、注入中にロッドにそって薬液のあふれ出しが見られたが、マンシエットチューブを用いた新しい二重管式注入工法では、外管と孔壁との間にスリールグラウトがテン充されており、薬液がこれを破って供試体に浸透するので、図-6に示す固結状態でもわかるように、注入位置を中心にして確実に浸透固結してい

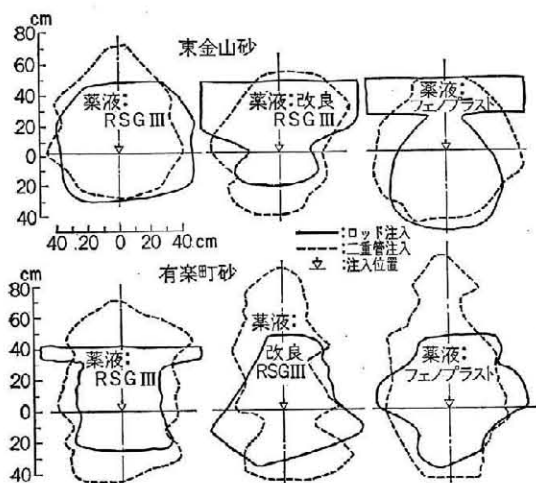


図-6 固結状態断面図

る。これからみても二重管式注入工法による施工は、ロッド注入に比べて確実に有効な方法であることが伺える。

実験に用いた新しい薬液の固結特性は、図-7、8に示すように、圧縮強さは $5 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ であり、そのN値も $10 \sim 30$ 目/と強さの大きな増加が見られる、また注入テン充率は $40 \sim 60\%$ であり、透水係数も新しい水ガラス係で $10^{-5} \sim 10^{-8} \text{ cm/sec}$ 、フェノール樹脂系で $10^{-8} \sim 10^{-9} \text{ cm/sec}$ と止水効果も良い。またこれらの固結土の性質は、ロッド注入、二重管式注入とも同様の結果を示した。このように新しい薬液は注入材として一般的な性質をそなえ、特に長いゲルタイムにおいても強さと止水性が良いことが注目される。

6) あとがき

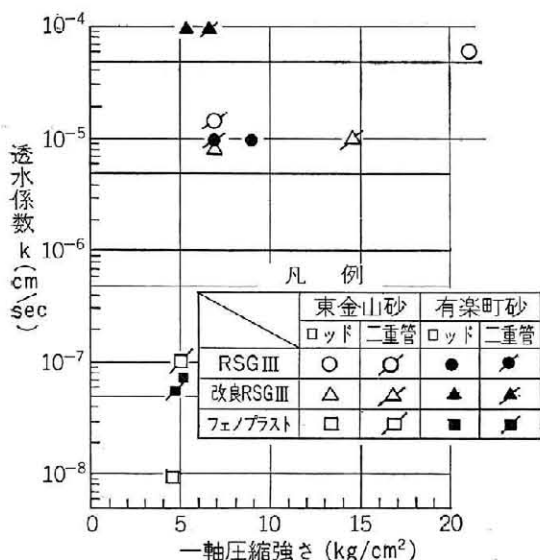


図-7 透水係数と一軸圧縮強さ

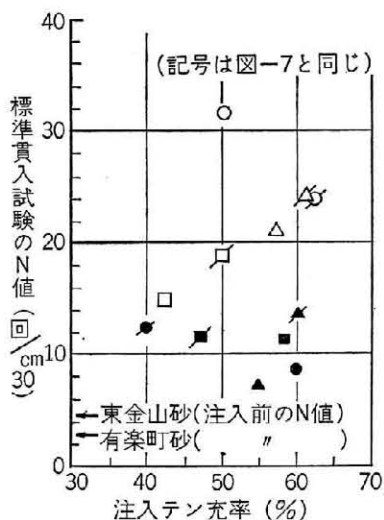


図-8 標準貫入試験のN値と注入テン充率

今回の比較試験によって、二重管式による新しい注入工法が、薬液を所定の位置で均一に計画的に注入できる、注入管の上下により注入位置を変えることが出来る、異種の薬液を繰返し注入することが可能である、特に不均質地盤において大きな間ゲキを安価な注入材でテン充して地盤を均質化した後に低粘性の薬液を注入することにより経済的な施工ができる、また必要があれば再注入することもできるといった多くの特色をもつ有利な工法である事がある程度実証できたと思われる。

5-2 南九州シラス地盤におけるカーテングラウト注入試験

1) まえがき

九州農政局南九州地域総合開発調査事務所において被圧地下水を含むシラスならびに降下軽石に対して、セメント、薬液等を注入して止水壁を築造することの技術的可否を検討する目的でソレタンシュ式注入工法グラウト試験が行われた。(写真-4)

試験は、鹿児島県会於郡志布志町地内、前川ダム予定地に於いて注入孔間隔 60cm の正方形 4 点方式による注入とし、その中心を注入効果判定の検査孔として行った。

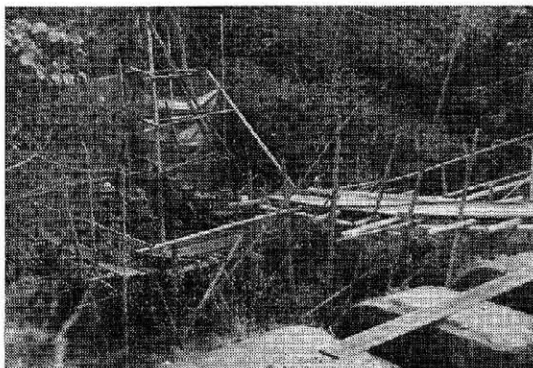


写真-4 施工中

試験成果は検査孔に於いて採取された、コアの観察、標準貫入試験、現場透水試験結果を検討した。

2) 地盤状況

試験地の地質は日南層群のレキ層、頁岩を基盤としているが上位は溶結凝灰岩、シラス、降下軽石、が分布している。(図-9)

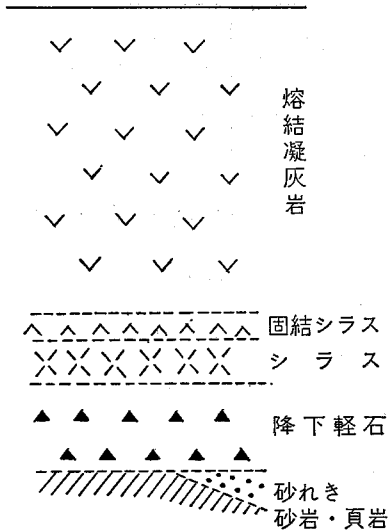


図-9

地層構成は

0.00~19.40m	溶結凝灰岩
19.40~20.50	固結シラス
20.50~24.80	シラス
24.80~28.30	降下軽石
28.30~31.30	レキ層
31.10~32m 以深	風化頁岩 よりなる。

溶結凝灰岩は固結度が高くN値は貫入不能で棒状コアが採取される。ただし、深度11.00~19.00付近は亀裂がやや多い。

シラス層ではN値が32回~36回と中位の相対密度を示しわずかながら湧水がある(30ℓ/min)

降下軽石層はN値が38~45回の値を示しているが、深度24.80m付近より多量の湧水があり湧水量は約500ℓ/minを示した。

基盤のレキ層は多量に粘度分を混入しており、レキ径φ10~50m/mが多く最大径100m/mのものから構成されている。

風化頁岩は破碎状コアを呈し、一部粘土化を示している。

透水係数は、溶結凝灰岩では $k=1.8 \times 10^{-4}$ cm/secを示しシラス層では $k=7.5 \times 10^{-4}$ cm/secを示している。

シラスの粒度試験では、60%粒径0.22m/m 10%粒径0.022m/m, 0.074m/m以下のシルト分は28.5%均等係数

は4の細粒からなる。最大粒径が10m/m位の軽石を0.5%含む。

3) 注入

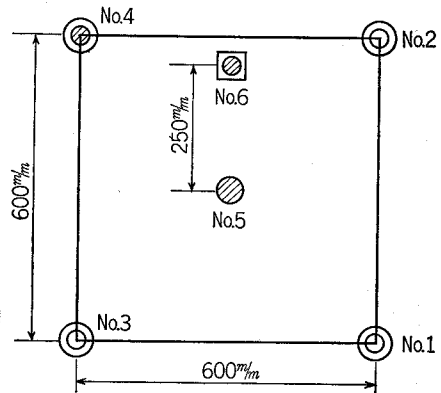
① 試験目的

- グラウトの目的を列記すると下記の通りである。
 - 地表に於いて湧水している箇所における注入工法の検討
 - 多種の地質に対して同一注入孔を利用する注入工法の検討
 - 被圧地下水を含んだシラス層及び降下軽石の透水係数の改善
 - 溶結凝灰岩及びレキ層の透水係数の改善

② グラウトテストパターン

グラウトは、孔間隔0.60mの4点方式をとり、ボーリング時に於いて湧水があるため、事前に、φ300m/mの鋼管制水弁をベースコンクリート(厚さ30cm)により固定し注入管設置箇所に取り付けた。

この4孔の注入孔はいずれも深度31.0mの頁岩岩着までの注入を施工すべく設置した。(図-10)



- ⊙ 注入孔 No. 1 ~ No. 3
- ⊗ 調査注入孔 No. 4
- ⊘ 1次検査孔 No. 5
- ⊚ 2次検査孔 No. 6

図-10 グラウト試験パターン図

③ 注入管設置

φ100m/mの大口径によるボーリングを所定深度(3.30m~33.50m)まで掘進後、湧水による浮力を考慮し先端部に35kgのオモリパイプを取り付けたマンシエツトチューブ(外管)を挿入した。上部60cmは制水弁のゴムシールによるパッキングを可能にするためここも鋼管とした。

マンシエツトチューブ挿入後、ストレーナー付ダブルパカー(内管)をシラス層(深度24.80m)にセットして、スリーブグラウト(C.B)を注入した。この際、孔

内よりの湧水があるために制水弁のバルブを開きスリーブグラウトが湧出して来るのを確認し制水弁バルブを閉じた。

このスリーブグラウトは予定数（ロス含む）1000ℓ/4孔の所 3840ℓ/4孔当り注入されたが、この内大部分は溶結凝灰岩の亀裂よりリークがみられた。注入は3日にかけて施工したが、1,2日目の注入圧は0~1.5 kg/cm²、3日目は1.0~3.0 kg/cm²であった。注入速度は20ℓ/minとした。

