

釧路港中央埠頭工事について

正員 釧路開発建設部 城 所 正 雄

正員 “ 田 中 敦 幸

正員 “ 高 沢 信 次 郎

1. は し が き

釧路港の後背地である道東一円の開発により地域住民の生活必需品ならびに生産品の飛躍的な増加が予想される外、既在企業の工場増設および各種企業の進出により工業原材料の輸入、製品の輸移出の激増が予想されるため、これら雑貨を処理するため中央埠頭が計画され、建設されている。この報文は中央埠頭における計画の概要、設計、施工についての一部をとりまとめたものである。

2. 計 画 概 要

本埠頭では東側岸壁で 341,000 ton、西側岸壁では 4,744,000 ton を取扱う予定である。そのうち外貿貨物は(米穀類、薬品、木材、その他) 303,030 ton を占めており、西側岸壁は主としてこれら外貿貨物を取扱うため、水深を -9.0 m とし、昭和 37 年度までに 3 パースを建設する

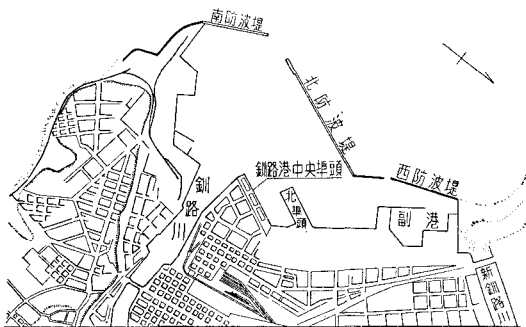


図-2.1 釧路港

予定である。また東側岸壁は内貿貨物を取扱うため、水深を -7.5 m とし、3 パースを建設する予定である。

埠頭用地として昭和 37 年度までに 116,000 m²、また、中央埠頭完成年度 42 年度までに 26,100 m² 追って造成する。また上屋面積は 13,800 m²、倉庫面積は 41,400 m²、鉄道敷地 5,100 m² である(図 2-1)。

3. 設計について

a. 鋼矢板岸壁を採用するにいたった経過

建設地一帯の地質は、砂質砂利混りのもので、地質に

よつて構造が制約されることはないので、矢板式、函塊式、棧橋式、棚式、セルラーコッファー式などの工費および施工の難易、工事設備の条件について比較検討した。

建設予定地は水深が極めて浅い(-1.0 m) ことと、現在ケーソン・ヤードを建設中で、本工事施工までには完成されないことの二つの制約を受け根掘土量が多く、且つ工専用設備に投ずる経費の比重が大きい重力式は避けるべきと考えられた。したがって可能な岸壁は矢板、棧橋、棚式、セルラー式であり下部のような比較を行なつた。

1. 工事費

すなわち、鋼矢板岸壁は、今後 50 年間の電気防蝕設備の電力料、管理費、修理費などの一切の費用を含めても

表-3.1

岩壁の種類	1m 当りの建設費 (千円)	比率	摘 要
鋼 矢 板 式	780	1.0	電気防蝕工事を含む
棧 橋 式	980	1.25	
棚 式	1,104	1.42	
セルラー式	1,000	1.28	

工事費は最低である(表-3.1)。

2. 工専用設備

水深が浅いので、足場建設費が低廉にし得る築島工法によることが最も得策であり、築島に必要な盛土(砂)は前面浚渫を兼ねて流用土を用いる。このため浚渫する側には土留用木矢板工を設ける。したがって設備の主なもののは矢板打機械と電力設備のみとなる。

3. 施工の難易、立地条件

棧橋構造は冬の時化、流水による up-lift の恐れがあり、また施工についても水中の基礎抗打があるので不安が多い。

棚式岸壁は IV 型矢板を使える利点を持つが、水平荷重を受けもつ杭を打ち込むのに困難であり、完全な棚式構造とすることがむずかしい。矢板式、セルラー式は比較的施工が簡単である。以上の結果、工期を短くし、工費を低廉にし、且つ施工の確実、合理化などの利点と

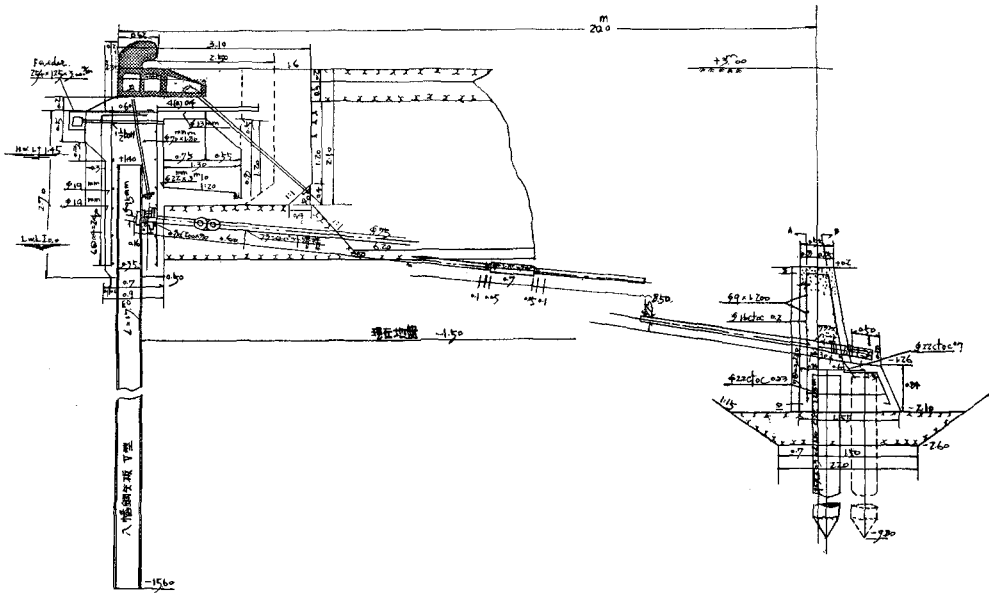


図-3.1 -9.0m 岸壁標準断面図 1/600

鋼矢板に対して、電気防蝕法が急速に発達して完全防蝕が可能になったことにより、鋼矢板式岸壁を採用した。

b. 設計における問題点(特に杭の水平抵抗について)

