

室蘭港西3号物揚場工事について

— 設計並びに調査試験 —

正員 〇戸 卷 昭 三*

正員 白 鳥 隆 一**

1. ま え が き

室蘭港西3号ふ頭基部-2.5m物揚場は、小型船、はしけ等の繋船並びに雑貨荷役を目的とし、らさに港内作業船(通船、曳船、巡視艇)の繋留施設ともなり、その背後には冷蔵庫、倉庫、会社事務所等が建ち並び、また築造が計画されている臨港道路等があり、港湾機能上極めて重要な地区である。旧物揚場は、石積で築設後長年月を経過しているため、いたるところ不等沈下或いは崩壊しており、また

その背面の道路が幅員6mという狭溢なため、西2号西3号よりの貨物輸送の増加で自動車が増え、輸送能率の低下をきたしており、更に繋留施設の不備のため、これが対策として浮棧橋を突出せしめ利用している。しかしこれは西3号ふ頭と中央ふ頭のスリップを狭くし、船舶の安全操船を妨げると同時に水面の効果的な利用からいっても好ましくない現状であった。この地区の有効的な土地並びに水

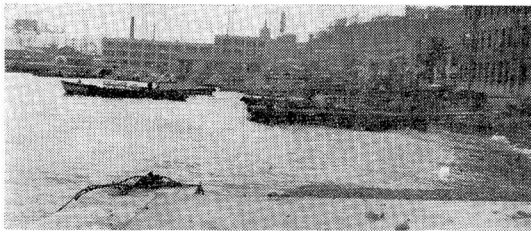


写真-1 施工前

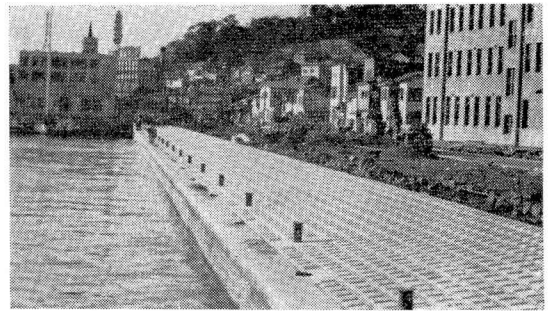


写真-2 竣工



図-1 室蘭港一般平面図

* 北海道土木部港湾課

** 室蘭市役所 港湾部

面の利用を確保するため、新港湾整備5カ年計画に-2.5
m 物揚場の築造が認められ、昭和40年延長175.5 mを施
行したものである。

2. 地質調査

室蘭港の地質成因としては、一部に幌別層が断層で僅か

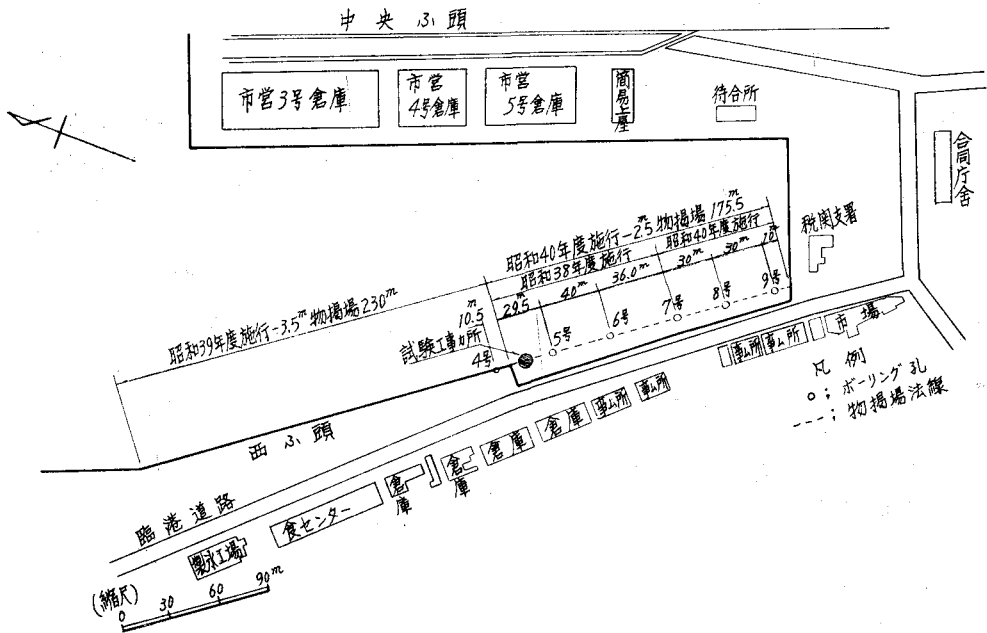


図-2 施工箇所

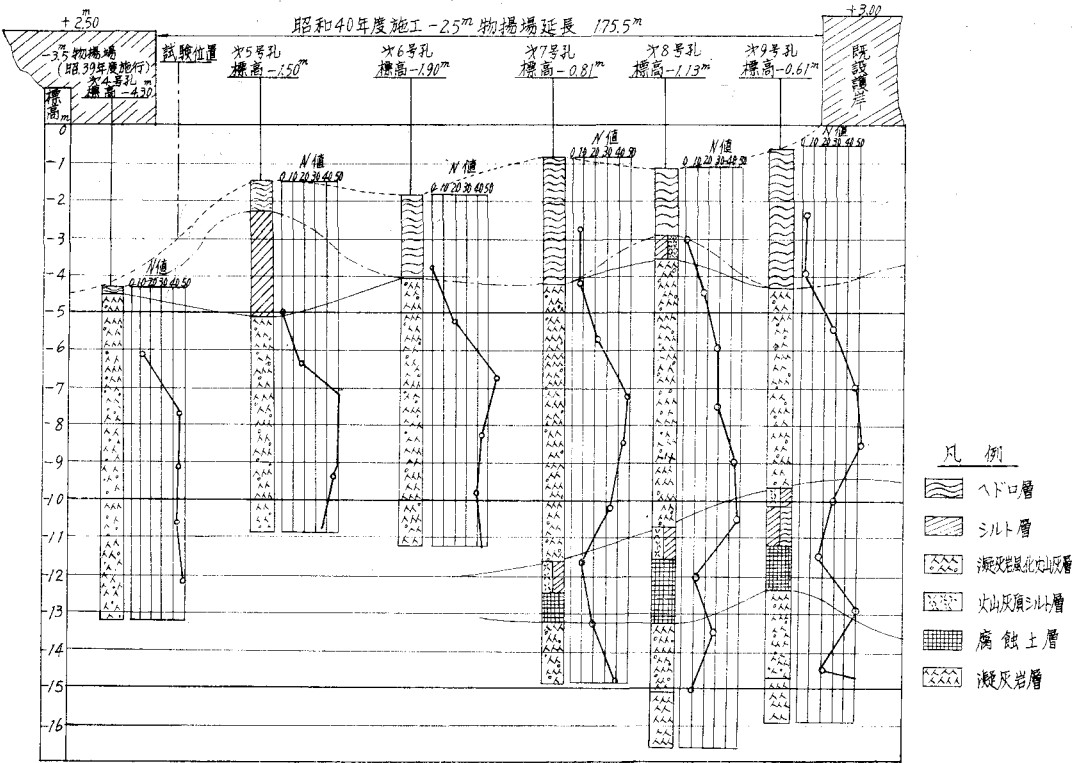


図-3 地質調査結果

露する他は室蘭層が広く分布し、海岸に沿ってはこれを覆って沖積層が堆積している。室蘭層は $10\sim 20^\circ$ の比較的緩い傾斜をたもち凝灰質集塊岩および凝灰岩を主とするが、時には頁岩、砂質を交えて分布している。物揚場構造型式選定資料とするため、延長 175.5 m のうち6カ所についてロータリー式ボーリングによって、土質調査と合せて深さ 1.5 m 毎に標準貫入試験を行なったものである。

2-1 土質の概要

地層の概要は図-3のように想定されたが、この分類された地層各々について以下その特性を示す。

a. ヘドロ層

黒灰色を呈する粘性土で非常に軟く、炭粉・火山灰等を混入する。また一部に礫 ($\phi 30\text{ mm}\sim 100\text{ mm}$) を含有することもあり、 N 値は $1\sim 6$ を示した。

