

技術パンフレット

第 1 号

昭和 36 年 4 月

土質工学会北海道支部

目 次

釧路民衆駅の根掘工事について	国鉄札幌工事事務局釧路工務区	鈴木 尚	1
軟弱泥炭地盤上に施工せるコルゲートパイプ用水路について	札幌開発建設部	村田 稔 尚	5
比表面積法による土の最適含水比の検討について	室蘭工業大学 北 大 大 学 院	太田 誠一 郎 宮 川 房 夫	9
新江別火力発電所建設地点における 地盤各種調査試験工事報告	北海道電力株式会社建築課	佐藤 州 建	15
道路工事における土工管理の一例 (開発局道路工事特別仕様書に依る)	札幌開発建設部	平尾 普 治 北 村 幸	24
ジャノール法による併列坑井開さくについて	千歳鉱山株式会社	児玉 秀 男	27
異常な地盤隆起を伴う地沁りについて (歌志内市における例)	北海道大学工学部	真井 耕 象 四 方 哲 夫 森 芳 博	30
室蘭港西2号埠頭-9m岸壁横棧橋の鋼管杭支持力 に関する各種試験について	室蘭開発建設部	高橋 基 次 石 塚 修 次	37
アースダムの土質簡易測定法について	(株)地崎組	柳川 哲 夫 後 藤 巖	46

釧路民衆駅の根掘工事について

国鉄工事局釧路工事区 鈴木 尚

1. 工事概要

近年著しい発展を続けている釧路市の表玄関として、昨年10月より民衆駅建設が始められた。地下1階、地上4階建の鉄筋コンクリート造で、建築面積約1,800m²、延面積約8,000m²の規模を持ち、今夏の開業を目指して目下工事中である。その手初めとして深さ約6m容積約17,000m³に及ぶ根掘り工事を昨年11~12月に行ない、約2カ月で終了した。ここにウエルポイント工事を中心にその工事報告を記す。

2. 予備調査

市内には今までに大規模な根掘りを行なつた工事が殆んど無いため、予め現地に於いて試錘試験及び揚水試験を行

つた。

試錘試験の結果は(図-1)の通りであるが、これによれば表面に厚さ8~9mの砂層があり、深くなるに従つて粗粒となつて9~20mでは小砂利が混入している。表面附近に一部泥炭層をレンズ状にはさみ、基礎底面(G. L. -5.90m)近辺では貝殻交りであるが、貫入抵抗のN値は10~40を示しているので支持地盤として充分と考えられる。尚、根掘り後に載荷試験を行ない、長期地耐力30t/m²以上の値が確認された。又地下水の常水位はG. L. -0.8~2.0mである。

揚水試験は地下水面下に入れたチューブから水を汲み出し、その中の水位の回復を測定する方法で行ない、その結果は(図-2)のグラフの通りである。

この値を次式に入れて、

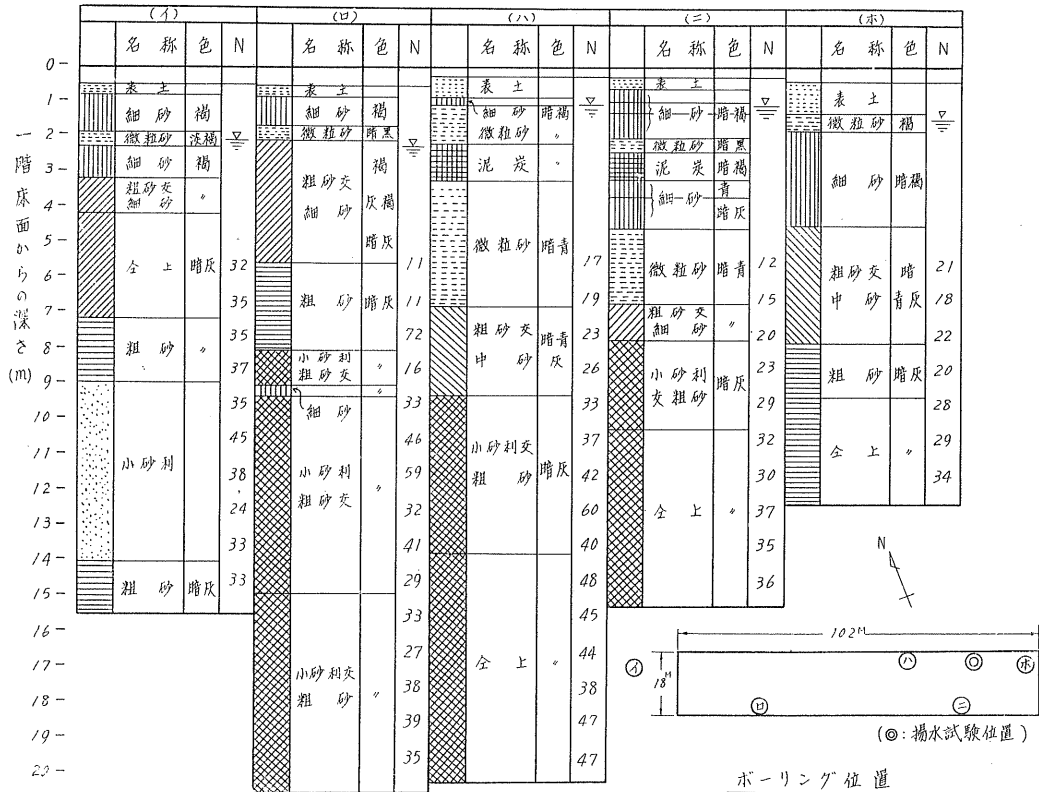


図-1 地質柱状図 (N=貫入打撃回数)

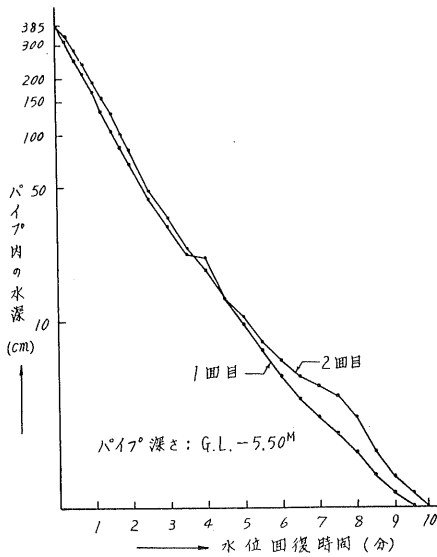


図-2 揚水試験結果

$$k = \frac{2.3\pi r^2 \cdot \log h_1/h_2}{E \cdot (t_2 - t_1)}$$

r : 管の半径 = $15.2/2 = 7.6$ cm

E : 係数 = 34.6 cm

$$k \doteq 7.2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

の透水係数を得た。尚、根掘り中に採集した資料を篩分けした結果は(図-3)に示す通りであるが、Hazenの式

$$k \doteq 100 D_{10}^2$$

に代入すると、

$$k_1 = 100 \times 0.03^2 = 9 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

$$k_2 = 100 \times 0.025^2 = 6.3 \times 10^{-2} \text{ "}$$

$$k_3 = 100 \times 0.015^2 = 2.3 \times 10^{-2} \text{ "}$$

となり、大体同じ程度の値である。

この結果及び工事現場が極めて狭く、建物と鉄道線路が

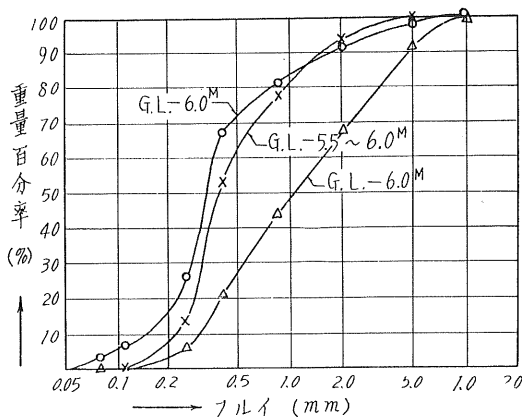


図-3 粒徑加積曲線

真近かにあることも考え合わせて、危険が少なく、地盤安定に役立つ、ドライワークによつて工期を短縮できるウェルポイント工法によつて水位を下げて根掘りをする事とした。

3. ウェルポイント工事

3.1 揚水量計算

所要低下水位を 4.50 m, 仮想不透水層までの深さを 20 m とし、敷地周囲一段配置とする。

平衡式:

$$Q = \frac{\pi k \cdot (H^2 - h^2)}{2.3 \log R/r}$$

ここに (R : 影響半径: 330 m と仮定

r : 等値円半径: 33 m (図上計算)

とすれば、

$$Q \doteq 9.2 \text{ m}^3/\text{min}$$

非平衡式:

平衡式の Q を利用すると、

$$-E_d(u) = \frac{4\pi kHS}{Q} = \frac{4 \times 3.14 \times 4.32 \times 10^{-2} \times 20 \times 10^{-3}}{9.2} = 1.18 \times 10^{-3}$$

表より

$$u = 5.0 = b^2$$

$$\therefore b = 2.24$$

$$R = 2b \sqrt{\frac{tT}{S}}$$

$$S: 24 \times 10^{-2}$$

$$t: 4.320 \text{ min (3日)}$$

$$= 4.47 \sqrt{4.320 \times 4.32 \times 10^{-2} \times 20 / 24 \times 10^{-2}} = 557$$

$$\therefore Q = \frac{1.36k(H^2 - h^2)}{\log R/r} = 7.6 \text{ m}^3/\text{min}$$

両式を考え合わせ

$$Q \doteq 9 \text{ m}^3/\text{min}$$

とする。

ウェルポイント 1 本当りの揚水量を $30 \text{ l}/\text{min}$ とすると、

$$n = Q/0.03 \doteq 300 \text{ 本}$$

$$\therefore \text{ピッチ } p = 280/300 \doteq 1.0 \text{ m}$$

又、ポンプは 6", 15 HP を使用するものとして、

$$N = Q/2.5 \times 0.8 = 5 \text{ 台}$$

となる。

尚、これらの計算は H 及び k の値によつてかなりの誤差を生ずる。

3.2 施工

常水面まで根掘りし、その位置から敷地周囲一円に約 1 m ピッチでウェルポイントを打ち込み、A, B のポンプステーションに 5 セットのポンプを設置し揚水した (図-4 参

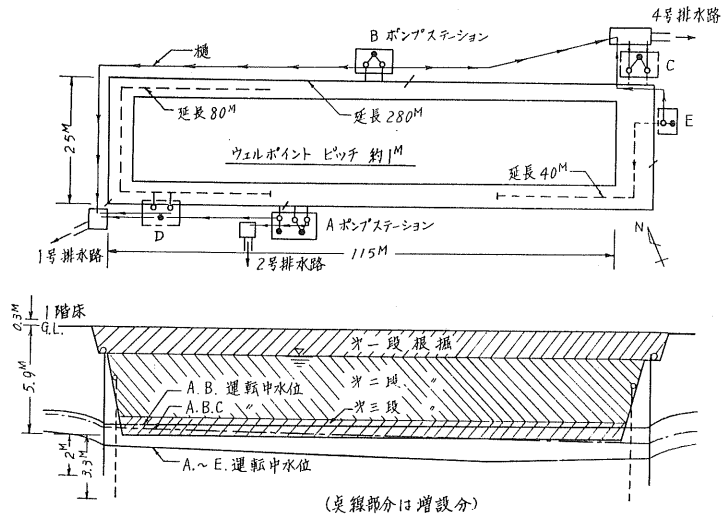


図-4 ウェルポイント敷設平面及び断面図

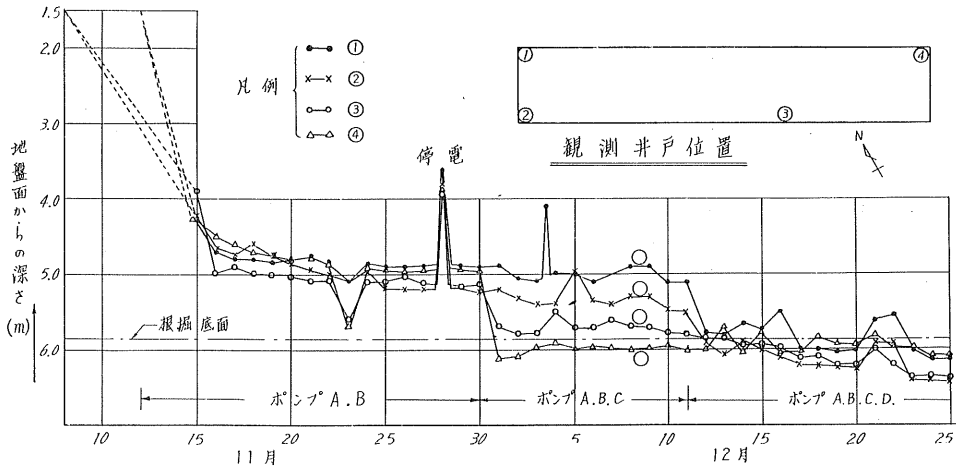


図-5 水位降下曲線

照)。

全数の揚水を開始して3日目に水位の低下は停滞し、所定水位まで約1mを残す状態となつた(図-5参照)。さし当つて手配のついたポンプをCステーションに据えて揚水したところ、その近辺の水位が下つたに留まつた。

ここで水理計算を行なうと、

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{H^2 - h_1^2}{H^2 - h^2} = \frac{20^2 - 14.5^2}{20^2 - 15.5^2} = \frac{190}{160} = 1.19$$

即ち、現在の揚水量 Q の2割増しの揚水をする必要がある。ところがウェルポイント1本当りの揚水量は既に35~40ℓ/minとかなり多いのでウェルポイントの増設が必要と考え、一段目のポンプの盲点に増設備を配置した。これがD及びEステーションである。これにより(図-4)、(図-5)に見る様に所定水位以下に水位が下つた。実際の揚水量は

当初約10.5 m³/min増設して約3カ月で11 m³/minであるが、1本当りの揚水量は42 ℓ/minから34 ℓ/minに減少している。真空度はポンプ位置で670、ヘッダーパイプの末端で490、平均550m/mHg程度である。

3.3 主要設備機器

(表-1参照)

3.4 結果の検討

計画と実施の相違の原因について次の諸点が挙げられるが、透水係数 k の誤差が最も大きな原因と考えられる。

① 透水係数 k

揚水試験の場所は当時空地が少なかつたため止むを得ない所であるが、柱状図と照合すると微粒砂又は細砂に相当して居り、実際のウェルポイントは殆んどが粗砂に入つて居るので、相当に安全を見込む必要があつた。

表-1 ウェルポイント主要機器

部 品 名	品 質 形 状	数 量		
		当 初	増 設	合 計
ウ エ ル ポ イ ン ト	φ 2'' ℓ=1.00 m	252 本	99 本	351 本
ラ イ ザ ー パ イ プ	φ 1.5'' ℓ=5.00 m	252	99	351
ユニバーサルカップリング		252	99	351
ス イ ン グ ジ ョ イ ン ト	φ 1.5''	252	99	351
サ ク シ ョ ン ホ ー ス	φ 1.5''	252	99	351
ハ ッ グ ー パ イ プ	φ 6'' ℓ=3.00 m 5.00 m	280 m	119 m	399 m
ハ ッ グ ー カ ッ プ リ ン グ	φ 6''	140	55	195
ゲ ー ト バ ル ブ	φ 6''	18	6	24
真 空 ポ ン プ	700 m/m Hg	20 IP 15 10	15 2	5
ヒ ュ ー ガ ル ポ ン プ	2.5 m³/min	15 IP 20	15 4 20 1	10
セ バ レ ー タ ー タ ン ク	φ 6'' H=1.20 m	5	5	10
モ ー タ ー		8	8	16
タ ー ビ ン ポ ン プ		1	(1)	1
デ ュ ー テ ィ ン グ ホ ー ス	φ 2.5''	340 m	(340)	340 m
予 備 エ ン ジ ン	10, 12, 16 IP	8	5	13
デ リ ベ リ ー ホ ー ス	φ 2'' V. P.	55	25	80
デ リ ベ リ ー ホ ー ス	φ 6''	90 m	37 m	127 m
プ ラ グ エ ン ド	φ 6''		3	3
ブ ラ ン グ	φ 1.5''	11	56	67
サ ク シ ョ ン ホ ー ス	φ 2''	58	29	87

② 帯水層厚 H

ボーリングの結果 20 m までは不透水層がないので水理学上浅井戸に属するが、仮想不透水層の位置を決めるに必要な試験を行なつて居ないので H は不明である。只揚水した結果から見ると余り大きな間違いはないと思われる。

③ 影響半径 R

Schultze, Weber の式によると、

$$R = \sqrt{6k \cdot Ht/\lambda} \quad (\text{m/sec})$$

$$\left(\begin{array}{l} \lambda = 0.3 \\ t = 1.440 \times 60'' \times 3 \text{ 日} \end{array} \right) \text{ とすると}$$

$$R = \sqrt{20 \times 7.2 \times 10^{-4} \times 20 \times 1.440 \times 180} \approx 270 \text{ m}$$

となるので大体同じ値を示している。

④ ウェルポイントの容量

計算上 30 ℓ/min としたが、実際にもそれ以上揚水してい

るので問題はないと思われる。

4. 根 掘 工 事

ウェルポイントによる排水に伴い 3 段に分けて根掘りを行なつた。第一段は常水位まで 1.5 m とし、その平面にハッダーパイプを敷設して揚水し、次に第二段として約 3.5 m を掘つた。法勾配は平均 1:0.7、一部 1:0.5 に簡単な土留めを施した。使用した土工機械はバックホー 1 台で、雨の時以外は完全なドライワークが出来、1 時間最高 50 m³、平均 40 m³ 程度を処理した。ウェルポイント増備と相まって第三段目 90 cm 分はブルドーザーでかき寄せバックホーで掘み取つた。法面及び斜路は人力によつて整理したが、1 月以降は凍結が甚しく、生蒸気を吹きシートを掛けて溶かしながら行かない、かなりの日数を費した。

軟弱泥炭地盤上に施工せるコルゲートパイプ 用水路について

札幌開発建設部 村田 稔 尚

I. ま え が き

総合かんがい排水事業美唄地区内には典型的な石狩平野泥炭層地帯が介在して、昭和35年度及び36年度実施の川向第三幹線水路もこの地帯に含まれている。この水路は桂沢ダムを水源とし、幾春別川より取水せる川向幹線水路の末端に属し、岩見沢市西川向より北村美唄達布原野に及ぶ延長約6kmである。

通水量は最大 $2.4 \sim 1.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり、路線中間部地盤高の低い地帯は極力水位を落し、末端に揚水機場を設ける基本構想で、水路内水位は地盤上 $0.60 \sim 0.80 \text{ m}$ 程度に抑えてある。これに従来行なわれて来た盛土水路に代つて軽量且つフレキシビリティに富むコルゲートパイプを用いた訳で本報告は設計に先立ち行なつた土質調査及び試験、それに基づいて考慮せる点、コルゲートパイプ採用の理由、その施工上の問題点等について述べる。

II. 土質調査及び試験について

昭和35年6月、水路の路線沿100m毎にピートサンプル

ラーに依る土質柱状調査と、二重管式コーンペネトロメーターに依る貫入抵抗試験を行なつた。更にその結果に基づいて、代表的と思われる二地点(測点1515及び2400)を選び、各層サンプルを採取して、土木試験所土質研究室に依頼し、圧密試験を中心とする室内実験を行なつた。以上の結果を〔図-1〕、〔図-2〕、〔図-3〕及び〔表-1〕に示す。

〔図-1〕は路線中、代表的地点の土質柱状図及び剪断強度を表わしている。剪断強度は貫入試験抵抗値を剪断強度に換算したものである。土の剪断強度の現地にて測定するには、ベーンテスターによる方が精度が高いが、調査の能率、態勢から行なわなかつた。

調査の結果、泥炭層の厚さは $3 \sim 7 \text{ m}$ であり、場所により 8 m 位の処がある。剪断強度は $0.1 \sim 0.2 \text{ kg/cm}^2$ で、特に弱い 0.08 kg/cm^2 程度の処が部分的に存在している。平均して $0.12 \sim 0.15 \text{ kg/cm}^2$ 位の処が多い。

一般に地盤上に或る荷重を載せた場合、その支持力を超えると地盤は或る滑り面に沿つて剪断破壊する。均一地盤上に連続せる帯状等分布荷重が載り、泥炭の場合、その内部摩擦角の値を 0° とすると、滑り面の剪断抵抗力は土の粘

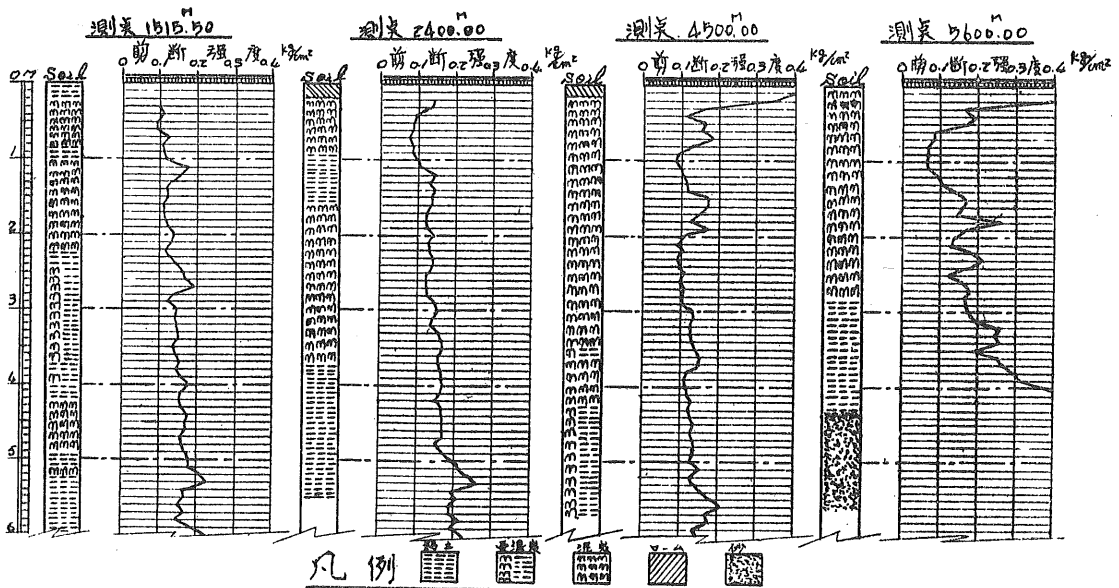


図-1 代表的地点の土質柱状図及び剪断強度図

着力 c のみの集積に依り、これを載荷端の地盤と接する点を回転の中心とする滑り面を仮定して、一次モーメントの平衡式から解くと、極限地盤支持力 q_u は、載荷物底面と地盤との摩擦角の値が 0° のとき、

$$q_u = 5.14 c$$

載荷物底面と地盤との摩擦角の値が相当大きいとき、

$$q_u = 5.70 c$$

で表わされる。載荷物が土の場合は、後者に充当すると考え、泥炭の垂直面の剪断強度と水平面のそれとの間にはかなりの差異がある事を考慮して安全率 2.5 を用いれば許容地盤支持力 q_a は、 $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ のとき、

$$q_a = \frac{5.70}{2.5} c = 2.3 \text{ t/m}^2$$

となる。

[表-1] にて灼熱損失は、土の乾燥重量中の有機質部分の重量百分率を示す。先行荷重 $0.11 \sim 0.17 \text{ kg/cm}^2$ は地下水位が地表より $1.0 \sim 1.3 \text{ m}$ 程度の場合の正規荷重に相当する。これは現地状況にも良く適合している。

[図-2] 及び [図-3] は間隙比と圧縮応力度の関係を示した図で、標準的なカーブを成している。

圧密試験より、圧縮応力度と圧密係数との関係も求められるが、今回の場合はそれ程重要でないのと、データのばらつきが大きく信頼性に乏しい故割愛した。

III. コルゲートパイプ採用の理由

コルゲートパイプ採用の理由は要するに在来盛土工法に対して優位性を認めたからであるので、以下盛土工法との

表-1 土質試験結果表

測点	試料採取位置 (m)	灼熱損失 (%)	真比重	湿潤密度	圧縮指数	先行荷重 (kg/cm ²)	間隙比 (e)	先行荷重に対応する間隙比 (e ₁)
1515	0.710~1.465	32.4	1.663	1.125	3.85	0.11	7.35	7.74
	1.500~2.255	32.8	2.095	1.086	4.62	0.12	9.83	10.68
	2.740~3.343	32.1	2.059	1.059	2.46	0.11	6.02	6.49
		38.8	1.744		2.58	0.12	6.00	6.63
2400	0.385~1.137	58.7	1.746	1.124	4.51	0.18	7.95	8.90
	2.170~2.925	59.8	1.708	1.035	4.73	0.16	8.98	10.13

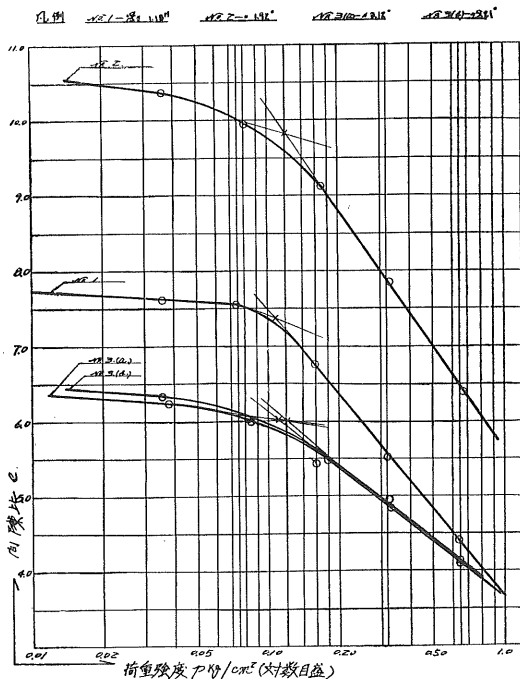


図-2 e-log P 図 測点 1,515.00 m

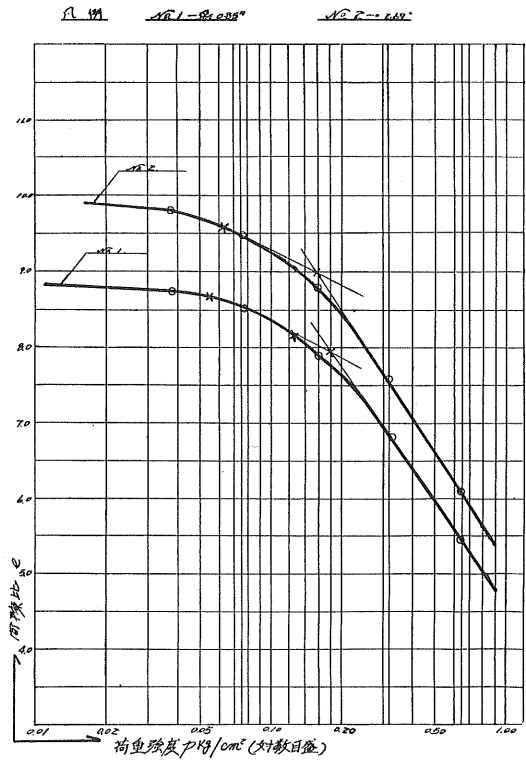


図-3 e-log P 図 測点 2,400.00 m

比較に重点を置いて述べる。

(1) 地盤の沈下の問題

試みに代表的地点、測点 1515 m を選んで盛土工の場合とコルゲートパイプの場合の中心点沈下量を推定すると次の様である。各々の断面、荷重条件は〔図-4〕に示す。盛土工の場合は当初台形に盛土し、大略沈下の完了するのを待つて中心部分を掘り上げ、水路型に仕上げる。