④ グラウト施工順序

グラウトは、主目的はシラス層と降下軽石の止水を計って施工したが、上位の溶結凝灰岩には、注入材のリーク防止として、レキ層にも止水を目的として注入を行った。

その施工順序は下記の通りである。（表-5）

表-5 グラウト試験施工順序

		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4				
I	溶結凝灰岩	C	RSG III	C	RSG III	C	RSG III	C	RSG III
		2	18	1	17	3	19	4	16
		15.00							
IV	固結シラス	RSG III	フェノール樹脂	RSG III	フェノール樹脂	RSG III	フェノール樹脂	RSG III	フェノール樹脂
		28	32.36	29	30	34	31	35	
		24.80							
II	降下軽石	C・B	RSG III	C・B	RSG III	C・B	RSG III	C・B	RSG III
		6	20	5.9	22	7	21	8	23
		28.30							
III	レキ層	C・B	RSG III	C・B	RSG III	C・B	RSG III	C・B	RSG III
		10	26	11.14	25	12	27	13.15	24
		31.33							

I~IV及び1~36 施工順序

1. 溶結凝灰岩 キャップグラウト（セメント）
2. 降下軽石 セメントベントナイト
3. レキ層 "
4. 溶結凝灰岩 キャップグラウト（RSG-III）
5. 降下軽石 RSG-III

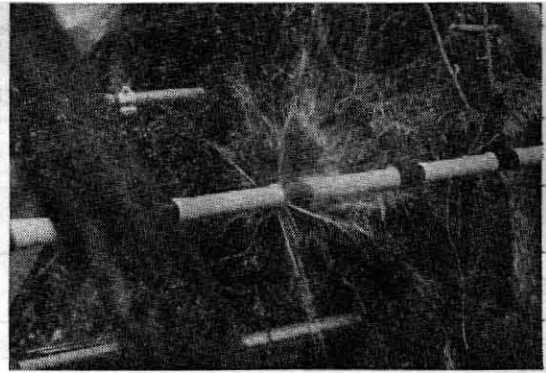


写真-5 二重管より噴出するグラウト材（地上に於ける試験）

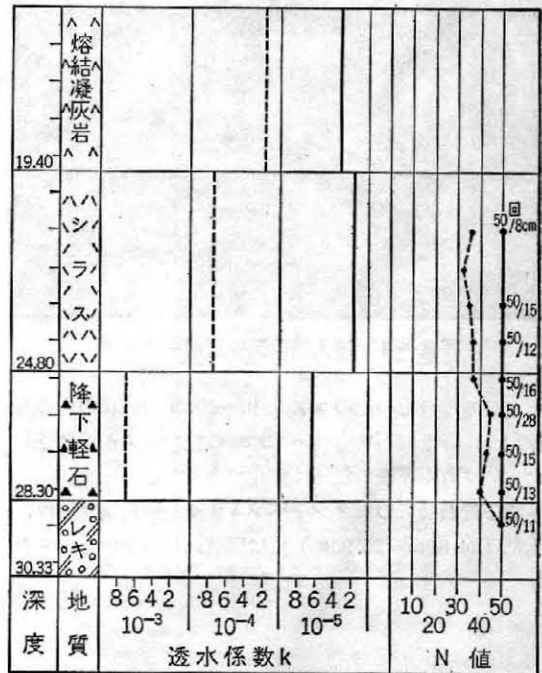
6. レキ層 RSG-III
7. シラス層 "
8. フェノール樹脂

4) 注入効果の調査（表-6）（図-11）

グラウト試験の効果確認は4点の注入孔の中心部にφ66m/mのオールコアの検査孔ボーリングによって行った。

その内容は全層に於ける透水係数の改善度、貫入試験のN値の改善度、地下湧水圧、量のチェックとした。

現場透水試験の要領及び解析方法は農林省、農地局発



INDEX 注入前(調査孔)-----
 注入後(検査孔)———

図-11 検査孔に於ける透水係数とN値からみた地質改善度

表一六 注入前後に於ける透水係数とN値の比較

	注入前 k_1 透水係数 (cm/sec)	注入後 k_2 透水係数 (cm/sec)	改善率 $(k_1 - k_2)/k_1$	改善比 k_2/k_1	注入前 N値(平均)	注入後 N値(平均)*
熔結凝灰岩	1.8×10^{-4}	3.1×10^{-5}	82.7%	1/5.8		
シラス	7.5×10^{-4}	1.78×10^{-5}	97.6	1/42.1	34.25 回	50回/11cm
降下軽石	7.1×10^{-3}	6.3×10^{-5}	99.1	1/112.6	42 回	50回/18cm
レキ層					50回/14m	50回/11cm

行の土地改良事業計画設計基準（第三部第一編フィルダム）S41年6月改定中に示されたバッカー法（第3法）によって行った。

又、標準試験は、日本工業規格 J I S A 1219 による試験法によって、コアリングに於いてはシラス層で深度 21.00より薬液によって固結した長さ 1.25mの柱状コアが採取された。コアリングは深度 23.00mまでWコアチューブによる有水掘りとしたがそれ以後は、コアの固結度が低い為Sコアチューブによる無水掘りとした。（写真一六及び口絵写真）



写真一六 注入後効果確認ボーリング

シラス層のその他のコアは 10~30cm の柱状のものも採取し、降下軽石でも 15~20cm の柱状コアが採取された。いずれも薬液の浸透は完全であった。

降下軽石層でのセメントベントナイトの浸透状況は、上部（24.80m~26.90m）では顕著にはみられなかった

が、それ以後は幅 5~10m/m の脈状浸透がよくみられ、RSG-III 浸透による地層の団結度も高かった。

溶結凝灰岩では、多くの亀裂がみられその中の大きい亀裂についてはセメント、RSG-III の固結物が確認された。

レキ層（28.30m~31.33m）については、深度 28.70 mまでの上部ではセメント、RSG-III の浸透は良くみられたがそれ以後についてはセメントの脈状浸透がわずかに確認されただけである。

透水試験についてみると溶結凝灰岩は注入前 1.8×10^{-4} cm/sec が注入後 3.1×10^{-5} cm/sec となり不透水層を形成している。シラス層は注入前 7.5×10^{-4} cm/sec が 1.78×10^{-5} cm/sec と 42 倍の改善度を示して透水層を形成している。

降下軽石層は注入後 6.3×10^{-5} cm/secとなり、ほぼ完全な不透水層を形成している。

標準貫入試験については注入前シラス層がN値32~36回、降下軽石層38~45回を示していたが、注入後に於いてはいずれもN値50回以上になっており、50回打撃に於ける貫入深さは、シラス層で8~15cm、降下軽石層では13~28 cm と地層の改善がなされている。

（追加）

シラス層での透水試験に於いては注入圧が、0.1~4.0 kg/cm² までは $k=10^{-6}$ cm/sec オーダーを示している。

最後に上記のソレタンシュ工法の試験注入に当って種々の御指導を承りました東京大学生産技術研究所三木五三郎氏並びに九州農政局九州地域総合開発調査事務所の方々にここに感謝の意を表します。

新川農業水利事業の排水制御システム

高木 義雄* 中村 和也*
岡 久仁雄* 江頭 輝*

目 次

1. 新川農業水利事業におけるシステム化の背景……………(83)	4-1 親機場の運転モード……………(89)
2. 制御方式の決定……………(84)	4-2 子機場の運転モード……………(90)
2-1 子機場の制御方式……………(84)	5. 新川システムのハードウェア……………(91)
3. 新川本川の洪水制御……………(86)	5-1 コンピューターの機能と位置づけ……………(91)
3-1 洪水予測プログラム……………(87)	5-2 リアルタイムコンピューターの条件……………(91)
3-2 予測時間と最小制御周期……………(88)	5-3 システム設計……………(91)
3-3 予測制御の手順……………(89)	5-4 システムの施設構成……………(91)
4. 機場の運転プログラム……………(89)	6. 新川におけるオンライン制御の効果……………(92)

1. 新川農業水利事業におけるシステム化の背景

国営新川農業水利事業は、新潟平野の一角西蒲原平野の農地約20,000haを対象とした排水改良事業である。当事業地区は、地区の約70%が地表水の排除を機械排水に依存しており、昭和20年に開始された農地開発営団事業を引き継ぎ昭和23年から始められた新川農業水利事業第1期事業は、新川改修と新川沿線の排水機場設置が主な工事であった。しかし、昭和30年頃から当地域一円に水溶性天然ガス採取による地盤沈下が顕著になり、その沈下量は新川沿線で昭和36年から昭和40年の5年間で最大30cmにも達した。その後地盤沈下は進行し、激しい所では累計沈下量が2m以上にも達している。しかしながら、日本海潮位は従前どおりであり、新川水位は新川沿線地盤標高に対して相対的上昇を来し、ますます天井河川化している。このために新川沿線の既設排水ポンプが揚程増加を来し、排水能力は低下し、計画排水量を排除できなくなった。このような理由で、新川の既設ポンプの機能低下を補うことを目的として、新川第2期農業水利事業が昭和42年に策定され、昭和45年に新川河口に計画排水量240m³/秒の河口大排水機場が設置された。河口機場（親機場と呼ぶ）は新川沿線機場（子機場と呼ぶ）の機能低下を補うために、新川本川の水位操作を実行するが、河川のように幅が小さく、長さが大きい

（平均河川幅50m、河川延長13km）場合は、機場前面の水位を操作して上流の目的地点で水位操作の効果が現われるまでの応答時間が著しく長いので、既設子機場の如くフィードバック制御が不可能であり、フィードフォワード制御（予測制御）に依らざるを得なくなった。その結果、河口機場を手動運転するとしても、テレメーター装置、システムモデルおよび高速演算機が必要となった。