港湾構造物において、構造物に加わる外力を地盤に伝える媒体として杭が使用されることが多い。杭の水平抵抗力をどのように採用するかが、杭基礎の大きな問題点である。

構造物の水平力の設計に当つては、従来より今日まで Engels の理論式が多用され、また猪瀬博士などによつても研究されてきたが、理論式においては地盤係数 K を想定することが重要である。

猪瀬博士は K 値を $K = K_0 + \alpha_0 x^n$ と表わし K の値を実験で求め、また最近土研でも K の値を実測で求め、杭の水平抵抗力を弾性床上の半無限長の梁と考えた式

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P(x), \quad B = K(x)B, \quad y \quad (1)$$

EI : 杭の水平方向の剛度

α : 地表面からの深さ

y : 杭の水平変位

$P(x)$: 深さ x で杭に作用する反力

$K(x)$: 深さ x の地盤方向 K 値

H : 杭頭に作用する水平力

(1) を $E, I, B, K(x)$ を常数として解いて

$$y = l - x/L \left(a \cos \frac{x}{L} + b \sin \frac{x}{L} \right) \quad (2)$$

ここに

$$L = \left(\frac{4EI}{K(x)B} \right)^{1/4}$$

に代入して荷重と変位との関係を計算で求め、これと実測による水平試験値とを比較している。

これによるとある荷重までは両者の変位がほぼ同じ値を示しており、静荷重による杭基礎の水平移動量は、深さ $2 \sim 5$ m までの横方向 K 値を (2) 式に用いれば大体推定されるといわれているが、 K 値を基にして設計時に許容水平力を決めることは実用化されていない。

従来の設計慣習では、杭基礎について転倒モーメントによる荷重の増大な計算上考慮しているが、水平力に対する杭の抵抗力は十分に吟味されず、経験的に杭の水平抵抗力を設計時に採りきめていることが多い。

釧路港中央埠頭設計においても控板の杭基礎が問題となった。

実験的には清水港、京浜港などで行なわれているが、土質、杭の条件が異なるので目安とならず、ここに現場実験によつて杭の許容力を決めることにした。

水平荷重試験による許容水平力の決め方は、杭頭の水平変位が一定量になったときの水平力を安全率で除した値を用いる方法、曲線の急曲部における荷重量÷安全率 (1.5~2.0) の値を用いる方法、また外国の示方書の一例では、杭の水平許容抵抗力を決め、水平荷重試験により杭の水平抵抗力を確かめた場合を除いて上の制限に従うよう指示しているものがある。

直杭と斜杭については、斜杭は、その軸方向許容支持力の水平分力の許容力を許容値に加算されるという考えで、杭基礎の水平抵抗力を増すためにもつとも有効な方法であると考えられ、現在多用されている。Symposium

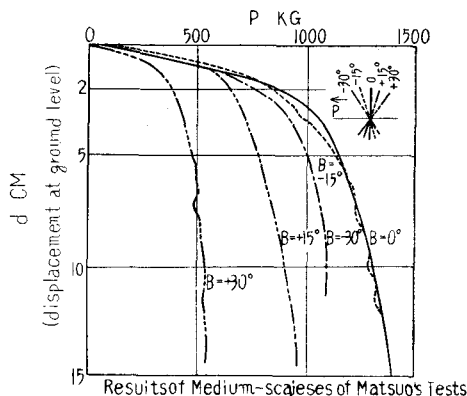
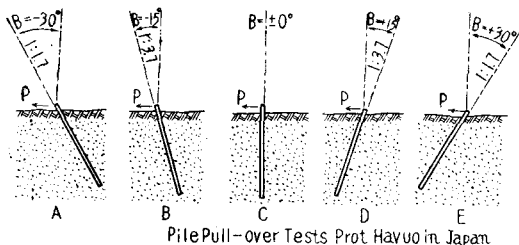


図-3.2 松尾教授の杭水平力試験結果

on Lateral Loading Test on Pile. (A.S.T.M 1955) によると、斜杭の混用率(斜杭本数/全本数)、配列方法などによって異なるが、斜杭の抵抗力増加は斜杭を用いないものの1.2~2.7倍に増したといわれるが、松尾教授は小スケールの実験ながら(図-3.2)のように相対的な結論を導いた。

このような松尾教授の実験結果を得ておりながら、観念的に斜杭が強く、また構造物のデザイン優美からも斜杭が用いられた。しかし、施工の困難を伴い、工費も割高につくことはまぬがれない。

中央埠頭の設計においても、杭の許容水平値を決めることと、斜杭にすべきか、直杭にすべきかがまず課題となり、この実験を行なった(図-3.3)。

これによると、直杭と斜杭の水平値は1.0 ton 荷重の時、直杭 2.5 mm, +20°斜杭 4.0 mm, -15°斜杭 30 mmの変位を示し、3.0 ton では、直杭 10~12.5 mm, +20°斜杭 43.5 mm, -15°斜杭 11.0 mm, 4.0 ton では、直杭、-15°斜杭とも 18.0 mm に対し、+20°斜杭が 82.5 mm と約 4.5 倍の変位を生じている。

この結果を松尾教授の実験と比較すると、類似の傾向を知ることができる。

抵抗力を増すには斜杭を使用する考えの外に杭頭の固定、すなわちリッジットなものに包まれ撓角が零になるような場合も有利と考えられ、清水港の実験においても良好な成績を得ている。

当実験においても杭頭を水平力と直角な方向に打列し

コンクリートで杭頭を巻き水平試験を行なった(図-3.3)。この結果、杭頭自由の場合 1 cm 変位の時水平力が 2.5 ton あつたものが、剛結した時は 4.3 ton, 20 cm 変位の時 4.2 ton のが 7.5 ton と約 2 倍の水平値を示した。

勿論、このように剛結すれば水平値が高くなるので、実験値をそのまま許容水平力決定に用いることは、当岸壁設計のように水平力の作用する直角方向に 2 列に配列された時は、杭基礎に群作用が作用するので危険である。構造物には恒時荷重がかかる。

