

乾ドック拡張工事の1例について

—— 函館ドック(株) 函館造船所, 第1乾ドック拡張工事の概要 ——

正員 土志田 練達郎*

正員 ○川 村 政 良*

1. はじめに

近年船舶の大型化に伴い、あらたに建設される乾ドックは、その規模に於いて急速に発展しつつあり、既に川崎重工(株) 坂出工場 35 万 D.W.T. (以下、単に T. とする) 第1ドックは完成し、同所 50 万 T. 第2ドック、及び三井造船(株) 千葉造船所 40 万 T. 第2ドックは施工中であり、又、日本鋼管(株) 津造船所 50 万 T. 第1ドックは現在計画中である等、続々と超大型ドックが出現する気運にある。

一方、当然のこと乍ら既設乾ドックの拡張も日本鋼管(株) 浅野ドックの第1、第2ドック拡張工事をはじめ、全国各地の造船所に於いて盛んに行なわれている。

北海道に於いても、関東以北最大の造船所である函館ドック(株) 函館造船所に於いて、第1、第2乾ドックの拡張が行なわれた。

ところが、実際にこれらの新規建設工事或いは拡張工事を行なおうとする場合、乾ドックそのものが特殊な構造物であり、その施工例も他のものに比して少なく、施工記録、参考文献等も乏しいので具体的な実施計画をたてるのに、非常に苦勞をすることが多いようである。又、既存の乾ドックを参考にすると、殆んどが重力式構造であり、最近の新規建設乾ドックのように大型化すると、この構造形式では非常に不経済となるので、あまり役に立たないことが多い。又、拡張工事の場合は、新規建設の場合と異なり既に操業中であるため様々な条件により制約を受け、画一的な方法を探るわけにはいかない。

従って、これら旧来の方法にかわる新しい構造形式、或いは各々の条件に適合した独特な施工方法が必要となり現に各所に於いてそのような試みや工夫が種々なされているようであるが、その結果の可否はこれからの経過状況の如何によって判断されるべきものが少なくないようである。すなわち、技術的にはまだまだ今後究明しなければならない点が多いと云えよう。筆者は、偶々函館ドック(株) 函館造船所で昭和41年12月から同42年8月にかけて行なわれた、同所第1乾ドック拡張工事の計画、設計、施工

に直接関与する機会を得ることができたので、当事者としての観点から、ドック工事の際に問題となる事柄について触れて見たいと思う。

2. 拡張工事の主な内容と問題点

一般に、既設乾ドック拡張工事の主な内容としては、次のようなものがあげられる。

- 1) 渠頭部の延長
- 2) 渠腹部幅員の拡大
(これには片側のみと、両側共の場合がある)
- 3) 渠口部幅員の拡大及び前方海への突出
- 4) 渠溝深さの増大

函館ドック工事の場合は、1) 及び 2) を行なった。

又、あらたに乾ドックを建設する場合と異なり、既設乾ドック拡張の際には、色々問題が多いようであるが、その主なものとしては、次の2点があげられよう。

- 1) 既設構造物に関する資料が不足していること。
- 2) 既に操業中のドックを対象とするために、場所的な或いは時間的な制約を受けること。

拡張工事は、既設構造物を改造しようとするのであるから、どうしてもその詳細資料が必要となるが、対象とする乾ドックの建造年月があまりにも古い場合には、建設当時の設計図や、大切な資料等は殆んど残されていないことが多いようである。

又、構造形式を選定しようとする際には、場所的な制約が問題となる。すなわち、既に操業中のドックの場合には附近に各種の工場建家が建ち並び、且つ、地中には、電気、ガス、水道等の配管類が密集して敷設されている。そのために、作業用地としては拡張部分構造物本体ぎりぎりの敷地を確保するのが漸くとう場合が殆んどである。従って構造形式を決定するにしても、そのせまい敷地内で施工可能なものを選ぶようにしなければならない。

一方、施工方法及び施工順序を選定しようとする際には時間的な制約が問題となる。すなわち、拡張工事は、あくまでもドック本来の操業に支障を来すことなく行なわ

* 鹿島建設 K.K. 札幌支店

なければならない。普通、修理ドックの場合は5日に1度位の割合で船舶の入出渠が行なわれるので、現場はその都度冠水することになる。それに対処して、最も影響されることの少ない施工方法を選び、且つ、それに適合した施工順序を採用しなければならない。

函館ドック工事の場合も、全く同様な問題に遭遇したので、種々検討した結果、次のような構造形式、施工方法、及び施工順序を採用し、一応無事に竣工することができたので、ここにその経緯を述べることにする。

3. 函館ドック拡張工事について

3-1 拡張計画の概要

この計画の対象となった第1乾ドックは、明治36年7月28日、すなわち、今から60有余年前に建造されたものであり、当時北海道庁技師であった広井勇博士の行なった「函館港修築及び船渠築設のための実地調査及び設計」に端を発するものである。当初は3,500 T. 級ドックを建設する予定であったらしいが、施工途上で10,000 T. 級ドックに変更している。当時としては相当に思い切った規模であり、今日でも18,000 T. 級船舶が入出渠できる立派なものである。

構造型式としては、表面をコンクリートブロック積、その後側を場所打コンクリートにした重力式構造で、渠頭部、底版部はアーチ式構造となっている。止水工らしきものとして、側壁背面には良質粘土が張っており、又、底版内部には約70 cm 位の煉瓦層を鉄んでいる。概略の寸法及び構造は図-1に示す通りである。

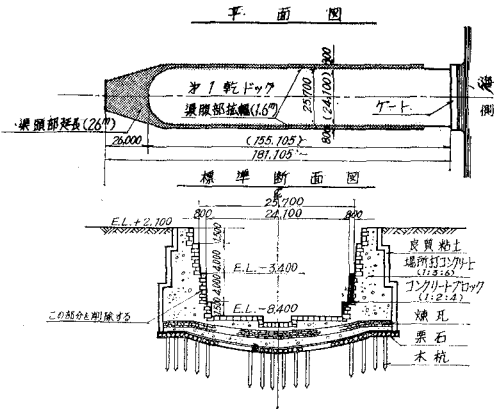


図-1 第1乾ドック拡張計画の概要

この拡張計画は、在来の18,000 T. 級船舶入出渠用としての性能を、25,000 T. 用に改善することを目的とし、渠頭部を更に前方に26 m 延長して乾ドック全長を大ならしめ、両舷側壁*の下段ステップ (0.8 m) を削除して有効幅員を

拡大しようとするものであった。従って、拡張工事終了後の各部の新らしい寸法は、それぞれ次に示すようになった (括弧内は在来の寸法を示す図-1 参照)。

- 1) 乾ドック全長 181,105 m (155,105 m)
 - 2) " 有効幅員 25,700 m (24,100 m)
- (但し、上記幅員は E.L. -3,400 m での数値を示す)

3-2 事前調査

(1) 既設構造物の詳細を知るための調査
既設乾ドックの構造に関する資料としては、明治39年に画かれた500分の1の概略構造図が1枚有るのみで、側壁の安定を検討し、拡張部分との取合の構造を検討するためには不十分であったので、側壁、底版等にボーリングを行なって、品質、強度、各部寸法等を調査した。その結果内部の場所打コンクリートは相当脆弱で圧縮強度も110~140 kg/cm²であったが、表面のコンクリートブロックは非常に堅固であり圧縮強度も270~300 kg/cm²であった。寸法的には上記概略構造図が凡そ信頼できることは確認されたが、各部の詳細寸法については知り得なかった。調査位置、調査結果については図-2、表-1、2に示す通りである。

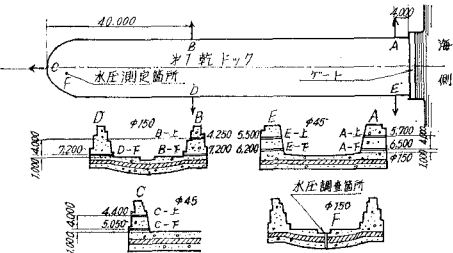


図-2 コンクリートボーリング位置図

表-1 コンクリートボーリング調査表

孔名	口径 (m)	掘進長 (m)	テストピース 採取数量 (本)	備考
A-上	45	5.70	0	水 平
A-下	150	6.50	3	"
B-上	150	4.25	3	"
B-下	150	7.20	6	"
C-上	45	4.40	0	"
C-下	45	5.05	0	"
D-下	150	7.20	3	"
E-上	45	5.50	0	"
E-下	45	6.20	0	"
F	150	2.90	3	鉛直 (レンガを含む)
計 10 孔	150,45	54.90	18	