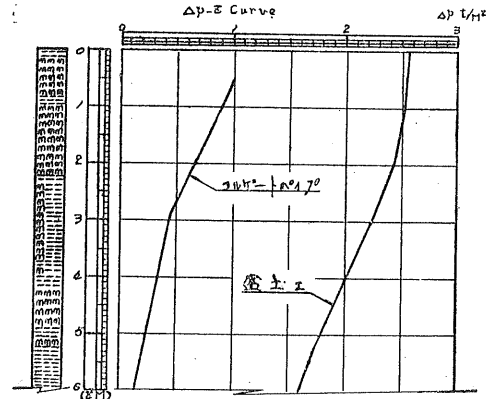
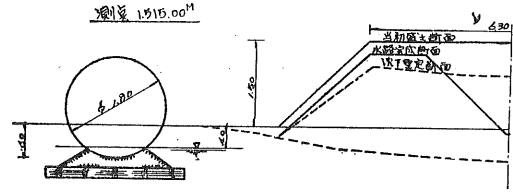


図-4 コルゲートパイプ盛土水路断面図及び中心線下荷重強度図

a) 盛土水路とした場合

1. 荷 重

台形盛土の盛高 1.5 m とすると、荷重強度 q は

$$q = 1.7 \text{ t/m}^3 \times 1.5 \text{ m} = 2.55 \text{ t/m}^2$$

荷重分布幅 7.4 m

2. 中心線下各位置に於ける増加応力 (Δp kg/cm²)

プーシネスクの式

$$\Delta p = \frac{q}{\pi} (\beta + \sin \beta)$$

より算出し、〔図-4〕に示す。

3. 原 圧 力 (p_1 kg/cm²)

$$z = 0 \text{ m} \quad p_1 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$z = 2.2 \text{ m} \quad p_1 = 1.12 \text{ t/m}^3 \times 0.4 \text{ m} + (1.12 - 1.0) \text{ t/m}^3 \times 1.1 \text{ m} + (1.09 - 1.0) \text{ t/m}^3 \times 0.7 \text{ m} = 0.643 \text{ t/m}^2$$

$$z = 5.2 \text{ m} \quad p_1 = 0.643 \text{ t/m}^2 + (1.06 - 1.0) \text{ t/m}^3 \times 3.0 \text{ m} = 0.661 \text{ t/m}^2$$

4. 沈下量の算出

〔図-3〕より原圧力 p_1 に対応する間隙比 e_1 、合圧力 p_2 に対応する間隙比 e_2 を求める。これを用いて沈下量を計算すれば〔表-2〕の様になる。

b) コルゲートパイプ水路の場合

1. 荷 重

パイプ重量

パイプ自重 0.15 t/m

水 重	2.55 t/m
浮 力	$-1.0 \text{ t/m} \times 0.17 \text{ m}^2 = -0.17 \text{ t/m}$
計	2.53 t/m

排除する土の重量

地下水位より上	$1.12 \text{ t/m}^3 \times 0.58 \text{ m}^2 = 0.65 \text{ t/m}$
地下水位より下	$(1.12 - 1.0) \text{ t/m}^3 \times 0.17 \text{ m}^2 = 0.02 \text{ t/m}$
計	0.67 t/m

$$\text{超過荷重} \quad 2.53 - 0.67 = 1.86 \text{ t/m}$$

分布幅 1.8 m に等分布するものとして、荷重強度 q は

$$q = 1.86 / 1.8 = 1.04 \text{ t/m}^2$$

2. 増加応力 a) の場合と同様に算出

表-2 沈下量の算出 $\sum \Delta S = 0.909 \text{ m}$

深 さ z (m)	原 圧 力 p_1 (t/m ²)	増加応力 Δp (t/m ²)	合 圧 力 p_1 (t/m ²)	p_1 に対応する 間 隙 比 (e_1)	p_2 に対応する 間 隙 比 (e_2)	層 厚 dh (m)	$\Delta S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot dh$
0~2.2	0.32	2.52	2.84	7.62 10.4	5.78 8.10	2.20	0.455
2.2~5.2	0.65	2.09	2.74	6.12 6.13	5.03 5.07	3.00	0.454

表-3 沈下量の算出 $\sum \Delta S = 0.198 \text{ m}$

深 さ z (m)	原 圧 力 p_1 (t/m ²)	増加応力 Δp (t/m ²)	合 圧 力 p_1 (t/m ²)	p_1 に対応する 間 隙 比 (e_1)	p_2 に対応する 間 隙 比 (e_2)	層 厚 dh (m)	$\Delta S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot dh$
0~1.6	0.54	0.86	1.40	7.56 10.22	6.95 9.43	1.60	0.113
1.6~4.6	0.70	0.37	1.07	6.10 6.10	5.90 5.90	3.00	0.085

3. 原圧力 a)の場合と同様に算出

4. 沈下量の算出 [表-3] 照参。

他の代表的地点について同じ計算を行なうと、[表-4]を得る。

表-4 盛土水路及びコルゲートパイプ水路の荷重及び推定沈下量比較表

名 称	荷重強度 (t/m ²)	荷 重 分布幅 (m)	中心点推定 沈 下 量 (m)
盛 土 水 路	2.2~2.6	7~8	0.50~1.00
コルゲートパイプ水路	0.7~1.1	1.6~1.8	0.10~0.25

盛土工の2.2~2.6 t/m²の荷重は再築堤の際には、更に部分的に2~3割増加するので剪断強度の弱い地帯では剪断破壊の危険もある。分布幅から見ると滑り面の回転半径は3~4 m程度と思われるので、深さ3~4 mまで剪断強度の弱い地帯約2.2 kmには抑え盛土を施工する必要がある。

コルゲートパイプ水路の推定沈下量0.10~0.25 mは通水に何ら支障を与えない。只この際、問題となるのは、不等沈下がパイプ構造に及ぼす影響であつて、コルゲートパイプの縦断方向の構造特性を知る必要がある。そこで、東大生産技術研究所で行なわれた実験の資料を検討して次の結論を得た。

a) パイプの縦断方向曲げ強度は縦断方向ボルト継手の耐力に制約される。ボルト9.5 mm 経 15 cm ピッチに強化した場合その耐え得る許容最大曲げモーメント M_{max} は

$$M_{max} = 13.1 \text{ t}\cdot\text{m}$$

である。これは満流状態で、2点間支持の場合、経間8.4 mの最大曲げモーメントに相当する。

b) パイプの見掛け曲げヤング係数 E_{rb} は

$$E_{rb} = 3.2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

と推定される。これは鋼のヤング係数

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

と比べると約65分の1である。この E_{rb} の値と先の M_{max} の値を用い、たわみ曲線を近似的にサインカーブとして解くと、最大たわみ30 cmを与えるためのパイプの所要長さは約21 mとなる。即ち約21 mの区間にて30 cmの不等沈下が生じてもボルト継手は破壊しない。

(2) 施工上の諸問題

盛土工とした場合、その用土は峯延の山手から採取する予定であつた。片道運搬距離は平均12 kmである。所要土量は約60,000 m³であり、重量に換算して約100,000 tである。これに対しコルゲートパイプは基礎工を加えて、全搬入重量は約6,500 tで、約15分の1である。

盛土施工上最大の難点は、その用土運搬計画にある。岩

見沢市内、国鉄踏切は駅構内にあるため、通行止の回数多く、時間も長いので、トラック運搬は相当の阻害を受ける。更に現場にて、平均片道500 mの小運搬が必要であり、末端トラック搬入路の単車線であり、且つ路盤の弱い事を考慮すると、採土地にパワーショベル(0.5~0.6 m³)1台、ブルドーザー(9 t)1台を配し、トラック20台、小運搬用トロ1式で、年間実施工日数100日にて搬入土量は20,000 m³である。従つて、用土の搬入計画から主工事は3年を要する。盛土は当初、台形道路型に盛り、沈下の大部分を終つた時期に中央部の土を掘り上げて築堤し、水路型に仕上げるが、そのために先の3年に1年を加えて4年の工期が欲しい。

以上を要約して長短を比較すると[表-5]の様になる。

表-5 盛土水路及びコルゲートパイプ水路長短比較表

	盛 土 水 路	コルゲートパイプ水路
安 定 性	沈下量が大きく不安定である。通水中破壊の危険も大きく、応急の処置もやや困難、年々の補修費がかさむ。	沈下量が小さく安定性が高い。万一破壊の際も、修理は比較的容易。維持補修費は差程要しない。
施 工	施工は困難で、長期間要する。	施工は容易で、短期間でできる。
ライニング	ライニングを直ちに行なう事はできない。又、ライニング破壊の危険も多い。	不 要。 水の損失は少ない。
工 費	諸経費、用地費含む。 ライニング費含まず。 10 m 当り 218 千円	諸経費、用地費含む。 10 m 当り 256 千円

IV. コルゲート水路施工上の諸問題点について

固定構造物に接続する部分は、パイプの沈下により曲げモーメント及び剪断力が集中して破壊の危険がある。そこでこの部分には特殊なゴム製エキスパンションジョイントを挿入した。

又、パイプは半円、長0.61 mのセクションを組立てて接続して行くので、そのジョイントからの漏水を防止するため、各ジョイントにアスファルト及びゴム等より合成されたパッキング材料を挿入する。この漏水止加工の効果が問題だが、サンプルにより水圧試験を行なつた処、1 kg/cm²の水圧にて異常を認めなかつた。実際の施工の際は、中々理想的には行なえないが、実用上支障のある程の漏水は無いものと思われるし、補修も容易である。

比表面積法による土の最適含水比の検討

室蘭工業大学教授 太田 誠 一 郎
北海道大学大学院学生 宮 川 房 夫

§ 1 総 説

道路、鉄道等の路盤や築堤、土堰堤等の土を材料とする構築物は、よくしまつた安定度の高いものが要求されることは周知の通りである。このためにその土がしまるための適当な含水量を求めることが必要であるが、普通一般には JISA-1210 の「土の突固め試験方法」にもとづいて土の含水量を種々変えて、それより含水量-乾燥密度曲線 ($w-r_d$ curve) をえがいて最適含水比を求めているが、本研究はこのようなことをすることなしに土の比重、ふるい分け試験をして比表面積法 (Ohta's Specific Surface Area Method) により理論的に土の最適含水比を求めることが出来る。なおこの比表面積の応用範囲は広く下のようなものに用いられる。

- (1) アスファルト混合物の配合理論
- (2) セメントコンクリートの配合理論
- (3) 砂の比表面積とその透水係数との関係
- (4) セメントコンクリートの合理的な水セメント比の研究と配合設計
- (5) 土の最適含水比の合理的決定法

等であるが、(1)~(4)はその正しさが実験的に証明されているので、今般は最後の (5) について検討してみることにする。

§ 2 理 論

A) 平均径と比表面積

水量は粒子の表面積により左右されるので、正確な平均径の取り方と比表面積の測定が問題となる。

i) 平均 径

Jung 氏は d_m を実測表面積に相当する平均径として

$$\eta = \frac{d_m}{d} \quad d = \frac{2l_1l_2}{l_1+l_2} \quad (1)$$

ここで

l_1, l_2 : となり合うふるい目の寸法。

$$\text{角目ふるいの場合: } \eta = \frac{1.025}{d^{1/9}} \quad (2)$$

$$\text{丸目ふるいの場合: } \eta_r = \eta - 0.136 \quad (3)$$

混合物全体の表面積のうち、砂利又は碎石の占める表面積の割合は、砂や石粉等の角目ふるいを用いる表面積に比

べて非常に小さいので表面積に関する限り、丸目ふるい、角目ふるいの区別の問題は取るに足らぬ。

ii) 比 表 面 積

各粒子は一定の形を有するものではないので、ここにその形について仮定をして比表面積を測定してみる。

a) 粒形を球と仮定した場合

一般に碎石、砂等の粒形の不規則なものには

$$A_0 = C_1 \left(\frac{N}{\rho^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4)$$

ここで

N : 1 g 中にふくまれる粒数

ρ : 粒子の比重

C_1 : 定数 (実験による)

b) 粒形を突表面積を有する規則形と仮定した場合

$$A_0 = \frac{C_2}{\rho d_m} \quad (5)$$

ここで

ρ : 粒子の比重

d_m : 粒子の平均径

N_2 : 定数 (実験による)

c) 粒形の相似性を持つ仮定による場合

$$A_0 = \frac{C_3 K}{\rho} \left[\log ex - Kx + \frac{K^2 x^2}{4} \dots \dots \right] \quad (6)$$

ここで

K : 骨材による定数

x : ふるいの径

C_3 : 定数 (実験による)

以上の三式を用いて測定し、計算値と実測値とを比較研究して、実用上簡単で、しかも正確な値を与える式を検討した結果 $C_1 = 9, C_2 = C_3 = 8$ を得。上式は各々

$$A_0 = 9 \left(\frac{N}{\rho^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4')$$

$$A_0 = \frac{8}{\rho \cdot d_m} \quad (5')$$

$$A_0 = \frac{8K}{\rho} \left(\log ex - Kx + \frac{K^2 x^2}{4} \right) \quad (6')$$

となり、これより比表面積を計算することと結論し、この三式を用いて比表面積を測定した結果が (5') 実測値に、かつ計算が容易であるので、この式を採用した。

粒子 ($\rho = 2.50$) の種々の径に対する単位重量当りの比表面積値は表-1 の如く示めされる。

なお、比重のことなるものについては次式を用いて補正する。

$$a' = a \frac{2.50}{\rho'} \quad (7)$$

$$A' = A_0 \frac{2.50}{\rho'} \quad (8)$$

ここで

ρ' : 土粒子の比重

a' : ρ' に対する比面率

A' : ρ' に対する比表面積

なお (7), (8) は土の種類, 形状には無関係である。

B) 水被膜

乾燥土に水を加えると水は吸水を無視すると土粒子の表面に水被膜となつて附着するものと、土粒子間の間隙をみ

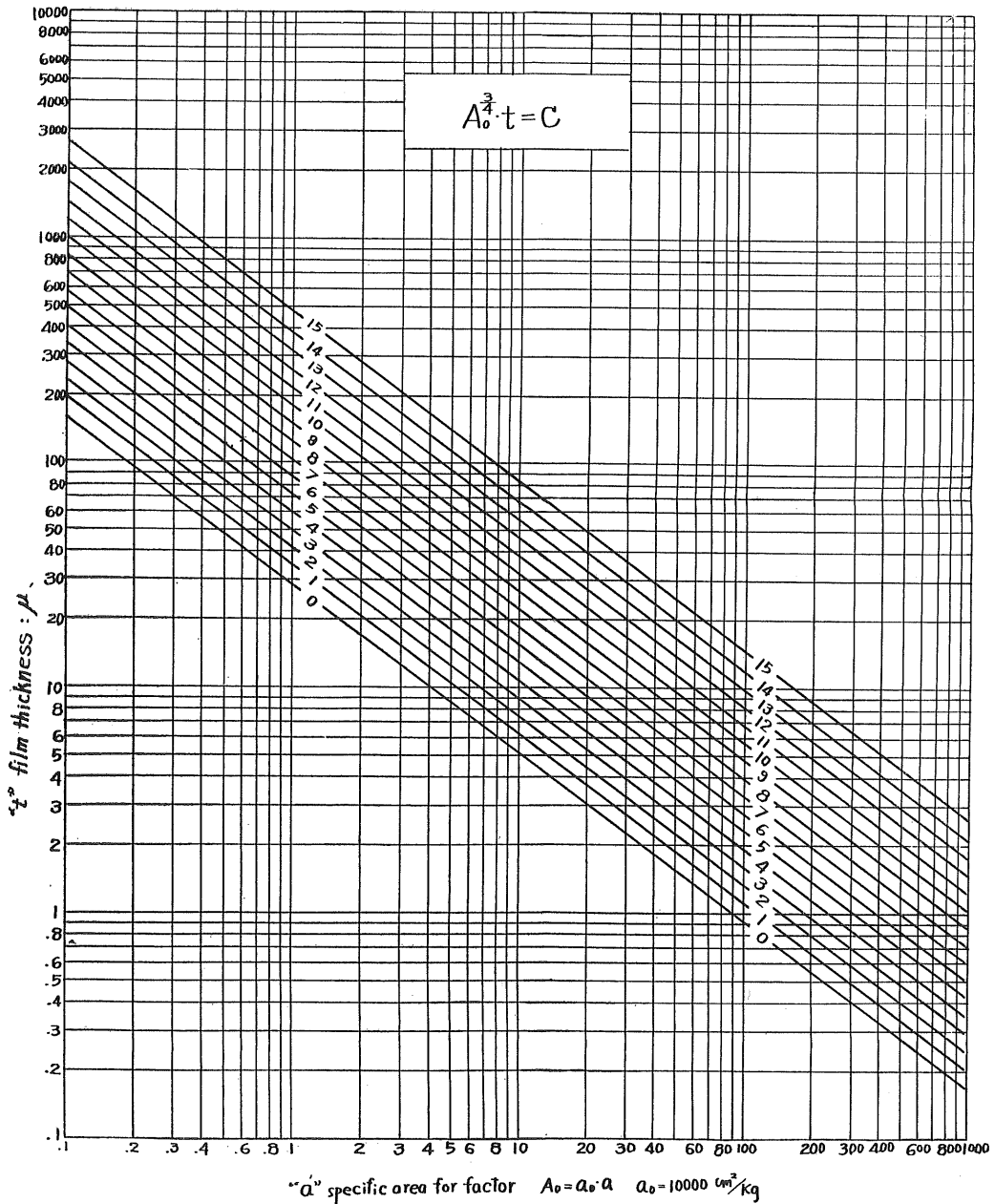


Fig. 1. Relationship between film thickness and specific surface area of aggregate in various mixtures

表一 各ふるい間の骨材の比表面積
($\rho = 2.50$ に対するもの)

	ふるい (inch, No., mm)	比表面積: A_0 (cm^2/g)	比面率: a $a_0 = 10000 \text{ cm}^2$ $/\text{kg} = 1 \text{ m}^2/\text{kg}$
1	1 $\frac{1}{2}$ ~3/4 (40~20)	1.8	0.2
2	3/4~3/8 (20~10)	3.3	0.3
3	3/8~No. 4 (10~5)	6.1	0.6
4	No. 4~No. 8 (5~2.5)	11.2	1.1
5	No. 8~No. 16 (2.5~1.2)	20.8	2.1
6	No. 16~No. 30 (1.2~0.6)	38.6	3.9
7	No. 30~No. 50 (0.6~0.3)	71.0	7.1
8	No. 50~No.100 (0.3~0.15)	133.0	13.3
9	No.100~No.200 (0.15~0.075)	246.0**	25.0
10	No. 200 以下 (0.075 以下)	3,250.0*	325.0

* 以下のふるい目がないのでどの位の A_0 があるか不明なので、なるべくならば測定した方がよい。
一般には ** についても行なつた方がよい。

たすものに分けられる。しかし土粒子は大小粒の混合したものと考えることが出来るので事実上、間隙水は考えなくてもよい。よつて水量は粒子の周囲の水被膜の全量とみてさしつかえない。この水被膜は一見して粒径のいかにかわらず一定のように思えるが、実は粒径により、即ち比表面積値によつて変化するもので、それは次式をもつて表わされる。

$$A_0 \frac{2}{3} t = C \quad (9)$$

ここで A_0 : 比表面積 (cm^2/g)

t : 水被膜の厚さ (μ)

C : 係数(材料により異なる)

この関係を図示したものが Fig-1 で、 $t-A_0$ 基本図である。この図から明白の通り A_0 が増減することにより t が減増している。即ち逆比例の関係にある。

C) 比表面積の測定

No. 200 通過の土粒子についてはなるべく比表面積を測定するのがよく、この測定にはブレン法を用いる。

$$S = \frac{1-\varepsilon}{1-\varepsilon'} \sqrt{\left(\frac{\varepsilon'}{\varepsilon}\right)^3} \cdot \sqrt{\frac{T'}{T}} \frac{d'}{d} S_0 \quad (10)$$

ここで S : 試験試料の比表面積値 (cm^2/g)

S_0 : 標準試料の比表面積値 (cm^2/g)

ε : 標準試料のポロシチー

ε' : 試験試料のポロシチー

T : 標準試料においてマノメーターオイルが第二標から第三標まで降下する時間 (sec)

T' : 試験試料においてマノメーターオイルが第二標から第三標まで降下する時間 (sec)

d : 標準試料の比重 (g/cm^3)

d' : 試験試料の比重 (g/cm^3)

§ 3 比表面積法による計算とつき固め実験

室蘭市郊外鷺別川砂 (S-1) と室工大付近通称吉町坂切り取り箇所土 (S-2) の二種をとりあげ、比表面積法による最適含水比の計算とつき固め試験の結果についてのべる。

A. S-1

表-2 の a' = 比面率は $\rho = 2.50$ の基準のものを粒子の比重によつて修正した値。

0.15 mm 以下の a はこれをブレン法によつて正確なものを求めようとしたが、空気の浸透時間が短かく、測定が不確実であつたので表-1 の基準のものをその比重によつて修正した。一般の試料では 0.15 mm 以下又は 0.075 mm 以下の材料をブレン法によつて正確な比表面積を求めた方がよい。

$\frac{t_2+t_3}{2}$ の水被膜の厚さは Fig-1 を用いて a の値に該当する t_2 と t_3 のものを求め、これを平均したものである。

次に突き固め試験の結果と比較してみる。

表-2

	ふるい (mm)	比重 (g/cm^3)	残留率: p (%)	比面率: a'	pa'
1	5.0~2.5	2.571	1	1.1	1.1
2	2.5~1.2	2.612	3	2.0	6.0
3	1.2~0.6	2.593	8	3.9	31.2
4	0.6~0.3	2.642	60	6.6	396.0
5	0.3~0.15	2.903*	23	11.5	264.5
6	0.15~0.075	3.502**	5	17.9	89.5
7	0.075 以下	—	0	—	0

*, **: 多量の砂鉄を含む。

(参) この試料は粒度試験の結果は Sand : 100%, Silt : 0%, Clay : 0% で分類は砂である。

ふるい (mm)	t_2 の最適水量			t_3 の最適水量			$\frac{t_2+t_3}{2}$ の最適水量		
	pa'	t_3	$pa't_2$	pa'	t_3	$pa't_3$	pa'	$t_2+t_3/2$	$pa' \cdot t_2 t_3 / 2$
5.0~2.5	1.1	43	47	1.1	50.0	55	1.1	47.0	51.7
2.5~1.2	6.0	26	156	6.0	33.0	198	6.0	30.0	180.0
1.2~0.6	31.2	15	468	31.2	18.0	562	31.2	17.0	527.0
0.6~0.3	396.0	9.8	3880	396.0	13.0	5150	396.0	11.4	4514.4
0.3~0.15	264.5	7.0	1852	264.5	8.7	2300	264.5	7.9	2089.6
0.15~0.075	89.5	5.0	448	89.5	6.0	537	89.5	5.5	492.3
0.075 以下	0	—	0	0	—	0	0	—	0
	$\Sigma = 6851$ $w = \frac{6851 \times 10000}{10 \times 1000 \times 1000}$ $= 6.9 \text{ l}/100 \text{ kg}$			$\Sigma = 8802$ $w = \frac{8802 \times 10000}{10 \times 1000 \times 1000}$ $= 8.8 \text{ l}/100 \text{ gk}$			$\Sigma = 7855$ $w = \frac{7855 \times 10000}{10 \times 1000 \times 1000}$ $= 7.9 \text{ l}/100 \text{ kg}$		

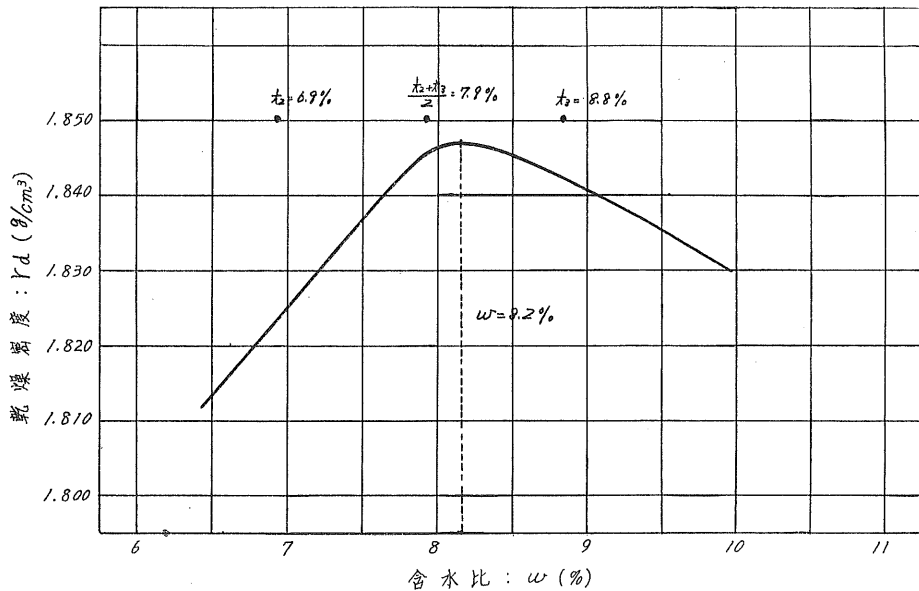


Fig. 2. S-1 の突き固め試験と比表面積法による最適水量との比較

B) S-2

表-3

	ふるい (mm)	比重 (g/cm³)	残留率 : p (%)	比面率 : a'	pa'
1	5.0~2.5	2.499	1	1.1	1.1
2	2.5~1.2	2.467	2	2.1	4.2
3	1.2~0.6	2.586	4	3.8	15
4	0.6~0.3	2.732	12	6.5	78.0
5	0.3~0.15	2.715	9	12.2	109.8
6	0.15~0.075	2.530	13		
7	0.075 以下	2.456	59	847.0	60984.0