他の物質でよく見られるクリープの現象が荷重-変位

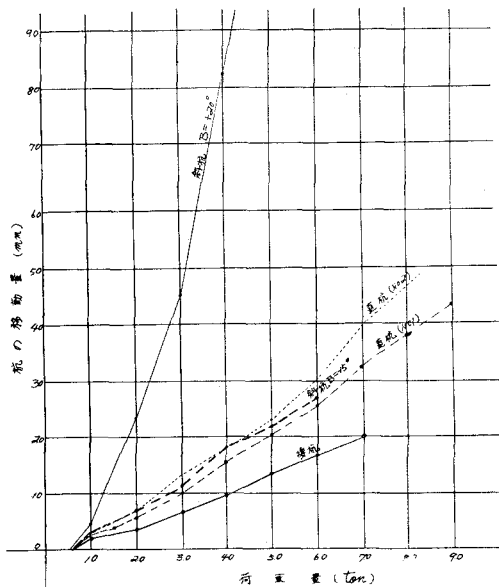


図-3.3 釧路港における杭の水平試験

表-3.1'

杭の長さ L (m)	直杭 (1)		斜杭 (2)		斜杭 (3)		斜杭 (4)		斜杭 (5)	
	変位 mm	変位 mm	変位 mm	変位 mm	変位 mm	変位 mm	変位 mm	変位 mm	変位 mm	変位 mm
0.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.5	-	0.5	0	0	0	0	0	0	0
1.0	2.5	2.5	1.0	4.0	3.0	3.0	4.0	4.0	4.0	4.0
1.5	4.0	-	1.5	12.5	4.0	4.0	12.5	4.0	4.0	4.0
2.0	6.0	7.0	3.0	22.5	7.0	7.0	22.5	7.0	7.0	7.0
2.5	7.5	10.0	4.5	32.5	9.0	9.0	32.5	9.0	9.0	9.0
3.0	10.0	12.5	6.5	43.5	11.0	11.0	43.5	11.0	11.0	11.0
3.5	12.5	15.0	8.0	66.5	14.0	14.0	66.5	14.0	14.0	14.0
4.0	15.5	18.0	9.0	82.5	18.0	18.0	82.5	18.0	18.0	18.0
4.5	18.0	21.5	11.0	-	20.0	20.0	-	20.0	20.0	20.0
5.0	20.5	23.5	13.0	-	22.0	22.0	-	22.0	22.0	22.0
5.5	23.5	27.5	15.0	-	24.5	24.5	-	24.5	24.5	24.5
6.0	26.5	30.5	16.5	-	28.0	28.0	-	28.0	28.0	28.0
6.5	28.0	35.5	18.1	-	-	-	-	-	-	-
7.0	32.0	39.5	20.0	-	-	-	-	-	-	-
7.5	35.0	43.5	-	-	-	-	-	-	-	-
8.0	38.0	46.0	-	-	-	-	-	-	-	-
8.5	41.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9.0	43.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-

以上の種々の試験に基づいて杭の設計を行なった。
直杭か、斜杭かについては直杭を用い、水平値の決め方には変位を仮定し、その時の水平力を安全率2で除す方針を行なった。すなわち変位を4 cmとした時(図-3.3)より8 tonを得、 $8/2=4$ =許容水平値とした。

において $L=23$, $LC=3.8$ を代入すると, $C_0 \approx 6$ で一般に基礎地盤が非常に透水性がある時には少なくとも 8 以上なければならないといわれているので, パイピング現象の起こる可能性があり, また掘削が進めばフローネットは法面に浸出し, そのために法面は崩れかきと考えられ, 釜場揚水による施工は困難である。(図-4.3)における上部場所詰コンクリートおよび腰起付作業に必要な掘根に到つては, まして釜場排水は論外である。

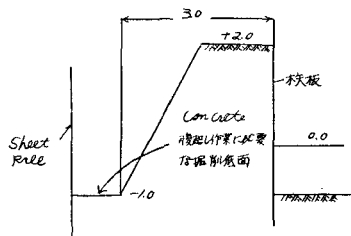


図-4.3

それで常に工事現場にその周囲から入ってくる水よりも早く, 多くの水を継続して揚げることができ, そのためパイピングおよび法面の崩れかきを防ぎ, セン断抵抗が増すといわれる capacity を持った well-point method を用いることにした。

イ) 地形地質

前に述べたように, 幅 40m, 長さ 150m の埋立地で地下水位は極めて高く, 地層は中粒砂で標準貫入試験は埋立地盤 30~35, 在来地盤 40 以上であつたが, 全般的に透水性が高い砂質土であるので, ウェルポイントには最適と思われた。

揚水試験は現場敷地内 10カ所で施工され, 透水係数 K は, $K_{\max} 7 \times 10^{-1} \text{ cm/min}$ であつた。

ボーリングは 2カ所で行なわれた。掘削法尻とメ切矢板との距離は 30m で, この現場の地下水位は潮汐に非常に影響された。

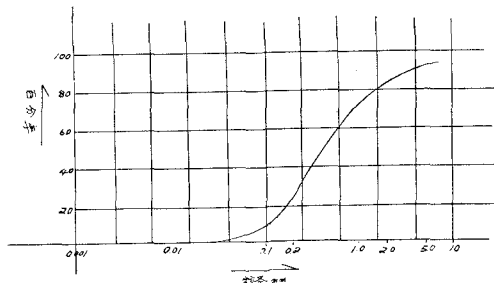


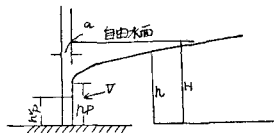
図-4.4 粒径加積曲線

ロ) 影響圏(半径)の計算

無限に広い水平帯水層で, 一定量の揚水を続けると, R は一定でありえない。したがって Dupuit の公式を用いた際には, R のとり方は経験者の判断にまつくことになる。