* 乾ドックでは、海を背にしてゲートの上に立った場合、右側を右舷、左側を左舷と称している。

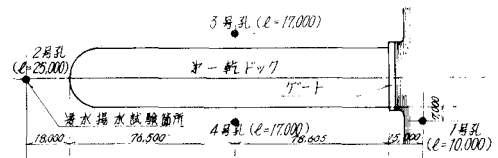
表—2 コンクリート圧縮強度試験結果

試料番号	A-下3	B-上2	B-下1	D-下1	D-下2	F-3
採取孔及び採取深度	A-下孔 4.30~4.75	B-上孔 1.90~2.30	B-下孔 0.0~0.60	D-下孔 0.30~0.70	D-下孔 1.20~1.60	2.0~2.5
重量 (kg)	10.160	8.960	9.167	12.020	8.140	11.095
密度 (g/cm ³)	2.223	2.159	2.302	2.320	2.217	2.206
直径 d (cm)	14.50	14.50	14.60	14.70	14.45	14.70
高さ h (cm)	27.70	25.15	23.80	29.40	22.40	29.40
面積 (cm ²)	165.0	165.0	167.33	169.6	163.9	169.6
体積 (cm ³)	4571	4150	3982.4	5181	3671	5209
破壊荷重 (t)	23	20.8	49.3	55.2	23.3	23.7
破壊強度 A (kg/cm ²)	139	126	295	325	142	140
補正係数 h/d	1.91	1.73	1.63	2.00	1.55	2.00
破壊強度 B (kg/cm ²)	0.993	0.978	0.961	1.000	0.964	1.000
備考	138	123	283.4	325	137	140
	場所打 Conc.	場所打 Conc.	表面 Conc. ブロック	表面 Conc. ブロック	場所打 Conc.	場所打 Conc.

(破壊強度 A は、補正前の値、破壊強度 B は、供試体の高さと直径の割合より補正した値。)

(2) 一般的な地質調査

地質調査の結果、地表から底版下面附近 (E.L.-11,000 m) 迄は埋戻土であるため土質は不均一であったが、その下 7 m 位までは良く締った火山灰層が存在しており、更にその下は小礫交り中砂層となっていた。調査位置は図-3、土質柱状図、地質想定断面図は図-4、5 に示す通りである。



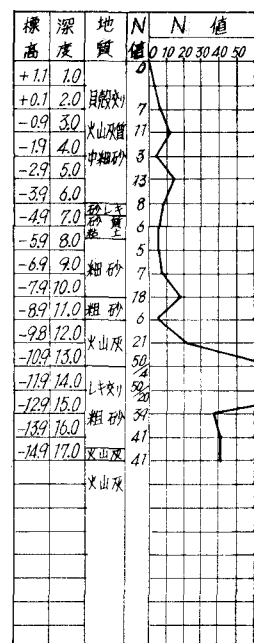
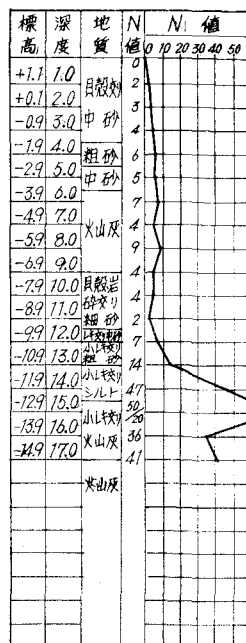
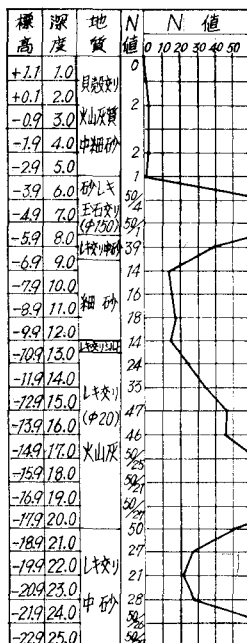
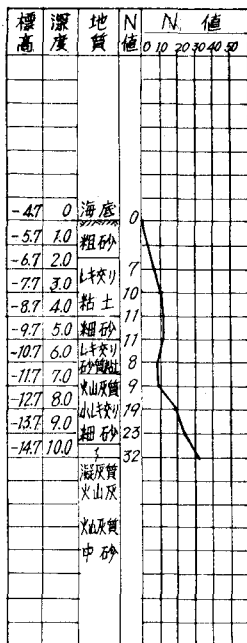
図—3 地質調査位置図

1号孔 (E.L.-4,700)

2号孔 (E.L.+2,100)

3号孔 (E.L.+2,100)

4号孔 (E.L.+2,100)



図—4 土質柱状図

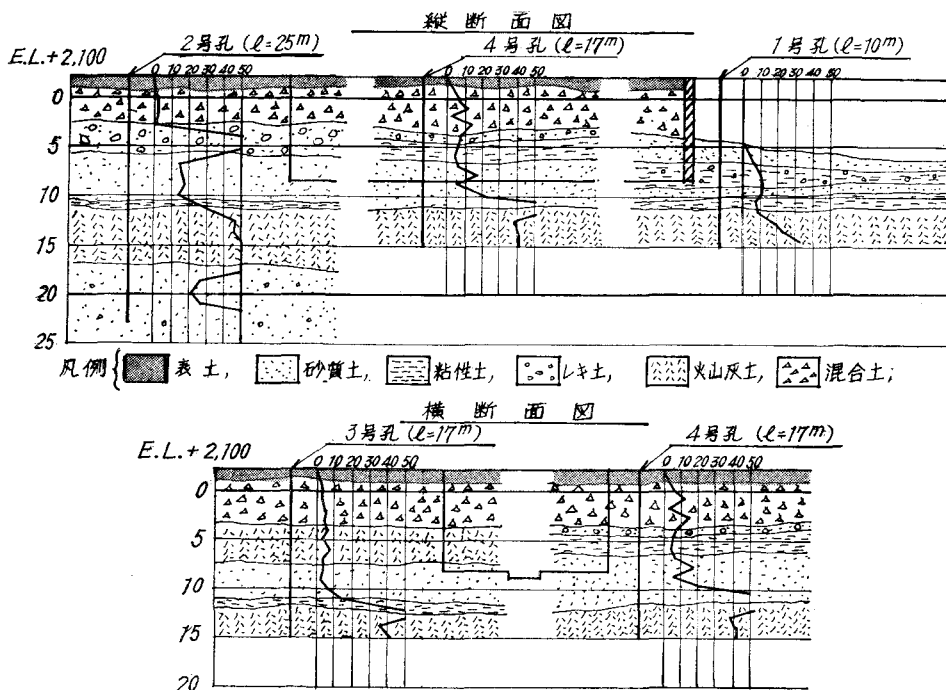


図-5 地質想定断面図

(3) ドック工事に特に必要な調査

底板下面に作用する Uplift Pressure (揚圧力) と湧水量を想定するために、実際既設乾ドックにはどれ位の水圧が作用しているか、又、底板下方の地中に被圧水等が潜在しているかどうかを調べるために渠頭底板部 (図-2 参照) で水圧計による水圧測定を行なった。又、施工時に於ける湧水量の推定及び止水計画の資料を得るために 2 号孔 (図-3 参照) に於いて、透水試験並びに揚水試験を行ない周辺地盤の透水性の調査を行なった。これらの結果は 図-6、表-3、4 に示す通りである。