一方、河口機場設置後、新川水位が河口機場の設定内水位によって制御されるので、子機場の外水位（新川水位）は河口機場における水位操作の影響を直接受けることになり、新川を介して河口機場運転と子機場運転とが密接な相互関係をもつに至った。子機場制御では、応答時間が短いのでフィードバック制御が可能であり、上述のシステムモデル等の必要性はないが、上記システムに若干プラスすることにより、子機場群の集中制御および集中管理が可能となるので、排水業務を合理化して効果的な排水を実行し運転管理費の削減、災害防止を達成するためのシステム化も自然発生的に要請されるに至った。

従って、河口機場排水制御系における必要条件としてのシステム化と、沿線機場排水制御系における合理化のためのシステム化すなわち十分条件としてのシステム化の両サイドからシステム化の要請が生じ、さらに用水施設をも含めて一層有機的なシステム化が計画設計された。すなわち、17排水機場、8揚水機場、9用水樋管、5雨量観測所、5水位観測所、1施設管理所および中央

* 北陸農政局新川農業水利事業所

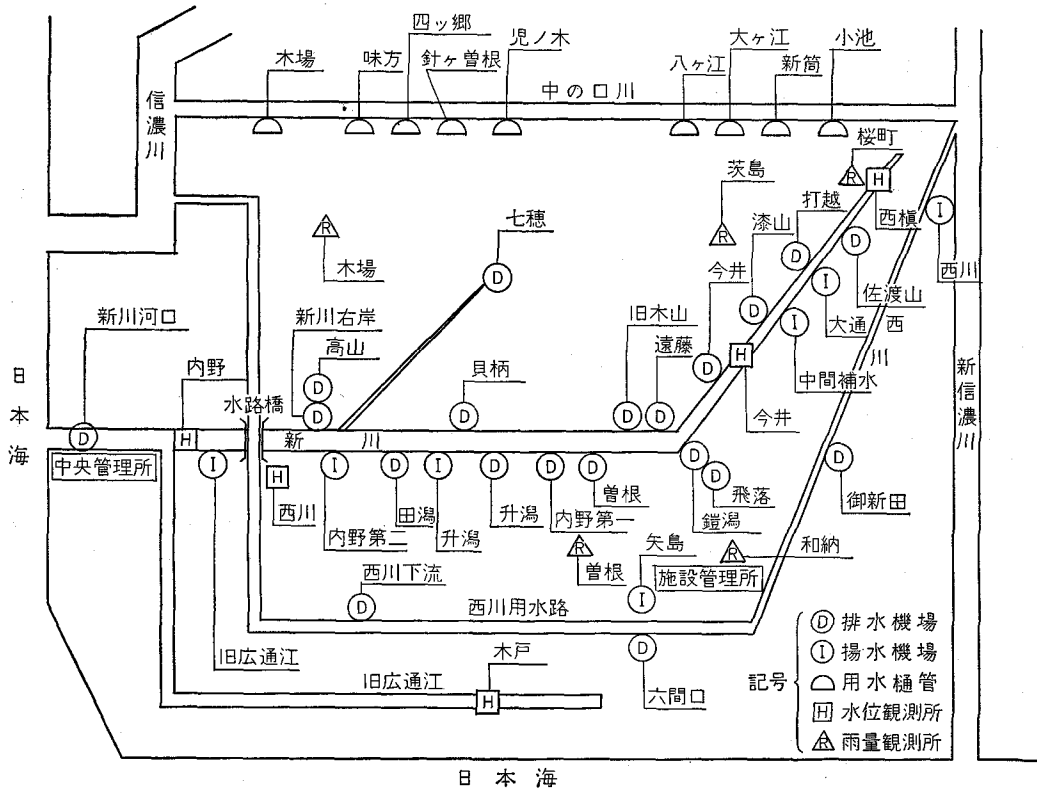


図1 国営新川地区模式図

管理所から構成し、手段としてテレメーター・テレコン
トローラーシステムと電子計算機システムを結合した遠
方計算機システムを確立し、集中監視、集中計測、集中
制御を実行する新川水系排水制御システムが実現する運
びとなった。

2. 制御方式の決定

2-1 子機場の制御方式

2-1-1 子機場制御の現状分析

- ① 機場単独で内水位が目標内水位（設定内水位）に
収束する様にPI調節計の出力で台数制御、翼角制
御を実行し自動運転を行うフィードバック制御方
式。
- ② 機場単独で内水位が目標内水位に収束する様な、
比較演算器を有して連続自動運転を行うフィードバ
ック制御方式。
- ③ 機場単独でオペレーターが内水位を目で観測しな
がら、目標値との偏差によりポンプ稼動台数を制御
する人間によるフィードバック制御方式。

以上の3つのタイプの機場が混在するが、いずれも機
場単独として、内水位と目標水位との偏差により台数制
御、翼角制御を実行するフィードバックループを形成し
ている。

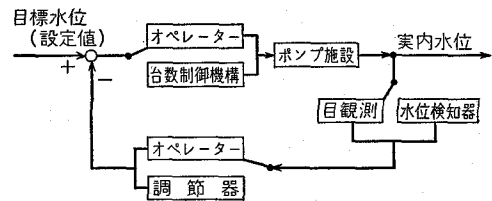


図-2、子機場のフィードバック制御ループ

2-1-2 子機場制御とフィードバック制御

上述のごとく、子機場の場合には翼角または台数変化
後、内水位に制御効果が現われ始めるまでの時間すなわ
ち応答時間は短かく3~5分であり、このように応答時
間が短い制御系では、フィードバック制御がきわめて有
効な制御方式となる。また、フィードバック制御では、
測定不可能な外乱や測定誤差および操作ミスの影響など
を、入力（設定内水位）と出力（実内水位）のみの情報
でそれらの影響を相殺する作用を内在しており、システ
ムの安定性および信頼性を著しく高くするメリットを有
する。従って、各子機場ではフィードバック制御が最適
な制御方式である。

2-1-3 子機場制御の集中化

上述のごとく、現状でも各機場は一応のフィードバ
ックループを形成しており、各子機場で人間が介在する部

分を機器で置換すれば、無人の自動制御ループが構成される。従って、各子機場に制御基準（設定内水位）を与え、その制御基準に従って、無人でフィードバック制御

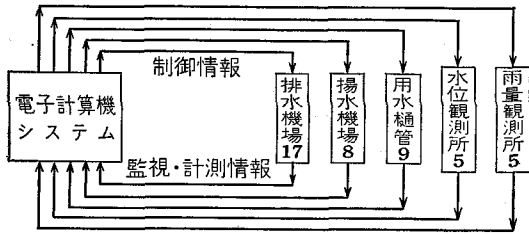


図-3 多重ループ構成図

表-1 制御管理レベル

レベル	施設名	所属数
A 級	排水機場	7
B 級	〃	8
C 級	〃	2
D 級	揚水機場	8
	用水樋管	9
	雨量観測所	5
	水位観測所	5

表-2 制御管理方式と伝送項目

1. 監視項目

		A	B	C	D
管理 状態	買電確認	○	○	○	
	回路短絡	○			
	施錠	○	△	△	
	火災	○			
ボ ン プ	中央自動	○			
	機場遠方	○	○		
	機場直接	○	○		
	起動	○			
プ	運転	○	○	△	△
	停止	○	○	△	
	重故障	○	○	△	
	軽故障	○			
水 門	起動条件	○			
	水門全開	○	○	○	
	全閉	○	○	○	
	故障	○	○	○	
除 塵 機	除塵機運転	○			
	停止	○			
水 路	故障	○			
	内水位上限	○	○	○	
	下限	○	○	○	
	外水位上限	○	○	○	
制 御	ストレーナー異常	○			
	制御指令確認	○	△	△	

2. 計測項目

		A	B	C	D
局番		○	○	○	○
内水位		○	○	○	◎
外水位		○	○	○	
翼角		○			
水門開度		○			◎

◎印は用水樋管と水位観測所のみ。

◎印は西川水門のみ。

3. 制御項目（中央→機場）

		A	B	C	D
ポンプ起動		○	△	△	
ポンプ停止		○	△	△	
設定内水位指示		○	○	○	
水門開閉		○			

（注）△印は子機場の操作盤上のボタンを押す。

またはランプを読みとる等の人間の動作、判断を介入するもの。

○印は検出装置と伝送装置が直結しているもの。

を実行する完全自動の制御系が確立できる。その制御基準の伝送手段として、400 MHz の UHF 無線回線を使用する。その結果、各子機場について UHF 無線回線と電子計算機を含む監視・計測・制御ループが構築される。換言すれば、電子計算機を核とする多重ループが構成される。その結果、新川水系の子機場群の集中制御が達成されるのである。

2-1-4 機場制御管理レベルの決定

上述①②③の現況制御方式を ①排水量 ②使用頻度 ③ 関連操作 ④運転判断 ⑤ごみ処理 ⑥改造費の6項目について、各々評価し総合判定して、制御管理レベルを次のごとくA, B, C, D級に分類する。

A級制御管理方式

- ① 中央局からの呼出し、または自動立上り（親局から呼出しせずに該当事象が発生すれば中央局へ呼出要請を行い情報を伝送する）により監視項目および計測項目の伝送を行う。
- ② 中央局からの制御指令に基づいてポンプおよびゲートのノーマン中央遠隔制御（中央計算機制御、中央手動制御）を実行する。また、機場内のスイッチ切換えにより機場遠方および機場直接制御をも実行可能である。

B級制御管理方式

- ① 中央局からの呼出しまたは自動立上りにより監視項目および計測項目の伝送を行う。
- ② 中央局からの制御指令が機場の制御盤に表示さ

れ、その制御指令に基づいてワンマンコントロールを実行する。また、機場内のスイッチ切換えにより機場遠方および機場直接制御をも実行可能である。

C級制御管理レベル

- ① 中央局からの呼出しまたは自動立上りにより監視項目および計測項目の伝送を行う。
- ② 制御指令が機場の制御盤に表示され、ポンプ操作は人間が直接各機器を操作する。すなわち機場直接制御を実行する。

D級制御管理方式

- ① 中央局からの呼出しに基づいて監視情報の伝送を行う。
- ② ポンプ操作は機場直接制御を実行する。

（表2 監視・計測制御項目一覧表）

2-1-5 制御の割込みレベル

電子計算機1台に対して多重ループを形成するシステムでは、電子計算機や無線回線がダウンすれば、全機場が制御不能に陥るので表3のごとく多重の制御レベルでバックアップし、システムの硬直化を防ぐ。その効果としては次のようなものがある。