b. 砂質層

第8号孔のヘドロの下部に、レンズ状に存在するシルト質微粒砂で貝殻を混入する。この層は暗灰色、緑灰色、帯褐黄灰色と種々色調を変え、小角礫を混入する。また、地層は下部になるに従って締っており、 N 値は $20\sim 51$ を示した。

c. 火山灰質シルト層

暗灰色、緑色を呈する火山灰質シルトであって、一部粘土を混入するため非常に軟弱で N 値は $7\sim 11$ を示したが、部分的に締って 25 を示した個所もあった。

d. 腐蝕土層

褐色を呈するやや炭化した腐蝕土で、僅か火山灰を混入している個所が見られた。 N 値は $19\sim 27$ を示した。

e. 凝灰岩風化火山灰層

腐蝕土層の下部に存在する火山灰層で、暗灰色、褐灰色、暗青緑色と種々色調を変えており、部分的に有機物を混入 N 値は $9\sim 16$ とやや軟弱であるが、一部に 38 と締った個所もみられた。

f. 凝灰岩

当地域の岩盤の主体をなすもので、測量山一帯に広く発達する室蘭層と考えられる同層は、暗青緑色を呈し全般的に安山岩質角礫岩を含み N 値は 50 以上を示し、また部分的に凝灰岩中に砂岩及び泥岩を夾むが、当ボーリング中では見られなかった。

以上地質調査の結果より、表層のヘドロ層は別として火山灰質シルト層、腐蝕土層は層厚も薄く、また凝灰岩風化火山灰層はやや地耐力の弱い個所もみうけられたが、 -6.5 m 以下の火山灰層は、 N 値に相当バツキがみられるが、支持力としては期待出来るものと思われた。

3. 構造型式の選定

構造型式を選定するにあたって、この物揚場背面に臨港道路を昭和 40 年に築造する関係上、背面埋立を早急に実

施しなければならず、そのためにも物揚場の早期完成が望まれていた。このような事情から構造を決めるにあたって、

- (i) 工期の短縮
- (ii) 背面敷地は多く要しない
- (iii) 工費の低廉
- (iv) ボーリングの結果、地質の上層部が軟弱のため、これに期待しない構造とする。

以上4条件を満足するものとして斜控杭鋼矢板工法を採用することとしたが、工費の点では控版式鋼矢板工法と比較してやや高くなった。

なお、構造計算の詳細については、石黒健著「鋼矢板工法」を参照されたい。

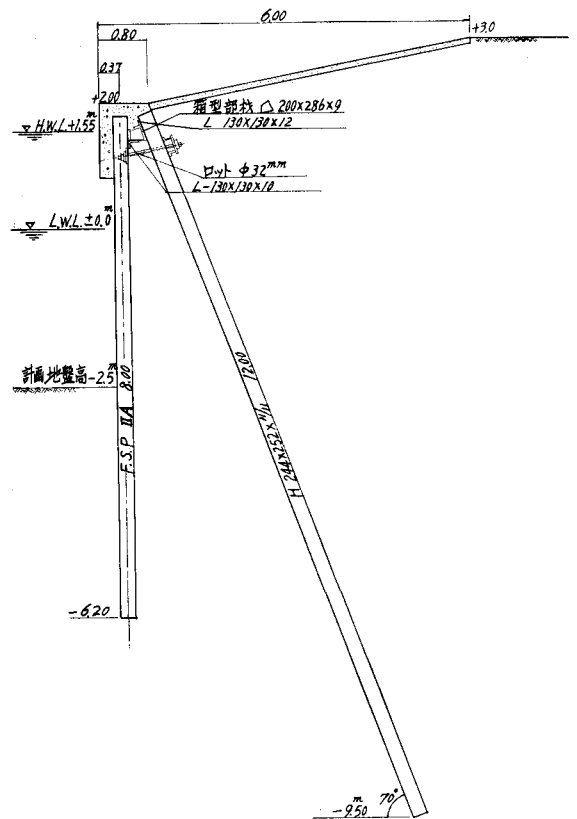


図-4 -2.5 m 物揚場標準断面図

4. 設計計算について

4-1 設計条件

水深	-2.5 m
対象船舶	D/W 200 t はしけ, 150 t 機帆船
対象貨物	雑貨
エプロン幅	6.0 m
天端高	+2.0 m (エプロン背面天端高 +3.0 m)
積載荷重	1.0 t/m ²