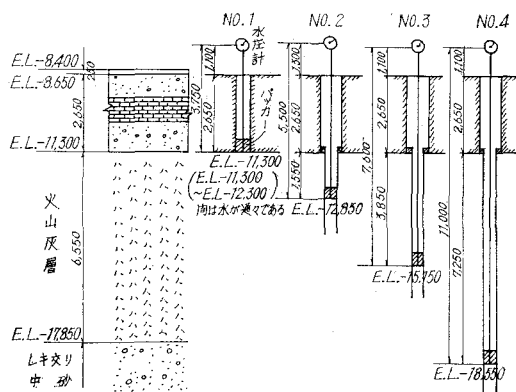


図-6 水圧測定図

表-3 水圧測定結果

位 置	日 時 (月 日 時 分)	潮 位	ゲージ圧力 (kg/cm ²)	修正圧力 (kg/cm ²)	目測湧水量 (l/min)
No. 1 (E.L.-11,300)	1. 12. 15. 20	E.L.+0.700	0.22	0.56	200
	16. 20	+0.800	0.23	0.62	200
	17. 20	+0.780	0.23	0.62	200
No. 2 (E.L.-12,850)	1. 13. 10. 25	+0.400	0.30	0.85	20
	11. 25	+0.440	0.31	0.86	20
	12. 25	+0.350	0.31	0.86	20
No. 3 (E.L.-15,150)	13. 40	+0.520	0.13	0.89	—
	14. 40	+0.560	0.17	0.93	—
	15. 40	+0.620	0.17	0.93	—
No. 4 (E.L.-18,550)	17. 50	+0.620	0.15	1.25	—
	18. 50	+0.660	0.15	1.25	—
	19. 50	+0.660	0.15	1.25	—

表—4 透 水 試 験 結 果

試 験 区 間	地下水位 (G.L. 以下) (cm)	圧 入 水 頭 (cm)	注 入 量 (cm ³ /sec)	透 水 系 数	備 考
0～ 5,000	－2.95	295	595	3.4×10^{-3}	φ 85 m/m
5,000～10,000	－2.80	280	220.5	1.3×10^{-3}	"
10,000～15,000	－2.83	132	283.3	3.3×10^{-3}	"
15,000～20,000	－2.77	277	128.5	7.5×10^{-4}	"
0～25,000	－2.80	280	683.7	1.1×10^{-3}	φ 50 m/m

3-3 構造形式の選定とその計算方法

(1) 構造形式の選定

渠頭拡張部分の構造形式としては、本質的な Uplift Pressure (正しくは浮力) に対して敢えて重力式構造を採用した。これは打設コンクリート量は多少大となるが、拡張部分が小規模であるので狭い渠底内で複雑な作業を行わなければならない他の方法よりも、むしろ有利となるからである。但し、土圧に対しては普通行なわれる Buttress Wall, Gravity Wall 或いは Tie-rod Anchor Wall 形式等は、敷地がせまく採用困難であるので、次に示すような構造形式のうちから、いずれかを採用しなければならなかった。

- 1) 鋼矢板斜控杭式
- 2) R.C. 逆巻アーチ式
- 3) R.C.A 型ウエル式
- 4) R.C. 場所打杭壁式

5) 鋼矢板・コンクリート合成片持梁式

以上5つの構造形式について、あらゆる面から比較検討を行なったが、経済性、施工の確実性から以前同所で行なった第2乾ドック拡張工事と同様に、5)の鋼矢板・コンクリート合成片持梁式を採用することにした。この形式によって設計した渠頭拡張部分の構造は図-7に示す通りである。

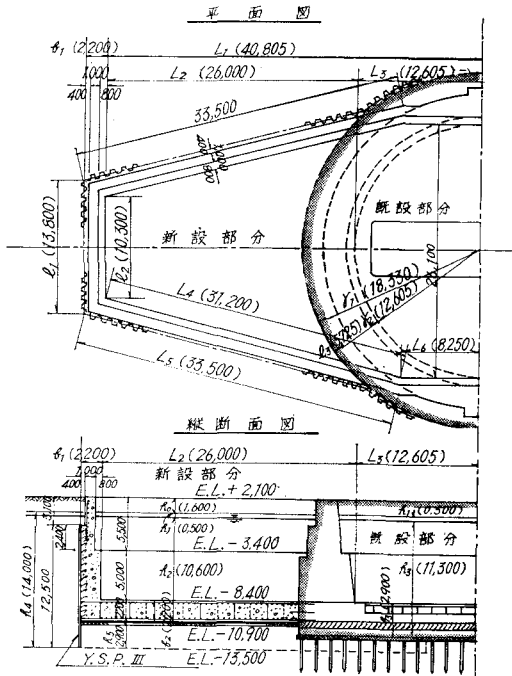
この形式の長所としては、次にあげるようなものが考えられる。

- 1) 山留め壁、止水壁用の仮設構造物として打込んだ鋼矢板を、そのまま埋殺しにして本工事用側壁コンクリートの裏側型枠、及び片持梁の引張側鉄筋として利用するので非常に経済的である。但し、鉄筋として考える場合には、腐蝕を考慮して鋼矢板断面の半分を有効断面としている。
- 2) 構造物のごく近くに工場建家等の障害物があり、Open-cut 等の掘削方法は採用不可能であるが、鋼矢板山留壁式にすることにより、それらに支障を来たすことなく掘削することができ、しかも必要最少限の土工量となるので経済的である。
- 3) 鋼矢板の先端を底板下面附近から下方約7mに亘って存在するよく締った火山灰層(図-4, 5参照)の中まで到達させることにより、周辺からの流入水を遮蔽すると共に、Quicksand, Boiling 或いは Heaving 等の現象が発生する可能性を小ならしめることができる。
- 4) 着工後、早期に鋼矢板打込みを完了してしまうと、あとは掘削と水替えのみであり、他の方法に比して確実性があり、施工管理が比較的容易である。

当工事の場合は以上の長所を考慮してこのような構造形にしたが、この形式の選定如何によっては、工事の難易、経済性が大きく左右されるので充分慎重に検討する必要がある。

(2) 設計々算

この構造形式の設計々算方法としては、特別なものを使用した訳ではなく普通の重力式構造と同様に計算している。すなわち、浮力に対する安定計算は該当部分構造物本



図—7 拡張計画図

体の全重量と、その周辺に働らく主働土圧の鉛直成分との和が、その部分に働らく浮力よりも大となるようにした。但し、背面の水位は E.L.+0.500 m と仮定している。

又、側壁部については鋼矢板断面の半分を引張筋とする片持梁として、ドック内が Dry の時主働土圧及び残留水圧に充分抗するようにした。ジベル筋については合成桁の場合と同様に設計した。

土圧式としては普通山留擁壁の計算に用いられる Terzaghi 及び Tschebotarioff 等の式によらず、「港港構造物設計基準」にある Coulomb の式によった。これは側壁の構造形式が片持梁であり、その変位の仕方を考えた場合土圧の再配分による影響を考慮しても Coulomb の式の方がこの場合は真に近い値を与えるものと判断したからである。

底板部については盤木、船舶等による上載荷重よりも、Uplift Pressure による下方からの荷重が大となるので、これに対して両端固定の 1 方向版として計算している。

次にその計算式と結果を簡単に示す(寸法記号については図-7 を参照のこと)。

1) 設計条件

- | | |
|--------------|-------------------------|
| a) 上 載 荷 重 | $q=2.0 \text{ t/m}^2$ |
| b) 潮位, 残留水位 | |
| H.W.L. | E.L.+1.000 m |
| L.W.L. | E.L.± 0 m |
| 残留水位 | E.L.+0.500 m |
| c) 単 位 重 量 | |
| 鉄筋コンクリート | $w_1=2.4 \text{ t/m}^3$ |
| 無筋コンクリート | $w_2=2.3 \text{ "}$ |
| 土 (空中) | $\gamma=1.6 \text{ "}$ |
| (水中) | $\gamma'=1.0 \text{ "}$ |
| d) 土の内部摩擦角 | $\phi=30^\circ$ |
| e) 土の壁面との摩擦角 | $\delta=\pm 15^\circ$ |
| f) 地震々度 (水平) | $k_H=0.1$ |
| g) 許容応力度 | |

コンクリート

- | | |
|-------------|----------------------------------|
| 許容曲げ圧縮応力度 | $\sigma_{ca}=60 \text{ kg/cm}^2$ |
| 許容剪断応力度 (版) | $\tau_a=8.5 \text{ "}$ |