- ① システムの局所ダウンに対してバックアップが可能である。
- ② 状態変化への適応度が向上する。
- ③ 調整ラン、分割テスト、分割保守点検が容易である。

表-3 制御の優先レベル

制御管理 優先レベル	A 級 (NO MAN)	B 級 (ONE MAN)	C 級 (SOME MEN)	D 級 (SOME MEN)
第 1 位	機場直接制御	機場直接制御	機場直接制御	機場直接制御
第 2 位	機場遠方制御	機場遠方制御	中央手動指令による 機場直接制御	
第 3 位	中央手動制御	中央手動指令による 機場直接制御 又は、機場遠方制御	中央計算機指令による 機場直接制御	
第 4 位	中央計算機制御	中央計算機指令による 機場直接制御 又は、機場遠方制御		

3. 新川本川の洪水制御

人間が水理量の中で最も確実に、監視および計測しやすいのは水位である。新川排水制御システムは、監視および制御の対象を直接的には水位とするプロセス制御である。一方、目標値の性質から見れば制御の目標値（目標水位）が時間に対して一定であり定値制御系である。また、設定水位の操作、自然排水樋門の開閉、見込運転への移行により河口設定内水位が操作されるが、河口における水位操作の効果が目的地まで到達するまでの時

間すなわち応答時間が非常に大きい。このように応答時間が長大なシステムにフィードバック制御を適用すれば、修正動作が常に後手にまわり制御効果が得られるどころか、操作と応答が振動してシステムの制御は不安定へと発散してしまう。そこで、有効な制御効果を得るには、整定時間（むだ時間+おくれ時間）だけ先のシステム応答を予測して制御変量（河口内水位の操作量）を入力しなければならない。時間的に未来のシステム出力を予測するには、そのシステムの状態変化を予知するためのシステムモデルが必要であり、当システムは定値制御

系であるので、外乱（新川支線および沿線排水機場からの新川本川への流入量）の影響の現われ方を表現するシステムモデル、すなわち、新川の不定流モデルを核として制御モデル（制御アルゴリズム）および制御対象モデル（排水ブロックや流入支線等の現象モデル）から成るシステムモデルが必要である。このようなシステムモデルをオンライン・リアルタイム的に実行することにより、予測水位と目標水位の偏差から河口設定内水位を決定して、新川本線の洪水水位をコントロールする予測制御（フィードフォワード制御）が可能となり、応答時間の長大な当システムに有効な制御方式となる。

すなわち、システムモデルと高速演算機とがフィードバック制御の壁を破り、フィードフォワード制御を可能とするのである。

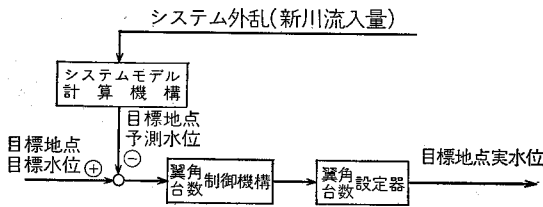


図4 新川本川フィードフォワード制御ブロック線図

3-1 洪水予測プログラム

3-1-1 不定流の基礎方程式

洪水を予測し、その予測値で洪水水位を監視・制御するには、任意地点・任意時刻の洪水水位を予知する必要がある。そのためには新川の洪水解析が必要である。しかしながら不定流型偏微分方程式は非線型であり、河川洪水

流の一般解は得られていない。そこで、一次元の不定流型偏微分方程式（ナビエ・ストークス型運動方程式の粘性項をマニング型摩擦項で置換した運動方程式と連続方程式）を差分方程式に近似し、電子計算機により数値積分して解かざるを得ない。新川システムでは、農業土木試験場で開発されたオイラー型の一次中心差分近似による差分モデルを適用している。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2} \right) + \frac{n^2 |v|}{h^{4/3}} v = 0$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

3-1-2 格子間隔

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{\sqrt{gh_{max}} \pm V_{max}}$$

なる条件を満足する時で、かつ常流の場合に計算格子点は特性曲線の影響範囲に納まり、積数積分の値は収束する。新川では河川断面が急激に変化する地点はほとんどなく、流速分布が隣接断面で急変しないこと、および定期的な河川測量の経済性を考慮して、 $\Delta x = 400\text{m}$ とする。従って、新川の想定 H_{max} , V_{max} から $\Delta t = 30$ 秒とすれば収束条件が満足される。（図5）

3-1-3 初期水位

現在時刻 T の子機場および水位観測所検出水位をラグランジェ補間し、モデル格子点の初期水位 $Hi(T)$ を求める。

3-1-4 初期流速

当解析法では、初期流速をラフな値で入力しても急速に解は収束するので、初期水位 $Hi(T)$ を用いてモデル格子点の初期流速を擬似等流式

大通川測点No. (No.124)		(No.116)		(No.108)		(No.100)																							
(No.0+50)		(No.120)		(No.112)		(No.104)		(No.96)		(No.92)		(No.88)		(No.84)															
70		68		66		64		62		60		58		56															
(No.4+50)	72	[鎧 湯] [No.126]				[旧木山] [No.109]		[曾 根] [No.95+80]				[升 湯] [No.73+50]				42	(No.72)												
(No.8+50)	74															40	(No.68)												
(No.12+50)	76	[今 井] [No.13+88]																		38	(No.64)								
(No.16+50)	78											[西横観測所] [No.71+63]		106		(No.72+50)		36	(No.60)										
(No.20+50)	80	[漆 山] [No.20+83]				[打 越] [No.46+98]				[佐渡江] [No.55+54]				104		(No.68+50)		[貝 柄] [No.55+40]		34	(No.56)								
82		84		86		88		90		92		94		96		98		100		102									
(No.24+50)		(No.32+50)		(No.40+50)		(No.48+50)		(No.56+50)		(No.64+50)		(No.72+50)		(No.80+50)		(No.88+50)		(No.96+50)		(No.104+50)									
(No.28+50)		(No.36+50)		(No.44+50)		(No.52+50)		(No.60+50)		(No.68+50)		(No.76+50)		(No.84+50)		(No.92+50)		(No.100+50)		(No.108+50)									
[外海]		[河口機場] [No.4]		[広通江] [No.8+50]				[旧広通江] [No.12+80]		[西 川] [No.17+30]		[右 岸] [No.21+80]		[田 湯] [No.49+70]															
2		4		6		8		10		12		14		16		18		20		22		24		26		28			
(No.-4)		(No.0)		(No.4)		(No.8)		(No.12)		(No.16)		(No.20)		(No.24)		(No.28)		(No.32)		(No.36)		(No.40)		(No.44)					

図5 新川モデル格子構成図

$$Vi(T) = \frac{1}{n} H^{2/3} \sqrt{i - \frac{dh}{dx}} \text{ により算出する。}$$

3-1-5 上流境界条件

実測データ検出の容易さの点から、西横地点の観測所水位 $HE(T)$ を使って外挿一次式により予測した任意時刻 $(T+t)$ の予測水位 $HE(T+t)$ を上流境界とする。

3-1-6 下流境界

ポンプ台数制御、翼角制御モデルにより、設定内水位に河口計算水位が収束するように排水量を決定し、その排水量を下流境界条件とする。

3-1-7 自然流入支線予測流入量

大通川、新木山川、広通江の3支線については、河口からの影響がほとんどない地点に水位観測所を設置して、刻々の流入量は $H-Q$ カーブから算出する。流入量予測は予測水位値を外挿により求め、 $H-Q$ カーブで変換する。

3-1-8 沿線機場からの予測排水量

大通川流量と沿線機場排水量の相関々係式により沿線機場予測排水量を算出する。(図6)

3-2 予測時間と最小制御周期

3-2-1 水理現象伝播時間

目標地点水位(新川右岸機場外水位)が目標水位をオーバーしたり、見込運転を行う場合、自然排水樋門を操作する場合等に河口機場で設定内水位を変更し、目標地

点水位を目標水位不感帯に保持するのであるが、河口機場での水位操作の影響が目標地点に到達するには、かなりの時間を要する。常流の場合の伝播時間は次式で計算する。

$$T = \frac{L}{(\sqrt{gH} \pm V)}$$

T : 伝播時間

H : 水位

L : 水路延長

V : 流速

上流方向伝播の時 (-)

下流方向伝播の時 (+)

新川の場合、新川右岸(制御目標地点)までの伝播時間は10分、鑑潟までは50分となる。

3-2-2 設定水位変更所要時間

新川の貯留量および流出量によって若干異なるが、河口機場の実積では、設定内水位を50cm低下させるのに、2時間を費せば、新川とりわけ影響の大きい下流部護岸は残留水圧に対して安全である。