表一1 土 質 条 件

深 度	γ (t/m ³)	ϕ (°)	δ (°)	K_A	$K_A \cos \delta$	$K_P \cdot \cos \delta$	ρ (°)
+2.0~+1.0 m	1.6	30	15	0.4	0.36	4.5	51
+1.0~-2.5 m	1.0	30	15	0.47	0.44	4.0	45
-2.5~-4.5 m	1.0	25	15	0.56	0.52	3.0	40
-4.5 m 以下	1.0	30	15	0.47	0.44	4.0	45

震 度 $k_h=0.1$ 水中見掛震度 $k'_h=0.2$

H.W.L. +1.55 m

L.W.L. ± 0.0 m

残留水位 +1.0 m

土質条件 表-1

鋼材の許容応力度 鋼矢板，H 杭，腹起材，ボルト

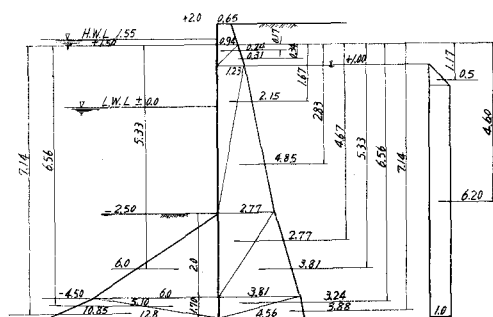
1,400 kg/cm², 溶接部 1,296 kg/cm²

鋼 矢 板 F.S.P. II A

斜 控 杭 H-252×244×11×11 etc 1.6 m

斜撑杭の傾斜角度 水平に対し70度

斜控杭と鋼矢板との取付位置 +1.5 m



图—5 土庄分布图

4-2 土圧の算定

鋼矢板の根入長を 3.7 m とした場合、地震時の土圧分布は図-5 のようになる。

4-3 計算の結果

上記設計計算の方法にしたがって求めた結果は、表-2に示す。

表一2 鋼矢板、斜控杭の計算結果

名 称	型 状 寸 法	单 位 重 (kg/m)	断 面 積 (cm ²)	周 長		断 面 係 数 (cm ³)	断 面 二 次 モーメント (cm ⁴)	計 算 値			
				1 本 当 り (m)	1 m 当 り (m)			接 点 反 力 軸 力 (t/m)	水 平 力 (t/m)	M _{max} (t-m)	σ _{max} (kg/cm ²)
鋼 矢 板	F.S.P. II A	43.2	55	0.8	2	160	10,600	19.05	4.64	7.06	940
斜 控 杭	H-244×252 ×11×11	64.4	82.06	0.992	0.62	720	8,790	19.48	2.15	2.7	981

4-4 鋼矢板と斜杭の根入長さについて

(1) 鋼矢板根入長さの検討

鋼矢板の根入長さを D とした場合、斜杭取付位置の周りのモーメントの均り合いより根入長さ $D=2.53\text{ m}$ となる。安全率を 1.2 として、所要根入長さ $=2.53\text{ m} \times 1.2=3.03\text{ m}$ となる。

(2) 鋼矢板支持力の検討

ボーリング孔別に鋼矢板の支持力を Meyerhof の公式 $R=40NA+N'L/5\cdot\varphi_s$ によって算出した。

ここで

N : 矢板先端 -6.2 m 深度の N 値

N' : 各ボーリング孔に於ける標準貫入試験を行なった
上下2点の N 値の平均値

L : 上記点間の距離

A: 鋼矢板断面積 0.12 m^2 (実断面積 0.01375 m^2)

φ_s : 鋼矢板周長 2.0 m

鋼矢板の断面積であるが、これをいかにするかはその土質によって判断しなければならないと思われる。鋼矢板の実断面積と鋼矢板に囲まれる土柱をも含めたものと考えた底面積 0.12 m^2 と比較すると、約 10 倍の差がある。いまこの両者について、支持力の比較を行なってみたのが表-3である。

表-3 ボーリング孔別鋼矢板支持力計算

支持力 (t/m)	ボ ー リ ン グ 孔					
	4 号	5 号	6 号	7 号	8 号	9 号
R	13.3	12.1	44.5	32.9	35.8	41.2
R'	77.1	75.9	240.0	160.3	159.1	202.7

但し R は、鋼矢板実断面積 0.01375 m^2 として計算したもの。

R' は、鋼矢板にかこまれた土柱をも含めた断面積として計算したもの。

鋼矢板の実断面積で計算したものは、4号、5号孔に於いて鋼矢板押込力 19.05 t/m より小さい値が出ているが、あとの部分については充分安全な値である。また、底面積を 0.12 m² にした場合は、何れも充分なる値を出していることがわかる。この結果より鋼矢板の根入長さは 3.7 m で充分であると考えた。しかし、4号、5号孔の鋼矢板を実断面積として計算すると好ましくない結果となるので、この両地点の中間に於いて鋼矢板の載荷試験を行なうことにした。

(3) 斜控杭根入長さの検討

斜控杭の引板抵抗力 F を求めるにあたって、Meyerhof の公式を採用した。

$$F = N' L / 5 \cdot \varphi_s$$

ここで L : 4-4 (2) の斜根入長

N' : 4-4, (2) の N' を採用

φ_s : 杭周 0.992 m

として、それぞれのボーリング孔に於ける F と安全率を求めてみた。

4号孔	$F_4 = 17.5 \text{ t/m}$	$SF_4 = 0.9$
5号孔	$F_5 = 23.8 \text{ t/m}$	$SF_5 = 1.22$
6号孔	$F_6 = 26.2 \text{ t/m}$	$SF_6 = 1.34$
7号孔	$F_7 = 23.6 \text{ t/m}$	$SF_7 = 1.21$
8号孔	$F_8 = 21.6 \text{ t/m}$	$SF_8 = 1.11$
9号孔	$F_9 = 24.8 \text{ t/m}$	$SF_9 = 1.27$

以上の結果より 5~9号孔まで何れも杭の根入長さは充分なることを示しているが、参考までにあげた 4号孔に関しては安全率が危険側にあり、このため杭の引抜試験を鋼矢板支持力試験と同様 4~5号孔の中間位置に選定した。

4-5 取付部構造

矢板と斜控杭の取付部は、図-4 に示すように箱型部材と締付けボールト、すべり止め山形鋼によるものであり、箱型部材については斜控杭を支点とし、矢板に生ずる水平反力および鉛直反力を分布荷重とする梁として計算し、水平鉛直の曲げ、せん断応力に必要な断面を定めた。