鉄 筋

- | | |
|---------------|------------------------------------|
| 許容引張応力度 SR 24 | $\sigma_{sa}=1400 \text{ kg/cm}^2$ |
| SD 35 | $\sigma_{sa}=2000 \text{ "}$ |
| SDC 40 | $\sigma_{sa}=2100 \text{ "}$ |

鋼矢板

- | | |
|---------------|------------------------------------|
| 許容曲げ引張, 圧縮応力度 | $\sigma_{sa}=1600 \text{ kg/cm}^2$ |
|---------------|------------------------------------|

2) 浮上りに対する安定計算

a) 揚 水 圧

$$P = \frac{1}{2} \pi r_1^2 (h_1 + h_3) + \left\{ \frac{1}{2} (l_1 + 2r_1) L_1 - \frac{1}{2} \pi r_1^2 \right\} (h_1 + h_2) = 11800 \text{ t}$$

b) 抵 抗 力

揚水圧に対する抵抗力は自重及び土圧の鉛直成分とする。

側 壁 自 重

$$W_1 = \frac{1}{2} \left\{ (l_1 + l_2) + 2(L_4 + L_5) \right\} S_1 w_1 = 3200 \text{ t}$$

($\therefore S_1$; 新設渠壁の断面積 = 17.46 m²)

底 版 自 重

$$W_2 = \frac{1}{2} \pi r_1^2 b_3 w_2 + \left\{ \frac{1}{2} (l_1 + 2r_1) L_1 - \frac{1}{2} \pi r_1^2 \right\} \times b_2 w_1 = 6170 \text{ t}$$

既設側壁自重

$$W_3 = 2 S_2 L_6 w_2 = 1630 \text{ t}$$

($\therefore S_2$; 既設渠壁の断面積 = 43.0 m²)

自 重 合 計

$$R_1 = W_1 + W_2 + W_3 = 11000 \text{ t}$$

主働土圧の鉛直成分

$$R_2 = \frac{1}{2} K_A \sin \delta \left\{ \gamma h_0 (h_0 + h_4) + (\gamma h_0 + \gamma' h_4) h_4 + (2w_1 b_2 + h_5) h_5 \right\} \times (l_1 + 2L_5) = 1080 \text{ t}$$

$$\left(\therefore K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \right)$$

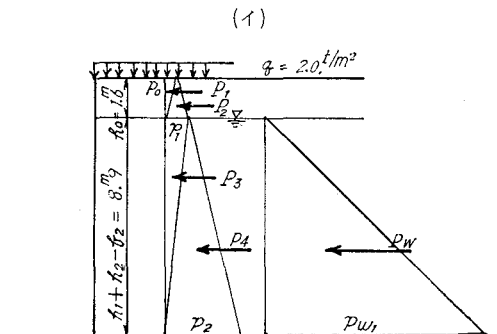
$$K_A \sin \delta = 0.086$$

従って抵抗力は

$$R_1 + R_2 = 11000 + 1080 = 12080 \text{ t} > P$$

3) 側壁応力度の計算

a) 土圧及び水圧



$$p_0 = K_A \cos \delta \times q = 0.58 \text{ t/m}^2 \quad (\because K_A \cos \delta = 0.29)$$

$$p_1 = p_0 + K_A \cos \delta \gamma h_0 = 1.32 \text{ "}$$

$$p_2 = p_1 + K_A \cos \delta \gamma' (h_1 + h_2) = 3.90 \text{ "}$$

$$p_w = 8.9 \text{ "}$$

	$p \text{ t/m}$	$y \text{ m}$	$M(py) \text{ t} \cdot \text{m/m}$
P_1	0.46	9.97	4.6
P_2	1.06	9.43	10.0
P_3	5.87	5.93	34.8
P_4	17.36	2.97	51.5
P_w	39.61	2.97	117.6
計	64.36		218.5

b) 応 力 度

鋼矢板 (III 型) を鉄筋とし、腐蝕を考慮して有効断面を2分の1として計算した。

$$A_s = \frac{191}{2} = 95.5 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.00434$$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn = 0.303$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.899$$

$$\sigma_s = \frac{M}{Pjbd^2} = 1157.0 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{kjb d^2} = 33.1 \text{ " } < 60 \text{ "}$$

$$\tau = \frac{S}{bjd} = 3.3 \text{ " } < 8.5$$

応力に多少余裕があるのは、浮力に対して重力式構造を採用し、壁厚が所要寸法より幾分大となっているためである。ジベル筋の応力度は、鋼矢板の主鉄筋としての所要附着力を全てジベル筋の引張応力でとらせるものとすれば、片持梁基部では、鋼矢板1枚につきφ22 (SR 24) ctc 500×2列であるから

$$\sigma'_s = \frac{S}{A_{s_0}jd} \times 50 \times \sqrt{2}$$

$$= 1210.9 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\because A_{s_0} = \text{ジベル筋の断面} = 3.8 \text{ cm}^2 \times 5 \text{ 本} = 19 \text{ cm}^2)$$

4) 底版応力の計算

a) 曲げモーメント、剪断力

底版にかかる力 q' は渠内 Dry の時、水圧により

$$q' = h_1 + h_2 - h_2 w_1 = 5.8 \text{ t/m}^2$$

又、底版のスパン l を、 $l = \frac{1}{2} (l_{\min} + l_{\max}) \div 20 \text{ m}$ とすれば

$$M_{\max} = \frac{q'l^2}{24} = 96.7 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$-M_{\max} = -\frac{q'l^2}{12} = -193.3 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$S = \frac{q'l}{2} = 58.0 \text{ t/m}$$

b) 応 力 度

負の曲げモーメントは側壁の曲げモーメントより小さいので側壁の曲げモーメントで計算する。

$$A_s = D 25 \text{ ctc } 150 \text{ ダブル}$$

$$= 67.6 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.00338$$

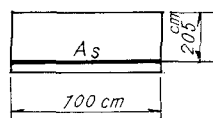
$$k = 0.272$$

$$j = 0.909$$

$$\sigma_s = 1777.9 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 44.2 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 3.5 \text{ kg/cm}^2 < 8.5 \text{ kg/cm}^2$$



3-4 施工の方法と順序の選定

(1) 側壁下段ステップの削除

これについては、地質、側壁コンクリートの強度、品質並びに寸法等調査の結果、両舷コンクリートを計画通り削除しても安全であることが判明したので、船舶が入渠し、渠内が Dry になった時を見計らって削除作業を行なった。但し、造船所側の操業に支障を来さないように発破は一切使用せず、全てロッククラッカージャッキによって作業を行なった。

(2) 渠頭部の拡張

作業の順序としては、船舶入出渠の度に渠内に水をはっても作業現場に冠水することがないように、旧渠頭部アーチ壁の撤去は、拡張部分が完成した後に行なうことにした。

又、山留方法としては鋼矢板山留壁式を採用し、この工法の成否の鍵を握る支保工は、掘削深さが地表から約 13 m あるので上下2段に切梁を支うことにした。但し、上段は普通の水平架構切梁としたが、下段は Island 工法を採用した。切梁の材料としては H 型鋼 (H-300×300×10×15) を上下に重ねて緊結したものを使用し、地上からのクラムシエル掘削、及びコンクリート打設等の渠内作業が容易となるように、部材間隔をできるだけ大きくして、作業空間を充分とれるようにした。

又、部材の配置の仕方であるが、左右の法線が平行していないため、図-8 のような2通りの方法が考えられる。

当初は普通よく行なわれる a) の形式にする予定であったが、次のようなそれぞれの特徴を考慮して b) の形式を採用することにした。

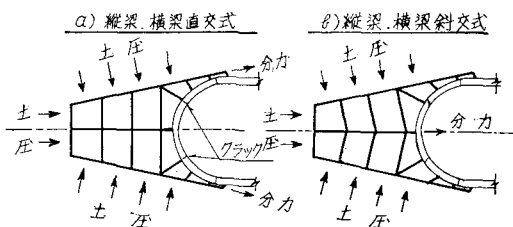


図-8 支保工の部材配置の仕方

a) 形式の場合の特徴

- 1) 土圧の分力が左右両舷取付部の弱いところに集中する。
- 2) 鋼矢板に横荷重が働かし好ましくない。
- 3) 2方向の力が働かし弱点となりやすい節点が、左右両舷に生じ、従ってその数も多くなる。

b) 形式の場合の特徴

- 1) 分力は全て中央の梁に集中するので、この梁を充分強くしておけば、反力は Archaction として旧壁でとることができる。
- 2) 矢板にも無理な横荷重がかからなくなる。
- 3) 左右両舷の節点は土圧方向の荷重のみよりかからなくなり、2方向の力が働く節点は中央縦梁に集まるので数も少なくなる。