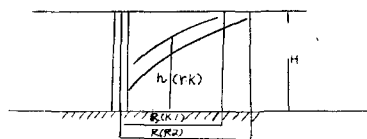
つている。

$$a = \pi K \frac{H^2 - hP^2}{\ln(R/a)} \quad (4.2)$$



水面の鉛直変動速度を w (下向きを正) とすると, 連続方程式は w^2 を含む項を省略した。

$$\frac{2w}{2t} = \frac{Kh}{\lambda} \left(\frac{2w^2}{2r^2} + \frac{1}{r} \frac{2w}{2r} \right) \quad (4.3)$$



h の平均値 h_m を h に代入して $2 = \frac{Kh_m}{\lambda}$ を定数とすれば, (3.3) の解は

$$w = \frac{C}{t} \exp\left(-\frac{r^2}{42t}\right) \quad C = \text{常数}$$

$$Q = \int_0^\infty 2\pi r \lambda w(r) dr = \frac{2\pi \lambda C}{t} \int_0^\infty \exp\left(-\frac{r^2}{42t}\right) r dr$$

これから

$$C = \frac{Q}{4\pi \lambda a} = \frac{Q}{4\pi K h_m}$$

水面低下量

$$H - h \int_0^s w dt \quad \text{は } Ei \text{ 関数を使って}$$

$$H - h = \frac{q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{l-u}{u} du \quad (4.4)$$

(4.4) 式から 0.001 m 水位低下を以て擬似定常流とし, R の終端と考え

$$0.01 = \frac{q}{4\pi T} \int_0^\infty \frac{l-u}{u} du$$

u を Ei 関数から求め, これを b^2 とすれば

$$u = \frac{R^2 S}{4tT} = b^2 \quad \therefore R = 2b\sqrt{Tt/s}$$

ただし $T = KH$ 浸透量係数 $T = 6 \times 7 \times 10^{-3} \text{ m/min}$

(H : 帯水層の厚さ 6m) $= 4.2 \times 10^{-2} \text{ m/min}$

q : well pt 1 本の揚水量 $q = 0.02$ とすると

$$Ei(u) = \frac{4\pi T \times 0.001}{q} = 0.026$$

$$u = 2.5 \quad b = 1.58 \quad t = 1000 \text{ min} \quad s = 0.1$$

$$\therefore R \approx 60 \text{ M}$$

を得る。

ハ) 揚水設備

排水計算には多数の井戸が干渉する場合の式

$$H^2 - h^2 = \frac{nq}{\pi K} \left\{ \ln R - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln Ri \right\} \quad (4.5)$$

を用いて計算した。式中

$$\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln Ri = \sum \log R$$

は近似的に図上からこれを求め、計算の結果、1 m 当り

$$Q_{\max} = 0.0286 \text{ m}^3/\text{min}$$

を得た。

ウエルポイント1本当りの揚水量を $q = 0.02 \text{ m}^3/\text{min}$ と仮定すると、ウエルポイントのピッチは

$$0.02 \div 0.028 = 0.72$$

となる。

今、ヘッダーパイプの延長を 50 m (ウエルポイントの数 66 本) として Q を計算し、それに応ずるポンプを決める。

$$Q = 50 \times 0.029 \div 1.5 \text{ m}^3/\text{min} (2.070 \text{ m}^3/\text{day})$$

ポンプ軸に所要馬力

$$P_0 = \frac{QH}{4.5E} \quad (4.6)$$

H = 総揚程 = 実揚程 8.0 m + 損失揚程 3.5 m = 11.5 m

E = 効率 0.65

$$\therefore P_0 = 6.2 \text{ HP}$$

となる。

しかし、不慮の降雨、浸透水に備えて径 6 吋、容量 2.5 m^3/min のポンプ、電動機は 15 HP を備えた。

ヴァキウムポンプは、このような地質に対し 600 mm Hg を想定して口径 2 $\frac{1}{2}$ " のロータリー式を用い、電動機馬力は余裕を見込んで所要馬力 8.7 HP を 10 HP にした。

以上は (図-4.3) の場合について計算したもので、その他の敷設計画についても同様である。

二) 工事実施

施工に当つては以上の計画を充分研究し、工程に適合するような敷設 (図-4.1) を行なつた。ヘッダーパイプ、ポンプは高潮を恐れ、それぞれ +2.0 m, +3.0 m に設置した。

ウエルポイントは 0.7~1.5 m、間隔に one line, two line well point を行ない、前進法で移設し、第 1 回、第 2 回と排水地区を拡げている。

揚水は 8 月 11 日より行なわれたが、その結果、dry work 地盤の締め固め、セン断抵抗の増強、圧密の促進のため、法面はより急勾配に切られ、また掘削底面の支持力が強くなつたので、ブルドーザーの活動、控杭打設の足場確保も容易であつた。

地下水位の測定は、工事中地盤の強化を測定すると同時に、工事中の地下水の変化状況を知り、不慮の災害の

防止、その他工事上の支障の除去に役立たせた。すなわち、海浜に近いので潮汐に影響され、時には計画根拠まで水位が上昇するので、一定の水位上昇量に達したら補助ポンプ (水中ポンプ 10 HP) で、釜場揚水を行ない排水を行なつた。

ホ) 地下水位

地下水位測定は 3~5 時間おきに継続して行なつた (図-4.5~4.9)。

排水は 8 月 11 日より行なわれているが、8 月 14 日に 5 時間、9 月 7 日に 2 時間、9 月 15 日に 12 時間の停電があり、排水不能になると 20 分位で水位回復をみ、その