3-2-3 伝播波減衰によるおくれ時間

新川河口自然排水樋門の閉閉シミュレーションの結果から20分である。

3-2-4 情報処理時間

当システムの電子計算機の処理能力では、①データ収集、②状態判別、③シミュレーション、④制御判別、

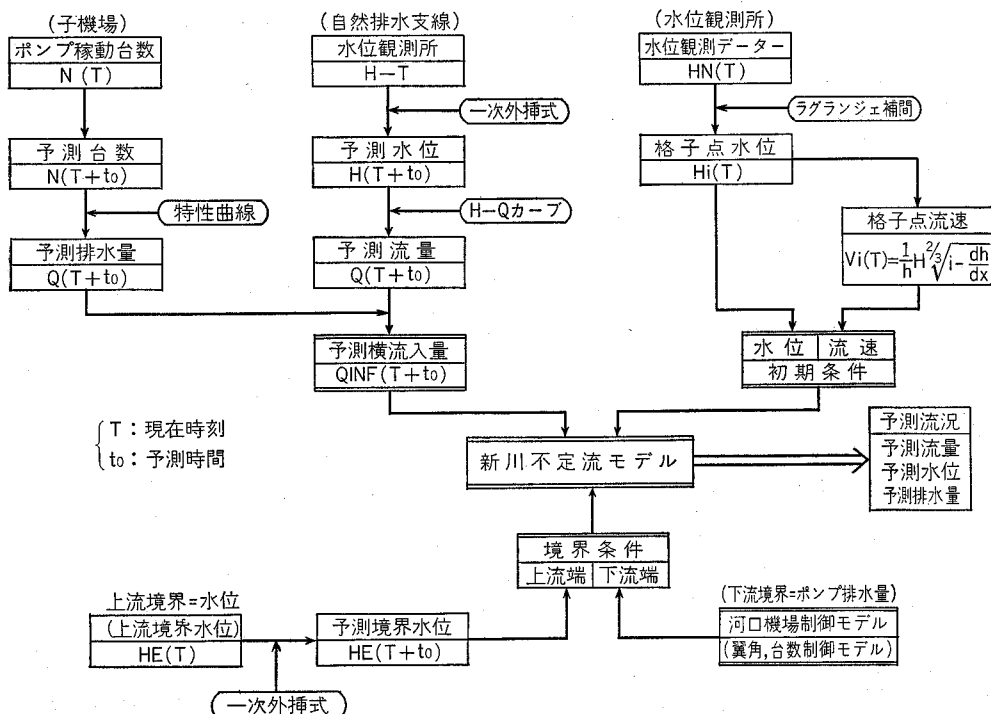


図6 新川洪水予測モデル構成図

⑤制御指令を1サイクル10分で実行する。

3-2-5 予測時間と最小制御周期の決定

設定内水位変更，自然排水樋門開閉，見込運転の場合には，160分*より長時間先を見越して，予測制御を実行し，160分のおくれ時間を吸収しなければならない。すなわち，モデルによる予測時間および最小制御周期は160分であり，設計では3時間とした。

3-3 予測制御の手順

3-3-1 最適設定内水位の決定 (図7)

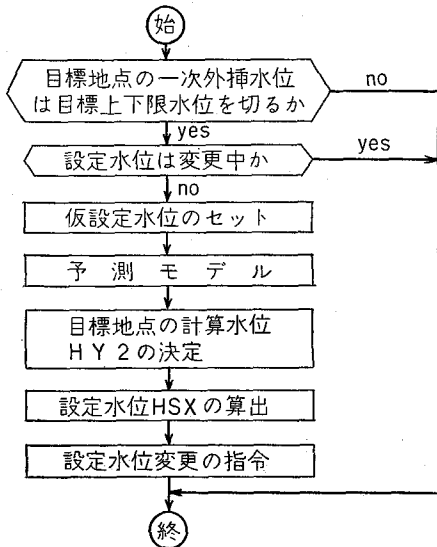


図7 設定内水位変更フローチャート

目標地点では，常に一次外挿により t_0 時間後水位を予測し，その外挿値が目標上下限の範囲（不感帯）を外れると，仮設定水位により初期条件，境界条件を現在時刻の状態に設定し， t_0 時間後の水位を予測し，計算水位HY2を求める。この計算水位HY2が目標水位HYと一致するように最適設定内水位HSXを求め，HSXを新しい設定水位とする。この場合，仮設定水位を種々に変化させて，試行を繰り返して最適な河口設定内水位を求めるべきであるが，洪水の変化は時間（hour）オーダーにとっても緩慢でありかつ滑らかであるので，CPU負荷軽減の点からも一次補間によって最適値を決定する。

$$HSX = HS1 - \frac{HS1 - HS2}{HY1 - HY2} (HY1 - HY)$$

すなわち，HSXをHY1，HY2，HS1，HS2の4つの値からHYに対応するように補間して最適設定内水位を決定する。（図8）

このようにして，河口設定内水位と目標地点水位がコ

* (データ収集～制御指令までの所要時間) + 設定内水位操作所要時間 + 伝播時間 + 伝播おくれ時間 = 10 + 120 + 10 + 20 = 160分

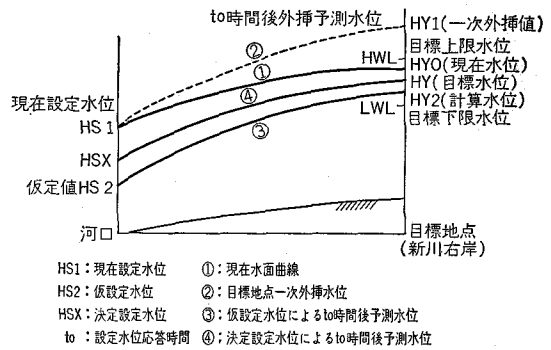


図8 設定内水位変更計算

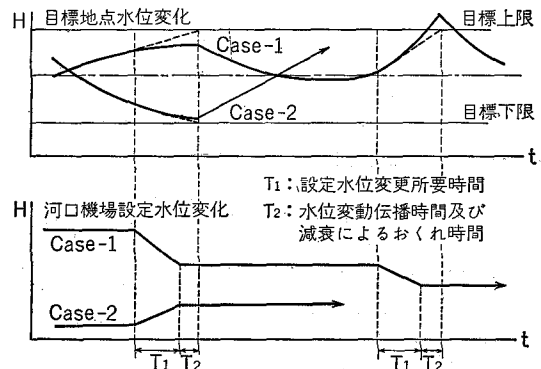


図9 河口設定内水位と目標地点水位の応答

ントロールされ，図9のような応答関係になる。（図9）

4. 機場の運転プログラム

4-1 親機場の運転モード

4-1-1 可変内水位運転（常時運転）

条件：外水位 > 設定内水位

新川の流下量の増減が目標地点不感帯に納まるように，前述のフィードフォワード制御により，河口の設定水位を操作する。しかし，流下量の増減が目標水位不感帯に納まる範囲のものである場合は，河口の設定水位は変化せず定水位運転とする。

4-1-2 見込運転

新川水系では，ピーク降雨とピーク流出の遅れは約6時間であるので，降雨状況から洪水の予測ができる。従って，洪水が予想される場合には，河口設定内水位を許容下限水位に設定して，前もって新川の水位を下げておき，河道の貯留効果により洪水ピークの平滑化を行う運転である。

4-1-3 非常時運転

河口ポンプがフル運転となり，流下量に対応する設定内水位が許容下限内水位に降下しても，チェックポイント（新川沿線5ヶ所）の規定水位を上まわる等して非常時の状態判別が出されると，沿線子機場の一部停止や緊

急洪水対策をとり新川の越流や破堤を防ぐ。

4-1-4 自然排水

設定内水位が外水位より高くなると、河口ゲートは開放されてポンプを停止し、自然排水を行う。しかし、目標地点の不感帯を外れると直ちに可変内水位運転に移行する。(図10, 図11, 図12, 図13)

4-2 機場の運転モード

4-2-1 常時運転

次の5ケースについて、夫々の子機場がもつ排水プロ

ック固有の設定水位(制御基準水位)を定める。また設定水位の随時変更(可変内水位運転)は行わず定水位運転のみとし、該当ケースの設定水位を中央管理所より子機場へ指令する。