(参) この試料は粒度試験の結果は Sand : 57.6%, Silt : 42.4%, Clay : 0% で分類は砂質ロームである。

ふるい (mm)	t_2 の最適水量			t_3 の最適水量			$\frac{t_2+t_3}{2}$ の最適水量		
	pa'	t_2	$pa't_2$	pa'	t_3	$pa't_3$	pa'	$t_2+t_3/2$	$pa' \cdot t_2 t_3 / 2$
5.0~2.5	1.1	42	46	1.1	50	55	1.1	46	50.6
2.5~1.2	4.2	26	109	4.2	31	130	4.2	29	121.8
1.2~0.6	15.2	17	258	15.2	20	304	15.2	19	288.8
0.6~0.3	78.0	11	858	78.0	13	1014	78.0	12	936.0
0.3~0.15	109.8	7	769	109.8	8.6	944	109.8	7.8	856.4
0.15~0.075 0.075以下	60984.0	0.27	16466	60984.0	0.35	21344	60984.0	0.31	189054
	$\Sigma = 18506$ $w = \frac{18506 \times 10000}{10 \times 1000 \times 1000}$ = 18.5 $\ell/100$ kg			$\Sigma = 23791$ $w = \frac{23791 \times 10000}{10 \times 1000 \times 1000}$ = 23.8 $\ell/100$ kg			$\Sigma = 21159.0$ $w = \frac{21159 \times 10000}{10 \times 1000 \times 1000}$ = 21.2 $\ell/100$ kg		

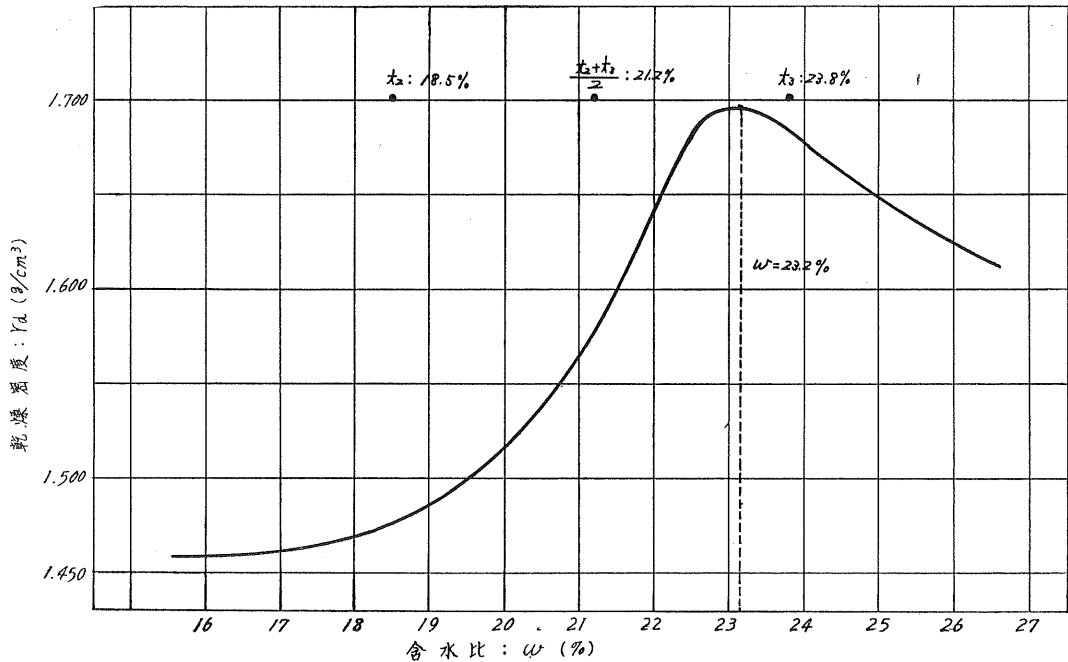


Fig. 3. S-2の突き固め試験と比較面積法による最適水量との比較

a' の値は最初0.075 mm以下の粒子のものについてブレン法を行なつたが、空気の浸透時間があまり長いため、0.15 mm以下のものについて測定した。比重は0.15 mm~0.075 mm, 13%と0.075 mm以下59%の割合で計算により求めた値である。

なお、比表面積測定の計算式は(10)を用いた。突き固め試験の結果と比較したのがFig.-3である。なお、S-1, S-2の粒度試験の結果はFig.-4の通り。

§ 4 考 察

以上S-1のFig.-2とS-2のFig.-3を見ると砂の方は大体、水被膜 $\frac{t_2+t_3}{2}$ を用い比表面積法で計算した水量7.9%

に近い値である。S-1の最適含水比は23.2%であのに対し $\frac{t_2+t_3}{2}$ の水被膜で計算した値は21.1%であるから、かなりの差があることに気がつく、むしろ水被膜 t_3 で計算した方がよいようである。

以上二つのかなり差異のある試料の問題について考えると、S-1の方はふるい分け、その他は割合に簡単であるが、S-2は非常に微細な粒子の分量が多く、これをふるい分けすると、ふるい切れない相当の分量があることと、ふるい目の寸法の正確さ及び土粒子自体の吸水性の多少の問題がある。

ふるい切れない問題の方は、他方土の粒度試験によつて再検討した結果から見るとあまり差がないから、この問題

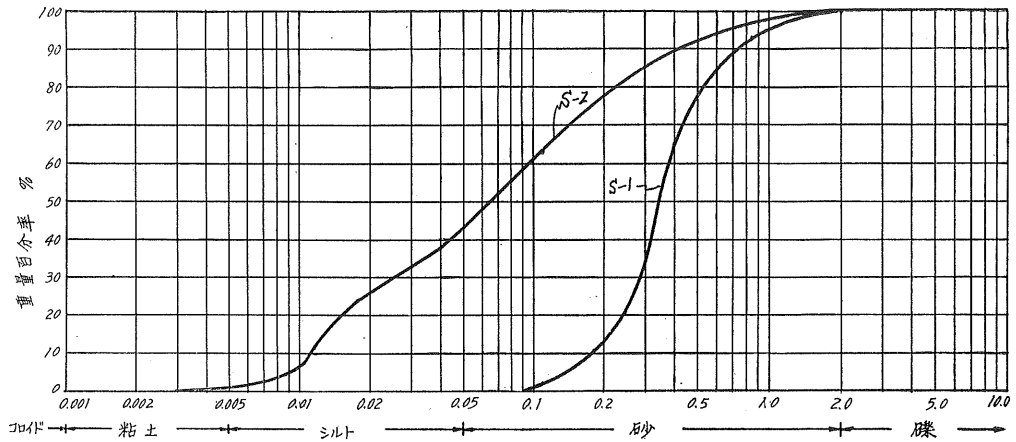


Fig. 4. S-1, S-2 の粒径加積曲線

はなるべくいいにふる分けすることで解決が出来、問題は無いと思うが、吸水性の方は未解決で、この度は実験しなかつた。

現場ではその土木工事のエンジニアが何んらかの方法でその土の吸水率を判断して、この比表面積法で計算した値に修正を加えて最適含水比として用いることが必要である。

又、改訂突き固め試験法 (Modified Proctoo Test) とこの比表面積法との関係をも検討する必要があるが、設備

その他の関係から実験等を行わなかつた。

§ 5 結 語

比表面積法に基き土の最適含水比の決定方法を突き固め試験と比較して行なつてみたが、粒度不良のものをのぞいては理論に近いものが得られた。数少ない試料で全般的な結論を見出すことは少々無理とは思ふが、今後数多くのそして各種の土を実験比較することにより、その最終的なものが得られることと信ずる。

新江別火力発電所建設地点に於ける 地盤各種調査試験工事報告

北海道電力(株)土木部建築課 佐藤州建

1. は し が き

北電では新江別火力発電所として昭和38年初めを運開の目標に現在建設に着手しているが、この建設地点である現江別火力に隣接する敷地において昭和34年度から全般に亘る予備調査が始められた。

この報告は、引続いて実施した昭和35年度の本調査であつて、場所は発電所本館位置に限定している。

新江別火力は1ユニット出力は125,000 KWHで、新鋭火力としては大体中位にあるが、本道では最大のものである。この本館は1期の建築面積が2,700 m² (40×67 m)で、本館内のボイラー、タービンなどの荷重を水平投影面積で割ると最大50 t/m²、機器配置の少ない周辺部分では最小8 t/m²であつて、これをマットベース面積で平均すると約15 t/m²になる。この様に荷重配置は極端にアンバランスで、均等化するためには通常強剛な繫梁で上部架構を結び一体にして、かつ当然マットベースを採用している。

15 t/m² という荷重は勿論接地圧だけからみれば独立フーチング基礎などで常識的ではあるけれども、3,000 m²に近い面積にも亘ると地中応力の影響範囲、つまり圧力球根の大きさは尨大なものになる。今仮りに比較的上部荷重が均等とみなされる事務所建築を例にとれば、マットベースの15 t/m²は地上9階、地下1階のビルの荷重に相当している。

次の地層断面で見られる通り E. L +4 m 500 ~ -2 m .00 間の砂層を挟んで上下に粘土層があり、-20 m 00 以下には薄いシルト層を含んではいるが、大部分は砂層になつている。上部の火山灰質砂は整地面が +8 m 500 に予定されたため、その殆んどが削除されるが、この稍厚い粘土層の圧密を憂慮し、本館の根伐底決定の問題、基礎工法の選択を目的として調査試験を計画実施した。

2. 調査計画の概要

本館位置に於ける地層断面図は 図-1 の如くである。

まず粘土層の圧密沈下防止として経費と工期から杭打の採用が考えられ、試験杭の種類としては鋼管杭と既製コンクリート杭を選んだ。それらの理由は、事前調査の地層断面によつて上部砂層(約8 m)の貫通がややぶまれたため、

先端開放型の鋼管杭の使用に決定した。利点は

1. 貫入過程に無理が少ないこと。
2. 或る深度に達すると内部に入った土砂のフリクションで先端密閉になること。
3. ジョイントが現場溶接で長さが臨機応変に出来ること。
4. 強度が大であること。
5. 控杭を利用する載荷装置で極限まで荷重をかけ得ること。

などである。一方コンクリート杭は鋼管杭の使用を限定した場合に果して利用出来るかどうか、又貫入過程が先端密閉の杭を代表するに足ることなどの理由でその確認の意味で選定した。

次に地盤改良試験として最近種々な方法が試みられているが、粘土の安定工法としてはプリローディング、サンドドレーン工法、ウエルポイント工法、サンドウエルの複合工法などが比較的良好に利用されている。

プリローディングは長期に亘るため採用不能、サンドドレーン、ウエルポイントは原理として利用出来るが、ウエルポイントの揚程は通常7~8 mであつて、根伐用として2段、3段の設置もよく行なわれるけれども、今回の試験には不向きとし、ウエルポイントと同一原理で、ボアホールポンプを使つた揚程50 m迄可能なディーブウエルを採用し、これにサンドパイルを併用することに決定した。

ボーリングは安定工法の改良程度を探る意味と、通常の土質試験を行なうためのシンウォールサンプリングをする

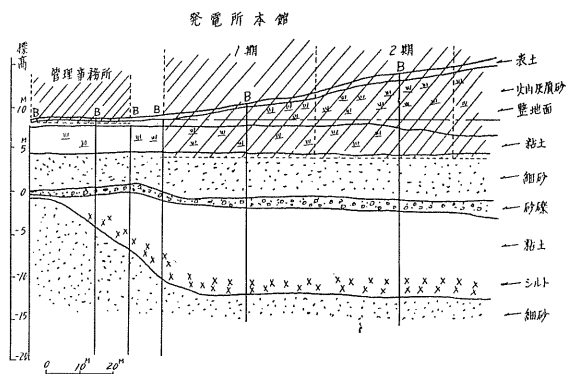


図-1 地層断面図

ために実施した。

更に発電所内のタービン基礎、ミル、給水ポンプ、ファンのモーター関係基礎の設計資料を得るべく地盤振動試験を加えた。

3. 各種調査工事の内容と実施工程

この様にして調査工事の仕様が決定されたが、その中から各試験の調査目的と調査工事範囲を抜萃すると、次の5項目である。

3.1 鋼管杭試験

(調査目的)

鋼管杭の打込状況を記録し、打撃試験、載荷、引抜、水平加力横振動試験を行ない、総合的に杭耐力の推定を行なう。

(工事範囲)

- a. 試験用杭打 $\phi 350$ L 30 m 2本(支給)
 サンドパイル $\phi 400$ L 30 m 1本(Lは現場の突状に合わせる)
 控杭打 $\phi 350$ L 30 m 8本(支給)
- b. 載荷試験、引抜試験、水平加力試験 各1箇所
- c. 横振動試験 1箇所
- d. 提出調査事項 杭打込所要時間(建込、熔接、打込)打撃回数、ストローク、一打撃当り貫入量、打込長さ、打撃試験による杭耐力推定、静的載荷試験、引抜試験、水平加力試験、横振動試験および以上の報告書を提出すること。

3.2 コンクリート杭試験

(調査目的)

既製コンクリート杭の打込状況を記録し、打撃試験によって杭の耐力を推定する。

(工事範囲)

- a. 試験用杭 $\phi 400$ L 30 m (15 m 2本継) 2本(支給)
- b. 提出調査事項 鋼管杭の同項に倣う。ただし打撃試験のみで他は除く。

3.3 土質改良試験

(調査目的)

Vacuum Deep Wellによる揚水試験をSand-drain zoneと現地盤とにおいて行ない、地盤の沈下状況、透水係数、揚水量、影響範囲、復水状態、賦存量、地耐力等を対比調査する。

(工事範囲)

- a. V. D. W 施工 D. Well $\phi 10''$ L 30 m 10 IP 2台
 真空ポンプ 10 IP 2台
- b. Sand pile 施工 $\phi 430$ L 25 m 20本
- c. 測定器設置 観測井戸 $2''$ L 30 m 7本
 間隙水圧計 $1\frac{1}{2}''$ L 25 m 2本

沈下板

5個

d. 地耐力試験施工 事前、事後の各2箇所

e. 観測測定調査事項 V. D. Wにより揚水し、水位の観測、間隙水圧の変化、沈下板観測、揚水量、真空度、地耐力等を記録測定し、透水係数その他の報告を提出する。

3.4 地盤振動試験

(調査目的)

起振機及び地耐力試験によつて地盤の動的、静的バネ係数を求め、上部振動源の設計資料を得る。

(工事範囲)

- a. 強制振動 起振機 10 IP 1台
 i) 地盤面のコンクリート基礎上で1箇所
 ii) 杭上で1箇所(鋼管杭の項参照)
- b. 提出調査事項 起振機による地盤振動の固有振動数測定および動的地盤係数を求め、報告を提出する。

3.5 土質調査

(調査目的)

土質改良前と改良後のシンウォールサンプリングと標準貫入試験を合わせて行ない、その効果を確認する。

(工事範囲)

- a. 土質改良の前後に3本宛、計6本のボーリングを深度30 mまで行ない、標準貫入試験とサンプリング(1本につき7個)
- b. 提出測定調査事項 土質試験(コア別の物理、力

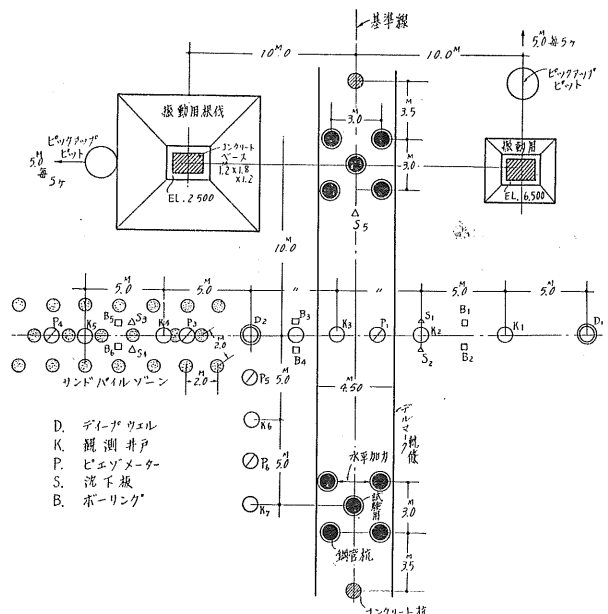


図-2 計画配置図

(3) 試験杭配置図および深度表

次の通りであるが、今回の試験地点では下部砂層が当初予定の深度よりも6m程上にあつたため、試験杭は丁度6mの打ち込み残となつた。

(4) 打込試験記録図

載荷、引抜用のNo.4杭のみを参考のためにかかげた。

(5) 杭打込試験結果一覧表

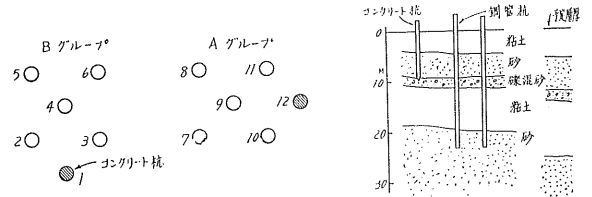


図-5 試験杭打込配置図および打込深度表

表-1 杭打込試験結果一覧表

	コンクリート杭 No.1	鋼管										コンクリート杭 No.12
		No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	
杭の最終根入深さ (m)	8.65	21.6	20.6	20.7	21.0	20.9	21.6	22.1	24.1	22.0	22.5	9.57
打止め時沈下量 (mm)		0.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.9	0.8	0.6	0.7	0.4
打止め時 ram height (m)		1.8	1.9	1.8	2.0	1.9	1.8	1.8	1.6	1.8	1.9	1.9
打止め時弾性圧縮量 (mm)		10.0	11.0	12.0	14.0	11.0	12.0	14.0	13.0	13.0	13.0	9.0
杭先別の侵入高打止め時杭内土量 (m)	—	17.3	16.2	16.1	15.3	16.2	15.7	15.8	16.6	15.8	15.9	—
最終累計打撃回数 (回)	700	2215	1560	2411	1710	2430	3237	3469	4034	3565	3676	2206
杭の貫入抵抗 R_d (t)	—	246	218	190	176	189	183	155	155	175	178	160
打込全所要時間 (時・分)	1.27	3.30	3.25	3.07	4.52	3.52	4.08	3.21	3.35	3.19	3.48	1.44

(6) 打撃試験考察

打撃試験から算定した杭の貫入抵抗は、デルマーク型の杭打で Hiley 型の式が示され、その機構から打撃エネルギーはラムを2倍の高さから落下したものと扱うのであるが、反撥係数、鋼管内の土砂の重量、ラムストロークのバラッキ、地層の状況などから各杭の抵抗に当然差が出る。

元来杭打公式の精度は Hiley 式においても静的載荷試験の極限支持力に対し 26~195% といわれ、絶対値の信頼性は薄く、その実用性は載荷試験を1箇所行なつて、得られる極限支持力 R_s に対し

$$R_s = \alpha R_d$$

の α という係数で補正し、その近傍の杭に適用する位のものであるが、この例では、載荷試験の極限支持力は、次に述べるように No. 4 が 220 ton, No. 9 が 185 ton である。

コンクリートパイルは、深度表で見られる通り、B ブロックが 8 m 650, A ブロックが 9 m 570 の貫入量であつた。従つて、当初の目的から言えば、下部粘土層の沈下防止にはなんら役立たないことが確認されたが、Hiley 式では No. 12 のパイルが鋼管杭と同程度の極限支持力

$$R_d = 160 \text{ ton}$$

になり、短期間の外力に対しては大きな抵抗を示す。

(参考 パイルの終局強度は

$$P = 0.85 \sigma_{28} A_c + \sigma_{sy} \cdot A_s$$

で算定すると

$$\sigma_{28} = 510 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 726 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 31.4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sy} = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

一何れも試験値一によつて

$$P = 408 \text{ ton}$$

ただし、公称安全支持力としては

$$\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sy} = 600 \text{ kg/cm}^2$$

安全率 = 3

で

$$P \approx 90 \text{ ton}$$

しかし、ここでは圧密層を貫通しない以上、杭打の意義は失つている。

4.1.2 載荷試験

載荷方法 300 ton オイルジャッキ 1 台により控杭 4 本の引抜抵抗を利用して載荷した。沈下は Dial gauge 1/100 mm 4 個で測定し、杭頭の歪量は Strain gauge で測定した(圧力計のチェックと局部座屈の早期発見のため)。

試験結果を次に示す。No. 9 杭は省略する。

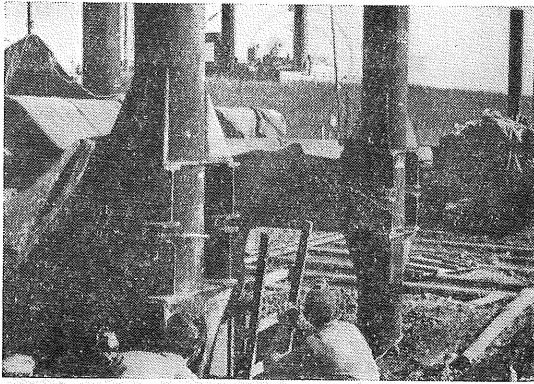


写真-4

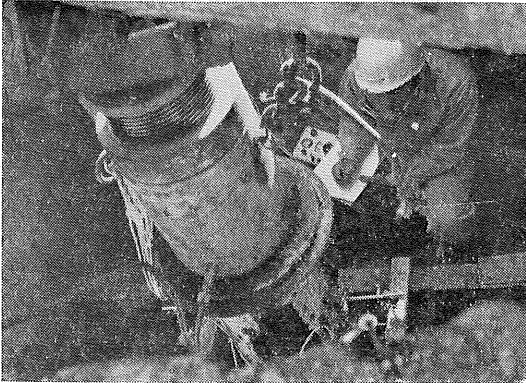


写真-5

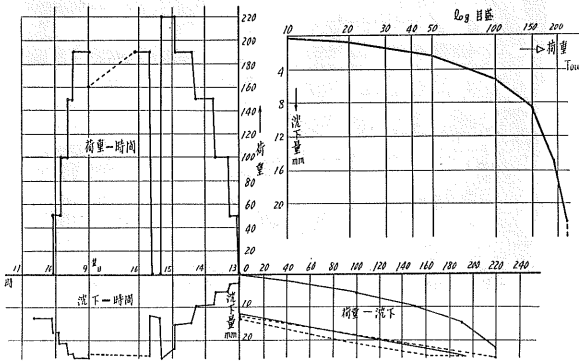


図-6 荷重試験記録 No. 4 鋼管杭

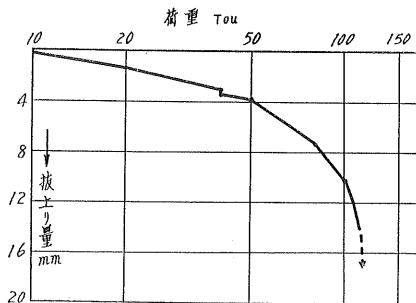


図-7 引抜試験記録

4.1.3 引抜試験

杭打込後 15 日経過して行なつた No. 4 杭の引抜試験結果を次に示す。

引抜極限抵抗は 112 ton であつた (最大周辺摩擦力 112 ton/19.4 m² ≒ 5.8 ton/m²)。

4.1.4 水平加力試験

荷重段階は 2 ton づつ加力, 変位が 1 分間 0.02 mm 以下となるまで放置し次に進む。荷重速度は 2 ton/min 以下の

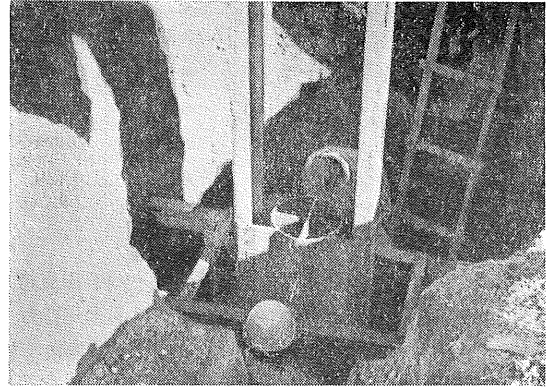


写真-6 引抜試験

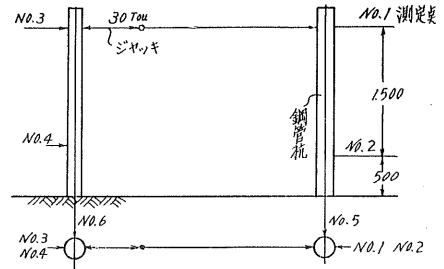


図-8

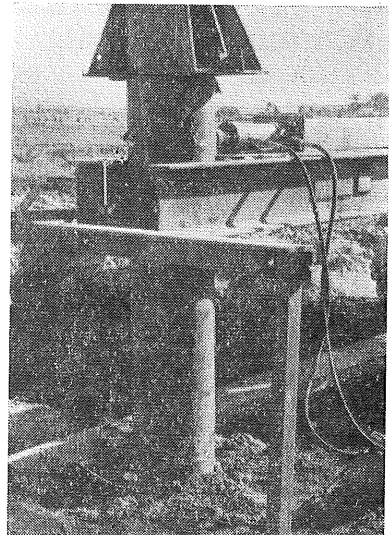


写真-7

割合でかけた。変位図は省略するが、水平力 18 ton 迄は異常を認めなかつた。

4.1.5 杭振動試験

起振機(地盤振動の項参照)によつて杭の共振振動数を求め、設計資料に加えた。経過は省略し、結果のみを記すと次の通りである。

表-2

	上部载荷	共振振動数	最大振幅
1 本 の 場 合	0	8.5 c/s	3.740mm
5 本 つ な ぎ の 場 合	0	9.1	0.215
〃	2 ton	8.9	0.195
〃	4 〃	8.3	0.125
〃	8 〃	6.9	0.120

4.1.6 静的試験の考察

鋼管杭は外径 366 mm で载荷試験によつて極限支持力 220 ton が確められ、建築学会の規準では長期支持力として、この 1/3 の 70 ton のが期待出来る。引抜試験では 112 ton の最大周辺摩擦力が求められているから、先端の極限抵抗はそのまま差引くと 108 ton を示し、これは先端密閉と考えた面積で割ると 1,000 t/m² にも達している。

猶 220 ton はパイルの降伏点を 2.4 t/cm² とするとほぼ降伏荷重に一致している。又杭のネガティブ・フリクションの影響を少なくするためにサンドパイル(径 430 mm)中に打ち込んだものは载荷試験で 185 ton まで耐え、支持力に関しては前記のものと大差はない。

コンクリート杭が停止した砂礫層では、コンクリート杭の先端面積が約 1,260 cm² 鋼管杭はまだ先端が密閉でないためにネットの面積が 90 cm² であつて、単位面積当り打撃荷重は、コンクリート杭では鋼管杭の 1/14 程度に相当している。従つて、打撃試験の貫入抵抗が鋼管杭と同程度の極限支持力を示している以上、貫通出来ないのも無理はないと肯ける。