又、別の観点からではあるが、b) 形式の場合、次のような利点もある。すなわち、拡張部分の掘削が進んでくると渠内に水をはった場合、旧アーチ壁は逆アーチの力を受けることになる。この部分の断面を重力式として換算してみると約 1.5 前後の安全率はあるが、何しろコンクリートが

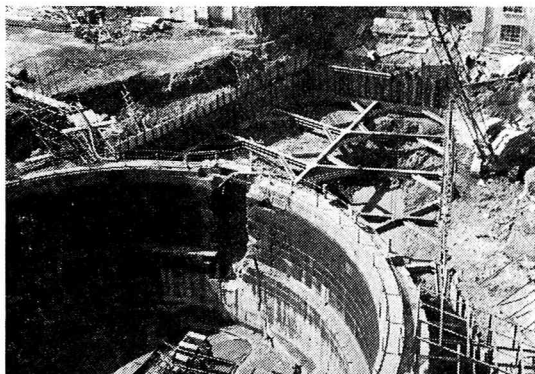


写真-1 旧渠頭アーチ部から拡張部分を望む。鋼矢板打込工，上段支保工を完了し，掘削作業中の状況。

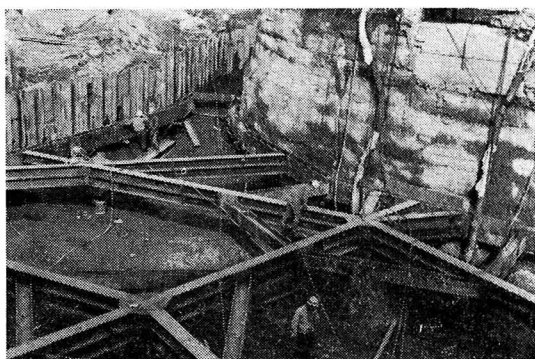


写真-2 上段支保工と旧渠頭アーチ部との取り付け状況。中央サクシオンホースの左に大きな縦クラックが認められる。

老朽化しているのと図示の4カ所に完全な縦クラックが入っているので絶対安全とは断言できない。従って、b) 形式ならば旧アーチ壁外側に同じ H 型鋼をリング状に廻し、これと上段支保工を連結することにより水圧を周辺の地盤反力にとらせることができる。このような点も考慮して、左右の土圧が均等でなく偏圧がかかった場合等多少疑義はあったが、この形式の採用に踏み切った訳である(写真-1, 2, 3 参照)。

上段支保工の部材は平面 Truss として設計し、鋼矢板は、一応連続梁として計算した。許容応力度としては、支保工材については両端ヒンジの長柱の長期許容応力度、山留鋼矢板については短期許容応力度を採用した。勿論実際に支保を工施工する際には細かい点にも充分注意して次のよ

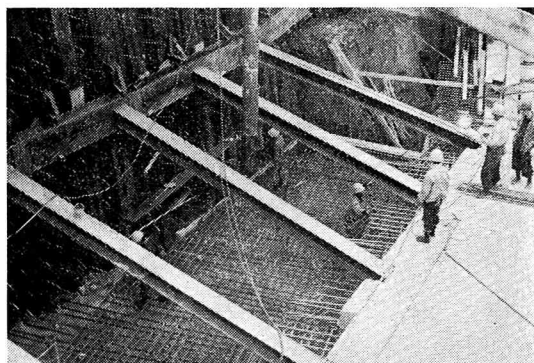


写真-3 左舷側の下段支保工の状況。底版鉄筋組立，ジベル筋取付作業中。

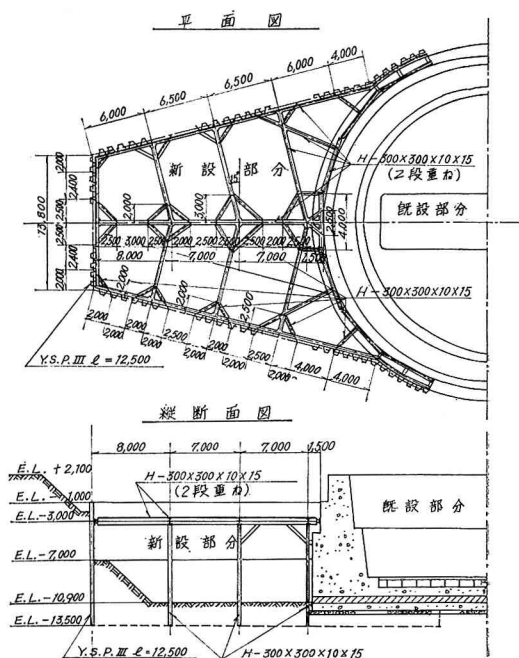


図-9 上段支保工

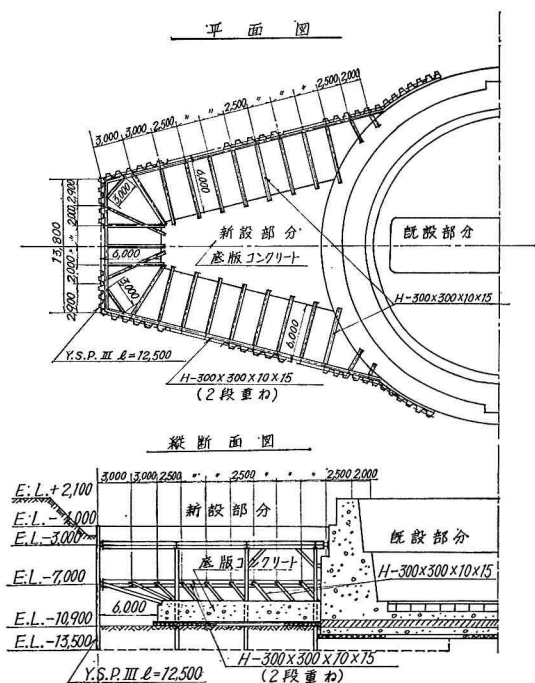


図-10 下段支保工

うな処置を講じた。

- 1) 鋼矢板との取合にはキャンパーを噛ませて、均等に力がかかるようにした。
- 2) 鋼矢板の湾曲によって切梁が上下にはじかれないうよう、所々 Bracket で押えた。
- 3) 縦梁や腹起に横梁が取り付く所には、必らず補強用の Stiffener を入れた。
- 4) コンクリートから切梁を支う場合には、その当り面を鋼板で保護した。

上段、下段各支保工の構造は図-9, 10に示す通りである。又、Island 工法を採用したことにより、底版コンクリート打継目は、鋼矢板中心から約6m、つまり底版主筋の曲げ上げの中間あたりで揃うことになった。そのため鉄筋はいわゆる「いも継ぎ状態」となり好ましくないので、異形鉄筋であるにもかかわらず、両端にフックを設け普通よりラップ長を長めにして用心した。更に浮力に対する押抜き剪断強度を補うため、コンクリート打継目には D 25 ctc 700 に差筋を行なった。

尚、渠内への漏水を防ぐため、打継目には全て塩化ビニール製の止水版をはさんだ。

当初懸念された湧水量は意外に少なく、最大 2.5 m³/min 位で6吋水中ポンプ2台で充分排除できた。本工事の場合は、底版下の栗石層中に排水ダクトを敷設して所々底版上部の排水溝に4吋鋼管で連絡し、一応工事完成後も必要に応じて水を抜ける構造とした。又、底版コンクリート打設