5. 試験工事について

上記 4. 設計計算で、鋼矢板の支持力および斜控杭の引抜抵抗力と根入長さについて検討したが、土質状態が複雑であり、このままの数値を採用してよいか疑問もあったので下記に述べる一連の試験工事を試みたものである。

5-1 打込試験

H 杭および鋼矢板を垂直に打込んだ際の貫入状況を観測し、これらより構造の先端深度決定の参考とするために行なった。

(1) 鋼杭の打込試験

a. 打込箇所

設計計算の項で、ボーリング孔の引抜抵抗力最小の 5 号

孔および作業上の関係で 7 号孔の 2 個所で行なった。

b. 鋼杭供試体寸法

H 鋼杭 H-244×252×11×11, $l = 12.5 \text{ m}$

(先端深度 -10.0 m)

c. 試験設備 (鋼矢板打込み設備も同一)

杭打船、非航鋼船 200 t デーゼル、ハンマー、D-22

d. 測定項目

打込貫入量 50 cm 毎の打撃回数 1 回打撃に対するリバンド量、ラムの落下高、杭の引抜力を杭打船の吃水から概略の推定、引抜かれた杭に附着した土砂の状態の観測。

e. 打込み結果

鋼杭打込の結果、-9.5 m で 37.4 t の引抜抵抗力が得られたが、これは先に述べたように杭 1 本当りの所要抵抗力 $19.48 \text{ t} \times 1.6 \div 32 \text{ t}$ 、また引抜抵抗力 $F_s \times 1.6 \div 38.1 \text{ t}$ とは近似しており、一応杭の長さは 12 m (先端深度 -9.5 m) で良いのではないかという目安を得た。

なお、5号孔の鋼杭引抜きは、打込完了後 10 分間置かれたあとで行なったが、杭打船の引抜能力が小さく後日この杭はジェットポンプを使用して引抜いたが、杭打船の吃水から推定すると約 50 t 位の引抜抵抗があったのではないかと思われる。また写真-3 の引抜かれた H 杭の両フランジとウェブとの間に砂が附着していることより、砂が H 杭の両フランジの先端を結ぶ線に沿ってのせん断抵抗が極限に達して、この面で破壊したものと考えられ、H 杭の先端有効面積は、閉鎖断面を採用した方が良いという結論が得られた。

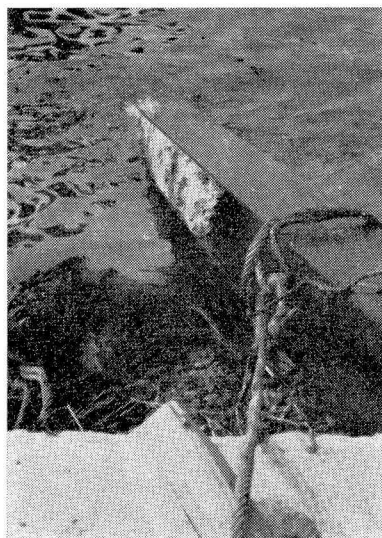


写真-3 引抜かれた杭

(2) 鋼矢板の打込試験

a. 打込位置 鋼杭と同位置

b. 鋼矢板供試体寸法

鋼 矢 板 F.S.P. II A $l=8\text{ m}$ (先端深度 -6.4 m)

c. 測定項目 内容は鋼杭打込試験と同じ。

d. 打込結果

接点における矢板の必要とする軸力は 19.05 t/m で、1 枚当たり 8 t になるが、この実験より支持力は $-6.2\sim-6.4\text{ m}$ の間にあることがわかったので、次に述べる鋼矢板支持力試験を深度 -6.2 m と、 0.5 m 根入を多くした -6.7 m の 2 種類について行なうこととした。

5-2 鋼矢板支持力 (載荷) 試験

前述のごとく設計計算による鋼矢板の押込力より矢板 1 枚当たり 8 t を支持することになるが、この根入長さを決定するにあたって、鋼矢板打込試験後支持力 (載荷) 試験を行

なったものである。

a. 試験箇所

ボーリング孔 4 号と 5 号の間

b. 鋼矢板供試体寸法

型 式 F.S.P. II A

矢 板 長 8.5 m (根入 3.7 m , 先端深度 -6.2 m)

9.0 m (根入 4.2 m , 先端深度 -6.7 m)

の 2 種類について行ない、名称をそれぞれ S_2 , S_5 矢板とした。

c. 測定項目

5 枚の鋼矢板 $S_1\sim S_5$ について打込みの沈下状況、即ち 10 cm 沈下に要したハンマーの打撃回数、1 回の打撃による沈下量および支持力の測定。

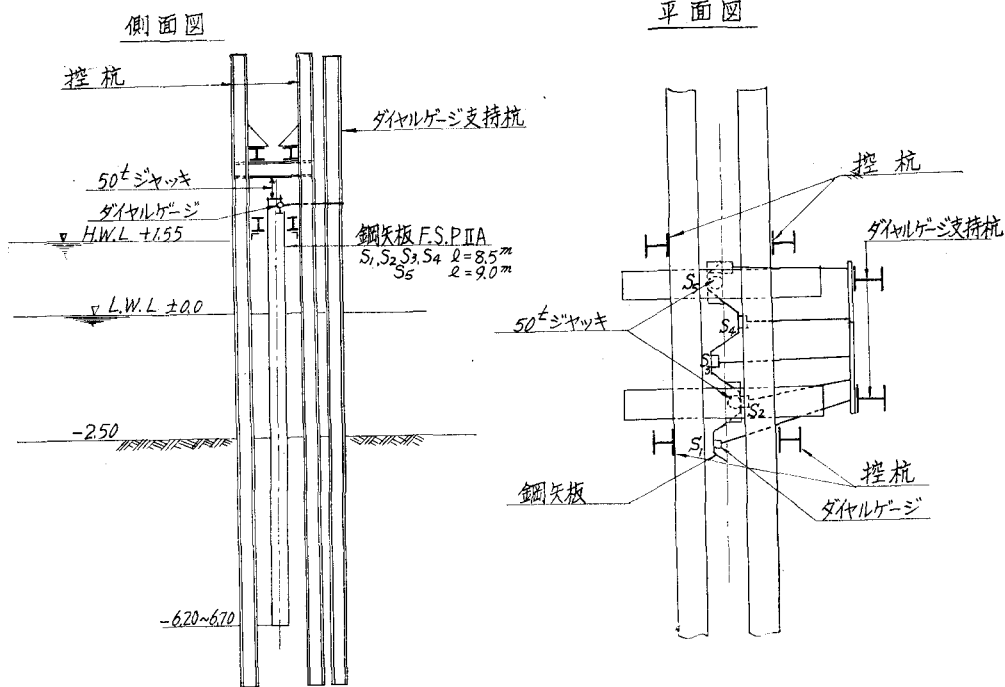


図-6 鋼矢板載荷試験装置

d. 装 置

鋼矢板支持力 (載荷) 試験をするに当って、ジャッキの荷重増加速度は 5 t/min を標準とした。

e. 荷重段階

S_2 矢板 (設計荷重 19.05 t/m)

