

# 付属資料

## 国鉄清算事業団からの取得構造物

1. 高架橋 .....	1
2. 有明西運河ケーソン .....	19
3. 13号地泥水加圧シールド .....	35

## 1. 橋りょう・高架橋

東京臨海高速鉄道(株)が、国鉄清算事業団から取得した橋りょう・高架橋は、新木場起点0k400mから 2k100m間の延長1,700 m間である。

橋りょうは、6 橋りょうあり、起点方より曙運河橋りょう、第一辰巳架道橋、営団地下鉄線路橋、第二辰巳架道橋、辰巳運河橋りょう、東雲架道橋である。

このうち、桁の架設が完了していたのは、第一辰巳架道橋 (PC) と東雲架道橋 (Gt) の 2 橋りょうで、他の橋りょうの上部工は未施工となっていた。

高架橋は、第一辰巳B ℓから第二東雲B ℓの区間で、高架橋形式は桁式高架橋となっており、高らんまで施工されている状態となっていた。

この構造物は、旧国鉄京葉線として、公団東京支社が建設したもので、昭和53年から昭和60年にかけて施工されている。

以下に建設当時の工区別の請負業者と施工延長を示す。

表 1-1 工区別請負業者と延長(1)

工事件名	請負業者	施工延長	現在の橋りょう名
曙運河橋りょう (下部工)	(株) 白石	1 7 5 m	曙運河 B
辰巳東部B1 (東)	日本国土開発(株)	2 5 6	第一辰巳高架橋
辰巳東部B1 (中)	若築建設(株)	3 1 2	{ 第一辰巳高架橋 第一辰巳架道橋 第二辰巳高架橋
辰巳東部B1 (西)	梅林建設(株)	1 6 2	{ 第三辰巳高架橋 営団地下鉄 B i (下部工)
辰巳西部B1 (東)	矢作建設工業(株)	2 1 0	第四辰巳高架橋
辰巳西部B1 (西)	古久根建設(株)	2 1 0	第四辰巳高架橋
辰巳運河橋りょう (下部工)	アイサワ工業(株)	1 9 6	辰巳運河橋りょう (下部工)

表 1 - 1 工区別請負業者と延長(2)

工事件名	請負業者	施工延長	現在の橋りょう名
東雲B1 (東)	佐田建設(株)	5 4 1	第一東雲高架橋
東雲B1 (中)	大末建設(株)	4 8 5	第一東雲高架橋
東雲Bv (上部工)	川田工業(株)	5 3	東雲Bv (上部工)
東雲B1 (西)	(株)加賀田組	4 0 1	第二東雲高架橋

## 2. 橋りょう

取得した6橋りょうのうち、第一辰巳Bv、第二辰巳Bv、東雲Bvは1径間、曙運河B、辰巳運河Bは3径間で運河内に2基の橋脚を設置している。営団地下鉄Biは馬桁形式の2径間となっている。

各橋りょうの基礎構造は以下のとおりである。

表 1 - 2 橋りょう基礎構造(1)

橋りょう名称	橋台・橋脚の基礎構造	杭材質・杭径・杭長等
曙運河B	鋼管井筒	橋台 鋼管径1.0m、厚12.0mm、本数16本 長さ(1A)55.5m (2A)56.5m  橋脚 鋼管径1.0m、厚12.0mm 本数26本 (1P)長さ 50.5m 本数22本 長さ 46.6m 本数 4本 (2P)長さ 52.0m 本数22本 長さ 48.1m 本数 4本
第一辰巳Bv	鋼管コンクリート杭+PC杭	ラーメン橋台(可) 上杭SC杭 径=700mm t=13mm 長=8.0m 下杭PC杭 径=700mm B種+A種 長=44.0m 本数 15本

表1—2 橋りょう基礎構造(2)

橋りょう名称	橋台・橋脚の基礎構造	杭材質・杭径・杭長等
第一辰巳Bv	鋼管コンクリート杭+PC杭	ラン橋台(固) 上杭SC杭 径=700 mm t=13 mm 長=9.0m 下杭PC杭 径=700 mm B種+A種 長=43.0m 本数 15本
宮団地下鉄Bi	鋼管コンクリート杭+PC杭	ラン橋台(固) 上杭SC杭 径=700 mm t=10 mm 長=8.0m 下杭PC杭 径=700 mm B種+A種 長=38.0m 本数 12本 橋台(固) 上杭SC杭 径=700 mm t=11 mm 長=11.0m 下杭PC杭 径=700 mm B種+A種 長=38.0m 本数 12本 馬桁橋脚(固) 上杭SC杭 径=700 mm t=10 mm 長=9.0m 下杭PC杭 径=700 mm B種+A種 長=35.0m 本数 11本 馬桁橋脚(可) 上杭SC杭 径=600 mm t=10 mm 長=8.0m 下杭PC杭 径=600 mm B種+A種 長=35.0m 本数 4本
第二辰巳Bv	鋼管コンクリート杭+PC杭	橋台(固) 上杭SC杭 径=700 mm t=15+11mm 長=12.0m 下杭PC杭 径=700 mm B種+A種 長=38.0m 本数 12本