の際ポンプ釜場は左右両舷に1箇所ずつ設け、施工中は常時排水できるようにし、全工事終了後片側ずつ水中コンクリートで閉塞した。

側壁コンクリートの打設は、底版コンクリートの強度が出るのを待って下段支保工の斜切梁を外し、上段支保工のすぐ下端まで約5mの高さを2段に分けて全周囲に打設した(写真-4参照)。

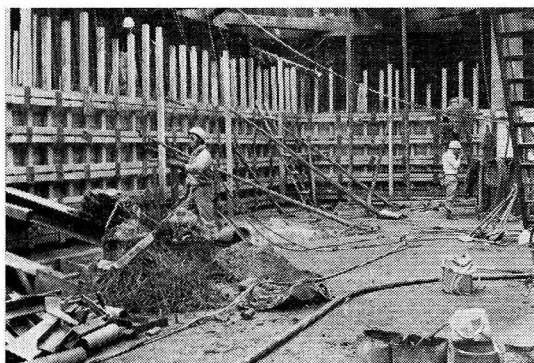


写真-4 左舷側の側壁第1段目コンクリート型枠組立作業状況。

鋼矢板にはジベル筋として、鉄筋(SR 24 φ 22 l=700)を上端から底版下面まで50cm間隔に上半分を1列、下半分を2列ずつ溶接した。これは鉄筋がわりとしての鋼矢板とコンクリートとの一体化を図って行なったものである。

この側壁コンクリートの圧縮強度が出るまでほぼ2週間養生し、充分片持梁として働らせるのを待って上段支保工を取り外した。後はその上の残りの側壁5.5mを2段に分けて打設し、その裏を埋戻して拡張部分の工事を終了した(写真-5参照)。

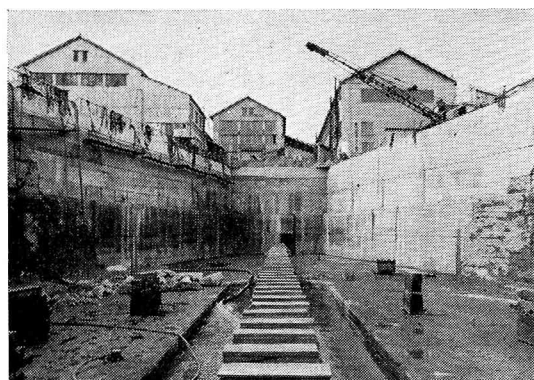


写真-5 完成した拡張部を、旧渠頭アーチ壁撤去跡より望む。

旧渠頭アーチ壁の取壊し作業は、実際には上段支保工が外された後、側壁上部コンクリート部分の施工と平行して行なわれた。この時期には現場が冠水しても左程支障がなかったことと、1日も早く完成させて欲しいという施主側

の強い要望を汲んでのことである。作業は昼夜2交替制をとり、前述の側壁下段ステップ削除と同様、発破を使用せず、ロッククラッカーを使用して行ない、取毀部分の表面にはモルタル仕上げを行なった。

又、ヘークラック等からの滲透水に対してはデンマーク製の VANDEX SUPER と VANDEX PREMIX を使用した。

尚、工程管理は全て PERT により行なった。

3-5 施工中の調査と管理

(1) 次の段階の施工法を決めるための調査

この拡張工事は側壁裏側形状その他細部構造未確認のまま計画しなければならなかったため、掘削が進んで地中に埋っていた部分が露出され、その形状が資料図と異なっている度に施工方法を変えて対処して行かなければならなかった。従って、絶えず監視を行なう必要があった。

例えば、資料図では階段状になっている筈の側壁裏側形状が実際にはなだらかな傾斜をなしていたり、表面からでは判らなかった4箇所の大きな縦クラックも発見されたりした。そのため、上段支保工、新旧側壁取合部分構造等は計画変更を余儀なくされた。又、その最たるものは渠頭アーチ部底板の、資料図との相異による変更であったが、これについては後述する。

(2) 湧水系路の調査

最終段階の掘削を完了した時点に於いては、海面と掘削面とは約12mの水位差がついている。縦って若しゲート前面の海底から渠底を通して直接水みちがでたりした場合、現場が水没するおそれもあるので渠底からの水みちが拡大される気配があるかどうか、湧水の濁の発生に注意した。又、実際にゲート前面からの水であるかどうかを確かめ、その流速を調べるために、潜水作業によって着色剤(Fluorescein= $C_{20}H_{12}O_5$)を流してみたが、そのような様子は見られなかった。

(3) 上段支保工、鋼矢板等の変位量の調査

上段支保工中央縦梁、及び鋼矢板頭部の変位量を掘削作業進行中毎日測定し、異常の有無、変位の進行状況を調べた。但し、本来ならばより精密な内部応力の測定、歪み量の測定等を行なうべきであるが、今回は施工管理に主眼を置いたため行なわなかった。

(4) コンクリート圧縮強度の調査

支保工掛け外しの時期を決定するために、コンクリート打設の際には毎回現場でテストピースを12個づつ採り、地元生コン工場に依頼して、 σ_3 , σ_7 , σ_{14} , σ_{28} を調べた。又、現場ではシュミットハンマーを併用して調べ、下段支保工の掛け外しは、最底10日間以上の養生期間を置き、設計圧縮強度の70% (約150 kg/cm²) 以上になってから行ない、上段支保工外しは、ほぼ2週間養生して、設計圧縮強度の80% (約180 kg/cm²) 以上になってから行なうよう

に管理した。

(5) 使用鉄筋の抜きとり検査

使用鉄筋は、函館工業高等専門学校に依頼して各種別毎に全て抜きとり試験を行ない、品質を調査して使用した。

3-6 不測の事態の発生とその処置

(1) 鋼矢板の頭部前傾について

本工事の場合、渠頭直線部の鋼矢板の打込みはドックの全長を決定づけるものであるから、以前同所船台施工時の経験を基に、地質状況より判断して40cmの余裕をみることにした。又、両側矢板は船舶の前方の細くなる部分に当るので、左程余裕も必要でなく又、土質も良さそうなので左右両舷共10cmづつ外側に打込むことにした(図-11参照)。

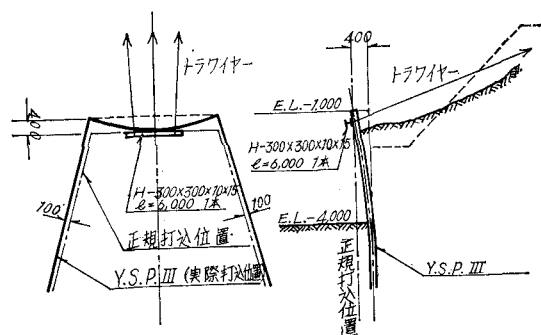


図-11 鋼矢板前傾状況

ところが、上段支保工取付けのため E.L. -4,000 m 迄掘削した際に、北海道の冬期間にしてはめずらしく雨が降り最も土質の悪かった渠頭部の法面の土が崩落して、鋼矢板頭部が40cm程前方に押し出されてしまった。そのため、応急処置として上段支保工に先がけ、H型鋼を前傾部に当てて腹起とし、その中央と両端の3カ所から陸側前方の船舶用キャブスタン基礎にワイヤーによりアンカーして、それ以上事態が悪化するのを防止した。幸い前傾量が余裕代の40cmに納って事なきを得たが、この辺の判断は非常に難しく、慎重に決めるべきであろう。

(2) 上段支保工の変形と、その観測、補強について

上段支保工は図-9のように計画、施工したわけであるが、土質が予想通り比較的良好であり土圧が均等にかかる限りでは別段不都合は生じない見込であった。

ところが、渠頭部から右舷側にかけて E.L. -5,000 m ~ -10,000 m 附近にシルト分の多い軟弱層が出てきて Island 工法を採るために鋼矢板の根元に残した土が約12m間に亘って崩れ落ち、その結果上段支保工には偏圧がかかるようになり、中央縦梁は中心附近が左舷側に移動し始めた(図-12参照)。