水平加力試験の結果、前記長期許容耐力 70 ton に慣用の震度 0.2 をかけると 14 ton で、18 ton までは充分安全性が確かめられ問題はない。

4.2 地盤振動試験

4.2.1 試験方法

E. L +6 m 500 と +2 m 500 の位置に無筋コンクリート基礎(1 m 200×1 m 800, 高さ 1 m 200)を設置し、その中央に起振機を据付け、振動を与え、共振時における振幅と周期を測定し、計算によつて動的バネ係数および地盤係数を求める。

4.2.2 測定機器

(1) 起振機 1 台 建研型 2 軸 4 輪 3 IP モーター付、重錘偏心可変型 水平上下動可変式

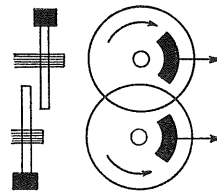


図-9

相反転する円盤に偏心した錘を取り付け、一方の周期力を生ずる装置、回転数と偏心モーメントから幾種類かの振動数を任意に出せる。

(2) 測定器 熱ペンオシロ 3 成分記録型 振動計 (変位測定) 倍率 4~400 倍

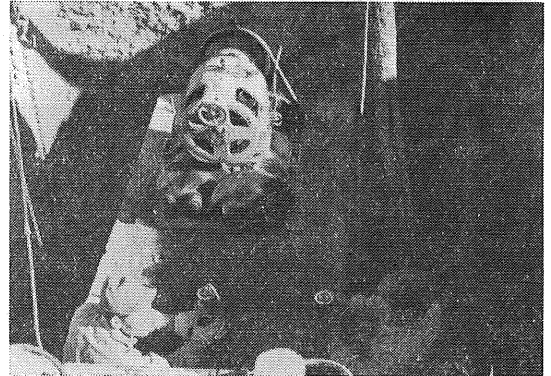


写真-8 起振機ピックアップ

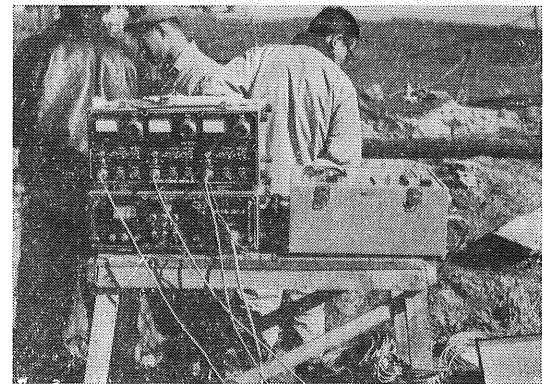
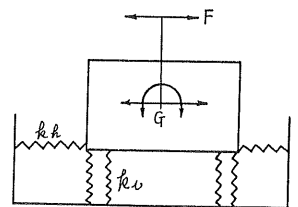


写真-9 振動計

4.2.3 解析法

起振機で周期をいろいろにかえた振動を基礎に与える。ピックアップの位置をかえて各方向の振動を測定し、記録紙から周期および振幅を求める。周期(T)は熱ペンで 1 秒毎に時間が刻まれているから、その対比で直ちに求められ、振幅は全振幅を倍率で除した実際の全振幅($2A$)に換算する。これを $2A-T$ グラフ



MODEL

図-10

としてプロットすると、これから共振曲線が得られ、最大振幅の所から共振振動数がわかる。

この振動数および振幅を用いて、運動方程式から地盤の水平バネ係数 (k_h) とロッキングバネ係数 (k_ρ) を導いて計算し、これより水平地盤係数 (k_h) と垂直地盤係数 (k_v) が得られる。

計算のための諸元は省略し、これから算出した地盤係数は報告によると、

表-3

	k_h (kg/cm ³)	k_v (kg/cm ³)
E. L 6.500	3.77	5.65
E. L 2.500	4.14	6.08

通常 $k_h = 9.6 \sim 0.7 k_v$ で表わされる。

表-4

地盤の種類	k_v (25)
軟弱な粘土	<2.0
ローム層	3.0~5.0
細砂	5.0~6.0
砂	8.0~11.0
砂礫	11.0~13.0

であつて、他地盤での測定例に換算比較してみると

$$k_v \quad 5.65 \rightarrow 8 \quad 6.08 \rightarrow 9$$

になつて、動的地盤係数は砂地盤に相当している。これらの資料によつてタービン、ミル基礎などが地盤の振動数に接近しないような設計が可能となる。この他に地盤の振動伝達率の測定が行なわれているが省略する。+2 m 500 の伝播速度は 300 m/sec で砂地盤であることに間違いない。

4.3 土質試験

土質試験結果表と標準貫入試験の N 値表 (深度 15 m 以

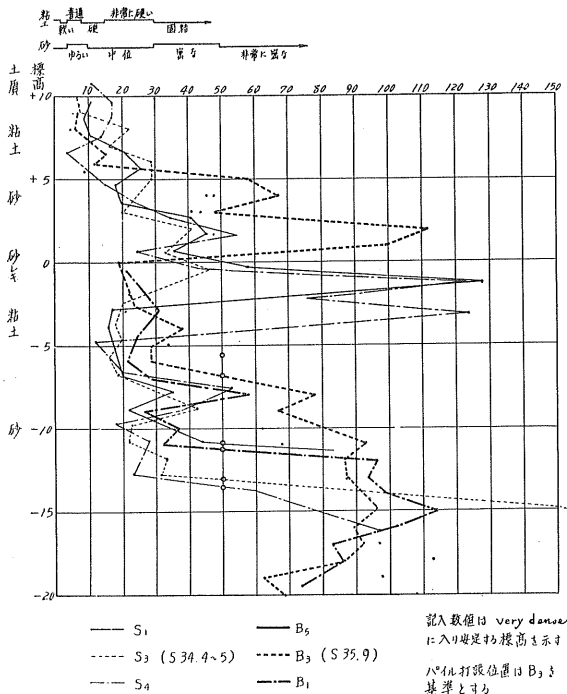


図-11 標準貫入試験比較表

下になると補正すべきであるが、そのままの値をとつている) を次にかかげる。

土質試験で得られた数値について代表的なものを少し検討してみたい。

4.3.1 間隙比 e_0

間隙比は粘土の特性中最も注目すべき指数であるが、サンプリングが左程乱されない限り、初期間隙比の大小によつて圧密の大小が常識的に判断される。通常軟弱粘土と称されているものは e_0 が 1.25~2.5 の範囲が多く、新江別の 10 m 以下の粘土は 1.0 前後の値をとつている。

4.3.2 Atterberg 限界諸数値

(1) 液性限界 (L. L.) L. L が 50% 以上のものは圧縮性が大きいと云われている。ここでは浅い部分の軟弱粘土を入れても平均 50% 位で下限に位している。

(2) 塑性限界 (P. L.) P. L は有機物を含む粘土が大きい値を示すが、新江別では 20~40% で一般的である。

(3) 相対稠度 (R. C.) R. C が ≥ 1 である場合、つまり自然含水比が塑性限界に近い粘土程安定を示す。新江別では 0 に近いものから 1 に近いものまでの分散があつて、層厚

表-5 下部粘土層土質試験一覧表

採取深度 (m)	11.5~14.0										
単位体積重量 r (t/m ³)	1.64~1.87										
土粒子比重 (G_s)	2.68~2.72										
含水比 W (%)	34.7~44.5										
液性限界 L.L (%)	50.8~68.4										
塑性限界 P.L (%)	25.6~35.8										
塑性指数 P.I	15.7~42.5										
粒土分析試験	<table border="1"> <tr><td>礫 (%)</td><td>0~16</td></tr> <tr><td>砂 (%)</td><td>9~63</td></tr> <tr><td>シルト (%)</td><td>12~49.5</td></tr> <tr><td>粘土 (%)</td><td>9~50</td></tr> </table>	礫 (%)	0~16	砂 (%)	9~63	シルト (%)	12~49.5	粘土 (%)	9~50		
礫 (%)	0~16										
砂 (%)	9~63										
シルト (%)	12~49.5										
粘土 (%)	9~50										
粒土分析試験結果より粒度の名称	粘土										
一軸圧縮試験	<table border="1"> <tr><td>圧縮強度 q (kg/cm²)</td><td>0.97~2.4</td></tr> <tr><td>再整形土 q (kg/cm²)</td><td>0.55~1.38</td></tr> <tr><td>鋭敏比 S</td><td>1.74~2.4</td></tr> <tr><td>粘着力 C (kg/cm²)</td><td>0.48~1.2</td></tr> </table>	圧縮強度 q (kg/cm ²)	0.97~2.4	再整形土 q (kg/cm ²)	0.55~1.38	鋭敏比 S	1.74~2.4	粘着力 C (kg/cm ²)	0.48~1.2		
圧縮強度 q (kg/cm ²)	0.97~2.4										
再整形土 q (kg/cm ²)	0.55~1.38										
鋭敏比 S	1.74~2.4										
粘着力 C (kg/cm ²)	0.48~1.2										
剪断	<table border="1"> <tr><td>粘着力 C (kg/cm²)</td><td>0.66~0.94</td></tr> <tr><td>摩擦角 ϕ (度)</td><td>20°42'~49°41'</td></tr> </table>	粘着力 C (kg/cm ²)	0.66~0.94	摩擦角 ϕ (度)	20°42'~49°41'						
粘着力 C (kg/cm ²)	0.66~0.94										
摩擦角 ϕ (度)	20°42'~49°41'										
圧密試験	<table border="1"> <tr><td>間隙比 e_0</td><td>0.69~1.14</td></tr> <tr><td>先行荷重 P_0 (kg/cm²)</td><td>7~10.3</td></tr> <tr><td>圧縮指数 C_c</td><td>0.23~0.5</td></tr> <tr><td>圧密係数 C_r (cm/sec)</td><td>2.31¹⁰⁻²~9.81¹⁰⁻³</td></tr> <tr><td>透水係数 k (cm/sec)</td><td>1.18¹⁰⁻⁷~5.56¹⁰⁻⁸</td></tr> </table>	間隙比 e_0	0.69~1.14	先行荷重 P_0 (kg/cm ²)	7~10.3	圧縮指数 C_c	0.23~0.5	圧密係数 C_r (cm/sec)	2.31 ¹⁰⁻² ~9.81 ¹⁰⁻³	透水係数 k (cm/sec)	1.18 ¹⁰⁻⁷ ~5.56 ¹⁰⁻⁸
間隙比 e_0	0.69~1.14										
先行荷重 P_0 (kg/cm ²)	7~10.3										
圧縮指数 C_c	0.23~0.5										
圧密係数 C_r (cm/sec)	2.31 ¹⁰⁻² ~9.81 ¹⁰⁻³										
透水係数 k (cm/sec)	1.18 ¹⁰⁻⁷ ~5.56 ¹⁰⁻⁸										

に関係するから平均をとつても話にならないが、大体0.64位になる。

4.3.3 先行荷重

圧密試験から求められた先行荷重は、現在の土かぶり圧16 t/m²位の所で80 t/m²にもなつていて、過去に相当な荷重を受けたものと推定される。建築学会の改正規準によると過圧密に相当し、上載荷重が先行荷重に到底達し得ないため、一応沈下は無視してよい事になる。

4.3.4 一軸圧縮強度

下部粘土の一軸圧縮強度は0.97~2.4 kg/cm²にあつて、通常分類では硬という判定が下される。

4.3.5 粘着力と内部摩擦角

粘着力は0.66~0.94 kg/cm²で内部摩擦角は20~49°にある。いずれも硬い粘土であることを示している。

4.4 地盤改良試験

ここで用いられた工法はサンドパイルとウエルポイント

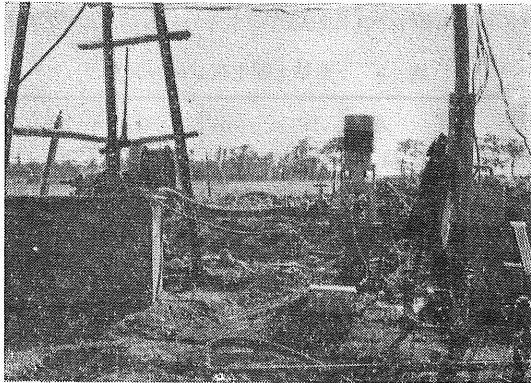


写真-10 ディープウエルとノッチタンク

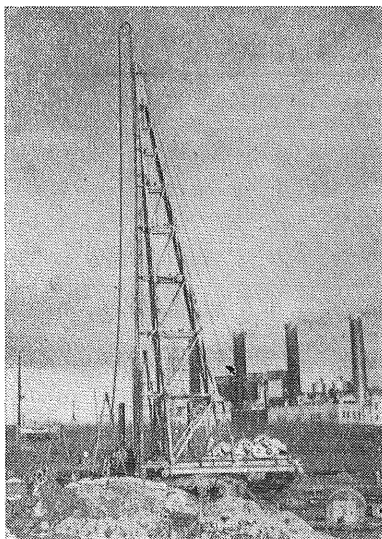


写真-11 サンドパイルベデ機

の複合法であつて、揚程の関係からウエルポイントをディープウエルにしたことは前に述べた。

原理は土中の水を強制排水し、地下水面を下げることに より水位低下分の水の重さだけ有効圧力が増大し、それがプリローディングの盛土と同一効果を下部の圧密層に与える というものであるが、サンドパイルは別名不透水層ともい われる粘土層中の水を圧密でしぼり出し易すいようにする 役目を果す。

近年埋立地などに用いられ、相当有効な手段として知ら れ、実例は多い。先に計画図にある通り、DW₂側にサンド パイル帯をつくり(径約450φ、スタータイプクレイカッター によるジェット掘進、20本の所要日数は準備を除き4日間) 現地盤との比較を行なつた。

ディープウエル、観測井戸、沈下板、間隙水圧計の断面 図は次のようになつている。

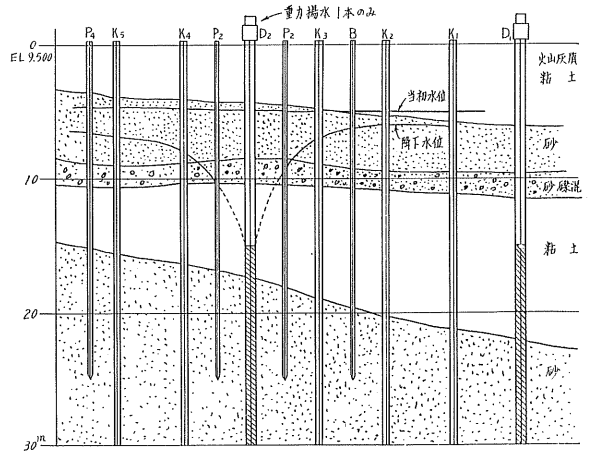


図-12

間隙水圧計の当初の読みでは P₂, P₃ が 2.3 kg/cm² で多 少静水圧より多くなつている傾向がみられる。真空揚水と 重力揚水の差は殆んど出なかつた。当初は50日間の連続 揚水を予定していたが、建設工程の繰上げによつて25日 間の観測で打切つている。沈下盤の降下は多少現われてい るが、圧密試験とも関連し、解析は困難である。

観測資料はあるが、ここでは省略したい。又事後のボー リングは取り止めにした。

5. 結 び

1期~3期本館予定位置に12本のボーリング調査を行な つた結果、上部砂層のレベルはほぼ同一で+4 m 500に本 館マットベースを設置することに方針が決定し、杭打の必 要は認められなかつた。

マットベース採用の主な理由は、粘土が過圧密で、上載 荷重による地中応力増加は先行荷重を超過しない為、一応 沈下は無視出来ること、又マットベースの場合に実際の構

造物測定例では建物の重要度にもよるが、全沈下 10 cm 位までは現実に障害も少なく、許容出来ることなどである。

北大真井教授に圧密解析をお願いした結果、先行荷重を受けた粘土が経年によつて現在土かぶり圧まで膨脹していると仮定し、圧密試験の除荷曲線の勾配から計算されたものは、1 期本館中央で 8 cm 32、周辺最小沈下が 4 cm 09 となっている。

従つて、不同沈下は 4 cm 23 を示しているが、除荷曲線の示す如く膨脹しているかどうかという問題、或いは現在

の圧密試験そのものが土中粘土の状況を適確に捉えているかどうか、更にサンプリングの不攪乱状況などの不確定要素が非常に多いため、俄かに判定は下されない。この点については建設開始からの測定によつて明確にしたいと考えている。

以上各試験の概要を揚げ報告と致したい。終りに本調査に当つて終始御指導を戴きました北大真井教授、大野教授、酒井助教授に厚く御礼を申し上げます。

道路工事に於ける土工管理の一例

“開発局道路工事特別仕様書に依る”

北海道開発局札幌開発建設部 平 尾 晋
北 村 幸 治

1. ま え が き

最近の土木工事は機械の大型化に伴い施工速度が急激に増大して来たので、土工工事に於いても一つの構造物としてその品質が問題になって来た。特に盛土に於ける締固め度が問題となり、開発局の道路工事に於いても昭和35年度より特別仕様書によつて締固め密度を規定することになった。この報告はその特別仕様書によつて行つた道路工事の土工に関するものであり、土工管理以前の問題点及び機械化土工に於ける若干の考察を述べたものである。

2. 工 事 概 要

改良工事延長は3,460 mであるが、左に川、右に山の崖を擁する区間が約1.5 kmあり、且つ5~6 mに及ぶ現道切下げ盛上げを併うので、7, 8, 9の3ヵ月間迂回交通とし、切土量約9万 m^3 、盛土量約6万 m^3 の土工と、約2万 m^3 の切込砂利路盤工を略完成して一般交通に開放しなければならぬのである。

3. 土質調査並に試験盛土

予備調査は、dry workにより $\phi 65$ mmのBoringを行い、試料をVinyleの袋に封入してその含水比並にconsistencyを測定し、更に主要土取場地点についてProctor試験を行なつた。又本工事と併行して土質調査を行なつたが、その数値は略予備調査と同じ結果を与え、図の如く土はシルト質の粘土ロームに属するものである。我が国は、o. m. c.より大分湿つた土が多いといわれている通り、自然含水比が高いものであるが脱水さえ行なわれれば充分使用に耐えるものと判定したのである。一般に道路工事の場合は土取場地点が多く、且夫々の土量が少いので、締固め管理基準値の設定がむづかしく、又各土取場に於いても土の変化が多く、それに対応する基準値を設けることも困難であり、結局大雑端な基準値を設けるより外ない様である。

特別仕様書には試験盛土を行なうことを規定し、その締固め度はJISA 1210突固め試験による最大乾燥密度の90%程度を目標としていた。従つて本工事でも各含水比に於ける撤厚と転圧回数との関係を求めるべく、主力となる

D-50ブルドーザーによつて盛土の試験転圧を行なつた。一区画は巾員3 m、延長20 mとし、20 cm、40 cm、60 cm厚の人力盛立ての各々に対して、最適含水比、乾燥土、湿润土(自然土)の3種について、締固め回数0, 3, 5, 8, 10, 15回について測定を行なつた。しかし試験の結果は含水量の調節が充分でなく、余り正確な資料を得ることが出来なかつたが、貫入試験の併用によつてover compactionについて正確な判定資料を得ることが出来た。

試験盛土については予め一定の方式を定めておいて段取りよく正確に行なうことが必要である。

4. 施工上の諸問題

7, 8, 9の3ヵ月間で略路盤工迄完成し、一般交通に開放しなければならぬとゆう工程上の制約と、自然含水比の高い土質に加えて湧水が非常に多く、土はすじこね返しを生ずる状態であつたことによつて、現場密度測定の結果は、 r_{dmax} の85%程度より確保することが出来なかつた。

道路工事の土工の特質として、盛土は一般に延長の長い巾員の狭いものである。しかし現道盛上げであつても工使用の車輛の通路は確保しなければならない。従つて副道の取れない狭いところは止むを得ず急速に先端より片押しに盛上つて来なければならない。このことは特にTrafficabilityのない土について著しく、従つて土の一時堆積、暴気乾燥等を行なう時間的余裕もなかつたのである。

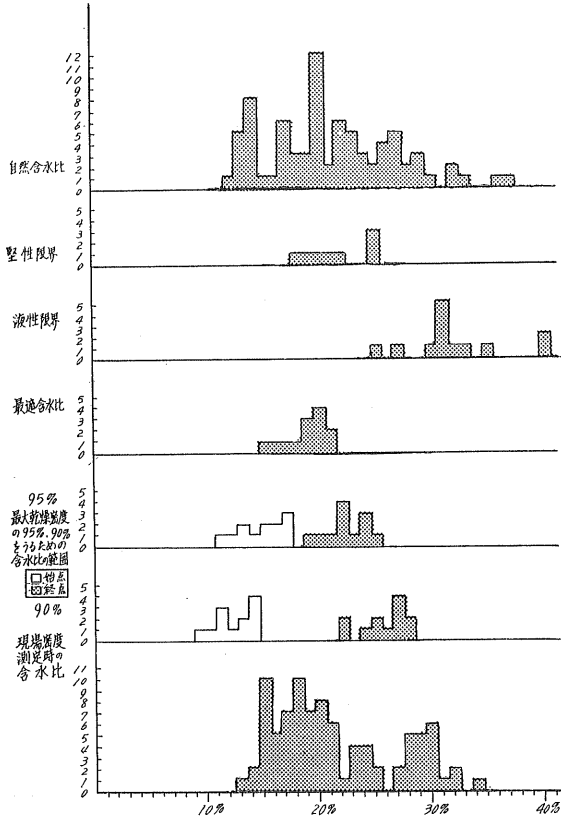
土工管理には片側施工が充分出来るだけ最小巾員とゆうものが必要であつて、冬季の除雪による車道巾員確保の上からも是非望ましいことである。

本地区は第三紀系の滝川層の凝灰質頁岩や泥岩の互層の上に、イルムケツプ火山の噴出物が堆積している地帯であつて、この地質的な肥握が欠けた為に、その二層の境界に滑りを生じ、一部センター変更を余儀なくされ、又取付村道、用水路の欠壊を生じて思はざる土工量の増加を来したのである。

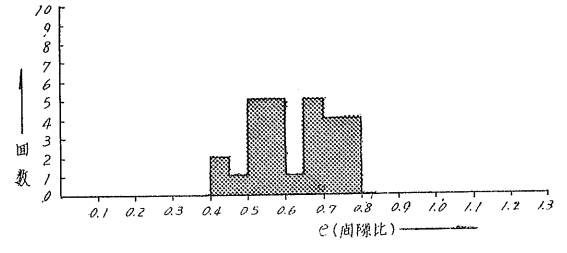
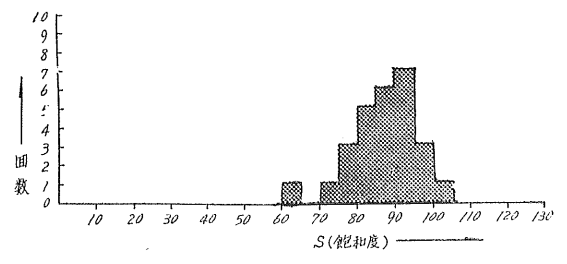
道路工事に当つては必ず5万分の地質図等を参照し、地質の経歴を正当に判断し、地質上の無理のない線形を選定すべきであることを痛感させられたのである。

本地区は基層に不添透層を置く透水性の土質であつた為、

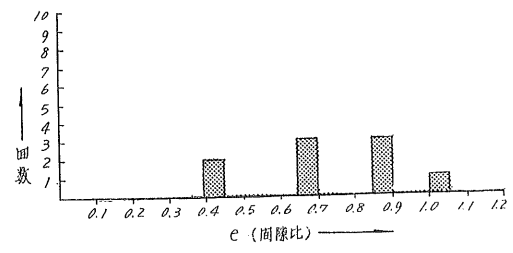
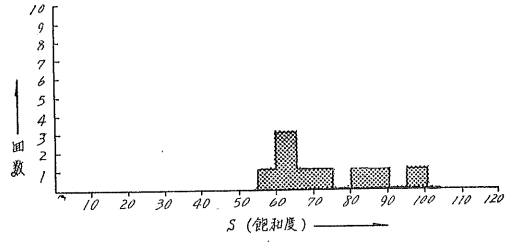
昭和 35 年度



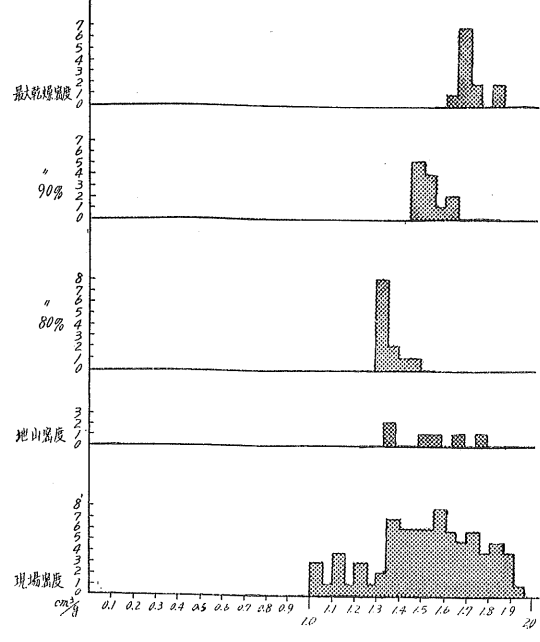
最適含水比における e 及び S



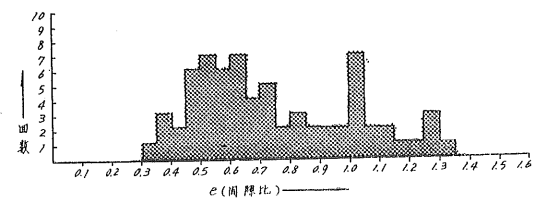
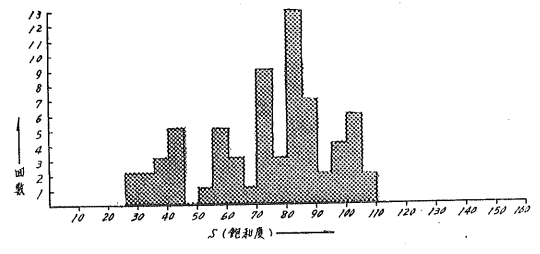
地山密度における e 及び S