試験荷重 8 t , 16 t , 24 t , 50 t の 4 サイクル

S_5 矢板 (設計荷重 19.05 t/m)

試験荷重 8 t , 20 t , 24 t , 32 t の 4 サイクル

S_2 矢板, S_5 矢板の順に載荷試験を行ない, S_2 矢板試験終了後 2 時間経過してから再び載荷してみた所, ジャッキ最大能力 52 t にまで荷重を上げたが, 破壊点には達しな

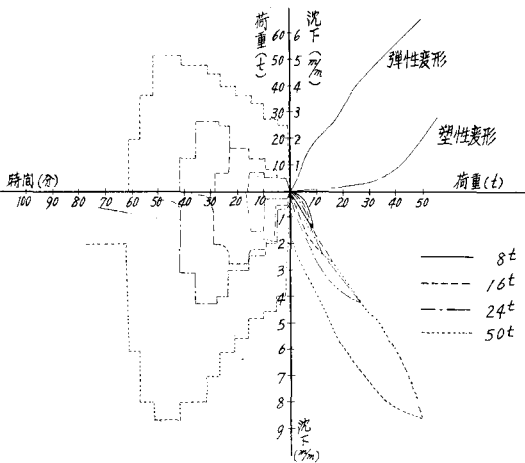
った。

f. 試験結果

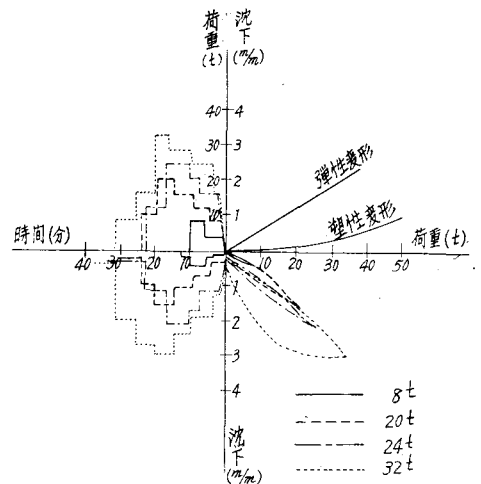
図-7, 図-8 は S_2 , S_5 の荷重-時間-沈下の一連の関係を示すが、1 枚当りの支持力を測定する供試体として 5 枚の鋼矢板を使用するならば載荷荷重も 5 倍のもので、これが等分に影響するよう載荷しなければならない。本試験において、5 倍の荷重を加える装置をつくることは非常に困難であると同時に、出来るだけ早く結果を知りたいという理由と、更に鋼矢板のつめによる荷重の隣接矢板の影響はどのようなものであるかを知りたいということから、1 枚にのみ荷重を加えたのである。

表—4 S_2 , S_5 矢板打込試験結果

	深 度 (m)	試験矢 板目盛 (cm)	打 回 累 計	撃 回 数	打撃 回数	沈下量 (cm)	1 回 打撃の 沈下量 (cm)	ラムの 落下高 (cm)	状 況 (ハンマー)	極 限 支持力 (t)	備 考
S_2 矢 板	-1.5	海底 地盤							約 5 t		無爆発の場合の支持力公式 $R = \frac{W \cdot h}{S + 2.54}$ W : ラムの重量 2.2 t h : ラムの落下高 S : 沈下量 爆発の場合の支持力公式 $R = \frac{2W \cdot h}{S + c + m} \times \frac{W}{W + P}$ $W \cdot h \cdot S$ について前記 P : 杭の重量 0.37 t m : 地盤のパウンド量 0.3 cm c : クイのひずみによる圧縮量 0.2 cm
	-4.9	6.8							ハンマー重		
	-5.1	7.0	1	1	20	20	90				
	-5.6	7.5	3	2	50	25	90	落下にて沈下	爆発なし	7.2	
	-5.7	7.6	4	1	10	10	90		ラムの自由	15.75	
	-5.8	7.7	5	1	10	10	90		発	32.3	
	-6.2	8.1	15	10	40	40	100		爆発	83.6	
S_5 矢 板	-1.5								約 5 t		上記 S_2 矢板に同じ 弾性変形 塑性変形
	-4.9	6.8							ハンマー重		
	-5.2	7.1	1	1	30	30	90			6.1	
	-5.6	7.5	3	2	40	20	90		爆発なし	8.8	
	-6.4	8.3	25	22	80	36	100		爆	91.9	
	-6.7	8.6	40	15	30	20	100		発	150.6	



図—7 S_2 矢板の載荷試験結果



図—8 S_5 矢板の載荷試験結果

いずれの場合も破壊点に達しなかったので極限支持力は求められなかったが、根入先端深度 -6.2 m でも設計押込力 19.05 t/m ÷ 8 枚に対して充分安全であることは明らかとなった。

5-3 斜控杭引抜試験

4. の設計計算に於いて斜控杭の引抜抵抗力 1 本当り 32 t と求められたが、斜控杭の打込試験のほか引抜試験も行ない、その長さを決定づけると同時に Meyerhof 公式の検討をも合せて行なうこととした。

a. 試験箇所

鋼矢板支持力試験と同一個所で、ボーリング孔、4 号と 5 号の中間。

b. 斜控杭供試体寸法

H 鋼 杭 H-244×252×11×11

鋼杭長さ $H_2 = 14.0$ m (先端深度 -9.5 m), $H_3 = 12.5$ m (先端深度 -7.5 m) の 2 種類について水平に対し 70 度の角度で打込んだ。なお、それぞれの名称を H_2 , H_3 とする。