又、第3横梁は両支点が回転変形を起し始め、この傾向は左舷側よりも右舷側に大きく現われた。これに対し、本

工事では、次のような方針のもとに変位量の観測を行なった。

- 1) 中央縦梁長約 24 m 間に於いて、横方向への変位量がいずれかの節点で 30 mm に達した場合は補強する。

これは、縦梁がそれ位移動すると、その節点の回転変形が相当大きくなり横梁材がひうちの所で強く水平に曲げられて危険になると思われたからである。

- 2) 又、変位量が上記に達しない場合でも、異常発見後連続 1 週間の観測において移動現象が止まず、進行状況から予想される変位量が 30 mm を越す

と思われた場合は補強する。

観測の結果は図-13の通りである。従って 3 月 24 日から 31 日までの 1 週間の観測において最大移動点である D 点に於いて、変位量が 20 mm であり、30 mm には達しなかったが移動現象が止まず、変位量も可成り大きくなりそうであったので補強することに踏切り、中央縦梁には同断面のものを横にして上に取付け、第 3 横梁には左右共 H 型钢を 1 本ずつ横に抱かせて剛結した。

その後 4 月 6 日まで観測を続行したが、移動現象は 4 月 4 日で完全に止まり、変位量も D 点で 24 mm に納まった。

このような場合、補強に踏切るかどうかの判断を下す時期が非常に大切であり、補強作業にも可成りの期間を要す

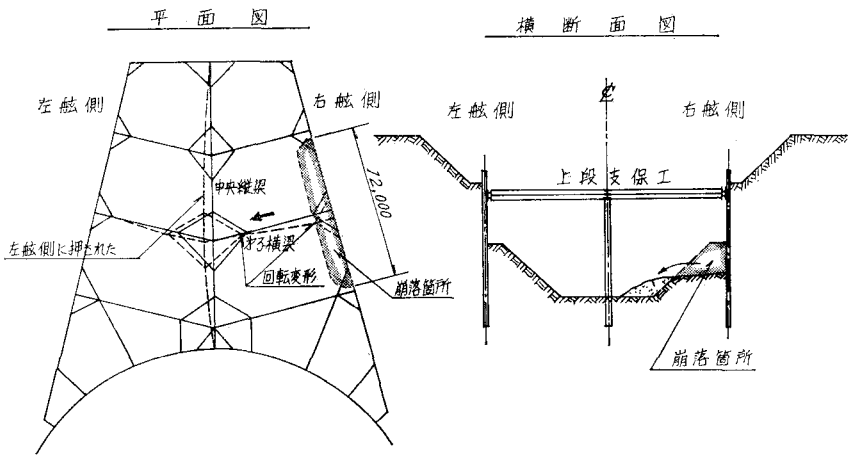


図-12 上段支保工変形状況

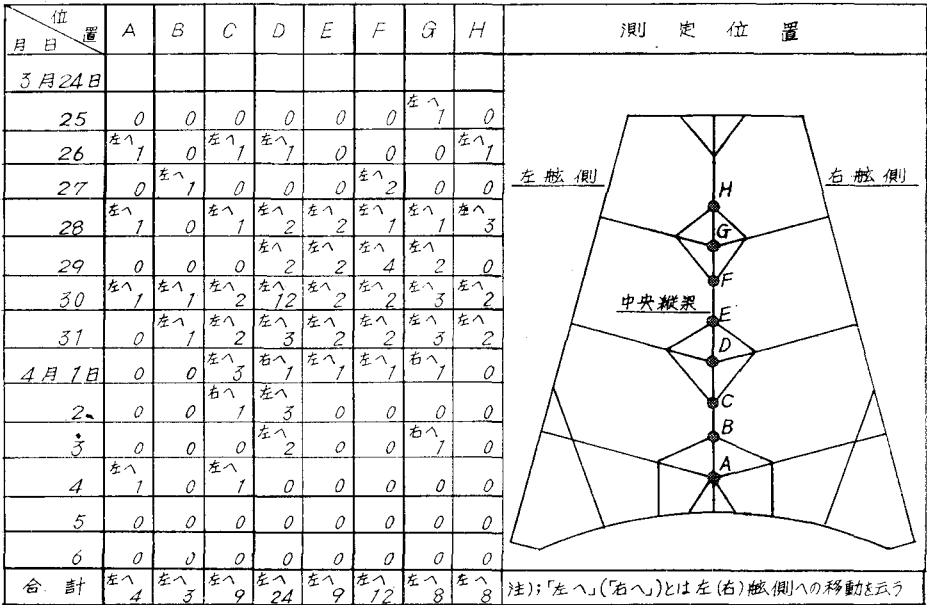


図-13 中央縦梁変位量観測結果 (単位; mm)

るので、時期を失して大事に至らぬよう充分注意する必要があると思われる。

(3) 鋼矢板根入部の渠内側への入り込み、及び鋼矢板腹部の孕みについて

鋼矢板を打込んだ段階では頭部がきちんと所定の位置に揃っているので判らなかったが、掘削が進み片持梁基部の位置迄下ったところ、左舷側渠頭附近の鋼矢板が凡そ10 m間位、約70 cm程渠内側に入り込んでいることが判明した。従って基部の壁厚は必然的に1.5 mとなる。側壁は重量の関係から2.2 mとなっているが、設計上片持梁として必要な厚さは1.8 mであり約30 cm不足となる。又、(2)で述べたように右舷側に残した土の崩落によって当然鋼矢板も前面に孕み出し、すぐ栗石を投入して押えたが、それ

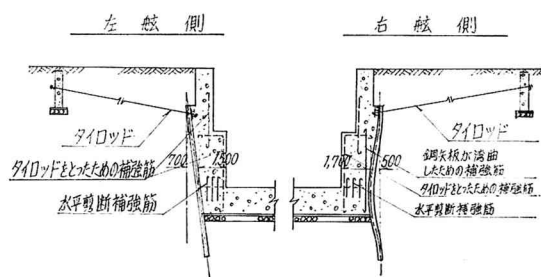
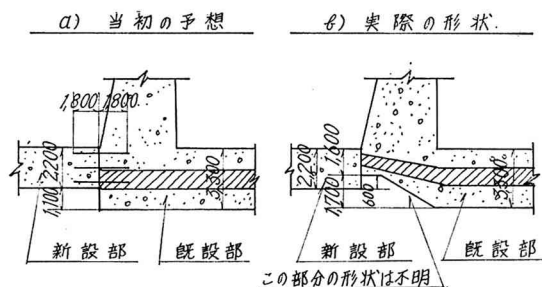
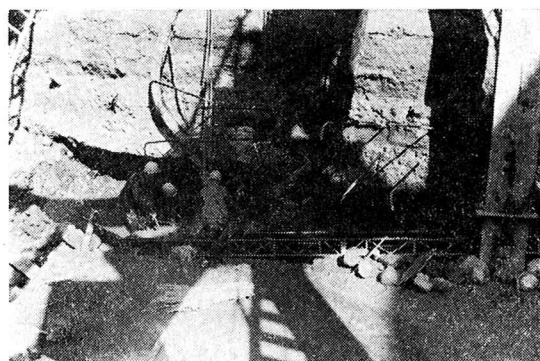


図-14 鋼矢板変形部補強図



図—15 渠頭アーチ部底版の形状



写真—6 旧アーチ部底版は資料図と異なり
1.7 m も薄くなっていた。手前平坦部
は新設底版の捨てコンクリート上面。

でも鋼欠板の孕み量は片持梁基部の位置で約 50 cm に達した。従って、このまま施工したのではやはり壁厚は 1.7 m となり、正常部に比較して弱くなるため、何らかの補強策が必要である。

偶々、これらの箇所背後は道路であり支障物がなかったため、Tie-rod を採り補強することにした。又、断面が薄くなった部分の水平方向の剪断力の不足分は、丸鋼を差筋して補うことにした。但し、右舷側は左舷側と異なり鋼矢板が湾曲しており、引張鉄筋として使用するには不相当と思われるので、この部分には別に補強鉄筋を入れた。

又、補強用の Tie-rod に実効力がかかるような状態の時には側壁の渠内側にも引張応力が生ずると思われるので一応これらの補強筋を入れておくことにした。補強の概略状況は図-14 の通りである。