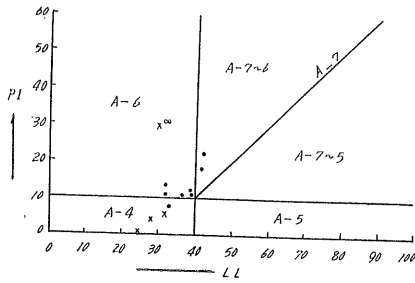
昭和 35 年度



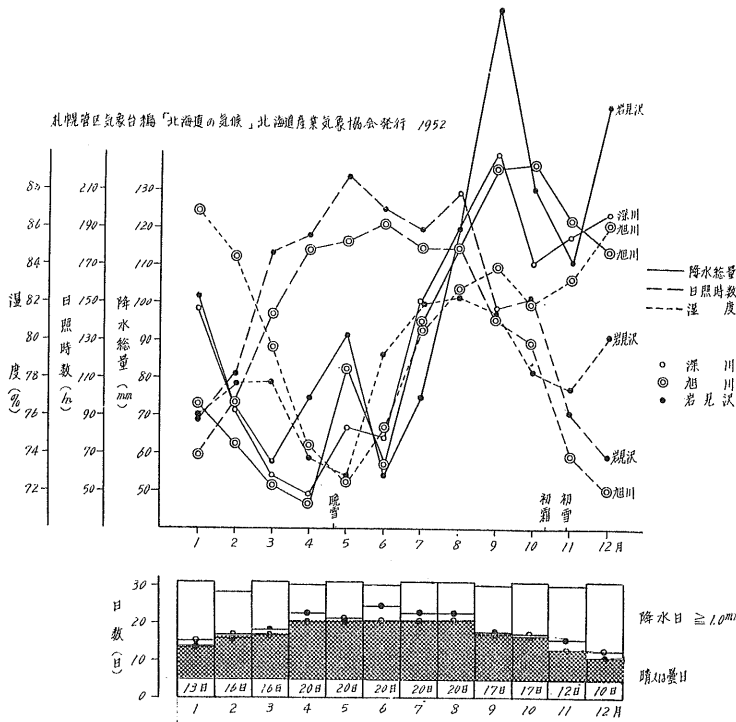
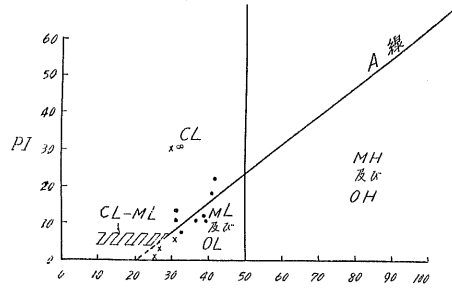
現場密度における e 及び S



改訂PR法



AC法



工当初は荒取りの為、非常に時間当りの土工量が上昇するが、之をもつて全期間の能率と考えることは早計であつて、仕事が仕上げに近づくにつれて能率は低下する。本工事の実績は、当初は平均の3~5割増であるが、終りに近づくにつれて平均の3~5割減となつている。

土工の施工時期については別図の気象統計が有用な示唆を与えてくれる。当地方の土工の適期は4~10月迄であつて、土工は4~8月にその大部分を消化し、9、10はその残務を処理する程度とし、10月をもつて土工を終る必要がある。特に自然含水比が最適含水比より高い処に於いては、11月の土工はかえつて含水を増加せしめる傾向がある

到る処から湧水が甚しく、常時水切りを行わなければならなかつた。又一部には切りカ処の山手に素掘りの灌漑用水路があつた為、殊更に滲透水が多かつたので、地下排水には徹底的に配慮した。しかしPIの小さい土質である為、降雨があれば直ちに泥濘化して降雨後1~2日の重作業は不可能になることも度々であつた。

重機械の作業の可否は水の処理如何によつて左右されたのである。大土工の場合、施工機械選定の適否がその工事の死活を制するのであつて、事前の土質調査によつて土工機械のTrafficabilityを判断出来ることが望ましいことである。何等かの良い判定方法があれば、その土を大事に使用することによつて工事を有利に施工出来るし、又工法変更についても正確に判定することが出来る。貫入抵抗を測定することは良い方法と考えられる。施工機械の能率は着

り、急速施工の大盛土を行なうことは危険である。

土工適期を有効に使用する為には早期着工と、横断パイプの様な作工を出来るだけ前年度施工とするか又は短期間に仕上げて土工を出来るだけ単一化することである。

現場を単一化しない以上充分な土工管理もまた期待することが出来ない。土の凍結季に土工を強行することは、氷雪を混入することがなくても凍土を盛立てることは必然であるので、次年度に於いてこの部分の融解が遅れ何時迄も軟弱層を構成し、結果として全体の工期に影響を与える。この場合は速かに打ち切りとした方が賢明である。又大土工の場合に、単年度施工とせず継続工事とすることは、転圧不可能に近い土を利用する場合の盛土定安上からも望ましいことである。

Janol Method による併列坑井開さくについて

千歳鉱業所 児玉秀男

1. 緒言

坑内において近距離を隔てて併列する坑道を開さくする場合は、かなり多いことと思はれる。柱房式採掘法やサブレベルケーシングにおいては、平面的に立体的に数多くの併列した水平坑道が掘進される。その外併行した運搬用の坑道坑井にあつては鉤種別ビン、鉤石と研のビン、立坑に併置されるビン等水平向き縦向きに近接した併行坑道開さくはしばしば行なわれているものである。

上下に或いは左右に、或る厚さの竜頭をおいた上述のような併列する坑道の開さくは、従来それらの各個を別々に従来方法で掘進されていたが、このような場合の掘進を合理化してコストダウンと速度の上昇を図る新しい掘進法がスウェーデンから紹介された (July 1959 E & MJ)。即ち Janol Method である。

当所では昨秋、索道の送鉤側ステーション並にビン (坑外木造物) の老朽のため、これらを一体として坑内ステーションに改築したが、この時金銀粗鉤を上鉤並鉤に区分して選鉤場へ送鉤する目的で新に2本のビンを設けることとした。この開さくに当つてなるべく簡便でしかも低廉に仕上る工事方法を検討して始めての Janol Method を敢行した次第である。本法に対する事前の実験研究を行なう余裕も持たず、本工事をそのまま実験台ともしたわけで充分に技術的内容の確明もなく資料に乏しいものではあるが、新しい方法による坑道開さくの一例として参考に供したい。

2. Janol Method の概要

本法は一つの坑道 (水平、縦向) を穿孔室として、これより坑道の向きに対し直角方向に (掘さくされる坑道の引立面に平行に) 穿孔し、この穿孔部分を必要な一定の厚さだけ竜頭を残して、その先に隣接併行する新しい坑道を掘さくする方法である。この方法では新しく着手される場合最初の穿孔室となる坑道は従来方法で掘さくされねばならない。数多くの併列する坑道掘さくでは順送りに掘さくされた坑道が穿孔室となり得ることは勿論である。

この方法の長所とするところは次の如くである。

1. 爆薬消費量が少ない。
2. 孔数が少ないので雷管使用数が少ない。
3. 掘進単位当りの穿孔長が少ない。

4. 装薬が規格化して行はれる。
5. 竜頭には穿孔してあるので必要に応じ即時発破できる。
6. 発破時を除いて、穿孔作業と積込運搬作業は互に制約されることなく行はれる。従つて掘進速度が上げられる。
7. 掘上り等では足場人道が不要のため、坑木、労力が不要である。
8. 保安上も利点が多い。

3. 開さくした併列ビンの仕様

Fig.1 参照。

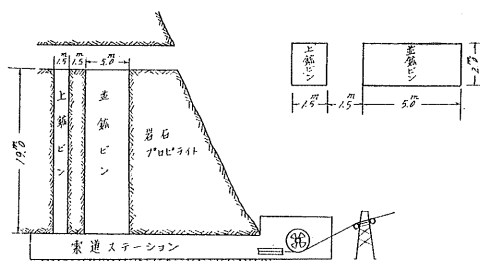


Fig. 1.

4. 開さく

並鉤ビンとなる方の大加背掘上りを従来方法で掘上りつつこれを穿孔室として、隣接小加背掘上りに対する穿孔を行なつた。

即ち、大加背掘上りの従来方法上向穿孔終了後同一足場で隣接掘上りに対する水平穿孔をなし、両者同時発破を行なう方式とした。

尚、穿孔時間を短縮して両者を一方1発破に収めるためストーパー、エヤーレツグドリル各2台、さく岩員2名を配して作業を行なつた。Janol Method においては、各々の発破孔は掘進面に対し平行させその方向は正確に向けて揃えなければならない。

また、各孔尻も目的とする平面上に揃えることなど従来方法の穿孔に較べて非常に精度を要求される。このことは孔長が長くなるだけに特に留意されなければならない。

発破孔の装薬に関しては、装薬長は所定坑幅より若干両端に長めとしこの装薬両端部は装填密度を高めることが所

定坑幅を維持するための不可欠要件である。

(1) 穿孔 (Fig. 2 参照)

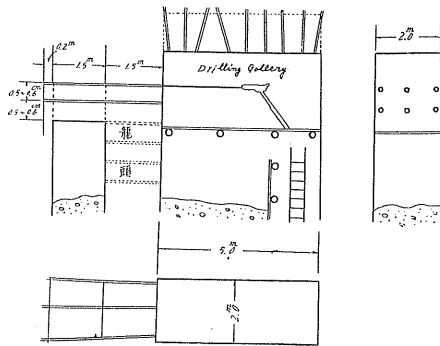


Fig. 2.

A 孔長

穿孔室の穿孔壁から竜頭厚さ 1.5 m, その先の掘さく幅 1.5 m (此の場合竜頭厚 = 坑道幅) の外に前述の装薬長の関係から 0.2 m を加え孔長は 3.2 m とした。

B 孔径

本来ならば両端部に対する加重装薬を行なうため孔径は小さくないことが望ましいことではあるが、最終ビットゲージ 36 m/m のものを使用した。

C 配孔

いわば芯ぬきのない払い孔のみである。従つて各孔平均した負荷をもてる配孔とする。負荷 (最小抵抗線) は掘さく断面の大きさによるが、 2×1.5 m の断面に対して 0.5~0.6 m とし横列 3 本並び縦 2 段とした (穿孔室の方を所要の延長だけ先に延ばしておけば穿孔配列段数に制限はないのであるがこのようにすれば水平穿孔足場を再度整備することとなるので、この繁雑をさけた代り Janol 穿孔数に制約が生じる……穿孔室となる掘上りの従来方法進行 1 払 1~1.2 m に同調させる配孔となる)

D 穿孔作業

各孔の方向偏差排除, 孔尻揃えのため長尺込め棒の利用, 穿孔壁面の凹凸基だしときは水糸, 定規をもつて精度の喪失にそなえた。

使用したさく岩機は TY 24 LD, たがねは 22% 中空 6 角鋼で最長たがね 3.8 m とした。

(2) 装薬発破 (Fig. 3 参照)

A 装薬長

坑幅 1.5 m に対し両端を各々 0.2 m づつ長くした。即ち装薬長は 1.9 m となる。両端へ張り出す長さについては計算上の数字ではなく通常の岩石発破における孔尻 (残孔) の性格から勘案した長さである。

B 装薬量

装薬の両端部は中間部より装填密度を高めることが

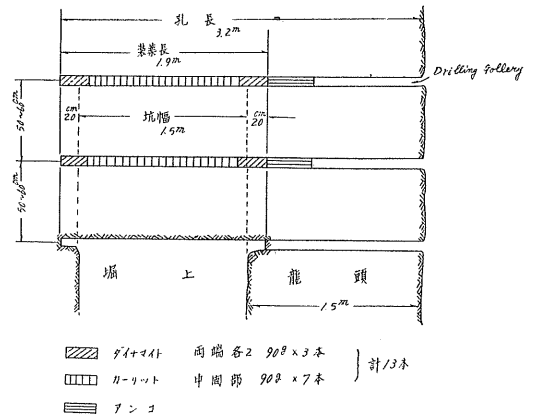


Fig. 3.

必要であるが、この場合では中間部は薬径 28 m/m 90 Gr のカーリット (特藍) を軽く接して配し、両端部は同径同重量のダイナマイト (3号竹) を圧して挿入したその薬量は中間部カーリット 7 本両端部ダイナマイト 夫々 3 本づつとし計 13 本である。

尚、管づき親ダイは 1 個で口もとに配し粘土アンコを以つて約 40 cm の長さで閉塞した。

5. 掘さく径過

2 本の併列する掘上りは、共に従来方法の研足場で行い漏斗を取りつけた後穿孔室となる方の掘上りを 2 払い先行 (約 2 m) して、Janol Method に切り替えた。この最初の掘進作業で併列する両者掘上りの中心線に若干の偏位があつたため穿孔方向に無理を強いたことにより発破結果は幾分不味であつた。これをそのままに続く穿孔発破を行なつたが前の発破の際の加背どり不十分が影響して、Fig. 4 に示すような先細りの掘進状態となつた、止むを得ず内部から加背修正を行つて正常にもどし、且つ穿孔作業をより厳正に実施することによつてそれ以後洵に順調な掘進にのせることができ上部坑道へ貫通まで、Janol Method を完遂することができた。掘進期間は両者併行して最初の口つけより正味 25 日であつた。

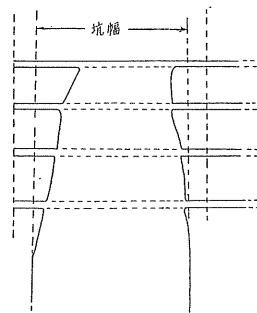


Fig. 4.

この掘さく方法において、片方の掘上り掘進には全く坑木その他の足場、人道材料を要しないこと勿論であり、従つて撤収作業もなくピンの掘さくとしては極めて簡便で魅力的な工法であつたことをあらためて痛感した。また、もとより掘さく費も低廉である。

掘上り総延長 19 m その中 Janol Method によつた掘進は 17 m であるが、その掘進費は次の通りである。

物 品 費		
ダイナマイト	49,680 kg	9,638 円
カーリット	61,560	11,265
DS 雷 管	99 ケ	2,574
チ ッ プ	4 ケ	3,160
ロ ッ ド	22.5 kg	5,400
そ の 他		1,050
計		33,087
労 務 費		
さ く 岩 員	15.2 工	16,720 円
支 柱 員	—	—
運 搬 そ の 他	22.0	18,480
計		35,200
合 計		68,287
掘進 1 m 当り		4,017
口つけ、漏斗取付を含めた 1 m 当り		4,523

6. 従来方法との比較

従来方法で 2×1.5 m 加背の掘上り実績は持たないし、また實際上、掘上るについては従来方法では無理な加背であると思うが一応推測にもとづいて Janol Method と対比してみる。

A 諸 元		従来方法	Janol Method
掘進 1 m 当り孔	数 本	16	5.8
” 孔	長 m	19.00	18.6
” さ く 岩	工	0.9	0.89
” 支 柱	工	2.0	—
” 運搬その他	工	1.4	1.29
” 爆 薬	kg	7.200	6.544
” 雷 管	ケ	16	5.8
” 坑木 矢木	石	0.6	—
” 製 材	石	0.16	—
” ビ ッ ト	ケ	0.24	0.24
” ロ ッ ド	kg	0.59	1.32

B 掘進 1 m 当りコスト

	従来方法	Janol Method
物 品 費	3,830 円	1,946 円
労 務 費	3,966	2,067
計	7,795	4,017

但し、物品費については直接消費されるもののみで鉄管ホース等は除き、労務費は役付者給有を除く。

以上両者間大幅の開きは雷管、坑木木材と支柱労務費にあることは A 項で見られる通りである。

7. 考 察

今回は Janol Method を応用したただ一つの掘上り開さくの例のみであるが、本来は冒頭にも述べたように大鉦床での柱房式採掘法或はサブレベルケーシングに用いてその真価が発揮されるものと思う。通常本法による穿孔は半長孔以上長孔であるので能率よい穿孔を行うためには連装式ドリルを使用されようが半長孔程度であれば本例の如く軽量級レッグドリルで充分間に合はせることができる。

本法の原理は簡明であるが実作業面では従来掘進の穿孔精度をもつてしては効果を期待することはむづかしい。一般に本法の穿孔は前にも述べたように孔方向は特に正確に保持されなければならない穿孔された発破孔と装薬の効果完全に発揮するためには孔方向の誤差許容限度は孔長に対し 1% とされる。この限度内に止めるような穿孔を行なうには必要な装置或は道具を使用することとなる。特に固定式でないレッグドリル使用の場合はこの点充分な配慮が必要である。

Janol Method の大きな長所の一つは火薬消費の少ない点であるが今回の掘さくでは同断面掘上りを従来方法で行なつた場合の予想と余り大きな開きは出ていないが、これは断面が小さいことにもあるが装薬量と装薬方法を十分に検討する余裕を持たなかつたことによるので此の点遺憾に思つている。

尚、掘進単位当りの火薬消費量は掘さく断面が大きくなるほど減少することは容易に考えられることである。

さらにまた、今回の掘さくで本来ならば小加背掘上りを Janol 穿孔室とするようにした方が一層合理的であつたと考えるのであるが、そのために必要な継ぎロッド長孔用さく岩機の手持無くこのような方法を行なつた次第である。

8. 結 言

今回の併坑井掘さく工事は、いはば Janol 法そのものの実験であつた。その成否を試したに過ぎないが茲に一応この新しい掘進方法が確実に利用できることを確認し得た次第である。

細部の検討は不十分で内容的に洵に貧弱である点寛容願いたい。万能ではないが水平向縦向にケースによつては非常に合理的な Janol Method は応用される機会も多いことと思はれる。いささかでも参考となれば幸甚である。

以 上

異常な地盤隆起を伴う地況について

(歌志内市における例)

北大工学部土木教室 教授 真井耕象
 助手 四方哲雄
 助手 森芳博

1. ま え が き

歌志内中央小学校では昭和33年3月便所のコンクリート床面がにわかに膨れ始め、まもなく基礎もろとも大きく歪曲破壊されて使用出来なくなつた。たゞ隆起量に比して被害範囲は局部的なものであつた(第1次隆起)。

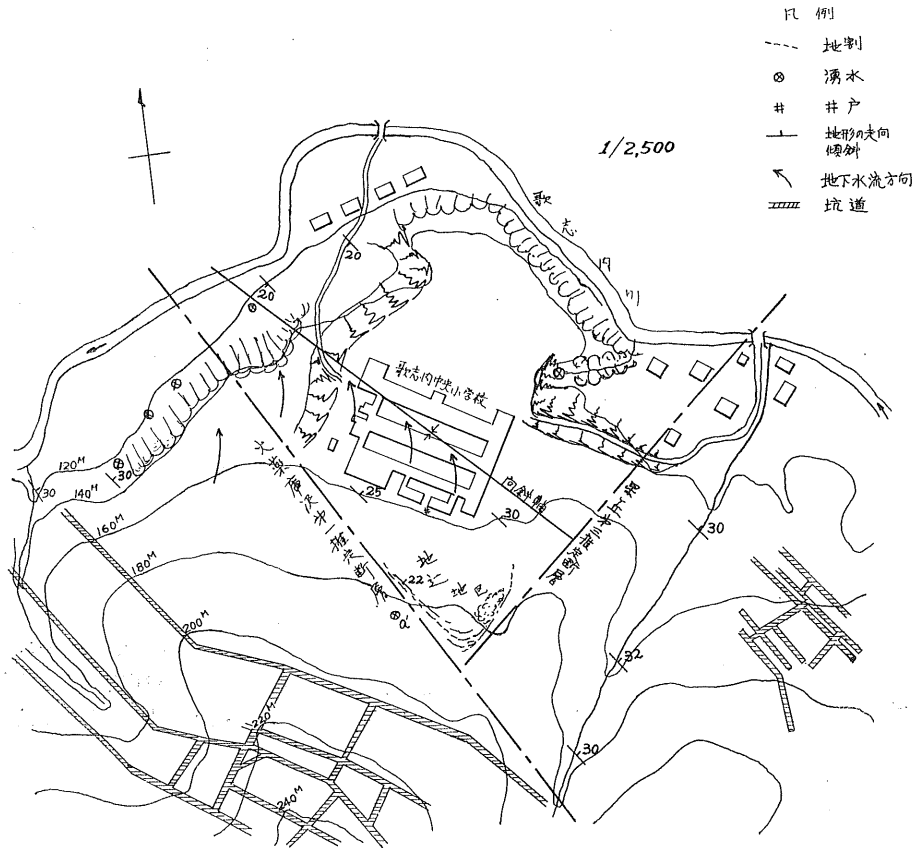
しかるに、35年4月上旬再び山寄りの校舎が押し上げられ切取斜面の法尻附近の地盤も大きく隆起し始めた。その後変状は急速に進展し、地盤の隆起は3~2.8mに達し、建物の隆起は山寄りで最高1.1~0.8mに達した。かくして、隆

起は4月末まで急速に進み、しだいに緩慢となり5月中旬に漸停止した(第2次隆起)。

附近一帯の地形は、高台上の北東に面したゆるやかな丘陵の斜面で、その裾を切取つて整地したところに全校舎が建てられている。

地層は美瑛層の砂岩および泥岩の互層で、2方向の推定断層に挟まれた地帯である。土被りは20~30cmである。

第1次、2次の地盤隆起は、いずれも融雪の最盛期に起つた。斜面の各所より多量の湧水が認められ、その多くは



図—1 歌志内中央小学校附近一般図

途中で地中にもぐり込み、法尻から再び湧水していた。とくに第2次の際は、裏山斜面の中腹にほぼ堆定断層線に没つて、地割れが200 m 位に亘り発生し、切取法肩にも新旧の毛状キレツが多く発見された。

これら地盤変動の経過から第2次の災害が、融雪水による斜面の不安定から来る地りであることは明らかで、第1次の事故は極めて局所部的であつたが、第2次のものと同一現象であることがわかつた。これら地りの特異性と

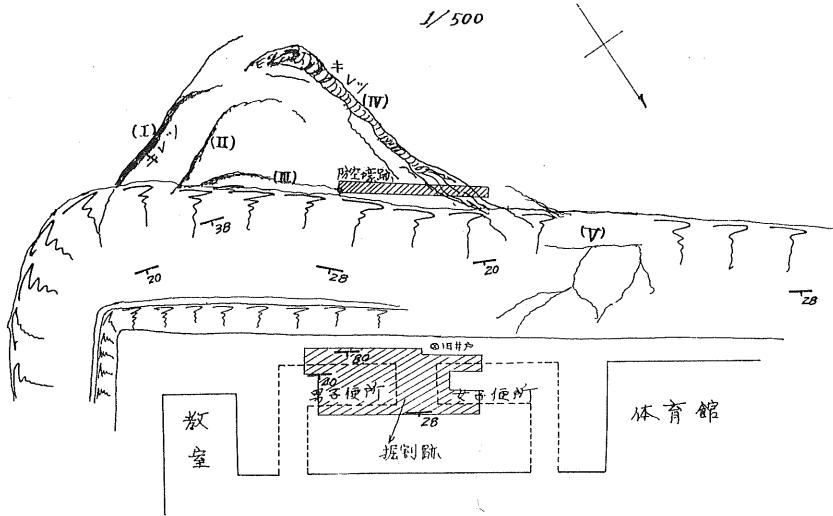


図-2 地り地区平面図(第1次地り)

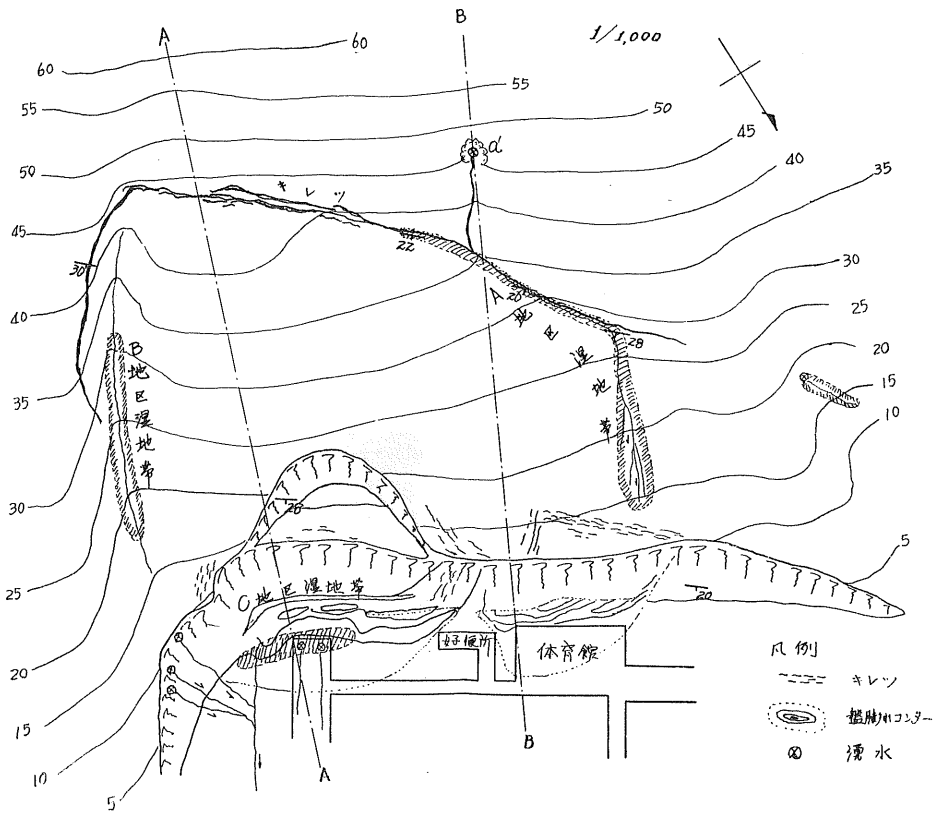


図-3 歌志内中央小学校裏山地り地帯平面図(第2次地り)
(地形図コンターは校舎敷地高を0 m とする)

して、いずれも異常な地盤隆起を併なつたことで、これについて地質および土質的に斜面の安定性を検討したものである。

2. 地 じ り 経 過

同校建築以来、10 数年間殆んど異状のなかつた校舎裏の切取は、昭和 32 年運動場拡張工事のため、切取面全域にわたつて従来の傾斜にならつて掘削され約 2 m 後退した。

その翌春 33 年 3 月、法尻より 10 m 位離れた男子便所のコンクリート床面が膨れ上がり始め、しだいに大きく隆起して、床面は縦割れを生じ、便槽や建物はへこの字に曲がった。被害範囲は 10×6 m 位で、しかも極めてわずかな部分を頂点として大きく隆起している。事故当時の時間的経過などのデータがなく、原因不明のままもなく被害建物は全部撤去され、跡地は 23×9 m の範囲に亘つて深さ 1 m 位に掘削された。

同年 8 月、切取附近の丘稜斜面を踏査したところ、図-2 のように法肩の一部に古い地じり跡の段落ちがあつて、その附近に新しいキレットが伸びており、また法肩の他の部分にも多くの毛状キレットが発見された。

第 1 次事故より 2 年後の 35 年 4 月 13 日頃、突如同校の 2 教室、体育館、これを結ぶ渡り廊下の一部が押し上げられ傾斜を起して急激に変状していつた。また屋外の切取法尻の地盤も雪を被つたまゝ大きく隆起し続けた。