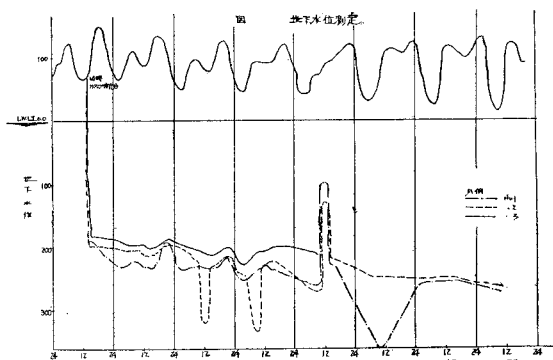


図-4.5 地下水位測定

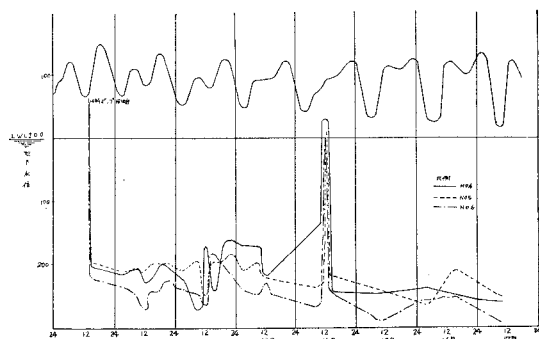


図-4.6 地下水位測定

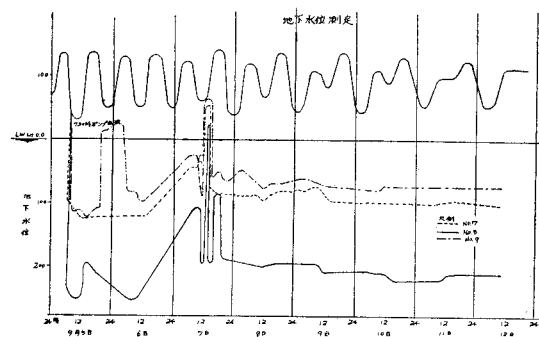


図-4.7 地下水位測定

都度法尻崩れが起り、工事に支障をきたし、ゼネレーターの設置の必要が痛感された。

ポンプ始動後地下水位降下速度は理論式もあるが、実測の結果(図-4.10)7~8分は水位の降下が少ないが10~15分位で急激に下っている。

一般にウエルポイント敷設は、定常状態に達するまで

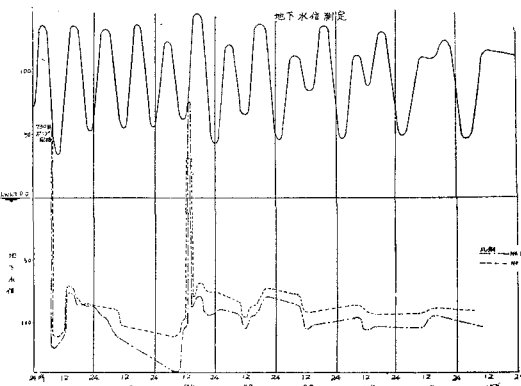


図-4.8 地下水位測定

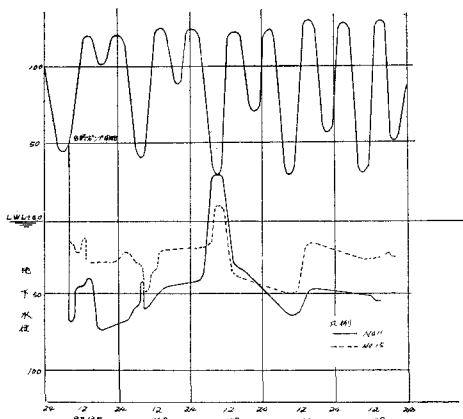


図-4.9 地下水位測定

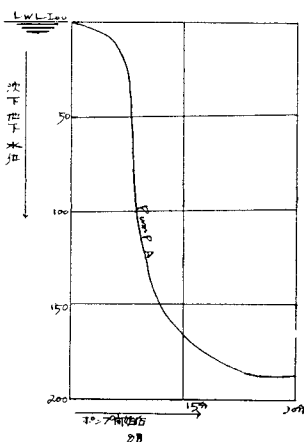


図-4.10 ポンプ始動と水位降下速度

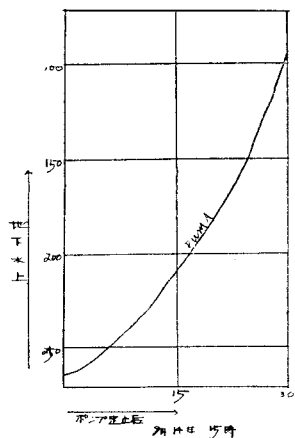


図-4.11 停電による水位回復

2~3日といわれ、掘削もその後に行なわれるべきといわれているが、本工事では工期の関係でポンプ始動6時間後で掘削を始めた。このために水口を作り、地下水の定常低下状態までにかかる時間が増していると思われる。

敷設、掘削には前進法を用いたので、例えば第2回の排水作業において第1回作業完了の控工基礎栗石を通して水が流入し、著しく工事に支障をきたしたがこの対策としては、排水地区近辺に透水性の高い地層(この場合には基礎栗石)を取り除くことと、ジームスウエルを用いるべきである。

へ) 潮位と地下水位について

海浜に近接する排水地域では、潮汐の影響を受け易く当工事においても図に示すような影響をみた。水位の変化から潮汐の影響を除くには相次ぐ三つの位相の水位を各測点について同時に観測してこれの平均値をとれば、実用上ほとんど取り除かれるが、このようにして計算すると、潮汐は25時間を週期の sin curve とし h を平均の高さ、振動を a 、時間を α にとれば、相次ぐ三つの平均は、

$$\begin{aligned} & \frac{1}{3} \left\{ h + \sin \frac{2\alpha}{25} \pi + h + \sin \frac{2(\alpha+8)}{25} \pi + h \right. \\ & \quad \left. + \sin \frac{2(\alpha+16)}{25} \pi \right\} = h + 0.04 \\ & \quad \times \sin \frac{22+20}{25} \pi = h \end{aligned}$$

で観測井 No. 7, 8, 9, 10, 12 に見られるように、ポンプ始動後5日後の定常状態の曲線では $h = 1S \sim 20 \text{ cm}$ であり、位相のずれはなく潮汐係数は同一時刻の係数となる。

その他 No. 1, 2, 3, 4, 5, 6 については定常になるころ停電があり、水位回復したため充分な観測を得ることができなかつたが、ポンプ再始動後5~7日で定常状態になり、潮汐変化を示すと思われる。

ここで特筆すべきことは、L. W. L. 近辺に打込まれた

No. 16, 17 観測井の水位が、潮が満ちてきても潮位より約 1.0 m も低いことで、影響圏の影響と思われる、ポイントに近接して湖水のある場合の影響圏はポイントより水辺までの距離で表わされるという。従来の考えは数少ない観測から断言はできないが、妥当性が薄いといえる。なおこの事象に関しては、水理解析中であるので後日折あれば報告したい (表-3.1)。