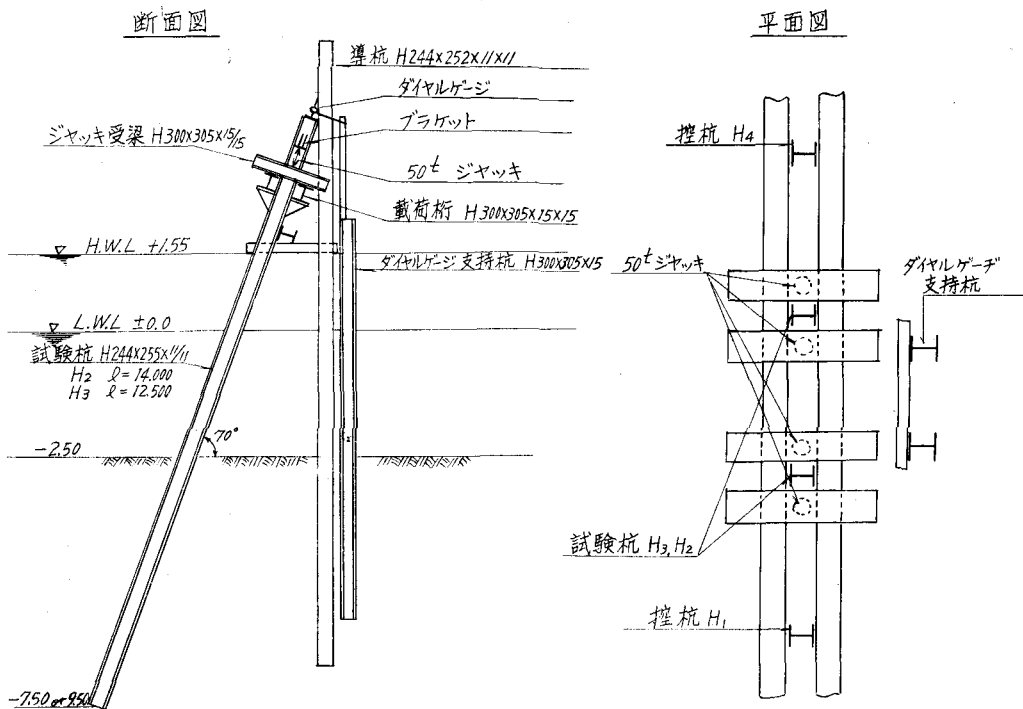


図-9 斜控杭引抜試験装置

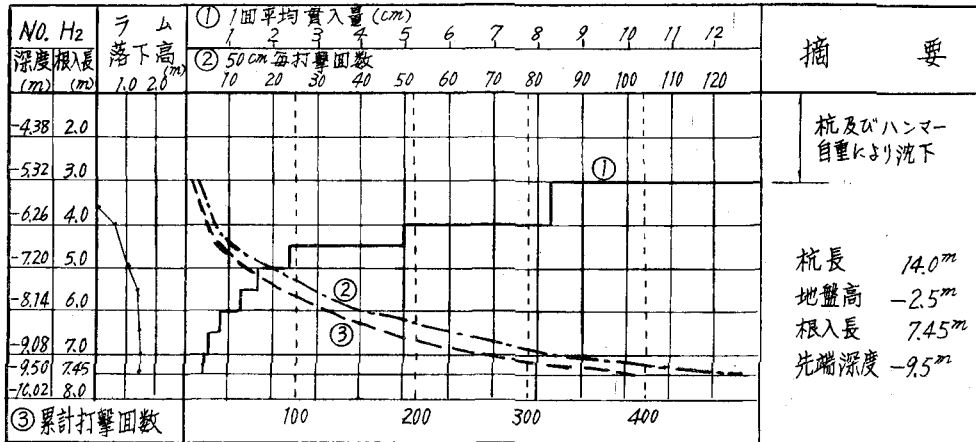


図-10 H₂ 杭打込試験結果

c. 装置

図-9に示すとおりで、打込みに際しデーゼル・ハンマー、D-22を使用し、打抜きには荷重増加速度を5t/minを標準として行なった。

d. 荷重段階

H₂ 斜杭 (設計荷重 19.48 t/m)

試験荷重 40 t, 60 t, 100 t

H₃ 斜杭 (設計荷重 19.48 t/m)

試験荷重 30 t, 40 t

e. 試験結果

H₂ については、ジャッキの最大能力不足のため残念ながら極限抵抗力を求めることはできなかったが、H₃については、図-13より約20t位の所から荷重—引抜曲線の勾配が急激に変化し、35tでは完全に破壊していることを示している。