急変する校舎の状態を 4 月 18 日より 5 月 20 日まで、建物の基礎コンクリートについて、測定した結果を 図-4 に示した。建物の隆起量は教室の先端で最大 1.1 m、体育館では 0.8 m に達した。その結果、建物が著しく歪曲され、危険状態になつたので一時は、全校臨時休校にまで発展した。その後校舎の隆起は、5 月に入るとしだいに緩慢となつて、5 月 20 日頃には殆んど停止したのである。

雪が融けて来るにつれて 図-3 の切取斜面および法先の盤膨れ状態の全貌が判明した。教室横と体育館横における

盤膨れの推移は、図-4 ～に示されている。前者は最大隆起量約 3 m、後者は 2.4 m 約に達した。切取斜面でも大きく張り出し、その変土範囲は切取に沿つて 120～130 m に及んだ。これら隆起はほぼ垂直方向に起り、横の移動は殆んど認められなかつた。たゞ法尻の地盤隆起地帯内にあつて、仮設便所周辺の楔状の部分だけは、全然異状のないことが注目された。一方、裏山斜面一帯の状態は 図-3 のように山腹に延長 130+60=190 m に亘つて大きく弧を描いて発生しているキレットを発見した。キレットはその後しだいに拡大し、5 月 20 日頃には 1 m 余りの喰違いに達した。その外法肩附近にも多くの新しい毛状もキレットがあつた。

地盤隆起の初期は融雪の最盛期で裏山の各所に多量の湧水があり、その多くは法肩まで行く間に地中に滲透して消失し、切取斜面下の法尻で再び湧水していた。融雪期の終了する 5 月になると地盤変動もしだいに落ち着き、変状し始めてから約 1 カ月で終息したのである。

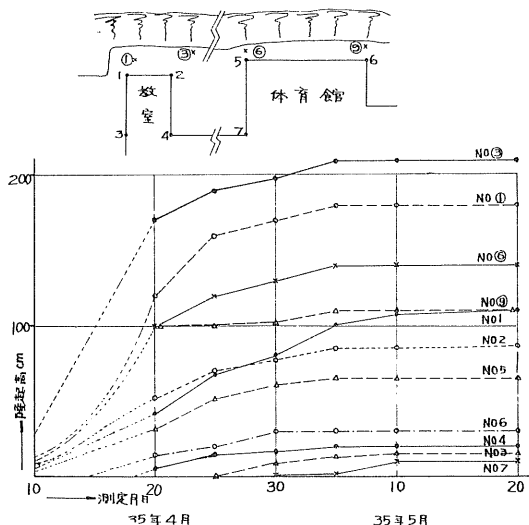


図-5 教室及び体育館とその周辺地盤の隆起経過

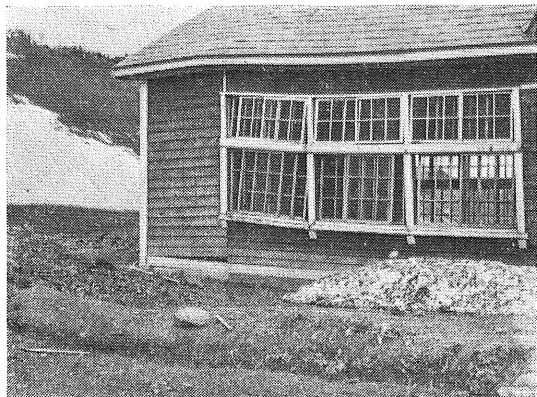


写真 1 教室の異常隆起と法尻地盤隆起 (昭和 35 年 4 月 24 日)

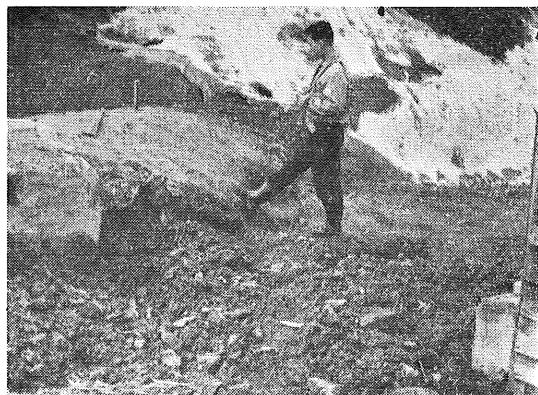


写真 2 仮設便所裏の地盤隆起 (昭和 35 年 4 月 24 日)

3. 地質および地質的考察

同校は 図-1 ~のごとく高台にあり、ほぼ北東面の斜面を切取つて整地した所に建築されたものである。この裏山一帯の斜面は $18^{\circ} \sim 20^{\circ}$ の緩い傾斜である。

この附近の地質は古代三紀石狩統美唄上部層の砂岩および泥岩である。砂岩層は淡青色～灰色で風化すると褐色～黄褐色を呈し、中粒砂岩が大半を占める層厚も $5 \sim 40$ cm 位である。砂岩層の間に $1 \sim 10$ cm 位の泥岩層が介在して、乳白色～褐色に風化している。地りによつて破壊された地層は 図-5 のように走向・傾斜の方向に割れ、ブロック状になり、泥岩層は非常に剥げ易いものとなつている。

この附近の地層構造は 図-1 ~のように、地層は地りりを起した切取斜面と同じ向きに $N 50^{\circ} \sim 60^{\circ} W, 20^{\circ} \sim 30^{\circ} NE$ で、地りりは単一傾斜の地層内に起つたのである。運動場の北側差は $N 50^{\circ} \sim 60^{\circ} W, 20^{\circ} \sim 30^{\circ} NW$ で、傾斜が反対となつて向斜軸(地層の谷)がある。また同校の北東側に星ヶ丘第3推定断層があり、ほぼこれに沿つてかつて江つたらしい形跡が斜面に残つている。南西には火薬庫の沢第1推

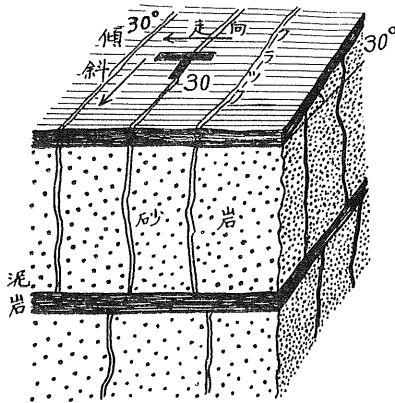


図-5 地層の走向傾斜とクラックの状態

定断層が走つていて、その方向にも深い地隙(沢)がある。これら両推定断層に挟まれた三角地帯に今後の地りりが起つたのである。

湧水による湿地帯は 図-1 の A, B, C, D のように分布している。A 地区は斜面中腹の湧水点 a' から出て来る地下水によつて、湿地が構成され、かつて同校の使用水の水源地になつていた。この地区の地下水は 図-3 のようにキレットに沿つて流れ、途中から北東に流下して、体育館西端へ向つて拡がり、切取法肩 20 m 附近で途中に滲透して殆んど消失している。裏山の沢の B 地区と切取法尻の C 地区の水は夏期になると絶えるが、融雪期には非常に水量も多く、C 地区の仮設便所裏には旧湧水井戸があつた。崖下 D の地区は湧水地点も、水量も多い湿地帯である。これら 4 地区の湧水量はいずれも 3~5 月の融雪期に多いのである。

地下水については調査がまだ不充分であるが、地下水の移動経路は地質の状態に支配されることから、地層に沿つて流れる地下水は 図-1 の矢印の方向に移動するだろう。そのことは運動場北東崖下附近に、湿地が存在しないことから明らかである。

この外坑道は 図-1 のように分布しているが、現在稼業しているものは殆んどなく、これらの坑道が直接地りりに関係したとは考えられないようである。

4. 斜面安定性についての考察

切取面における法尻附近の砂岩層に介在する泥岩層の風化した粘土を採集して、現場でセン断試験を行つた。その成果を 図-6、表-1 に示している。いずれも極めて弱いものである。

図-3 に示す A-A 断面および B-B 断面について斜面の安定性を吟味した。A-A 断面において、地りり上限を山腹のキレットに取り、下限を切取法尻に取つた。図-7 において上下限を結ぶ直線の傾斜は 21° であり、上限附近の地層は

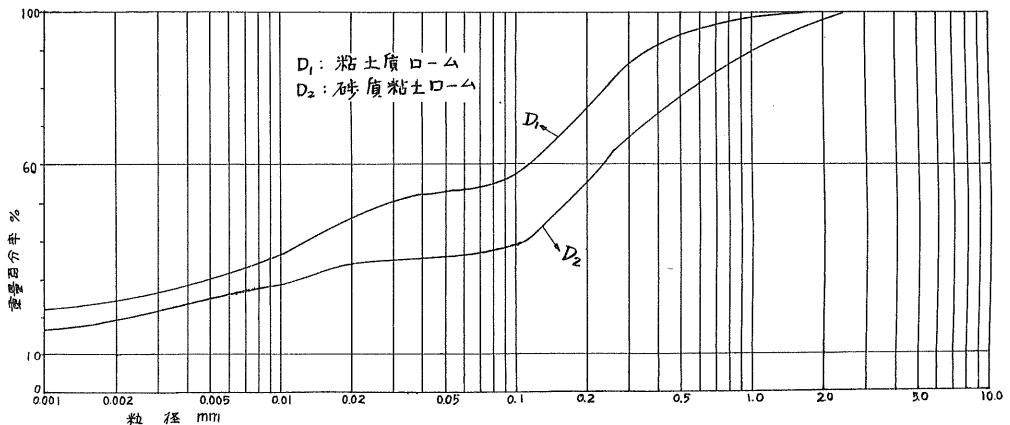


図-6 挟層粘度の粒度分析(第2次調査)

表-1

第 1 次 調 査					第 2 次 調 査						
No.	w (%)	γ_t (g/cm ³)	ϕ°	c (kg/cm ²)	備 考	No.	w (%)	γ_t (g/cm ³)	ϕ°	c (kg/cm ²)	備 考
(1)	31.8	1.90	1	0.48	自然状態のもの	D ₁	24.7	2.06	0	0.08	自然状態
(2)	37.0	1.89	0	0.20	加水混和	D ₂	25.3	2.02	0	0	"
(3)	44.7	1.81	0	0.10	"						

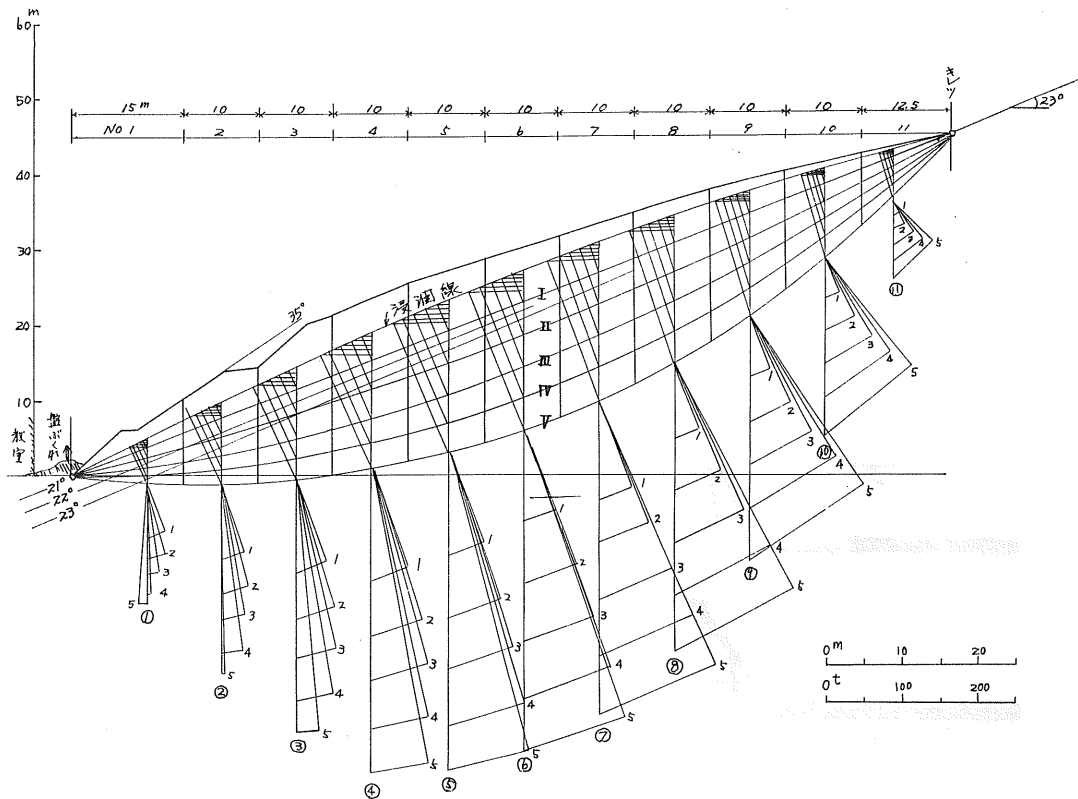


図-7 断面 A-A 斜面の安定計算

表-2 断面 A-A の安定計算表

Slice	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Σ	
W	I	74	96	122	144	138	126	133	99	97	52	22	
	II	101	140	185	221	222	207	189	171	140	94	43	
	III	122	176	236	279	288	284	266	239	198	140	65	
	IV	149	222	296	347	364	360	342	310	258	185	86	
	V	162	248	338	405	428	431	419	382	324	235	108	
N	I	74	90	115	115	130	115	125	95	75	50	23	1,007
	II	100	136	180	210	210	190	175	155	130	85	40	1,611
	III	122	173	230	270	275	265	245	215	175	120	55	2,145
	IV	149	220	280	340	350	340	310	275	220	150	70	2,704
	V	162	248	335	400	410	405	385	340	270	180	77	3,212

Slice		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Σ
T	I	26	35	45	53	50	45	48	35	30	20	10	397
	II	25	40	55	70	75	75	73	65	60	40	17	595
	III	17	35	55	76	95	100	105	105	95	70	33	781
	IV	5	30	58	76	105	122	135	146	125	105	50	949
	V	-10	5	30	77	110	140	167	180	185	150	75	1,109
u	I	8	20	30	34	35	35	35	32	27	18	10	284
	II	15	40	55	67	72	75	73	67	58	40	25	587
	III	23	60	80	95	105	110	110	100	85	62	35	865
	IV	40	80	105	125	140	145	145	135	118	85	46	1,154
	V	83	95	125	152	172	182	185	175	150	110	60	1,444
L		I 125,	II 126,	III 128,	IV 130,	V 132							

切り面	間隙水圧を考慮しない場合					間隙水圧を考慮した場合									
	$\phi=0$	c_0	$\phi=19$	c_{10}	$\phi=20$	c_{20}	$c=0$	ϕ_0	$\phi=0$	c_0	$\phi=10$	c_{10}	$\phi=20$	c_{20}	$c=0$
I	3.18		1.75				21.5		3.18		2.16		1.07		28.3
II	4.72		2.47				20.2		4.72		3.92		1.76		30.2
III	6.15		3.14				20.0		6.15		4.34		2.46		31.4
IV	7.30		3.63				19.3		7.30		5.48		2.96		31.5
V	8.40		4.11				18.7		8.40		6.08		3.07		32.1

20°~22°で、上限地点より上方の山腹の傾斜は23°である。これら傾斜の傾斜はほぼ一致しているのである。滑り面をI~Vに取り、浸潤線を図の位置に仮定して、間隙水圧(u)を考えた場合と考えない場合について、Slice methodにより斜面の安定性を表-2に計算した。これから地じりに対する c, ϕ 中の関係を示す限界曲線を求めると図-8が得られる。その結果地盤が一様な土質であれば、前記表-1の土質の値をプロットすると、地じりを起し易い条件にあることがわかる。

滑り面が図-7のIからVと深くなるほど不安定になり滑り面は深い部分にあることになるが、実際の地盤は22°位いの傾斜をもつた成層岩盤であることから考えて、滑り面Iは地層の傾斜に一致しているので、実際に最も滑り易

い面であろう。そして、このときの地じりに対する限界曲線は図-8の曲線および(1)に示されている。もしこれ以上深いところに、風化した不安定な箇所があると、その滑り面は下限に近い部分で、地層面とある角度をなす方向で押されることになる。

5. 盤膨れ現象についての考察

第1次地盤隆起が極めて狭い範囲に、しかも大きく現われたことから、この盤膨れがはたして地じりによるものか、あるいは他の凍上または氷丘的現象によるものかが疑われた。この点に関しては少くとも被害発生当時、被害カ所の地盤を切断して見れば容易に判明できたはずであるが、これらの資料がないため、その原因を十分究明することが出来なかつた。

しかるに、第2次隆起はその規模も大きく、また隆起の進行中に詳細な現地調査を行うことが出来た。その結果、地じりに起因する特異現象であることが明らかとなつた。すなわち、隆起が活潑に進んでいる4月22日に、被害教室に近い隆起カ所にピットを掘つて地盤内の変状を調べた。写真-3と図-9はその時の断面写真と断面見取図である。地表から1m位、図中点線の位置まではブロック状に破碎され、比較的簡単に掘削された。この部分の地層は隆起部の頂点に向つて彎曲し、ついには殆んど真直に立上つている。そして、点線部分の各所から盛んに湧水していた。したが

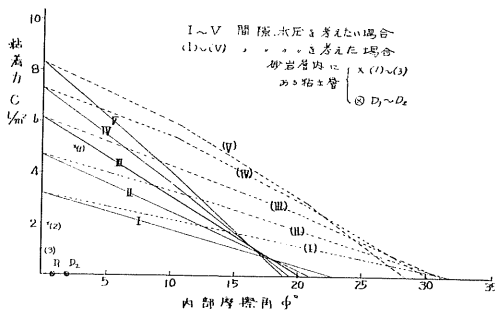


図-8 断面 A-A 地じりに対する限界曲線

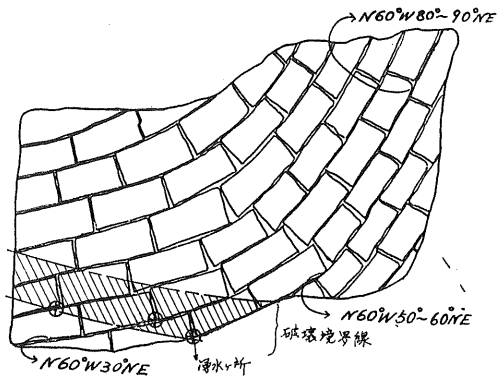


図-9 ピット部分の地層断面見取図

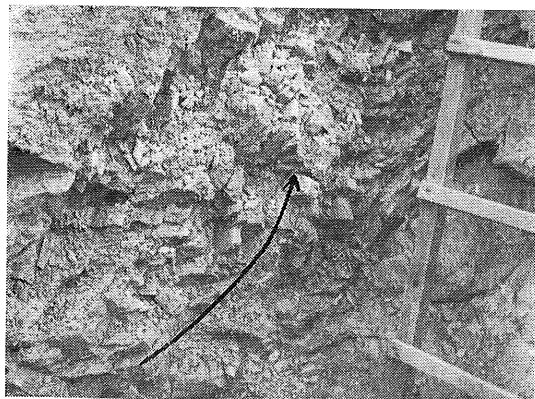


写真-3 ピット内の地層断面
(矢印のように地層が立ちあがっている)
(昭和35年4月23日)

つて、点線以下の地層は殆んど変状なく $N50^{\circ}W, 30^{\circ}NE$ の走向・傾斜であり、破碎されておらず、掘削も困難であった。このことから考えると、地這り下限の深さは余り深くないようである。

さらに法先附近の盤膨れを誘発した大きな原因と考えられるものは、仮設便所附近に強固な楔状の地盤があつて、頑強な抵抗を示し、また法先にある校舎の抵抗もこれに協

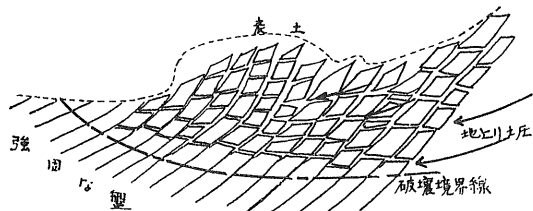


図-10 膨れ上り部分の推定断面

力したことである。そのため図-10のように法先の狭い地域に殺倒した地這りによる強大な力は、横の移動を防げられ、上方に押し上げるように作用して隆起したものと考えられる。斜面の滑り面もおそらく成層面の傾斜に沿つた比較的浅いところにあつて、上部からの滑動土砂の圧力で法尻附近が大きく膨れ出したものと考察される。

6. むすび

この地這りは第三紀層地帯で、地層の走向に一致し、その傾斜よりも急な斜面 (40° 位) で切取りを行つて、地這りを起した例である。施工当時、切取面が硬質な堆積岩であつても、多くの薄い泥岩～頁岩層を挟在する場合は、長い間に地下水による風化や浸透圧のため、しだいに不安定となり、ついには大きな地這りを起すことになる。とくに融雪期が最も危険で、この地這りの場合のように、法尻に沿つて大きな盤膨れを併う地這りに発展することがあるので十分警戒しなければならない。

なお、この対策としては地下水の移動事情を良く調査し斜面の中腹や切取面の法尻附近に適当な排水施設を施すことが先決である。また斜面の急な部分はなるべく切取り、その土量で現在の法尻に押し盛土を施すことも一案である。もし、老朽化した校舎全体の改築計画があれば、より安定した運動場へ校舎を移すのが良策であろう。

最後に、この調査にあたり歌志内市施設課の協力を受けた。この外、木崎美英雄、中川潔の両氏もこの調査に参加された。ここに附記して感謝の意を表わす。

室蘭港西2号埠頭—9.0m横棧橋の鋼管杭支持力に 関する各種試験について

北海道開発局室蘭開発建設部 技官 高橋基次
室蘭港修築事業所長
技官 石塚修次

1. はし が き

昭和35年に作製された所得倍増計画に伴う北海道港湾整備5カ年計画によれば、昭和40年には、室蘭港における港湾取扱貨物は、輸移出入計16,013千トンとなることが推定された。これを品種別、系路別、施設別に貨物の配分を行なつた結果、西2号埠頭に水深—7.5m岸壁バースのバラ荷岸壁、—9.0m岸壁のバラ荷、雑貨各1バースが計画された。このうち、西2号埠頭東寄り先端の1バースは特に将来外貨貨物の取扱と船型の大型化を考慮して、水深を—10.0mとし15,000t級の貨物船の接岸を可能とする雑貨取扱用岸壁とすることが要請されている。

従来、本港では底質は良好な砂質地盤であり、完備したケーソンヤードを有するため、公共埠頭はすべてケーソン式岸壁としていたが、後述するように、西2号埠頭東側の地質は、ゆるい細砂、シルトないし粘土交り細砂の互層等からなり、北海道の港湾の地質としてはやや軟弱の部類に属すると考えられた。

ケーソン下部に杭打を行なう工法、ケーソン下部を石で置換る工法、コンクリート脚柱式横棧橋、セル型岸壁、矢板式岸壁鋼管杭式横棧橋等について比較設計を行ない、工費、工期、施工の難易、構造上の問題点、直営工事と請負工事との均衡等について検討の結果、鋼管杭式横棧橋が、以上の諸点よりみて最も好ましいものと考えられた。

本試験は鋼管杭式横棧橋の基礎的資料たる杭の支持力、

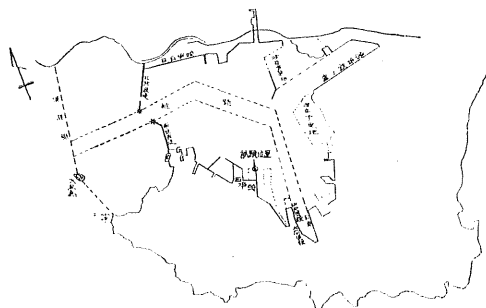


図-1 室蘭港平面図

組杭の横抵抗力を得ることを目的として行つたものである。試験は杭打試験、単杭載荷試験、引抜試験、単杭水平抵抗試験、斜組杭水平抵抗試験よりなり、工期は35年10月5日より12月10日にわたつて行なわれた。

2. 試 験

当初計画された形式は垂直な1本の脚柱と後方に斜組杭本をもつ横棧橋で、あつて斜組杭の水平抵抗力と水平変位が問題となつたが、水深が深く、鋼杭の長さの長い場合、果して従来通りの設計法がどの程度の精度をもつて適用し得るかということは、実物大の試験によらなければ、はつきりとした見透しをつけることができないと考えた。

すなわち、斜杭については杭に伝く軸方向力と曲げモーメントは如何に分布しているか、を知つて始めて杭の設計をすることができる。

管杭の支持力については、従来各種の静力学公式、動力学公式等があるが、いずれも場所により土質の変化にともなつて、変動の幅が大きく、信頼のおけるやり方としては、現地で載荷試験を行なう外に適当な方法がないと思われる。

これらの試験に際しては杭各部に伝く応力を測定するため、ワイヤーストレンゲージを貼付して歪を測定した。

3. 試 験 地 点

図-1に示すように室蘭港西2号埠頭の北東隅角部で、試験の結果、鋼杭工法の採用できない場合に他の工法を採用するのに支障のない場所を選んだ。

4. 土 質 の 概 要

—5.0—8.0mより深さ2~1mの沈泥層があり、その下に2~5mの貝殻混り細砂、以下火山灰混り細砂とシルトの互層で、埠頭基部より75m附近が最も地盤がわるく、両側よりV形をなして地盤がわるくなつていく。最下層はいずれも細かい礫交りの火山灰となつていく(図-2)。