表-4.1

月 日	時 刻	No. 16 における水位と潮位の差	No. 17 における水位と潮位の差	潮 位
9. 4	17.30	133	135	126
9. 4	20.30	116	97	72
9. 5	11.00	88	72	36
9. 5	19.00	—	109	108
9. 6	7.00	—	83	108
9. 6	11.00	95	83	48
9. 7	11.00	79	63	60

ト) 揚水量について

揚水は 1 日 4 回、三角ノッチで測定した (表-4.2)。

ウエルポイントは再三述べたが、圧密の促進によりポンプ始動後日があたつにつれて揚水量が減少するのが通常だが、停電による水位回復でその特性を見出せなかった。

また真空度と揚水量の関係についても比例の関係があるが、これもその非をみる事ができなかった (図-4.14)。

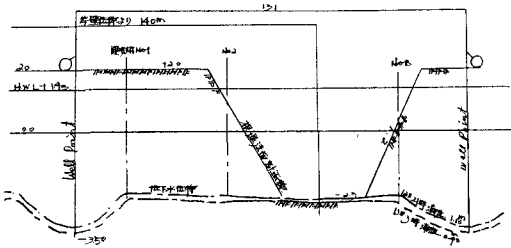


図-4.12 第 1 回敷設による地下水位降下

b. 矢板打込みについて

安定計算により鋼矢板は八幡 V 型 17.0 m (根入 66 m) を用いることにした。

地質は 32, 33 年度と 2 回のボーリングの結果、貫入試験 40 以上の硬い小砂利混り砂層であるので本計画に先立ち、設計長の試験矢板を建設現場に打込んだ結果、打込み可能であつたので、矢板岸壁に決定した。

試験には起重機船にマキナンテリー 11, B-3 型を用い、海上施工を行なつたが、ウネリが多く施工困難を極めたので実施計画には埠頭築設地地点の水深が浅く、仮土留

表-4

Pump A

月 日	水 量 (t/day)	真 空 度 (cmHg)	圧 力 (kg/cm ²)
8. 11	1.413	58.0	0.5
12	1.413	62.5	0.6
13	1.436	62.0	0.5
14	1.210	63.0	0.6
15	1.402	63.0	0.55
16	1.402	62.0	0.6
17	1.402	63.0	0.6
18	1.402	63.0	0.6
19	1.402	62.0	0.55

Pump B

月 日	水 量 (t/day)	真 空 度 (cmHg)	圧 力 (kg/cm ²)
8. 11	1.396	62.5	1.0
12	1.374	63.0	0.8
13	1.379	64.0	0.9
14	1.213	63.0	1.0
15	1.396	64.0	1.0
16	1.396	64.0	1.0
17	1.396	64.0	1.0
18	1.396	64.0	1.0
19	1.396	64.0	1.0

Pump C

月 日	水 量 (t/day)	真 空 度 (cmHg)	圧 力 (kg/cm ²)
9. 5	1.735	62.7	0.2
6	1.152	60.0	0.2
7	1.116	54.2	0.2
8	1.053	54.7	0.2
9	1.176	55.0	0.2
10	1.340	54.5	0.2
11	1.296	56.5	0.2
12	1.485	60.0	0.2

Pump D

月 日	水 量 (t/day)	真 空 度 (cmHg)	圧 力 (kg/cm ²)
9. 5	1.855	57.5	0.5
6	1.952	58.0	0.5
7	1.837	60.7	0.5
8	1.729	62.6	0.5
9	1.642	62.5	0.5
10	1.605	62.5	0.5
11	1.736	62.5	0.5
12	1.665	62.5	0.5

Pump E

月 日	水 量 (t/day)	真 空 度 (cmHg)	圧 力 (kg/cm ²)
9. 13	2.030	63.0	0.5
14	2.023	63.5	0.6
15	1.012	62.0	0.5
16	2.014	63.0	0.55
17	2.002	62.5	0.5

摘要	8 月 14 日	5 時間停電のため揚水中止
	9 月 7 日	2 //
	9 月 15 日	12 //

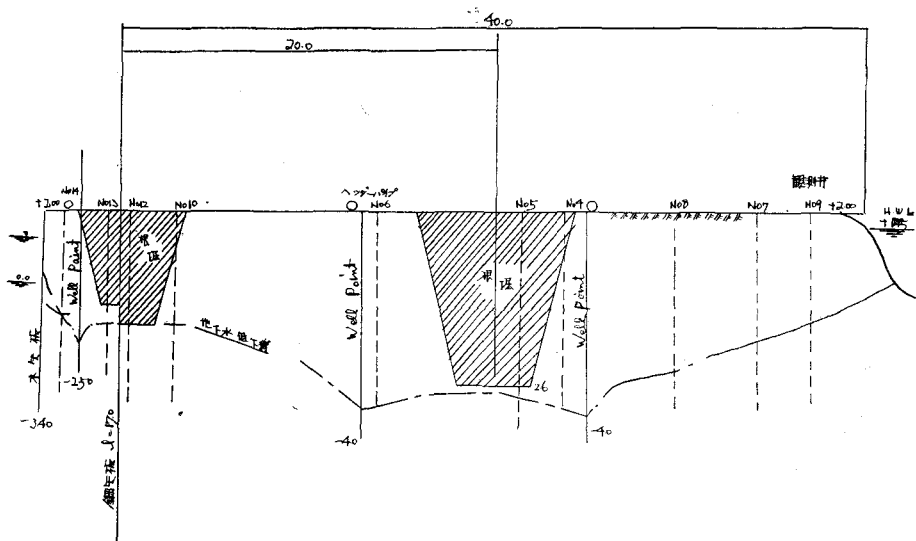


図-4.13 第23回敷設による地下位降下

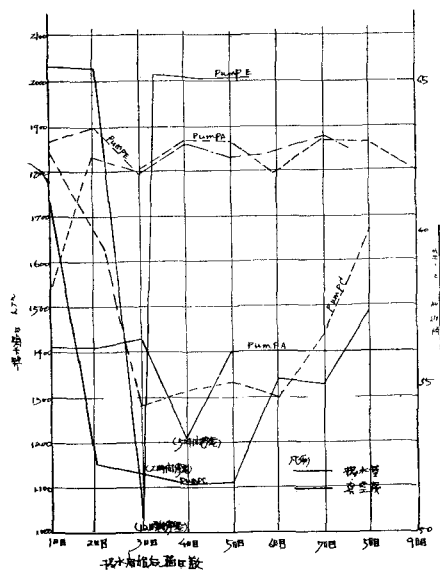


図-4.14 揚水量と真空度との関係

工の費用も安価であるから陸上打設を試みた。

使用機械

杭打機	デルマック D12
ジェット設備	タービンポンプ 口径 100 mm 4 段, 30 IP を 2 台直列
流速	28 m/sec
流量	0.0184 m ³ /sec