5-4 試験結果に対する考察

(1) 鋼矢板支持力試験

試験荷重を試験矢板のみに作用させたが、他の隣接矢板

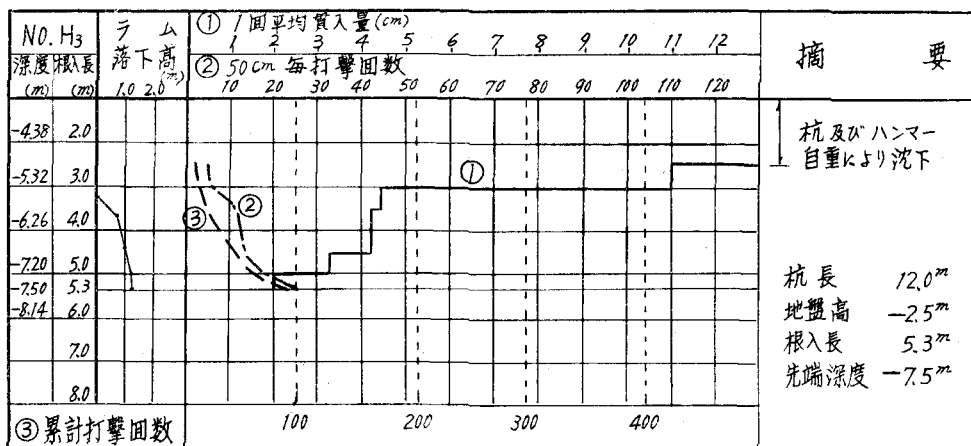


図-11 H₃ 杭打込試験結果

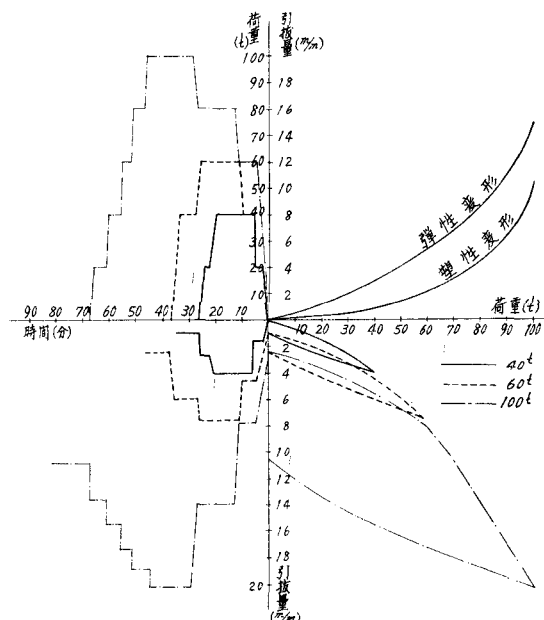


図-12 H₂ 杭の引抜試験結果

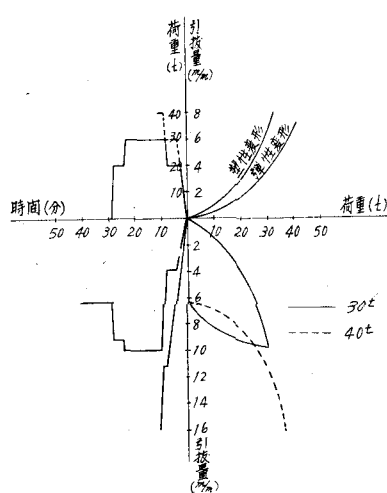


図-13 H₃ 杭の引抜試験結果

にも当然荷重の影響が及ぼされつれこみの現象も生じ、単独の矢板支持力とは異なった荷重一沈下の結果が出たと思うが、しかし鋼矢板打込の連続性からすればむしろ妥当性があるのではないと思われる。

図-7、図-8に示したように、何れも破壊点に達しなかったため、この極限支持力を判断することは不可能であったが、何れにしても1枚当り8t即ち5枚で40tの荷重に耐えればよいのであるから、全長8.5m(根入3.7m) S₂ 矢板の試験により50tの荷重に耐応したのであり、また地震時押込力19.05 t/m に対し、4.2程度の安全率が得られたのである。

(2) 鋼矢板継手の摩擦について

鋼矢板の載荷試験は、5枚で構成された矢板壁について

行なったものであるが、載荷されている矢板とそれ以外の矢板の変位の状態を図-14、図-15に示したが、この図より鋼矢板継手の摩擦について次のことがいえる。

a. S₂ 載荷の場合

(i) 載荷時の変位の割合

$$S_1 : S_2 : S_3 : S_4 = 17 : 100 : 22 : 10$$

(ii) 減荷時の変位の割合

$$S_1 : S_2 : S_3 : S_4 = 18 : 100 : 18 : 12$$

(iii) 残留変位の割合

$$S_1 : S_2 : S_3 : S_4 = 16 : 100 : 37 : 3$$

b. S₃ 載荷の場合

(i) 載荷時の変位の割合

$$S_1 : S_2 : S_3 : S_4 = 100 : 34 : 22 : 21$$

(ii) 減荷時の変位の割合

$$S_1 : S_2 : S_3 : S_4 = 100 : 35 : 21 : 21$$

(iii) 残留変位の割合

$$S_1 : S_2 : S_3 : S_4 = 100 : 27 : 18 : 0$$

- c. 載荷の増加に対して各矢板の変位の割合は一定している。
- d. S_2 , S_5 矢板載荷の変位の割合は前者の方が大きい。
- e. 片側がフリーの矢板の残留変位は少ない。

(3) 斜控杭引抜試験について

この試験をするにあたって、ボーリングの地質よりジャ

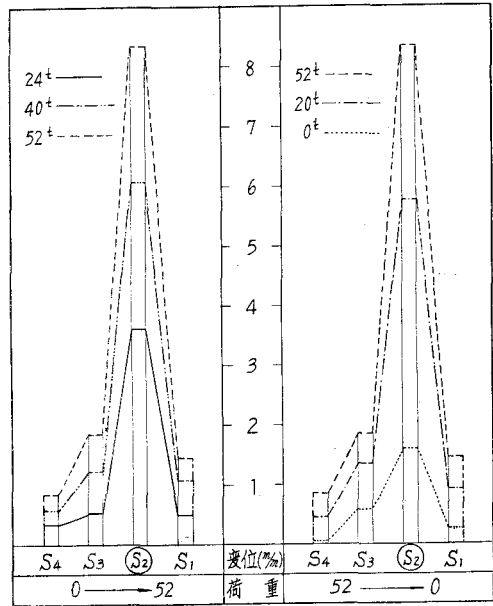


図-14 S_2 載荷の矢板継手の摩擦

ッキ最大能力をせいぜい 100t 位あれば充分であろうという推定のもとに引抜試験を行なったが、能力不足のため完全に杭を引抜けず、極限抵抗力の測定は出来なかったが、図-12 の荷重—引抜曲線より杭長 14 m (先端深度 -9.5 m)

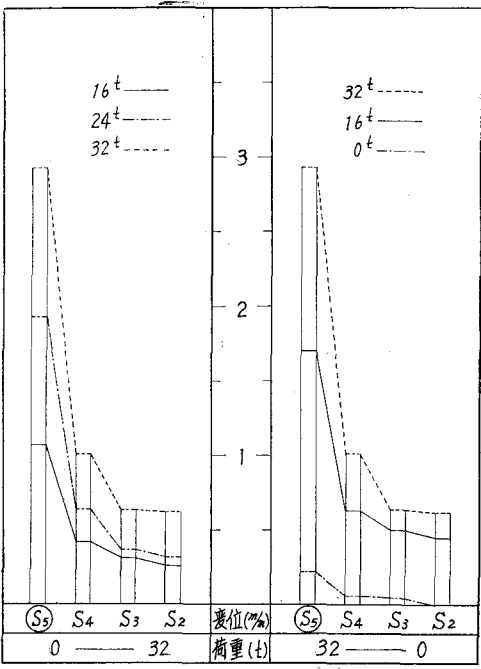


図-15 S_5 載荷の矢板継手の摩擦

標高 (m)	地質 状況	柱状 図	試験位置に於ける N 値 0 10 20 30 40	鋼 矢 板 1枚当り					斜 控 杭 1本当り								
				載荷試験		打込試験		推定 所要		引抜試験		打込試験		推定 所要			
				極限支持力	限界支持力	極限支持力	許容支持力	支持力	支持力	極限引 抜抵抗	限界引抜 抵抗力	極限支持力	許容支持力	引 抜力	引抜抵抗		
0																	
-1																	
-2																	
-3-29																	
-4-28	火山灰 ヘド																
-5-50	シルト																
-6-62	凝灰岩 風化火山灰			不明	32t	77t	13.9t	(53)308t	8t								
-7-75				不明	不明	77t	25.1t	(145)450t	8t								
-8								(H3斜控杭引抜試験先端深度)		35t	15t	114.8	28.4	10.0t	32t		
-9-95								(H2斜控杭引抜試験先端深度)		不明	58t	114.8t	79.5t	28.8t	32t		
-10																	
-11																	
-12																	
-13																	
-14																	