No. 4号孔およびNo. 6号孔の土質試験結果を表-1に示す。

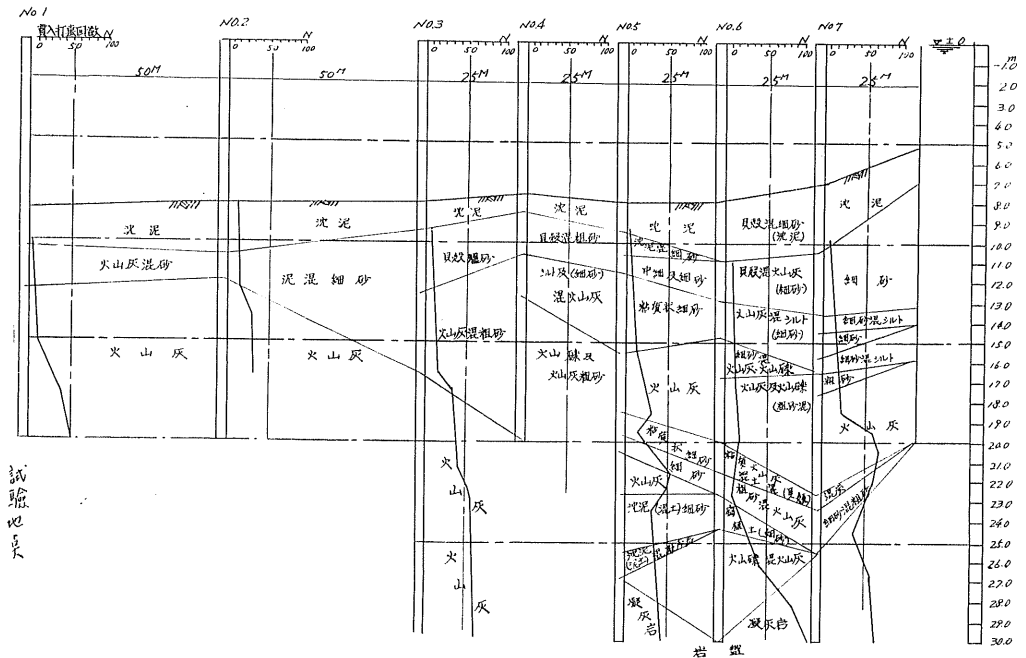


図-2 土質縦断面図

表-1 土質試験結果

	試料採取深水 (m)	密度 (g/cm ³)		真比重	含水比	間隙比	粘着力 (kg/cm ²)	摩擦角 (度)	一軸圧縮強さ (kg/cm ²)	粒度分析			
		湿密	乾密							礫分	砂分	シルト	粘土
No. 4号孔	11.29~11.58	1.63	1.13	2.55	44.3	1.26	0.24	38.13	0.33	5.3	69.6	19.6	5.5
	12.13~12.41	1.60	1.07	2.47	49.9	1.37	0.11	38.40	0.59	3.7	51.5	40.1	4.7
No. 6号孔	10.15~10.33	1.72	1.25	2.58	32.7	1.01	0.37	37.20	0.30	2.4	65.6	28.0	4.0
	11.68~11.94	1.59	1.07	2.48	49.2	1.32	0.22	39.06	0.40	4.9	47.6	39.7	7.8
	14.32~14.55	1.50	0.91	2.46	64.7	1.70	0.15	38.13	0.39	1.4	47.9	37.9	12.8
	17.77~18.02	1.49	0.91	2.45	64.4	1.69	0.12	35.57	0.35	3.5	34.0	51.3	10.8
	18.94~19.19	1.57	0.99	2.52	58.6	1.54	0.18	27.42	0.52	1.3	16.7	71.9	10.1

5. 試験杭

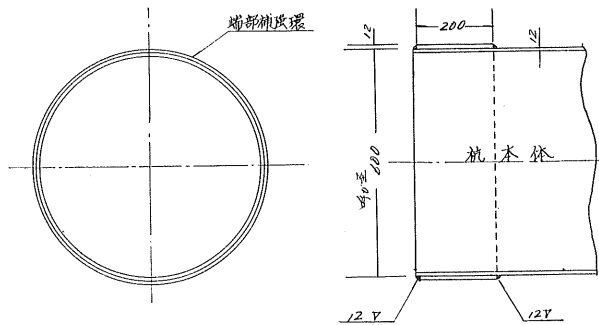
試験杭は外径 609.6 mm/m、肉厚 12 mm/m、長さ 33 m もの 4 本(控杭) 34 m 2 本、(斜杭) 37 m 1 本(引抜用)とし、材質は SS 41 である。杭の先端は全て開放とし、厚 12 mm/m の鋼板で巻き補強した(図-3 参照)。

6. 杭打機

栈橋工事の工事進行上最も能率的と思われる杭打機として DELMAG DIESEL PILE DRIVER D-22 を使用した。諸元は次の通りである。

諸元

ラム重量	2,200 kg
ハンマーおよび付属品全重量	4,878 kg
作業準備完了時の重量	4,430 kg
吊り上げ装置重量	130 kg
アンビル重量	520 kg
打撃数	42~60 回/分
打撃エネルギー	5,500 kg-m
杭におよぼす最大爆發力	72,000 kg
燃料消費量	(約) 13.0 ℓ/時
潤滑油消費量	(約) 1.5 ℓ/時
燃料タンク容量	(約) 38.5 ℓ
潤滑油タンク容量	(約) 7.0 ℓ



鋼管杭製作図

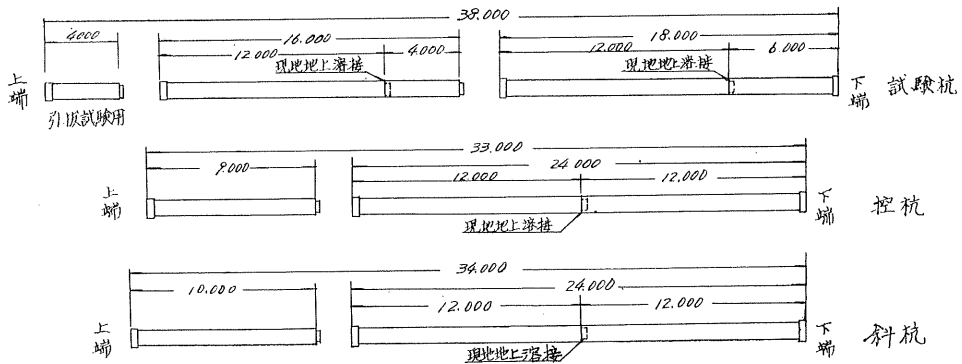


図-3 頭部及び端部補強環

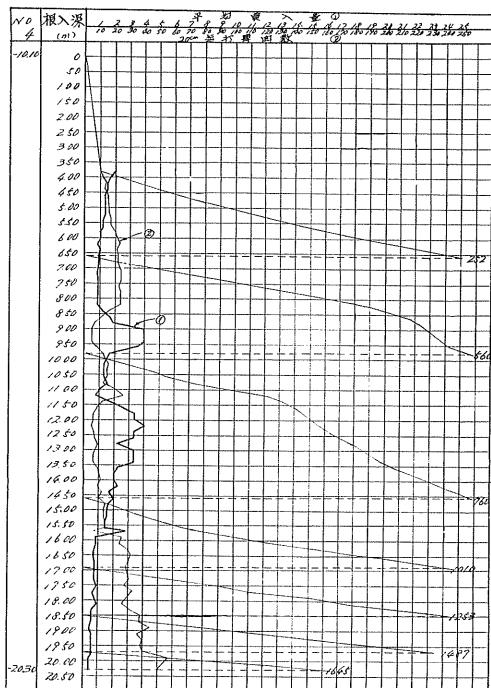


図-4 試験杭打撃試験結果表

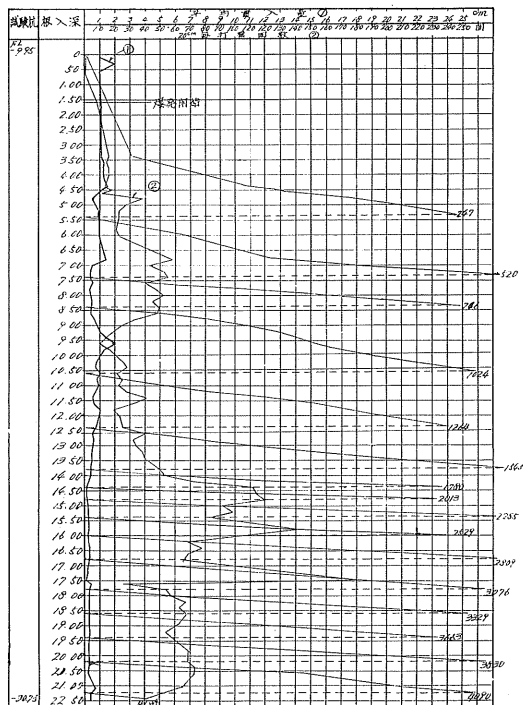


図-5 控杭打撃試験結果表

7. 打込試験

目的

杭の貫入状況を測定し、施工管理の資料とする。

方法

杭に20 cmごとにマークをつけ貫入量20 cmに対する打撃数を測定する。

結果

図-4、図-5に示す。

8. 施工精度

1) 杭頭の変形

殆んど変形が見られなかった。

2) 杭中心の誤差

杭の予定中心位置に対して $\pm 5\sim 6$ cm程度であった。

3) 傾斜角の誤差

15°の傾斜を目標とした斜組杭はそれぞれ杭打完了後は

13°および14°となつた。

9. 使用機械器具類

杭打船	(杭打機 D-22 積載)	1隻
起重機	船 25 t 吊	1隻
曳船	(55 t 180 IP)	1隻
舳船	(100 t 隻)	2積
熔接器		1台
杭応力測定用器	SM-4 J (共和無線)	1台
	SJ-4 C	1台
	SS-24 J	3台

その他の器具

200 t ジャッキ	(揚程 18 cm)	2台
LU型抵抗線式荷重計	(40 t 用, 共和無線製)	

10. 杭打所要時間

現場熔接は各杭について1箇所であり、熔接は2人で行

表-2 杭打所要時間

杭の種類	控杭 No. 1 (時・分)	控杭 No. 2 (時・分)	控杭 No. 3 (時・分)	控杭 No. 4 (時・分)	試験杭 (時・分)	斜杭 No. 1 (時・分)	斜杭 No. 2 (時・分)
建込時間	1.30	39	45	42	2.11	1.40	1.35
断合時間	1.21	1.5	1.17	52	1.18	1.40	1.5
打込み正味	52	1.2	46	46	2.14	57	1.15

なつた。試験杭について所要時間の長いのは、打ち込みをたびたび中断し、ストレインゲージの保護枠等の取り付けを行なつたためである。

11. 応力測定

水平抵抗試験時の杭の応力測定を行なつた。ストレインゲージとしては、打込時の衝撃に対する耐久性、貼付けの難易を考慮してKBR-4を用いた。アマライトにて貼付けPC-12でコーティングを行なつた。

ゲージを貼付けた上にパラフィンを溶解して、コードを埋め込み、保護箱をビス留めした。保護箱の中にはアイガースを充填し、水密性を保ち、更にゲージ保護箱、コードの破損を防ぐために保護枠の取り付けを行なつた。

54枚、108方向のゲージのうち、故障したものはキャブタイヤコードの断線3本、ゲージの破損、又はゲージよりのマイクロ細線の破損と考えられるものが3枚あつた。その他鋼管との絶縁抵抗が不良となつたものがある。打込時の衝撃、海底下という条件の下で、全体のうち80%が測定可能であつた。

ストレインゲージ貼付位置は図-6に示す。

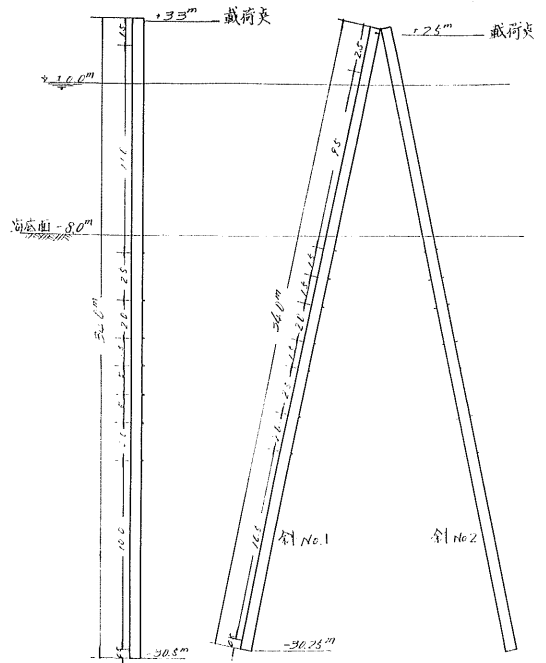


図-6 応力測定点位置

保つようになり、しかもノギスによつて測定した移動量が10分間に変化しなかつた場合に、組杭は安定したものとして荷重を増減させた。

応力測定は荷重段階に到達した時と、その荷重段階で組杭が安定したとして、次の荷重段階へ荷重を増減させる直前に行なつた。

この試験の装置を 図-8 に示す。

14. 単杭引抜試験

控杭の支持力を利用して、試験杭の引抜試験を行なう。試験要領は載荷試験と同じである。引抜試験の装置、平面図を 図-7 に示す。

15. 単杭水平抵抗試験

最大荷重は8tとする。試験要領は組杭の水平抵抗試験と同じである。

16. 試験結果

試験結果は 図-9, 10, 11, 12 に示す通りであるが、載荷試験の荷重沈下曲線から極限支持力は120t以上、建築学会建築基礎構造設計基準による「総沈下量が15mmに相当するときの全荷重を短期に対する許容荷重とし、その1/2を長期荷重に対する許容支持力とする。」の規定によれば、長期許容支持力は50tとなる。港湾工事設計要覧では、載

荷試験または引抜試験によつて、杭の許容支持力を得るには、求められた極限支持力を安全率2.5で除して求めることとしている。この場合、この方法による許容支持力も約50tとなる。引抜試験の結果をみると、極限支持力は55~60tであるので、支持力の約50%は底面支持力、50%は摩擦による支持力と推定される。

組杭の水平抵抗試験については、水平荷重20tを境に急激に変位が増大するので、安全率2.0を使用すれば、許容水平力は10tとなる。

応力測定の結果を 図-13, 14, 15 に示す。この結果の解析については未だ作業中であるので、後の機会にゆずることとするが、現在までの結果から概略を述べると、

1. 曲げモーメント曲線は海底面下1m内外の点から直ちに急激に減少する。従つて、構造物の計算に当つて、固定点を海底面下1.5mにとつて計算して充分安全側である。

2. 組杭の曲げモーメント図よりみて、水平力の大部分は軸方向力になり、各杭の曲げモーメントによる杭の破壊は起らない。従つて、杭の支持力の設計には従来行なわれている斜杭の設計方法を用いることができる。

3. 軸方向力の分布図よりみると、摩擦力の分布は杭の下方では等分布しているようである。

以上の結果を用いて一層三脚式(脚長は異なる)の下端固定ラーメンとして棧橋の構造計算を行なつた。

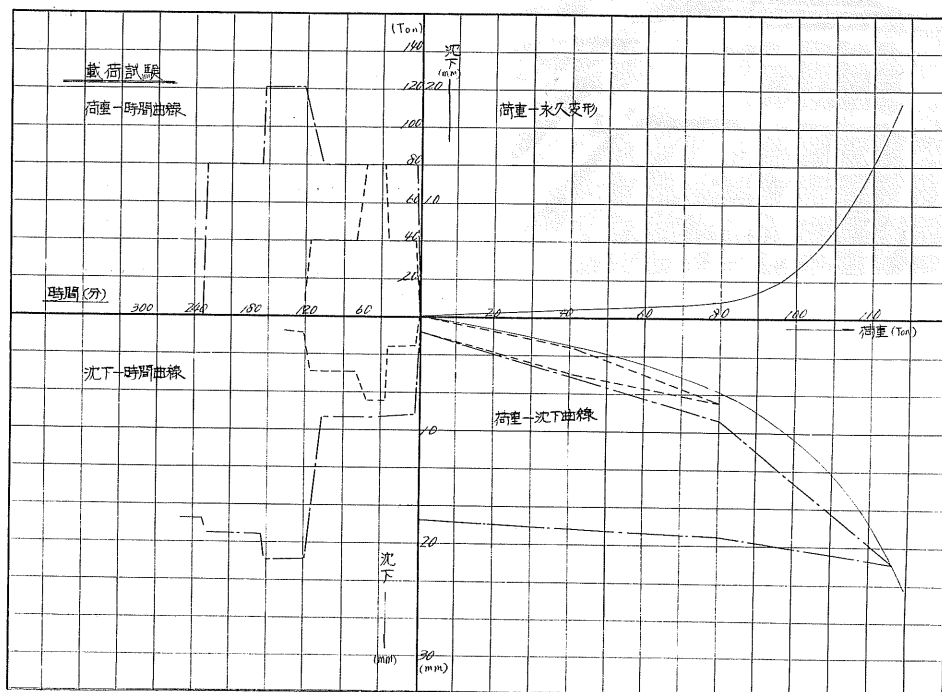
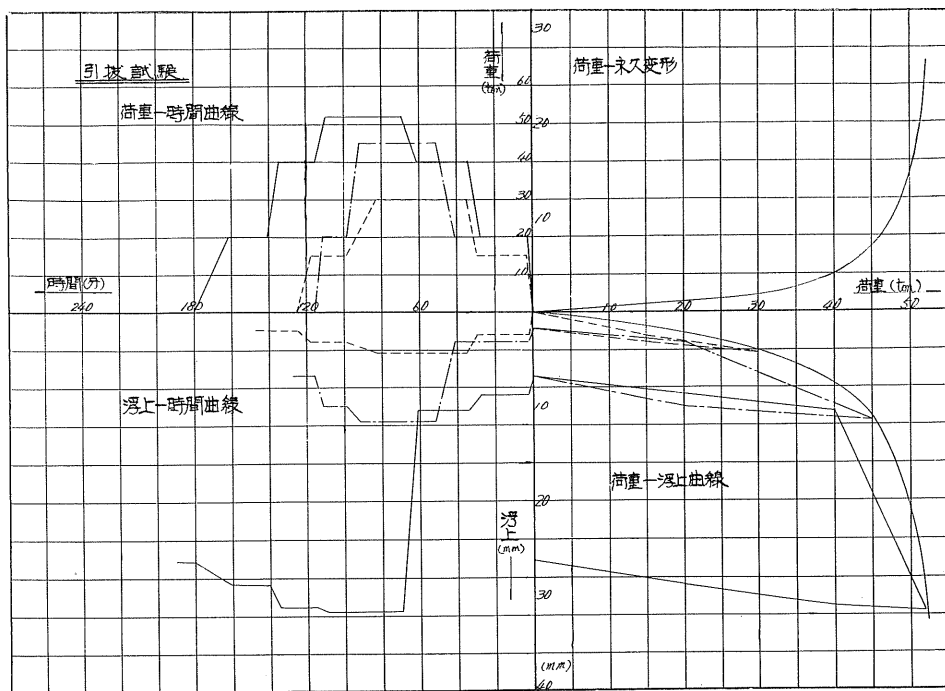
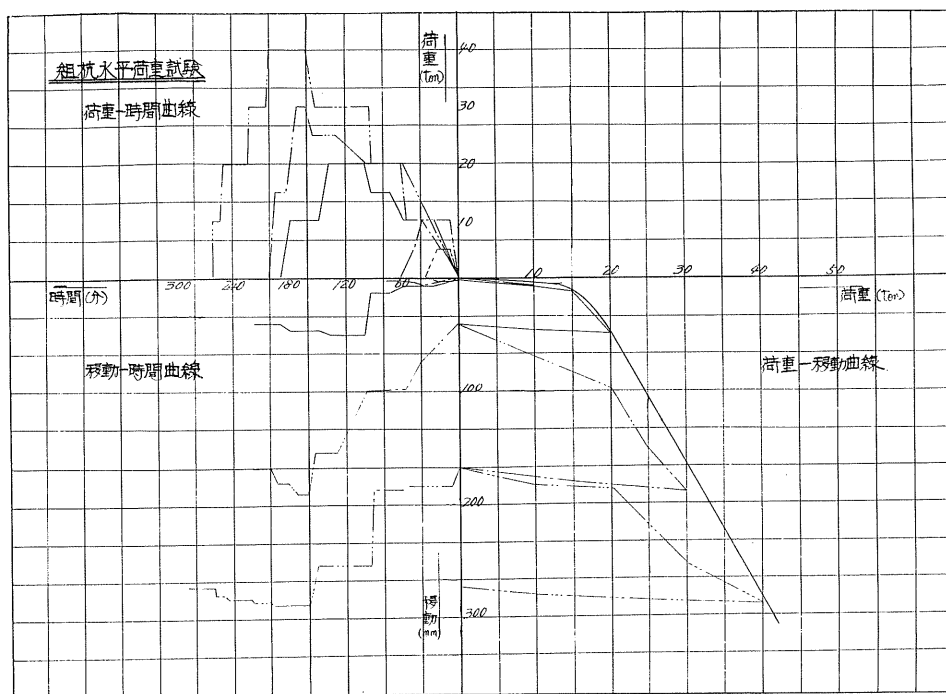


図-9



圖—10



圖—11

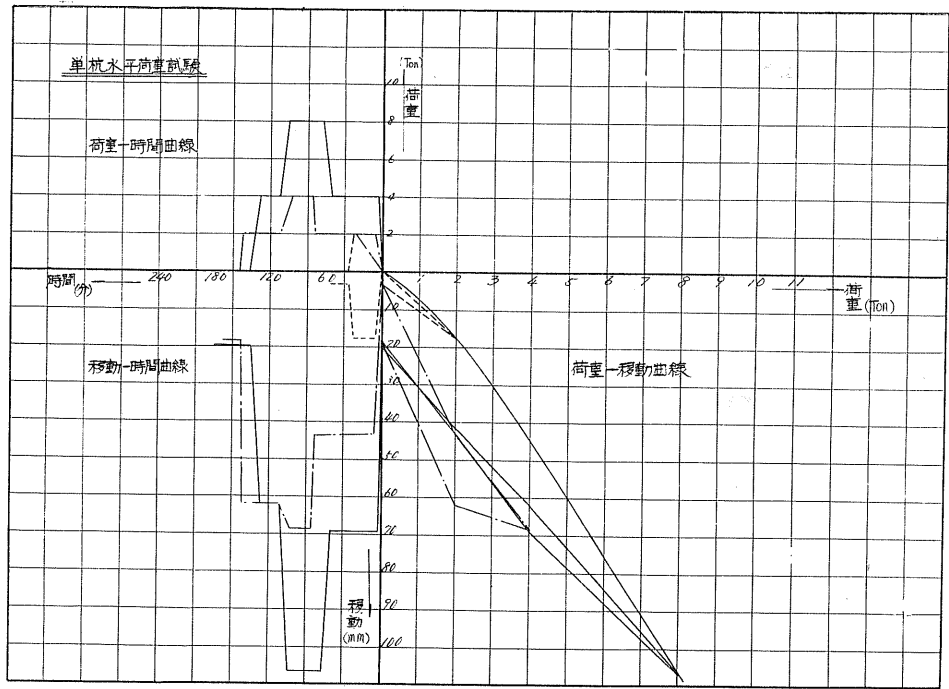


图-12

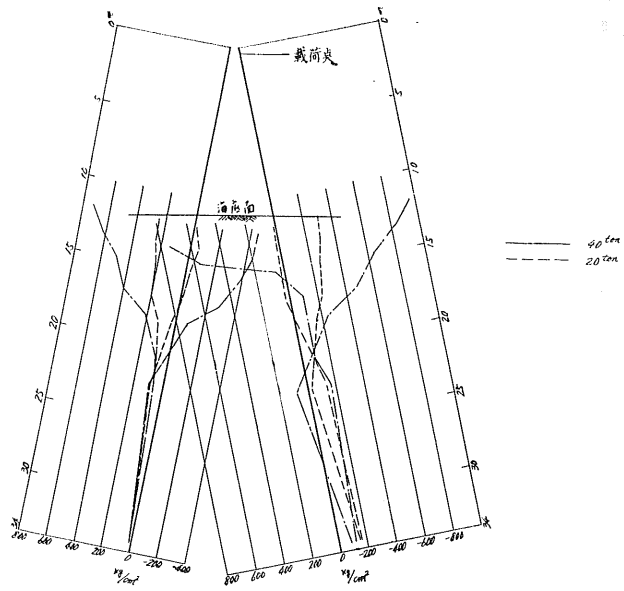
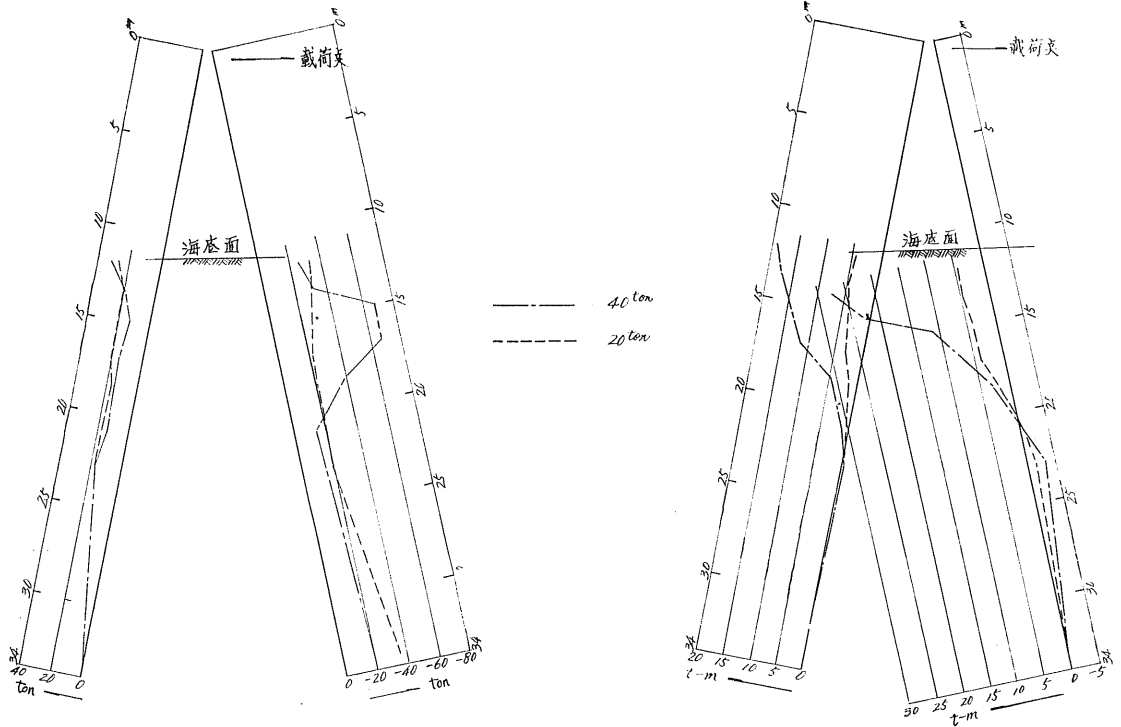


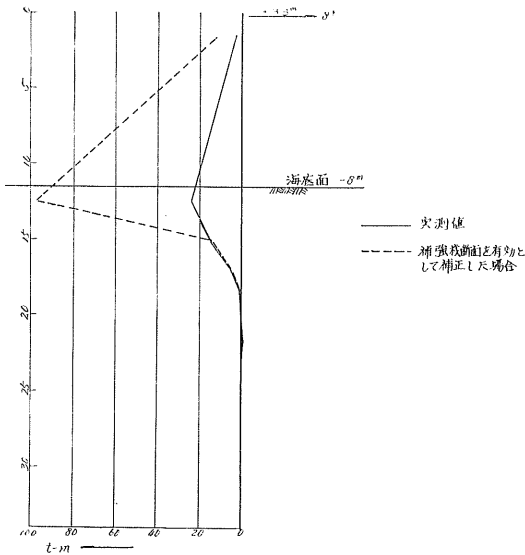
图-13 组桩应力分布图

組杭軸方向力

組杭曲げモーメント



図—14



図—15 直杭水平抵抗試験曲げモーメント

17. む す び

以上の試験は、工事は鹿島建設 KK が担当し、応力測定は北海道開発局土木試験所構造研究室の指導により室蘭港修築事業所員が担当した。比較設計等に時日を費した結果、試験が冬期にかかり、棧橋設計の結果を急ぐため工期が充分にとれず、種々の失敗もあつたが、一応の結果を得たのは以上の外、北海道開発局港湾部、土木試験所、室蘭開発建設部の各位の御指導によるものであつて、記して感謝の意を表したい。