- ① かんがい期
- ② 非かんがい期
- ③ 地下水制御期
- ④ 見込運転時
- ⑥ その他

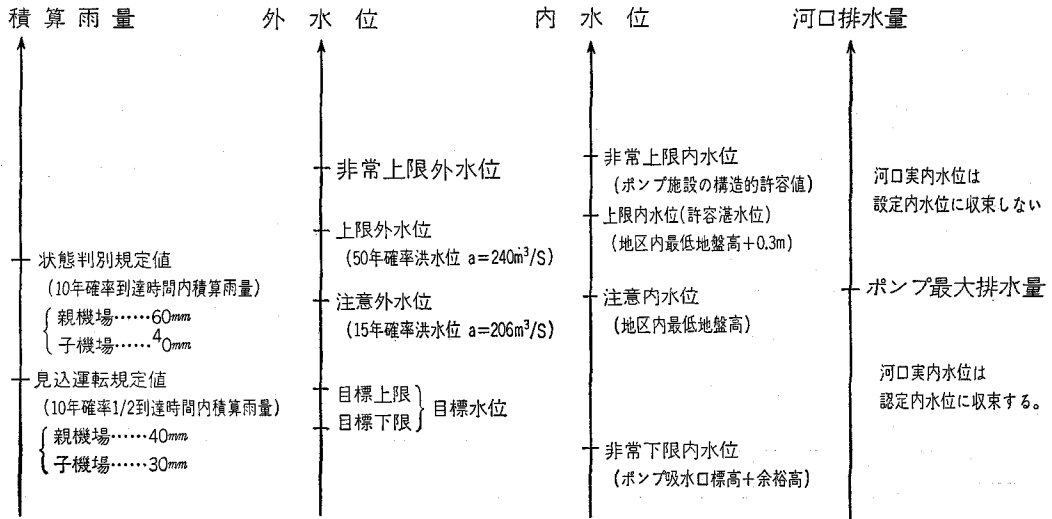


図10 水流量および水理量の規定値

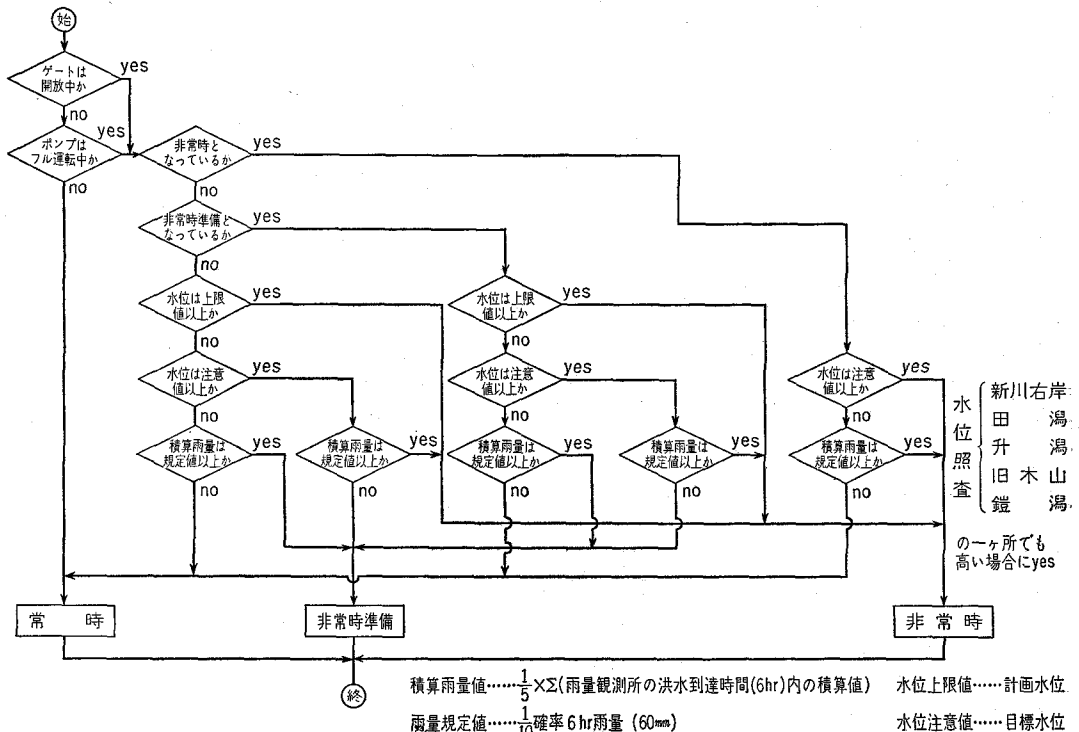
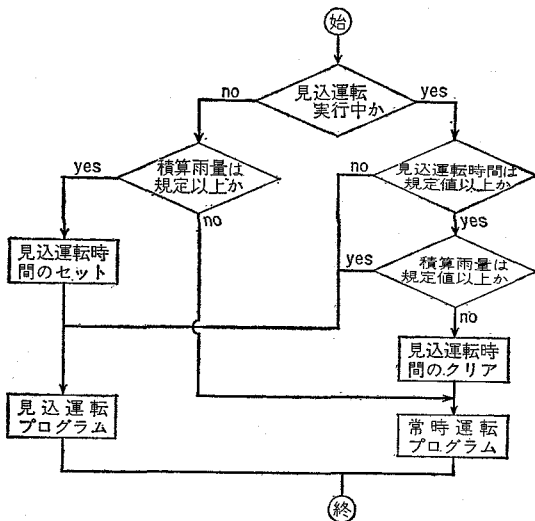


図11 親機場状態判別プログラム



積算雨量値…… $\frac{1}{5} \times \Sigma$ (雨量観測所の洪水到達時間(6hr)内の積算値)
 雨量規定値…… $\frac{1}{10}$ 確率3時間積算値(40mm)

図12 親機場見込量運転判別プログラム

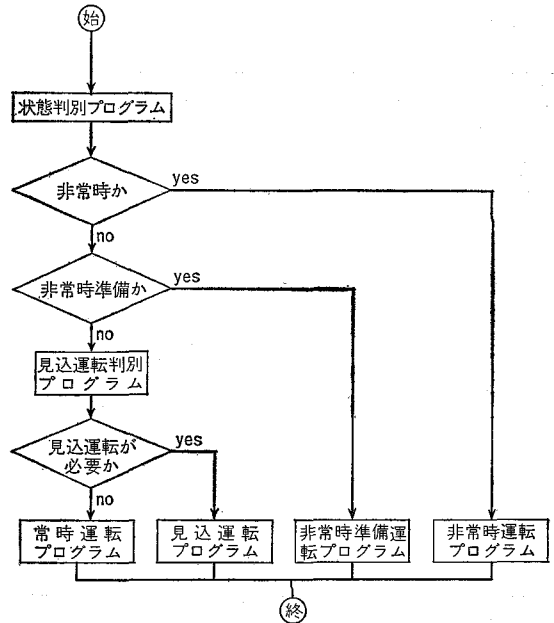


図13 親機場制御指令判別プログラム

4-2-2 見込運転・非常時運転

夫々の子機場の排水ブロックの状態判別を親機場の状態判別プログラムと同様に実行し、夫々の子機場の過転モードを決定し、中央管理所より制御基準すなわち設定水位を指令する。

5. 新川システムのハードウェア

5-1 コンピューターの機能と位置づけ

新川本川の制御におけるコンピューターの役割は上述した通りである。子機場については2で述べたように、子機場は夫々独立してアナログ調節器をもち子機場独自でフィードバック制御が実行可能である。従って、中央の電子計算機は子機場排水ブロックの状態判別、運転モードの撰択および子機場運転状態の監視を行う。すなわち、新川システムでは、子機場に対してはDDC(Direct Digital Control)は行わず、むしろSCC(Supervisory Computer Control)の意味が強く、子機場制御は、(SCC+アナログ制御)の制御構造をもっている。このことは安全性の点でDDCより優れている。

5-2 リアルタイムコンピューターの条件

- ① 多重優先割込機能
- ② フェイルセーフ機能
- ③ メモリープロテクション機能
- ④ オンラインリアルタイム入出力制御装置を有すること。
- ⑤ リアルタイム処理用ソフトウェアの完備
- ⑥ MTBFが大で、MTTRが小であること。

5-3 システム設計

システム設計はシステムの持つべき機能に関する設計を行う「機能設計」と、そのシステムの規模や処理能力に関する設計を行う「定量設計」、ならびに必要な信頼性を確保するために如何なる対策を講ずるかを定める「信頼度設計」に分けられる。一方、全システムのハード構成を端末、コミュニケーション、処理、入出力というサブシステムに分割して独立に設計し結合する方法をとり、くり返し洗練して行けば、見通しよく設計できる。(表4)

5-4 システムの施設構成

システム設計で決定した必要装置を設置する施設は次の如くなる。

- ① 中央管理所：全システムの監視を行い、制御指令の決定および伝送を行う。
- ② 揚排水機場：中央管理所の指令に基づいて各機場支配地区のウォーターコントロールを行う。
- ③ 用水樋管：水系外からの用水の取水量を中央管理所へ伝送する。
- ④ 水位、雨量観測所：水系の洪水予測や設定水位決定のための情報を中央管理所へ伝送する。
- ⑤ 施設管理所：中央管理所からの機場状態の情報を受けシステムの保守管理にあたる。
- ⑥ パトロールカー：無線装置を搭載し、機場の定期巡回や異常時に出動する。

6. 新川におけるオンライン制御の効果

一言にして言えば、時間的制約および距離的制約の排除により、必要な量・正確性・即時性をもった情報が一

表4 システム設計表

新川排水制御システム案

	機能設計	定量設計	信頼度設計	必要装置
端末設計	<ul style="list-style-type: none"> ・機場状態の監視・計測 ・雨量、水位計測 ・監視・計測・制御情報の授受 ・内外水位上下限判定 ・ストレナー異常判定 ・ポンプ制御 ・河口ゲート制御 	<ul style="list-style-type: none"> ・端末局数(45局) ・拡張局数(10局) ・監視・計測伝送所要時間 (全局で5分以内) 	<ul style="list-style-type: none"> ・人間によるバックアップ ・制御の割込み優先順位設定 ・無停電化 ・誘電防止 	<ul style="list-style-type: none"> ・状態検出装置 ・内・外水位計 ・状態表示装置 ・ポンプ・ゲート制御装置 ・有線又ハ無線装置 ・誘電防止装置 ・非常電源装置
コミュニケーション設計	<ul style="list-style-type: none"> ・監視・計測・制御情報の授受 ・保守・管理情報の授受 ・運転・管理情報の授受 ・定時・随時・割込走査 ・伝送コード (BCDコード) 	<ul style="list-style-type: none"> ・伝送速度(200ボー) ・無線回線 (出力:1W, 3W) (S/N:30dB以上) 	<ul style="list-style-type: none"> ・エラーチェック (反転2連送照合 水平垂直パリティ チェック パルス総数チェック) ・CPUダウン時はマニュアル操作 ・無停電化 	<ul style="list-style-type: none"> ・400MH8 UHF回線 ・150MH8 UHF回線 ・有線(公社線) ・変復調装置 ・通信制御装置 ・インターフェイス制御装置
中央処理装置設計	<ul style="list-style-type: none"> ・リアルタイム処理 (制御判別・指令・ 設定水位計算) ・バッチ処理 (水理・水文解析・ 統計解析) ・オンラインバッチ処理 ・多重処理機能 ・浮動小数点・倍精度演算 	<ul style="list-style-type: none"> ・ユーザーズエリア (16KW以上) ・ターンアラウンドタイム (10分以内) 	<ul style="list-style-type: none"> ・記憶保護機能 ・障害検出機能 ・MTTRの短縮化 ・MTBFの長期化 ・リカバリー機能 ・操作チェック機能 ・無停電化 	<ul style="list-style-type: none"> ・中央処理装置 ・非常電源装置
入出力設計	<ul style="list-style-type: none"> ・監視・計測・制御情報の表示 ・各種レポートのハードコピー ・警報(可聴・可視) ・任意データーのブラウン管表示 ・ランダムアクセスファイル ・クロスコール機能 ・データーロギング (シーケンシアルアクセスファイル) ・計測情報のデジタル表示 	<ul style="list-style-type: none"> ・ランダム・アクセスファイル (データーエリア: 110KW以上) ・文字数(128種) 	<ul style="list-style-type: none"> ・CPUダウン時は生データー表示 ・記憶保護機能 ・フォールバック機能 ・バックアップ機能 ・リカバリー機能 ・操作チェック機能 ・無停電化 	<ul style="list-style-type: none"> ・チャンネル制御装置 ・入出力制御装置 ・磁気ドラム装置(2式) ・磁気テープ装置(2式) ・入出力タイプライター ・作表タイプライター ・紙テープ読取装置 ・紙テープさん孔装置 ・ラインプリンター ・CRTディスプレイ装置 ・データーライター ・表示盤 ・操作卓 ・非常電源装置

カ所で集中的に得られ、総合的な判断が直ちに全地点に伝達されることから生じる諸効果である。

- ① 電子計算機の高速演算により、システムモデルを使ってフィードフォワード制御が可能である。
- ② 情報収集および情報処理が即時的に実行可能となり、人間の判断では不可能な高度で総合的な判断を

行い、水系全体として最適な制御が実行できる。

- ③ コントロールの集中化により、省力化・無人化が実現され、人件費が削減される。
- ④ 一カ所で水系全域に散在する機場の状態把握が可能となり、判断および対策が円滑に実行できる。