打込枚数は 277 枚で 32 日間、延 535 時間の工程で 1 日の最高打込枚数は 21 時間作業で 21 枚であるが、1 日の平均としては、稼働時間 16.7 で平均 8.6 枚の工程であった。

イ) 櫓およびハンマーの選択について

a. 櫓の移動はなぜ軌道式でなく、コロ式走行を採用したか。

規制される条件 { 鋼矢板施工高 +1.40 m
打設期間の高潮位 +1.45 m

+1.40 m に打つための櫓の位置の決定について、櫓自重 (25 ㌔) ハンマー自重 (3.1 ㌔) パイル自重 (1.8 ㌔) 計 30 ㌔ とみて支持力 15~20 T/m² とみなすと荷重が等分布するような状態ならば充分安定であると考えられるが、釣込中においては前面のみに荷重が集中する恐れがあり、この場合不等沈下を生ずるのではなからうかと思われる。不等沈下の際軌道式であると脱線することがあり、また沈下の修正が非常に複雑であるが、コロの場合であるとまずコロのはずれることはないこと、沈下を生ずるとコロの下に適当な板などを入れて修正することが容易であり、安全で以上の見地からコロ式を採用した。

b. なぜデルマックを採用したか

従来のユニオン型、マッキーナントリー型であると圧力 7~8 kg/cm² の蒸気が必要であり、その設備の問題とこれらのハンマーは復動で一般に 毎分 200~300 回の打撃であるが、打撃力は 1,000 kg-m 一位が普通である (特に大型は別である) ところで砂質 10m 以上になるとどのように let 併用であるといつても極めて貫入し難い。それに比しデルマックは自動のため始動開始後の操作が簡単で人手が省けるし、蒸気設備も省けることと、毎分 50~60 回の打撃でも打撃力は 3,000 kg-m であり、杭の極大爆發力が 42,500 kg 作用するものと考えれば、これより有力なハンマーはない。ましてドロップハンマーは杭頭を破損するので使用できない。

またワイヤーブロックの破損もデルマックは安全であり経済的である。

ロ) 建込の注意について

a. let の使用法

長さ 18.0 m の 2φ pipe を打込線に沿って垂直に挿入すること。

b. 建込前の let 作業で一応建込易くした後、シートパイルを section に噛み合せると、打込みに先立ち釣込ウインチを急激に緩め、加速度をつけて建込ませるが、こうすると、let hill の如何によつて、ともすると法線から外れやすいし、一旦建込まれると修正し難いので建込ウインチを静かに緩め、加速度を与えないこと。

ハ) 打込みの注意について

a. 一枚打、二枚打、十数枚打について

まず一枚打の場合、最初の一枚は従来絶対に垂直に建込まなければならないと考えられていたが、特に 17 m のように、長尺物の場合垂直に建込むと、二枚目打設の際、一方の section が遊んでいるので、噛み合せてある方向に傾斜し易いので、予め一枚目はその分を見込んで逆方向に傾斜打込をしなければならないと思う。

$$\left(\tan \frac{0.15}{17.00} \text{ 位がよい} \right)$$

打設に関しては一枚打の場合、ハンマーが比較的小型でよいし作業が容易であるから、一枚打をしたがるが、打込方向の傾斜が最も生じ易いので充分対策を考えねばならぬ。

ハンマーの能力がゆるさるる限り、二枚打にした方がよい。

現場の状況が許されるなら、この方法で十数枚を一応建込み二枚ずつ徐々に打込めば楔矢板を使わず、外観も美しく打込める。

b. impact のかけ方について

複動式およびデルマックの場合、始動時の impact の調整が簡単でないので徐々に打撃力を増すような工法ができ難い。

矢板を建込み 3~4 m 打込むまでは振れ傾斜などが起りやすいので、打撃の加え方に特に注意しなければならない。

ニ) 傾斜および振れの問題

a. ハンマーのあて方 (方の方向)

傾斜し始めると、力の方向を変えないとだんだん水平分力が増えて傾斜を助長さすようになる。この場合次のような工法を行なつた。

① 櫓を傾斜方向に傾けること、そのためにはコロの下に一方だけ板を入れることが良い。

② w inch で逆方向に引張ること、そのために 3 cm 位まで修正できる。

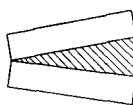
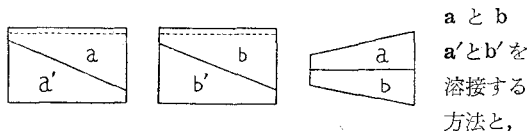
③ 天板の先端を鋭角に切断すること。

b. 楔矢板の利用について

傾斜が著るしくなり、打設が不可能になると楔矢板を

使わねばならない。本工事では 35.5 枚に 1 枚の割で使用したが、矢板加工に当つては、歪の生じないように充分注意した。

矢板加工の方法には、2 枚の矢板を使い下図のように

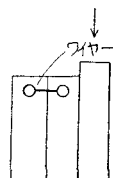


左図のように 1 枚の矢板を背切りし、腹板 (lit) を入れる方向があるが、前者の場合、打込予定延長の短縮が起るものと思われるので、楔の製作には、

後者が望ましい。

ホ) 連込みの問題

矢板を所定の天端に打込んでおくと、次の矢板の打込みの際、摩擦力によつて共下りを起こす section にグリースを塗ることも一防止策であるが、あまり効果は認められない。最も良い方法としては前二枚位をワイヤーで締めつけておくことである。