アース・ダム の 土 質 試 験 簡 易 測 定 法

株式会社 地崎組 柳 川 哲 夫
後 藤 巖

1. ま え が き

青山アース・ダムについては、一昨年、昨年と礼建の勝俣昇技官殿より透水係数と浸潤線の関係流線、土圧計、傾斜計等一連の設計上、模型実験上、又現場実験についての詳しい報告がありました。

我々施工者側といたしましても、科学的な施工をするために、又発注者側の試験の区分の考え方から施工のための土質試験は業者で行なう事となり、含水比、土取場に於ける用土の撰別等科学的に管理致しております。それで今回ダムの施工にあたりまして、何かの問題を報告するようにとのことでありますので、一言申し述べさせていただきます。

実際問題といたしまして、アース・ダムの科学約施工をすためには、用土の性質を知つて最良の方法を以つて最も適した場所に盛土することあります。用土の性質を知るために吾々は常に粒経加積曲線、含水比試験、突固め試験、比重試験等を行なつて用土の適否、変化を把握致しております。

ここに於いて問題となりますのは、かかる一連の土質試験を経ては到底施工速度に追いつかないことで、これが迅速且つ科学的ならしめるためには、より簡易な測定法で能率的なものが要求されるのであります。即ち心壁部分にあつては含水比の測定、下流測部分にあつては透水性に關係する粘土分含有量の測定等の早期検出をどであります。以下これらの問題について申し述べます。

2. 心壁用土について

心壁用土は昭和 34 年度第 8 ブロック (堤体上流 3.8 km)

の土を使用しました。このブロックは丘陵台地に位し三方に沢があつて排水良好の地ではあります、我国の特性にもれず地山の含水比は高く通常 58~68% の含水比であります。

このブロックに於ける施工上の問題は

- ① 含水比を最適含水比附近まで下げる事
- ② 含水比の簡易測定法

であります。

云うまでもなくアース・ダムは、ほとんど盛土施工可能日数によつて年間盛土量が規制されてしまうので施工可能日数を 1 日でも、1 時間でも多くする事に苦勞するわけで、就中ゾーン・タイプ・ダムに於いてはこの心壁の盛土が中心となつて作業が進行するのでありますから、含水比管理の重要性は盛土施工の能率を左右するのであります。そこで我々は発注者側の指導のもとに自然含水比の高い地山を予め耕起して乾燥させ含水比を 50% 以下に降下せしめて好天の時に多量に集土しておき、少しぐらいの悪天候でも雨の降らない限り、又は、雨が止んだらすぐにも作業可能の態勢にある様にしておりました。つまり土取場におきましては集土された用土は、朝露にもあてないようにビニール被覆し、又堤体に於いても心壁部分には雨天時は勿論、毎夜作業終了後ビニール被覆をいたしました。次に第 8 ブロック用土の試験結果を記します (参考表-1)。

① 地山含水比の降下について

最近土の輾圧について最も効果あらしめるために含水比の管理が各工事現場で行なわれる様になりました。当青山アース・ダムも前述した様に地山の含水比は最適含水比に対して可成り高く盛土施工には 50% 以下に下げなけれ

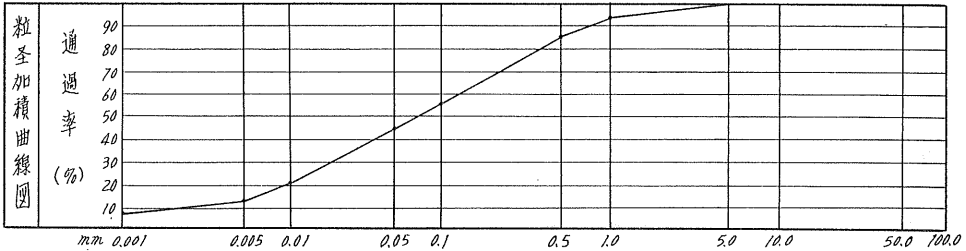
第 1 表 乾 燥 効 果 試 験 表

状 態	地 山 含 水 比	耕 起 1 時 間 後				耕 起 2 時 間 後			
		ハ ロ ー 1 回	2 回	3 回	4 回	1 回	2 回	3 回	4 回
無 風 日 射 強	55.7		50.5	54.0	54.5		45.9	46.1	
微 風 〃	58.4		51.6	55.7			44.2	44.3	
無 風 日 射 弱	64.3	54.6	55.8	57.0			45.7	46.6	
微 風 〃	62.9	52.5	56.1	56.3				45.2	57.4
無 風 曇 天	66.2	53.9		60.1		50.2	53.0	53.8	
微 風 〃	66.3		55.2	55.2			46.1	45.4	
強 風 〃	65.0	58.3		58.3				44.8	

青山えん堤築堤材料試験総括表

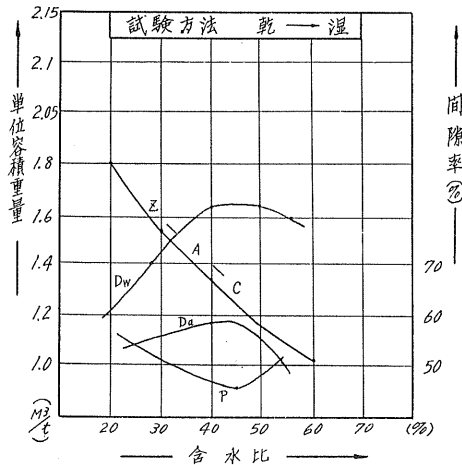
一般事項	試験の種類	用土調査	用土区分	不透水性ゾーン
	試験の番号		威士必要量	
	試験年月日	33年度	採土予定量	
			土取場所	才8ブロック

試料採取	採取位置		採取年月日	34年2月	自然含水比	59.5%
	採取深		気象状況		全乾燥密度	
	採取方法		試料分類記号	砂原ローム	保存状況	乾燥器使用 木箱



区分	コロイド	粘土	沈泥	細砂	粗砂	礫
百分含有率	9.0	14.8	43.5	77.0	95.0	100.0
		5.8	28.7	33.5	18.0	5.0

剪断強度		圧縮		透水		
粘着力	0.40 $\frac{kg}{cm^2}$	0.19 $\frac{kg}{cm^2}$	荷重		透水係数	7.3×10^{-8}
内部摩擦角	14°~21°	21°~18°	沈下率		水頭	変水頭 1.6~1.8
垂直荷重変化			使用機械名	三軸圧縮試験器	試料長	$\phi 100 \times h 12.75$
試験の方法	小型一面剪断	三軸圧縮試験器	試料の寸法	$28.23 \text{ cm} \times 2.015$		
含水比	51.2%	49.0%	含水比前	49.3		
乾燥密度	1.08 $\frac{g}{cm^3}$	1.13 $\frac{g}{cm^3}$	含水比後	44.7		最適含水比の90% 含水比c標準案固め



最適含水比	45.0%
最大密度	$D_w = 1.99 \frac{g}{cm^3}$
最少空隙率	57.7%
真比重	2.72

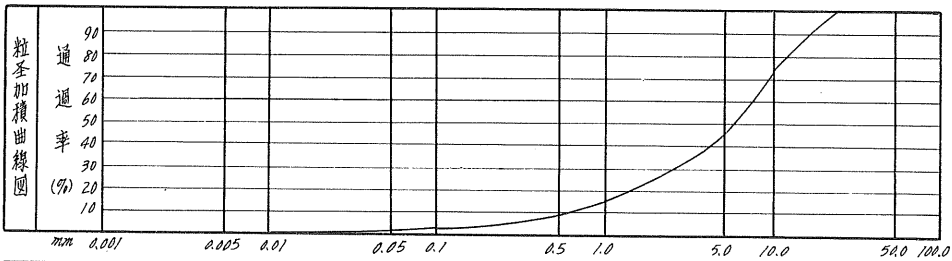
稠度	L.L.	91.4
	P.L.	29.5
	P.L.	61.9

参考表-2

青山えん堤築堤材料試験総括表

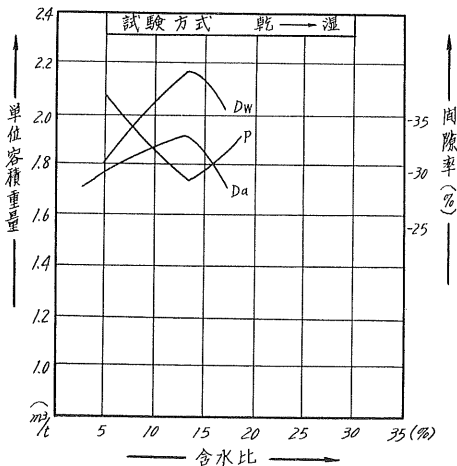
一般事項	試験の種類	用土調査	用土区分	㊟ゾーン 下流側透水性ゾーン
	試験料の番号	4-11	盛土必要量	締固め 106.473 m ³ 地山 106.473
	試験年月日	31年度	採土予定量	埋蔵量 121.379 m ³ 125.000
	試験担当者		土取場所	Sブロック

試験採取	採取位置	4-11	採取年月日	31年7月	自然含水比	10.2%
	採取深	(平均採取可能深3.0) 0.8 m	気象状況	乾燥期	全乾燥密度	1.18 ton/m ³
	採取方法	混層	試験分類記号	砂利交り砂	保存状況	木箱室内



粒分表	区分	分	コロイド	粘	土	洗	泥	細	砂	粗	砂	礫
	百分率			1.0		2.0		3.0		23.0		100.0
	含有率			1.0		1.0		1.0		20.0		77.0

剪断強度			圧密			透水性		
粘着力			荷重			透水係数	8.0x10 ⁻⁴ cm/s	
内部摩擦角			沈下率			水頭	定水頭	
垂直荷重変化						含水比	12.9%	
使用機械名						乾燥密度	1.94 t/m ³	
試験の方法								
試験の寸法								
含水比								



最適含水比	12.9%
最大密度	$B_{max} = 2.23 \text{ t/m}^3$
最少空隙率	28.6%
真比重	2.690

緊硬度	W	Z
	W	P
	I	P

総合意見
4-11はSブロック中の粗粒部分で完全な透水性用土である。尚Sブロックの粒度は更に緩和ゾーンに近いものあり粒度により区分する。輾圧試験の結果バイグレーションローラー6回輾圧で2.06 ton/m³を得た。

ばならないので、我々はトラクター牽引用4連式24ディスク・ハローをBBIVアングルドーザーで牽引し粘土を耕起乾燥させて用土といたしました。ハローの重量は約1tonであります粘土地帯でありますので、これでもなを軽くハローの上にコンクリート・ブロックを載せて耕起効果を上げました。

次に乾燥効果を上げるために行なつた調査の結果を第1表に掲げます。

乾燥の能率は耕起した粘土の土塊の大きさも多に関係し、細かく砕くよりも、荒く砕いた方が効果が上ります。その大きさは大体卵塊が多量にある程度であり、又、直射日光によるよりも通風によつて乾燥の度合が早められる事が解りました。

上表によつて最適含水比附近まで下げるには採取土量と採取面積にもよりますが、青山の場合ハローを3回掛として普通1時間半位風乾してから集土すると良い事がわかりました。

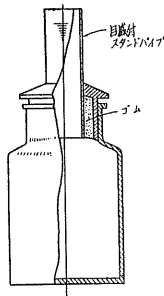
② 簡易含水比の測定について

前にも述べましたように、用土の含水比を知るためにJIS-A-1203に定められた方法は18~24時間を要し、時間的に施工する場合この方法に準じていたのでは盛土が後れますので、含水量の測定をかなりの精度でしかも迅速に求めることが必要となるのであります。

以下に述べる方法では、測定誤差の原因を考慮し誤差の許容範囲を定め更に精度については實際上支障のない事を実験に基いて確めたものであります。

使用器具

- | | | | |
|----------------|------------------------|---------|-----|
| 1. 試験瓶(図に示すもの) | 1ケ | 第1図 試験瓶 | |
| 2. 上皿天秤 | 容量 500 gr
感度 0.5 gr | | 1台 |
| 3. ビーカー | 500 cc | | 2ケ |
| 4. メスシリンダー | 1,000 cc
100 cc | | 各1本 |
| 5. 葉用サジ | | | 1組 |
| 6. 泡かき棒 | | | 1本 |
| 7. 磁器皿 | | | 1ケ |



試験方法

1. 用土の調整
含水量の極端に異なる試料を2kg位づつ2~3群用意する。
2. 含水比試験
調整試料夫々につきJIS-A-1203に準じて含水比を求める。
3. 試料300grを磁器皿にとり水500ccをビーカーにとり少しづつ加えてよく練り、糊状からゾル状にして試験瓶に注意深く移し、更にあらかじめ計量されたスタンドパイプの目盛に至る迄水を入れる。残つた水を

メス・シリンダーで計量し試験瓶内に入つた水の容積を求める。

試料1群につき3回以上の同じ試験を繰返してその平均値を求める。

4. グラフの作成

JIS-A-1203で求めた含水比と実験3で求めた残水量によつてその関係をグラフに落す。(第2図直線部分)

計算による含水比

- | | | |
|---------|-------------------------|------|
| V: | 試験瓶の容量 | (cc) |
| WW: | 原土重量 $W_s + W_w$ | (gr) |
| W_w : | 原土中の水の重量 但し $r_w=1$ とする | (gr) |
| W_s : | 乾燥土重量 | (gr) |
| V_w : | 試験瓶に入つた水の容量 | (cc) |
| VW: | 試料の容積 W_s/G | (cc) |
| V_d : | 原土容積 $VW + W_w$ | (cc) |
| G: | 土の比重 | |

とする。

試験瓶に300grの土及び水を入れた時

$$\begin{aligned} V &= V_w + W_w + VW \\ &= V_w + W_w + W_s/G \end{aligned} \quad (1)$$

一方原土重量は

$$\begin{aligned} WW &= W_s + W_w \\ W_s &= WW - W_w \end{aligned} \quad (2)$$

(2)と(1)より

$$V = V_w + W_w + \frac{WW - W_w}{G}$$

これより W_w を求めると

$$W_w = \frac{G(V - V_w) - WW}{G - 1}$$

ここに $V - W_w$ は原土容積 (V_d) であるから

$$W_w = \frac{G \cdot V_d - WW}{G - 1} \quad (3)$$

$$\text{一方 } V_d = \frac{W_s}{G} + W_w \quad (4)$$

(3)と(4)から W_s を求めると

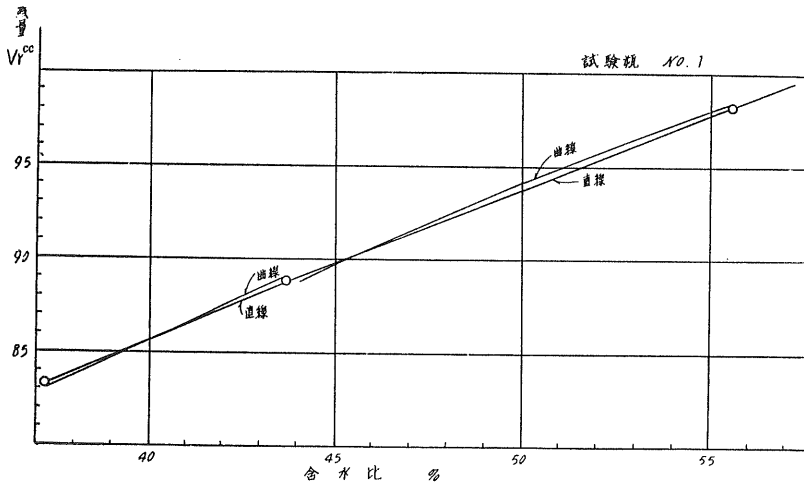
$$W_s = \frac{G(WW - V_d)}{G - 1} \quad (5)$$

故に含水比 (w) は(3)と(5)から

$$\begin{aligned} w &= \frac{W_w}{W_s} \times 100 \\ &= \frac{(G \cdot V_d - WW)(G - 1)}{(G - 1) \cdot G \cdot (WW - V_d)} \times 100 \\ &= \frac{G \cdot V_d - WW}{G(WW - V_d)} \times 100 \end{aligned} \quad (6)$$

で表わされる。

(6)式に於いて比重 (G)、原土容積 (V_d) 及び原土重量 (WW) が知れると含水比 (w) がわかる。原土容積 (V_d) は、



第2図 簡易含水量測定図表

第2表 8ブロック用土含水比計算表

No.	① 試験瓶目盛迄水を入れた時の残量 V_r cc	② 入った水の容量 V_w	③ 原土容量 $V_a = V - V_w$	④ 補正量 a	⑤ 補正原土容量 $V'_a = ③ \times ④$	⑥ 比重 G	⑦ $G \cdot V'_a$	⑧ $⑦ - WW$	⑨ $WW - V'_a$	⑩ $⑥ \times ⑨$	⑪ 含水比 $⑧/⑩$	⑫ 含水比 JIS	⑬ 精度
1~4	83.32	416.68	169.52			2.68	454.31	154.31	130.48	349.69	44.13	37.32	18.25
5~8	88.65	411.35	174.85			"	468.60	168.60	125.15	335.45	50.26	43.85	14.62
9~12	98.30	401.70	184.50			"	474.46	194.46	115.50	309.54	628.22	55.54	13.12

第3表

1~4	83.32	416.68	169.52	0.962	163.08	2.68	437.05	137.05	136.92	366.95	37.35	37.31	0.08
5~8	88.65	411.35	174.85	0.968	169.25	"	453.59	153.59	130.75	350.51	43.83	43.85	0.04
9~12	98.30	401.70	184.50	0.970	178.97	"	459.64	179.64	121.03	324.36	55.38	55.54	0.28

容器容量 (V) から入った水の容量 (V_w) を引けばよいから実験によつて求められ、原土重量は実測すればよい。比重 (G) は、その地区の代表比重を前以つて求めておく。

以下実験に基いて説明致します。第8ブロック用土の性質は前に述べた通りであります。この地区の代表比重 (G) は実測した結果平均して2.68であり、その標準偏差は0.063でありますから比重を一率に2.68として大差ありません。

然るにここで最も大きな誤差を生ずるのは、土中の空気で完全なる除去が行なわれなければならない事です。

実験操作に於いて気泡が完全に除去したものと計算したのが第2表であります。

第3表は誤差は気泡の不完全除去に原因するものとして計算したもので、実験で求める原土容量 (V_a) は見かけの原土容量 (V'_a) で V'_a と V_a の間に

$$a V'_a = V_a \quad (7)$$

と関係ずけて係数 a を求める。

(7) と (6) から a を求めると

$$w = \frac{G a V'_a - WW}{G(WW - a V'_a)} \quad (6)$$

$$a = \frac{WW(G \cdot w + 1)}{G V'_a(w + 1)} \quad (8)$$

(8) 式によつて各群の係数 (a) を求めると

1~4群

$$a = \frac{300 \times (2.68 \times 0.373 + 1)}{2.68 \times 169.52 \times (0.373 + 1)} = 0.962$$

5~8群

$$a = \frac{300 \times (2.68 \times 0.438 + 1)}{2.68 \times 174.85 \times (0.438 + 1)} = 0.968$$

9~12群

$$a = \frac{300 \times (2.68 \times 0.555 + 1)}{2.68 \times 184.50 \times (0.555 + 1)} = 0.970$$

上掲の事から最適含水比附近 40~50% つまり水の残量

(V_r) が 89~98 cc の間では常温下で充分攪拌しても尚 3% 以上の空気量が土に付着していると考えられます。

以上の α を (6') に代入して各群の含水比を求めると第 3 表の通りであります。

計算の簡略化

上述した事により現在使用している試験瓶について次の様に計算を簡略化することが出来ます。

(6') 式において

$$G = 2.68$$

$$WW = 300 \text{ gr}$$

$a = 500 \text{ cc}$ の水を一定目盛まで入れた時の水の残量 (V_r) が

$$83 \sim 89 \text{ cc の時 } \alpha = 0.965$$

$$89 \sim 98 \text{ cc の時 } \alpha = 0.970$$

$$V = \text{試験瓶の目盛までの容量} = 586.2 \text{ cc}$$

とすると見かけの原土容量 (V_d') は

$$\begin{aligned} V_d' &= 586.2 - (500 - V_r) \\ &= 86.2 + V_r \end{aligned}$$

であるからが

V_r が 83~89 の時

$$\begin{aligned} w &= \frac{2.68 \times 0.965 \times (86.2 + V_r) - 300}{2.68 \times \{300 - 0.965 \times (86.2 + V_r)\}} \times 100 \\ &= \frac{2.586 V_r - 77.07}{581.07 - 2.586 V_r} \times 100 \end{aligned} \quad (9)$$

V_r が 89~98 の時

$$\begin{aligned} w &= \frac{2.68 \times 0.970 \times (86.2 + V_r) - 300}{2.68 \times \{300 - 0.970 \times (86.2 + V_r)\}} \times 100 \\ &= \frac{2.600 V_r - 75.914}{579.91 - 2.600 V_r} \times 100 \end{aligned} \quad (10)$$

(9) 及び (10) に従ってグラフを画くと第 2 図 (曲線部分) の様になります。

実験 4 で作った直線グラフと土の曲線グラフとどちらをとるかを実験によつて験べた結果は第 4 表であります。

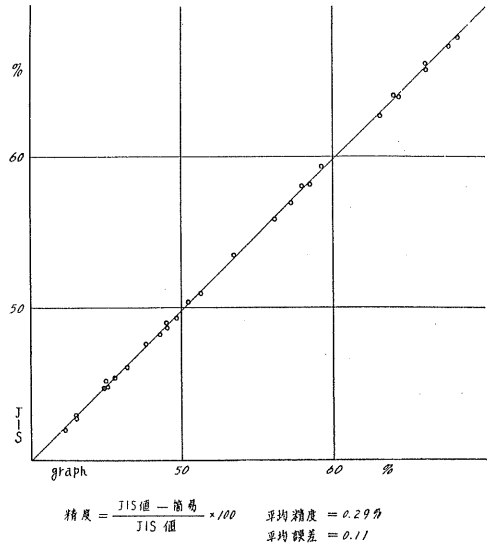
第 4 表

No.	実測値 JIS- A-1203	残水量 V_r (cc)	曲線式(9)(10)		直線(実験 4)		備考
			含水比 (%)	精度 (%)	含水比 (%)	精度 (%)	
1	52.80	96.12	52.71	0.17	52.90	0.18	
2	55.63	98.40	55.59	0.06	55.66	0.06	
3	49.15	93.08	49.14	0.03	49.22	0.13	
4	56.35	99.00	56.25	0.17	56.39	0.06	
5	49.65	93.51	49.63	0.04	49.74	0.17	
6	47.00	91.24	47.06	0.11	46.79	0.03	
7	53.11	96.38	53.02	0.16	53.21	0.19	
8	55.42	98.21	55.27	0.29	55.43	0.07	
9	50.15	93.92	50.11	0.09	50.23	0.16	
10	52.91	96.21	52.82	0.18	53.01	0.18	

結 論

上に行つた試験の結果、曲線式を用いても、直線で表わしたものをを用いても差支えない事がわかりました。従つて現場におきましては、試験瓶を数本作り各試験瓶について実験 2, 3 を行つて 4 のグラフを作れば充分現場試験に供し得るのであります。

昭和 34 年度の含水比測定中 JIS-A-1203 と比較試験を行つたものを次に示します (第 3 図)。



第 3 図 昭和 34 年度含水比簡易測定精度

青山出張所

3. 土の透水性の見分方

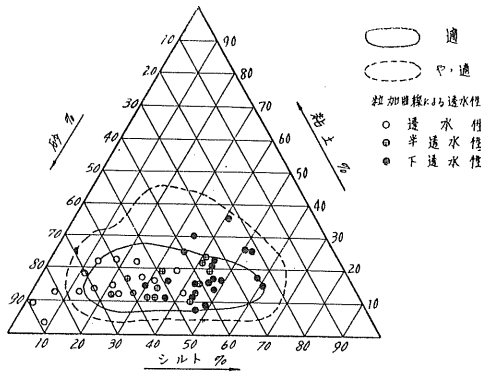
心壁下流側用土の粘土分含有量の早期測定が一つの課題となつたのでありますが、これは浸潤線、透水係数に関係することはすでに昨年開発局の勝俣技官殿より報告せられております。この研究によりこの部分の粘土分含有量が指示され、その早期測定法も指示されましてそれにより施工致しました。

その測定法、結果については、ここでは申し述べませんが、これに関連いたしまして私達が土の透水性の見分方について考へた事を申し述べてみようと思ひます。

先づ堤体で使用される用土は 参考表-2 の通りであります。

河上氏の堤唱する三角座標による用土の適、不適は粘土シルト、砂の三要素の百分率によつて定めておるものであり、従つて従来築かれてきた均一式のアース・ダム等の場合適用されるものと考えます。近年の様に礫をも含むゾーン・タイプ・ダムでは更に礫の部分も用土の適否に加味されなければならぬ事勿論であります。

そこで私達は (シルト+粘土)、砂、礫の三要素によつて

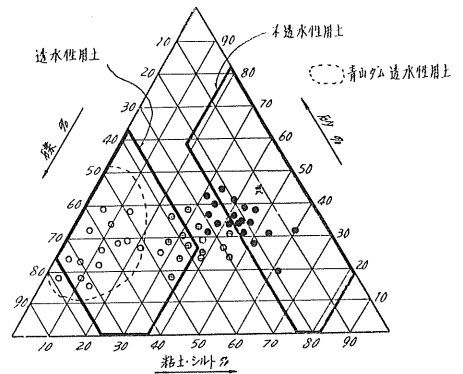


第 4 図

三角座標を作ってみました。

設計基準書に示された粒度曲線の透水性、不透水性の範囲に抛りまして試料の透水性、不透水性を判別し、その試料の細粒部分について河上氏の三角座標に入れますと第 4 図のようになります。これでは、用土としての適、不適は解りますが透水性については、全くわかりません。

これに礫を加えた全量について三角座標に入れると第 5 図の如くなり用土の透水度が可成はつきりしてまいりま



第 5 図

す。尚、第 5 図に於ける透水性、不透水性の範囲は設計基準書に示された粒経加積曲線の透水性、不透水性の範囲を示したものです。

これは、はなはだ大略的なものではありませんが、礫分含有量方向に透水性、不透水性の範囲が重複していないので、現場に於いて礫分のみを含有量を調べれば用土の透水性判別の大きな指針となり非常に便利であります。