(4) 旧渠頭アーチ部底版の資料図との相異について

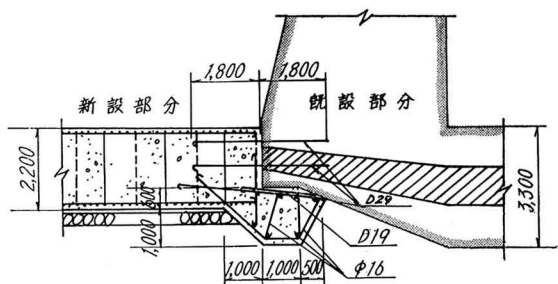
当初は与えられた 500 分の 1 の資料図をもとに、新旧底版取付箇所は図-15, a) のように行なう予定であった。

ところが実際掘削して見たところ、渠頭アーチ部底版の形状が資料図と相異しており同 図-b) のようになっていることが判明した(写真-6 参照)。すなわち、版厚が資料図より 1.7 m も薄くなっていたのである。従って原設計のまま新設底版を打ち継いだとしても、アーチ部側壁取毀し後はその下の部分の版厚が最も薄く弱点となることは明白である。

この弱点を補うためには次の2方法が考えられる。

- 1) 今回、旧底版部を与えられた資料図の通りに、又はそれ以上強固となるように造り直し、それに予定通り新設底版を打ち継ぐ方法。
- 2) 新設底版の取付方法を図-16のように多少変更して施工し、揚水圧を働かせないように水抜孔を設ける方法。そして万一、後日その部分に不都合が生じた場合は、改めて対策を講ずるものとする。

1) の方法を探る場合には工期を大幅に延期しなければならなくなり、又、一度にアーチ壁の下を透かし掘りにするのは危険であるから壺掘りとなるが、コンクリートの横打継目、水替等、様々な難問題が生じ、従ってその工事費も相当な額になるので、企業者側と種々協議の結果、2) の方



図一16 底版取り付詳細図

法をとることにした。そのため、新設部分に設けた排水孔はそのまま生かして底板下の湧水を抜くことにした。

4. ドック工事についての所感

4-1 ドック工事施工の主眼点

乾ドックや、船台水中部等の設計施工に当って第1に注意すべき問題は Uplift Pressure についてである。

水圧は土圧その他の外力と異なり、正直に理論通りに作用する。又、水量の大小とは無関係であることを十分に銘記しなければならない。従って現在では、これらの構造形式としては次の2形式に大別され、その中間と云うものは考えられていないようである。

- 1) 水圧が絶対かからない構造形式
- 2) 水圧がかかっても、充分耐え得る構造形式

1) の例としては、不透水層まで鋼矢板を打ち込んで底板の周辺を囲い、その中に水が入らないようにした Cut-off 工法をとる場合や、不透水層上(岩盤等)に直接底板コンクリートを打設する場合がこれに当るが、この場合でも完全水密にすることはむずかしく、ごく少量ではあるが浸水してくるのが普通であり、これは底板下に溜めることなく排水できる構造にしなければならない。この点に関しては後述の如くその必要はないとする考え方もあるようであるが、大した水量ではないので抜いた方が無難であろう。

2) の例としては、従来から非常に多く見られる重力式や杭の引抜き抵抗に期待する Pedestal 杭式等があるが、これらは施工に当って充分期待通りの品質の構造物となるよう、施工管理に注意しなければならない。特に引抜き杭式の場合には、その杭頭部と底板との連結方法に留意することが必要である。

又、第2に注意すべき問題は施工途上に於ける諸外力の取扱い方である。構造物完成後については、基本設計に於いて充分これらに対する考慮がはられているので問題はないが、施工中と云えどもこれらの外力は働いているのであり、これを仮設で受けるのであるから仮設には本構造物と同等の強度が要求される。従ってこの仮設計画は基本設計と同様に、広い知識と豊富な経験によって慎重に行なうことが、最も大切なことであろう。

4-2 最近の構造形式選定の傾向について

最近の、乾ドック新規建設工事、又は大規模な拡張工事では、従来の重力式に代るものとして、Uplift Pressure に対しては Cut-off Wall と Drain Pipe の併用形式を採用し側壁部は Open Cut (又は Well Point を併用した Open Cut) による、Buttress Wall 形式或いは Tie-rod Anchor Wall 形式を採用する例が非常に多くなっている。これらの構造では底板コンクリート厚を非常に薄くでき、又、側壁コンクリートの量も減少するので経済的である。しかし、この形式は施工時の鋼矢板の爪の離脱や腐蝕等に

よって止水性が悪くなり、漏水が許容量以上にはげしくなった場合でも、その箇所を的確に発見することが非常に困難であることや、完成後にも Drain Pipe の維持管理と云う煩わしい仕事が残る等、種々問題も残されているようである。

4-3 Uplift Pressure 随想

現在では、Uplift Pressure に対する構造形式としては前記のような2形式(すなわち、Full or No Head に対するもの)より考えられていないようであるが、実際の場合は、クラック等から浸透水が自然に抜けて水の補給源からの流れを生じその際の土粒子間の Loss of Head 等のため、その中間の Pressure よりかかっている場合も有り得ると思われる。

又、この浸透水については、学者によっては直接水の補給源と水みちによってつながっているものでなければ、つまり土粒子に舐過されて出てくるのであれば、わざわざ抜かなくても大した心配はないと云っている人もあるが、この考え方の是非は別としても、いずれにしろ水抜孔を設けるのであれば、最初からそのように計画して揚水圧を減らすことは可能であると思われる。

但し、抜く水の量にも制限があるので構造物周辺の埋戻等に充分注意してその量を許容最小量にした場合、どの位減圧できるかが問題で、あらかじめその値を定量的に把握できれば、それだけ経済的な設計が可能と思われる。

だが、現実には、それに適した均一な不透水性の土層の所が少ないことと、施工時に乱した附近地盤や、構造物周辺の埋戻を不透水性にすることが困難であるため、そのような設計は行なわれていないようである。又、もしそれが可能であっても、数値的にはっきりとした安全性に対する確信が持てるものでなければ、大事に至るおそれがあるので採用する訳にはいかないであろう。

しかし、Loss of Head を100%考慮しないまでも、自由水からの距離、埋戻土締固めの度合、構造物の深さ等の関係を実験により定量的に把握し、現場での施工精度等を勘案した安全率をみて、何%かの Loss of Head をあらかじめ安心して原設計に考慮し得るようにはできないものであろうか。経済的な設計を志ざそうとする時、是非共早急に究明されなければならない問題であると思われる。

5. おわりに

最近各所の乾ドック拡張工事に於いて、施工中に事故が生じた例をしばしば耳にするが、本工事の場合も度々その危険性に遭遇したことは、これまでに述べた通りである。

すなわち、これらの危険性は乾ドック拡張工事にはつきものであると云っても過言ではないであろう。

しからば、これらの事故を完全に防止するためには、どうしたらよいのであろうか。

残念乍ら、画一的な方法、名案と云ったものはないようである。

勿論、基本設計はしっかりしたものでなければならない。又、当初の仮設計画も経済性を考える余り、姑息な考え方に陥らないよう慎重に決定しなければならない。

一旦工事が開始されたなら、後は施工管理の仕方だけの問題である。すなわち、施工中は工事の進捗につれて時々刻々と事態が変化し新現象が出現するので現場をよく観察して、現在の状況を把握すると共に次に起り得る現象をできるだけ早く予知し、早急にその原因をつきとめ正確に判断しすぐ対策をたてて実行に移さなければならない。

場合によっては仮設のみでなく、本構造物自体も現場の状況に合わせて補強をしたり、或いは設計変更をする等実情に即した設計施工を行なっていくことが最も大切であ

ろう。

このような、施工中に於ける不斷の努力以外に、完全な事故防止の方法はないと云ってよいであろう。

以上、函館ドック工事を中心に、実際工事に携わった者としての、乾ドック工事に関する所見を述べさせて戴いたが不備な点の多々あることをお詫びすると共に、諸先輩の御指導御助言をお願いして本稿を終えることとする。

なお、本工事实施にあたり、全面的に御協力戴いた函館ドック（株）函館造船所の関係者各位に対し、厚く感謝の意を表するものである。

参 考 文 献

鶴岡鶴吉著：「造船台とドック」、丸善株式会社、
運輸省港湾局編：「港湾構造物設計基準」、日本港湾協会、