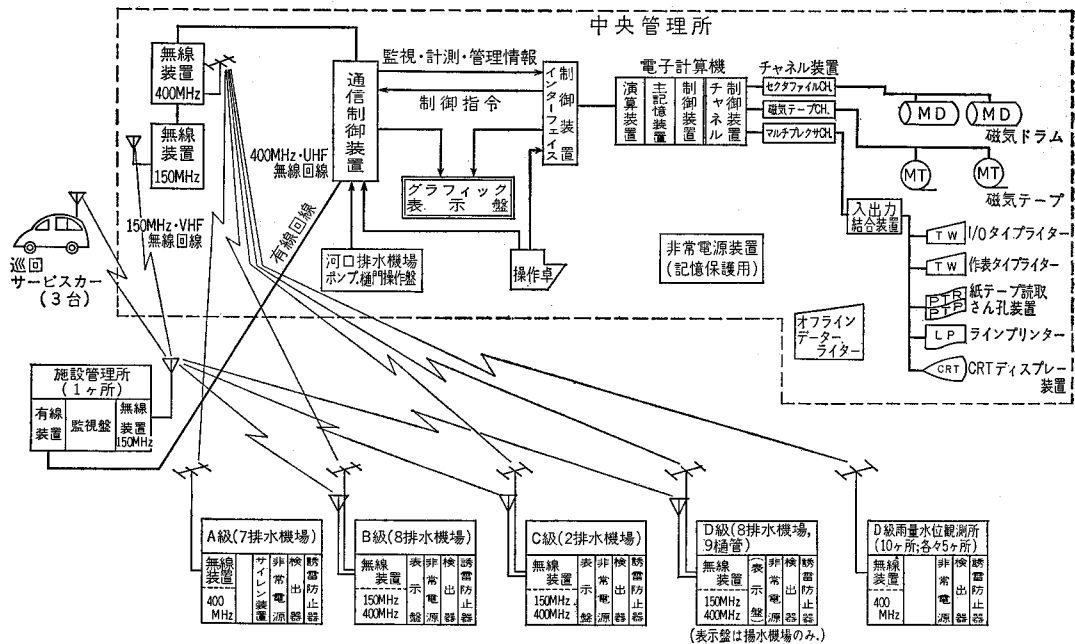


図14 新川排水制御システム

参考文献

- 新川水系排水制御機構調査研究報告書 (44. 45. 46. 47年度) 農業土木機械化協会
- 新川排水制御システムの概要(農業土木の機械化7-2)
- 新川排水制御システム (水と土, 第5号)

- データー通信システム入門 (日本電気情報処理教育部編)
- コントロールシステムデザイン (田中 明, 高橋徹共著, オーム社)
- 電子計算機システム (酒井重恭著, 共立出版)

建設総合コンサルタント

調査・測量・試験・計画・設計・監理

- ◎水工部門＝農業土木・河川・水質・水利
- ◎土木部門＝橋梁・コンクリート構造・道路・地質
- ◎総合部門＝総合計画・区画整理・建築・設備
上下水道・工業用水・産業廃水



日本技術開発株式会社

JAPAN ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD

取締役社長 梶 谷 薫

本社 東京都新宿区西大久保3～10 TEL(03)202-5111
 大阪支社 大阪市南区順慶町通3-51 TEL(06)271-4371
 福岡事務所 / 仙台出張所 / 名古屋出張所 / 土質水質試験所

農道舗装の設計、施工(2)

——アスファルト舗装——

三品 直樹* 田中 忠次* 牛腸 一男**

目 次

Ⅲ 構造設計……………(94)	3. 設計基準の条件により難い
1. 計画交通量について……………(94)	場合の舗装厚さの設計……………(95)
2. 舗装厚さの設計……………(95)	

Ⅲ 構造設計

アスファルト舗装の厚さおよび路盤、表層など各層の構成は路床土の支持力と交通荷重および各層を構成する材料の性質などに基づいて設計しなければならないことはすでに述べたとおりである。具体的には路床上の設計 CBR と計画交通量および各層に用いる材料の等値換算係数に基づいて行なうもので、その設計方法については農道舗装の設計基準に解説しているとおりでである。これは日本道路協会の「アスファルト舗装要綱」に準拠しているもので、広く用いられている方法であるが、より適切な適用を図るため、設計基準で十分に説明されていない事柄について多少の説明を加える。

1. 計画交通量について

設計基準では計画交通量は5年後の大型車の1日当り推定通過台数とし、その台数に応じて表—3のように交通量を区分することとしている。これは次のような根拠に基づくものである。

(1)舗装は車両の走行によって徐々に平坦性を失ない、常に維持修繕を行なっても車両の走行性に与える悪影響は年々大きくなり、これがある限度以上になると、オーバーレイなど大掛りな修繕を必要とする。このように舗装を交通に供してから大掛りな修繕が行なわれるまでの期間を設計耐用期間といい、わが国においては、アスファルト舗装の場合、一般に10年をとっており、農道舗装の設計基準と設計耐用期間を10年としている。従って農道舗装は後述するように10年間の車両の交通量に耐え得るような構造に設計しなければならない。しかしながら10年間の交通量を正確に推定することは極めて困難であるので、10年間同一な伸び率であると仮定して、5年後の日交通量をとって計画交通量とした。

(2)交通荷重によって舗装が破壊される度合は AASHO* の道路試験の結果および米国カリフォルニア州の経験式を参考にして竹下春見氏は(1)式を得た。

舗装を破壊するウェイト α は、

$$\alpha = \left(\frac{P}{5}\right)^4 \dots\dots(1)$$

ここに、P：輪荷重 (t)

(1)式は標準荷重として5tを考えている。これは道路運送車両法の車両保安基準および道路構造令によって自動車の最大輪荷重からtに規定されているからである。

なお(1)式を輪荷重別に整理すれば表—1のごとくな

表—1 輪荷重の破壊作用ウェイト (α)

輪荷重 (t)	1	2	3	4	5
(α)	0.0016	0.025	0.1300	0.400	1
輪荷重 (t)	6	7	8	9	
(α)	2.0	4.0	6.5	11	

る。これによれば、例えば1t輪荷重のウェイトは0.0016であるから、1t輪荷重が1,000輪通行しても5t輪荷重の1.6輪、すなわち2輪通行したより破壊力が小さいこととなる。従って舗装構造決定のための荷重としては大型車のみを考えればよいこととなり、設計基準もこのような根拠に基づいている。

(3)舗装に及ぼす破壊力は、輪荷重の大きさと交通量(繰返し回数)が関係することは上述のとおりである。したがって、舗装構造の設計にあたっては輪荷重および交通量を適切にきめる必要がある。交通量と輪荷重との関係は通行車両の内容によって異なるが、日本道路協会では多くの調査結果に基づいて表—2に示す関係を求めた。

表—2において、大型車とは、貨物自動車普通(頭番号1)、乗合自動車(頭番号2)、特殊自動車(頭番号89, 0)をいい、輪荷重は各々異なるが、これを総合して設計輪荷重を決めている。なお表—2の交通量と輪荷

* 米国の州道路技術者協会 (AASHO=American, Association of State Highway Officials) 道路試験はアメリカのイリノイ州オタワ近郊において舗装や橋の合理的かつ経済的設計を行なうための基礎資料を得る目的で、6年の歳月と約100億円を費し行なわれ、1962年にその結果が公表された。

* 農林省農業土木試験場
** 農林省構造改善局設計課

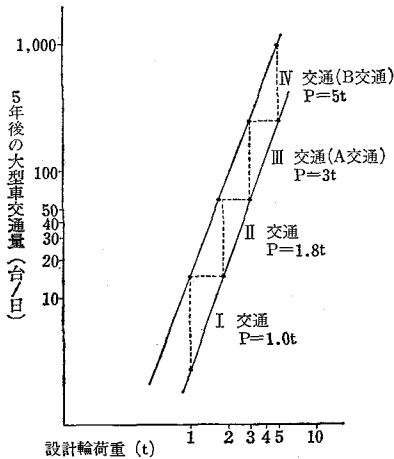
表一 2 交通量と輪荷重の関係

交通量の区分	5年後大型車交通量 (台/日・一方向)	設計輪荷重(t)
A	250未満	3
B	250以上~1,000未満	5
C	1,000以上~3,000〃	8
D	3,000未満	12

表一 3 交通量の区分

交通量の区分	大型車交通量 (台/日)	設計輪荷重 (t)
I	15未満	1.0
II	15以上~ 60未満	1.8
III	60以上~ 250以上	3.0
IV	250以上~1,000未満	5.0

重の関係を図示すると図一のようになる、設計基準はこの図をもとにして舗装構造の設計に用いる。交通量として表一3のとおり4つの区分を設けた。表一3の区分のうちⅢ、Ⅳ交通はアスファルト舗装要綱のA、B交通と一致し、Ⅰ、Ⅱ交通は農道の特性を考慮して、これより交通量の少ない(輪荷重の小さい)場合に適用することとし、特別の場合を除いてはこの交通量区分のいずれかによって設計するものとする。



図一 5年後の大型車交通量と設計輪荷重

2. 舗装厚さの設計

舗装厚さの設計は次式を用いる。

$$H = \frac{58.5 P^{0.4}}{CBR^{0.6}} \dots\dots\dots(2)$$

$$T_A = \frac{12.5 P^{0.64}}{CBR^{0.3}} \dots\dots\dots(3)$$

ここに H : 舗装厚さ (cm)

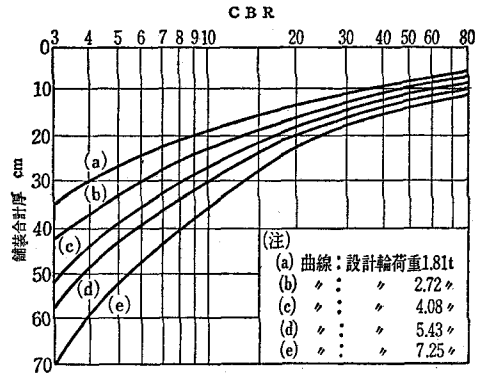
T_A : 舗装を全部表層用加熱アスファルト混合

物で行なう場合の舗装厚さ (cm)

P : 設計輪荷重 (t)