(注) () 内数値は矢板の先端断面積を純断面積とした場合。

図-16 地質及び試験結果

の H_2 杭の限界抵抗力は 58 t であることが推定され、試験装備の不備も伴って満足すべき結果は得られなかったが、地震時の斜杭の引抜力は 32 t であるので、この場合の安全率は、 $SF=58/32=1.8$ となり、安全であるようにした。

また 図-13 に示した H_3 の試験結果によれば、荷重一引抜曲線から限界抵抗力は 15 t 前後であり、限界抵抗力のみから考えた場合、杭長 2 m の増により $58\text{ t}-15\text{ t}=43\text{ t}$ 増加したことになる。

さらに地質調査孔、5 号における -7.5 m の N 値は 50、-9.5 m の N 値は 45、この間による杭の引抜抵抗力を Meyerhof の公式により計算してみると

$$R = N \cdot L / 5 \cdot \varphi_s = 47.5 \times 2.0 / 5 \times 0.992 = 18.8\text{ t}$$

となり、43 t とは相当のひらきがみられ、この結果より Meyerhof の公式は、この土質に対してかなり安全側であるという結論を得た。

なお、図-16 の土質状態はボーリング 4 号と 5 号の間より推定したものを掲げ、さらに鋼矢板載荷試験、斜控杭引抜試験並びに設計計算結果の一連の関係を示したものである。

6. 施 工

6-1 施工の概要

本工法の重要点は、斜杭と鋼矢板とが箱型部材により密着する結合構造で斜杭打込の仕上り、即ち打込精度によりその結合の度合が左右されるもので、その点本工事の施工地域が 図-2 に示した如く西 3 号基部に位置し、対岸には中央ふ頭があるため、波浪の影響が少なく 6~7 月の天候の良い時期に施工出来たので、斜杭の打込誤差は微少であった。

即ち工程からいえば、斜杭打込は 1 日最高 12 本、平均 6 本、鋼矢板打込は 1 日最高 60 枚、平均 25 枚であり、また法線の出入りは $\pm 5\text{ cm}$ であった。

なお、本工事に使用した杭打船は、鋼製 200 t で船体に高さ 25 m のやぐらが設置され、またこれは前 27° 、後 20°

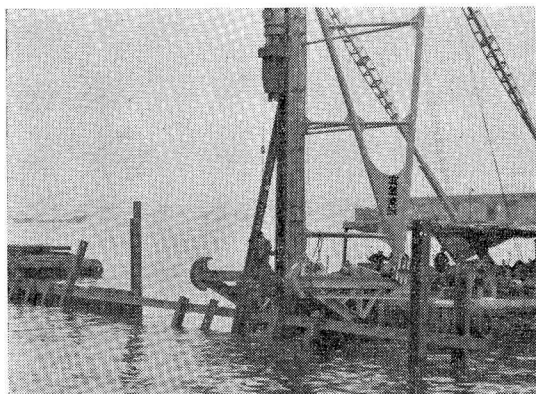


写真-4 矢板、斜控杭打込

の傾斜範囲を持っている。

6-2 施工の順序

1. 斜杭及び鋼矢板の打込

(i) 導杭を約 10 m 間隔に設置し、あらかじめ約 12 m の箱型部材を製作し、これに 1.6 m 間隔に斜杭の打設位置を確保するためのコマを溶接しておいた。

(ii) 導杭に受梁をつけ、正規のレベルに箱型部材を据付けた。

(iii) 箱型部材を導材として斜杭を打込んだ。

(iv) 打込後精度の良いものを箱型部材に溶接し、精度の悪いものはウインチで矯正し溶接を行なった。

(v) その後箱型部材を導材として鋼矢板を打込んだ。

2. 斜杭、鋼矢板緊結工

(i) 鋼矢板締付ボルト穴あけ

(ii) 溝型鋼腹起取付、鋼矢板座金取付、締付ボルト取付

(iii) ブレ止山形鋼溶接

3. 防蝕について

本工法は殆んど鋼材によって構成されているため、この防蝕法として亜鉛陽極法を採用し、ZAP、RR-32 型を物揚場延長 170 m (防蝕面積、海水中 784 m²、海土中 1596 m²) に対して 140 個を取付け鋼材の防蝕に万全を期した。

4. 施工上の注意

(i) 斜杭吊込時と打込時のハンマー重量の移動によるやぐら傾斜角の調整。

(ii) やぐら又は斜杭傾斜度の不良による斜杭頭部とキャップの当りが均等であるかどうかチェックして打込んだ。

(iii) 斜杭打込誤差による導材の法線移動を注意した。

(iv) 斜杭打込時のねじれ防止のため、転石などに注意し引抜可能な深さで当たった場合は引抜き、ピッチをずらして打込んだ。

(v) 鋼矢板は 8~10 枚を建込み、半数を規定の天端迄打込み、あとの半数は正規天端より 2.0~2.5 m 上で打止め、さらに 4~5 枚を建込むという作業を連続的に行ない、鋼矢板の進行方向の傾斜を防止した。

(vi) 鋼矢板は打込後、導材に溶接し波浪による被害を避けた。

(vii) 鋼矢板に溶接する山形鋼は、作業時間が潮位に関係し、かつ上向きの溶接作業となるため、検査を厳重に行なった。

7. む す び

以上、室蘭港西 3 号ふ頭基部の斜控杭式鋼矢板物揚場の実施例についてその調査試験を中心として述べたが、施工については遮蔽された泊地内であったので、別に問題はなかった。

終りに、本報告書をまとめるに当って、種々ご助言をいただいた鹿島建設室蘭出張所に深甚なる謝意を表す。