ヘ) どのような工法が最も望ましいか

本年の 277 枚打設の経験結果より最も良いと考える方法を列挙する。

a. 鋼矢板打設用櫓二基とし、ハンマーは drop hammer およびデルマックとする (図-4.15)。

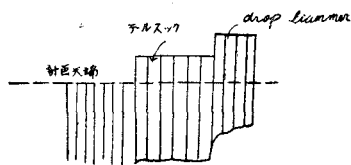


図-4.15

まず最初に drop hammer を用いて建込打込みを行なう。これは前述のとおり、impact の加え方は建込の正確さを一層増すものである。

そうして 17 m のうち約 7 m 位をこの drop hammer で打設して行く。その後の仕上げとしてデルマックで計画天端の高さまで打設する。この場合は 2 枚打を行なう。

以上の打設方向であると、

① 一度に多数の矢板を建込むので傾斜を防げる。

② drop hammer 打設部は少ないので、矢板頭および機械の損傷が少ない。

③ 建込打込その他注意事項に順応して、安全で工期に遅れることなく、安価に立派な施工ができる。

b. 櫓の走行型式は drop hammer を軌条型、デルマックはコロ型を採用する。

コロ型については前述のとおりであるが、軌条型の良い点は法線に沿って直線的に打設することに関し、敷道を固定してしまえば自然に決定される問題である。

む す び

以上実施の過程を反省し、なお検討いたらざるところは少なくない。

新しい土質工学の知識を導入し、施工とともに設計を改良し、現場技術者として教えられることが多かった。我々もこのような築島工法について未経験だったので、一貫した調査も充分できず、工事の後を追いかけて

いる結果になったことを残念に思っている。前面浚渫後における矢板前面変位の問題は、築島工法を採用したために当然起こってきた問題であるが、これは慎重かつ急に施工を行ない、急激な水平力の発生を防ぐことにより解決することができる。また矢板打込控工上部工の施工の容易さからいつて、この工法をもつて成功したと考えている。ウエルポイントは充分なる成果を得たが、それに付随して起る新しい岸壁構造の問題、ウエルの深さ、工事排水地域一円に亘る一回敷設による工程管理の問題、矢板打など工事の進展にともない、累出し、鋭意参考になれば幸いである。

図 - 4.15

矢板打設工程表

基準面下 (m)	尺 厚 (m)	柱状図	地 質			標 準 費 入 試 験			摘 要	月 日	稼 時 間	打 込 枚 数
			名 称	色	硬 度	旋行と 打 数	打 撃 曲 線 20, 40, 60					
1.45										7.14	8	2
										15	5	1
										16	8	3
										17	8	2
地 層 (I)										18	10	5
3.50	2.05		細 砂		中位の					19	10	3
										20	10	3
地 層 (II)					締					21	6	1
5.50	2.00		砂 礫	同上	締				10~15 mm	22	21	10
									礫 混 り	23	21	6
										24	6	2
地 層 (III)										25	21	12
6.80	1.30		粗 砂	同上	締					26	21	8
										27	16	5
										28	20	11
地 層 (IV)						7.70 5.5			10~15 mm	29	21	13
9.00	2.20		砂 礫	同上	締	8.00			礫 混 り	30	21	9
										31	21	12
地 層 (V)						10.10 4.5 11.40				8. 1	21	11
11.50	2.50		粗 砂							3	21	8
										4	21	13
										5	21	18
地 層 (VI)						11.80 5.0 12.20				6	21	20
15.00			粗 砂	同上	締	5.0 14.80				7	20	15
										8	20	10
										9	20	15
										10	21	21
										11	21	5
										12	21	13
										13	21	12
										14	11	4
										15	21	4
累 計										535	277	

表-4.3

1	試験矢板番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
2	打撃数	550	689	1289	642	615	427	621	279	1774	459	1269	2338	821	127	1820	355	293	889	543	1959
3	建上げに要する時間	5	6	4	6	6	4	5	4	7	6	4	16	3	4	4	2	3	5	20	11
4	zet に要する時間 (分)	8	11	9	7	13	10	12	18	12	12	8	22	12	9	16	18	20	12	18	5
5	打ち込みだけに要する時間 (分)	25	34	43	27	30	23	45	42	75	40	77	59	25	25	66	26	22	28	18	45
6	建上げより打ち終りまでの時間 (分)	41	52	61	42	53	41	65	69	91	67	94	106	48	43	81	56	52	58	56	72
7	sleet pile 自重による貫入度 (m)	4.90	5.00	5.60	3.70	5.80	8.30	4.80	7.90	6.00	6.00	4.50	9.20	5.00	5.50	5.60	4.70	9.15	5.60	5.20	7.90
8	単位打撃数による貫入度 (m)	0.0303	0.0242	0.0013	0.0255	0.0266	0.0384	0.0266	0.0592	6.0093	0.0362	0.0128	0.0071	0.0202	0.131	0.0092	0.047	0.057	0.0186	0.0305	0.0084
9	1m 貫入に要する平均打撃数	32.7	24.3	78.1	39.2	37.5	26.5	37.6	16.95	10.75	27.2	78.6	145.0	49.5	7.6	0.9	21.4	17.6	53.6	32.8	118.2
10	1m 貫入に要する平均時間 (分)	2.42	3.12	3.7	2.56	3.23	2.50	3.93	4.2	5.5	4.05	5.80	6.35	2.89	2.58	4.85	3.38	3.14	3.50	3.38	4.35
11	始動に要したた打撃数	5	5	5	1	43	2	3	3	12	3	5	23	7	6	21	6	5	8	5	9
12	水平方向の引張り	なし	なし	強	なし	弱	なし	強	なし	弱	なし	なし	弱		なし	強 ネジレあり	なし	なし	なし	なし	強 ネジレ
13	zet 併用時状況 矢板打ち込み後 get 使用の際の目盛数	7.20	9.10	7.10	6.20	6.70	打ち込みと同時	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
15	zet 圧力	15 Hg	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	14.5 Hg	"	"	"	"	"
14	打ちどころ場所	16.80	16.70	16.50	16.40	16.40	16.40	16.55	16.45	16.50	16.60	16.20	16.75	16.60	16.65	16.70	16.55	16.65	16.55	16.55	16.54
15	打ち込み地点																				