CBR : 路床土の設計CBR

(2)式はアメリカ工兵隊 (corps of engineers)が主として飛行場の舗装厚さを設計するために、路床土のCBRと必要な舗装厚さとの関係を設計曲線として示し、さらに道路舗装の設計のために図一2に示す設計曲線を得たが、この設計曲線を式で表わしたものである。



図一 2 設計曲線 (Coros of Engineers)

一方、(3)式は先に述べた AASHO の道路試験の結果とわが国における各種試験によって、あらゆる CBR に適応できるよう (AASHO の試験道路の路床土の CBR は平均2.9)に作成したものである。このように(2)式と(3)式とは、全く異なった試験結果に基づくものであるが、わが国の舗装の設計は両式によっているのが大部分で、農道舗装の設計基準とこの両式を用い、HおよびT_Aの両方を規定することとしている。

(2)式および(3)式において、設計輪荷重Pは、表一3の値を用いればよいが、次式に表わすことができる。

$$\left(\frac{P}{5}\right)^4 \times 10^6 = N \times a \times 365 \times 10 \dots\dots\dots(4)$$

$$\left(\frac{P}{5}\right)^4 = \frac{3.65}{1,000} \times N \times a \dots\dots\dots(5)$$

ここに H : 通過全輪荷重を5 t輪荷重に換算した数 (輪/日, 方向)

a : 5年後の交通量の伸び率

(4)式において、標準輪荷重として5 tを考慮しており10⁶は交通荷重の繰返し回数100万回、365×10は10年間の日数を表わすもので、(2)式および(3)式によってHおよびT_Aは10年間Pなる輪荷重100万回の通行に耐え得るように設計されることとなる。

なお(2)式および(3)式を用いて、路床土の設計 CBR と表一3の交通量区分別に舗装厚さを求めれば表一4のとおりとなる。表中、設計CBRが異なって、T_A、Hの値が同じになっているのは、施工上の最少厚さなどから決めたものである。

3. 設計基準の条件により難しい場合の舗装厚さの設計

設計輪荷重、計画耐用期間など設計基準によること

表一 舗装厚さの目標値

交通量の区分 設計 CBR	I 交通		II 交通		III 交通		IV 交通	
	T _A	H	T _A	H	T _A	H	T _A	H
1.5	11.0	46.0	16.0	58.0	22.5	71.0	31.0	88.0
2.0	10.0	39.0	15.0	49.0	21.0	62.0	29.0	74.0
2.5	9.5	34.0	14.0	43.0	20.0	55.0	27.0	66.0
3.0	9.0	30.0	13.0	38.0	18.0	49.0	25.5	58.0
4.0	8.5	25.0	12.0	32.0	17.0	41.0	23.5	50.0
5.0	8.0	22.0	11.0	28.0	15.5	35.0	22.0	43.0
6.0	7.5	20.0	10.0	25.0	14.5	30.0	21.0	38.0
8.0	7.0	17.0	9.5	21.0	13.5	27.0	19.0	33.0
10.0	〃	15.0	9.0	19.0	12.5	23.0	17.5	29.0
12.5	〃	〃	8.5	16.0	12.0	20.0	16.5	25.0
15.0	〃	〃	8.0	15.0	11.0	〃	15.5	〃
20.0	〃	〃	7.5	〃	10.5	〃	14.5	〃

いちじるしく不都合の場合は、次の方法で設計することができる。

(1)設計輪荷重が異なる場合、設計輪荷重が異なる場合とは、実際の交通量と輪荷重の関係が表一3の交通量区分に示す交通量と設計輪荷重の対応といちじるしく異なる場合、即ち表一3は、設計基準で規定した各種車両が一般的な状態で通行する場合で、特に重い輪荷重のいちじるしく多い場合またはその逆の場合などをいう。このような場合は(4)式または(5)式を用いて次のように輪荷重を計算し、表一3の交通量の区分に示す設計輪荷重の直近上位の値を設計輪荷重とするか、あるいは、計算値をもって設計輪荷重として、(2)式および(3)式にてHおよびT_Aを計算する。

輪荷重の計算

$$\left(\frac{P}{5}\right)^4 = \frac{3.65}{1,000} \times N \times a$$

$$\therefore P = \sqrt[4]{\frac{3.65}{1,000} \times N \times a \times 5^4}$$

ここに $N = \sum n \times \alpha = n_1 \times \alpha_1 + n_2 \times \alpha_2 + \dots$

n : 車両の通行台数

α : 通行車両の舗装を破壊する割合で、5 t 輪荷重を1とした場合の値で表一1による。

(2) 計画耐用期間が異なる場合

設計基準は上述のように計画耐用期間を10年としているが、特別の事情により、10年未満で設計する場合には表一4の値は適用できない。この場合には(4)式において耐用期間に見合うように設計輪荷重を修正し、HおよびT_Aを計算しなければならない。例えば計画耐用期間を5年とした場合、次のようになる。

(4)式より

耐用期間10年の設計輪荷重P₁₀は

$$\left(\frac{P_{10}}{5}\right)^4 \times 10^6 = N \times a \times 365 \times 10$$

耐用期間5年の設計輪荷重P₅は

$$\left(\frac{P_5}{5}\right)^4 \times 10^6 = N \times a \times 365 \times 5$$

となる。仮に両者の伸び率aを同じとすれば全交通量(右辺)は5年の場合は10年の1/2となるので、

$$P_5 = P_{10} \sqrt[4]{1/2}$$

となり、P₅をもってHおよびT_Aを計算すればよい。このようにして、II交通の設計CBR 2について計算すれば表一5のとおりとなる。

表一5 計画耐用期間10年および5年の場合の舗装厚さ (II交通, 設計CBR2)

区分	P (t)	H (cm)	T _A (cm)
10年	1.8	15	4.9
5年	1.5	13	4.5
5年/10年	0.84	0.87	0.92

表一5において気付くことは、交通量が1/2に減っても、設計輪荷重は84%にしかならずこのためHおよびT_Aの減少も少ない。このことは耐用年数を短縮することは投資効率の面から不利になることとなる。このようなことから設計基準は一様に計画耐用期間を10年にとったものであるため、耐用期間の短縮については慎重に取扱う必要がある。

以上アスファルト舗装の構造設計のうちの舗装厚さの設計について基本的な事柄について記述したが、これらはすべて、一般公共道を対象として試験結果に基づくもので、農道にそのまま適用することには多少疑問もあるが、これらに代る方法が現在確立されていないので当面は止むを得ないものと考えられるが、今後施工実施を注意深く見守って、不都合な点があれば速やかに改善して行くようにしなければならない。

農業土木技術研究会会員数

48. 11末現在

地方名	通常会員					賛助会員		地方名	通常会員					賛助会員					
	県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数				
北海道	318	295	4	96	713	0	0	近畿	滋賀	72	31	0	1	104	0	0			
東	森手	165	44	1	1	211	1		1	京都	57	58	9	29	153	1	1		
	岩宮	123	26	3	2	154	0		0	大阪	50	9	6	51	116	3	8		
	秋田	115	82	7	23	227	0		0	庫良	101	45	3	5	154	0	0		
	山形	198	36	0	57	291	1		1	和歌山	64	22	0	3	89	0	0		
	福島	151	40	2	5	195	1		1	小計	58	28	0	1	87	0	0		
北	小計	140	43	0	1	184	0		0	中国・四国	鳥島	58	8	4	0	70	0	0	
東	小計	892	271	13	89	1,265	3		3	岡	39	17	6	0	62	0	0		
		茨城	119	37	0	7	163		2	2	山根	78	94	4	3	179	0	0	
		栃木	81	34	4	4	123		1	1	山島	38	0	0	2	40	0	0	
		群馬	62	25	0	0	87	0	0	徳島	59	0	1	0	60	0	0		
		埼玉	64	18	0	16	98	0	0	香川	36	29	0	0	65	0	0		
		千葉	123	74	0	5	202	0	0	愛媛	59	51	5	4	119	2	2		
		東京	1	221	15	276	513	46	77	高知	33	7	5	6	51	0	0		
		神奈川	48	33	0	23	104	0	0	小計	21	0	1	1	23	0	0		
		山梨	2	12	0	1	15	0	0	九州	福	94	41	12	39	186	2	2	
		長野	126	17	5	3	151	0	0	佐	85	21	3	4	113	2	0		
静岡	163	31	0	2	196	0	0	長	13	4	1	1	19	0	0				
東	小計	789	502	24	337	1,652	49	80	熊	146	90	0	6	242	0	0			
		新潟	321	129	3	13	466	0	0	本	140	30	0	1	171	4	4		
		富山	144	9	1	2	156	0	0	分	86	16	2	0	104	0	0		
		石川	94	95	4	4	197	1	1	島	108	18	1	0	127	0	0		
		福井	124	5	0	0	129	0	0	鹿	0	13	2	1	16	0	0		
		小計	683	238	8	19	948	1	1	州	小計	672	233	21	52	978	6	6	
		東	小計	201	227	7	109	544	3	3	内地計	4,060	1,870	117	712	6,759			
				岐阜	79	31	5	6	121	0	0	外国				22	22		
				愛知	77	148	1	102	328	3	3	合計	4,378	2,165	121	830	7,494	68	105
		三重	45	48	1	1	95	0	0										

編集後記

「技術革新」という言葉は、最近はそのほど聞かれなくなりましたが、技術革新はあらゆる分野で、広く、深く浸透しているのが実情のようであります。外貨保有高が150億ドルを越え、「経済大国ニッポン」となったのも、技術革新のたまものといつてよいでしょう。

技術革新がすすめられているのは、わが農業土木技術についても例外ではないようであります。今月号は新しい技術を主としてとり上げることになりました。はからず

も基礎処理工法が多くなりましたが、これらの工法は最新の技術といつてよく、また講座は、前号に続いて「農道舗装の設計・施工」と「農業水利計画とコンピューター」で、「農業水利計画とコンピューター」では新川農業水利事業の排水システムを紹介していただきました。必ず皆様のご参考になることと思ひます。

編集委員会では会員の皆様のご要望にできるだけおこたえするよう努力しております。ご希望、ご意見をどしどしお寄せ下さるようお願いいたします。

(那須)

水と土 第15号

昭和48年12月25日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内
印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 2891
一世印刷株式会社
TEL (953) 4461 (代表)