表1—2 橋りょう基礎構造(3)

橋りょう名称	橋台・橋脚の基礎構造	杭材質・杭径・杭長等
第二辰巳Bv	鋼管コンクリート杭+PC杭	橋台(固) 上杭SC杭 径=700 mm t=11 mm 長= 9.0m 下杭PC杭 径=700 mm B種+A種 長=40.0m 本数 12本
辰巳運河B	鋼管井筒	橋台 鋼管径0.8m、厚12.0mm、本数28本 長さ(1A)43.0m (2A)46.7m  橋脚 鋼管径1.0m、厚16.0mm 本数28本 (1P)長さ 41.7m 本数24本 長さ 36.7m 本数 4本 (2P)長さ 41.1m 本数24本 長さ 36.1m 本数 4本
東雲Bv	場所打ちコンクリート杭	橋台(固) 径=1,270 mm 長= 55.0m 本数 11本  橋台(固) 径=1,270 mm 長= 55.0m 本数 11本

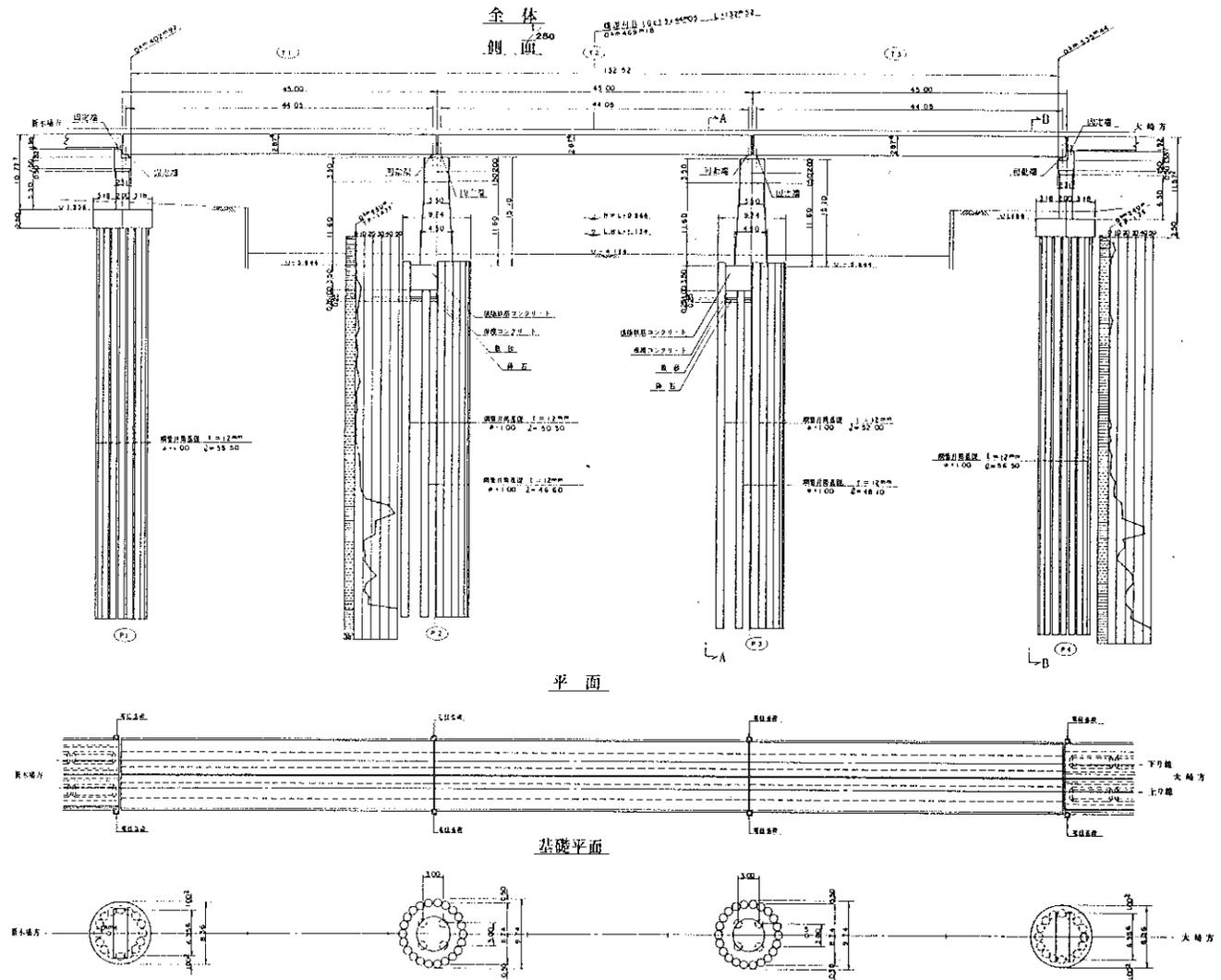


図1-1 曙運河橋りょう

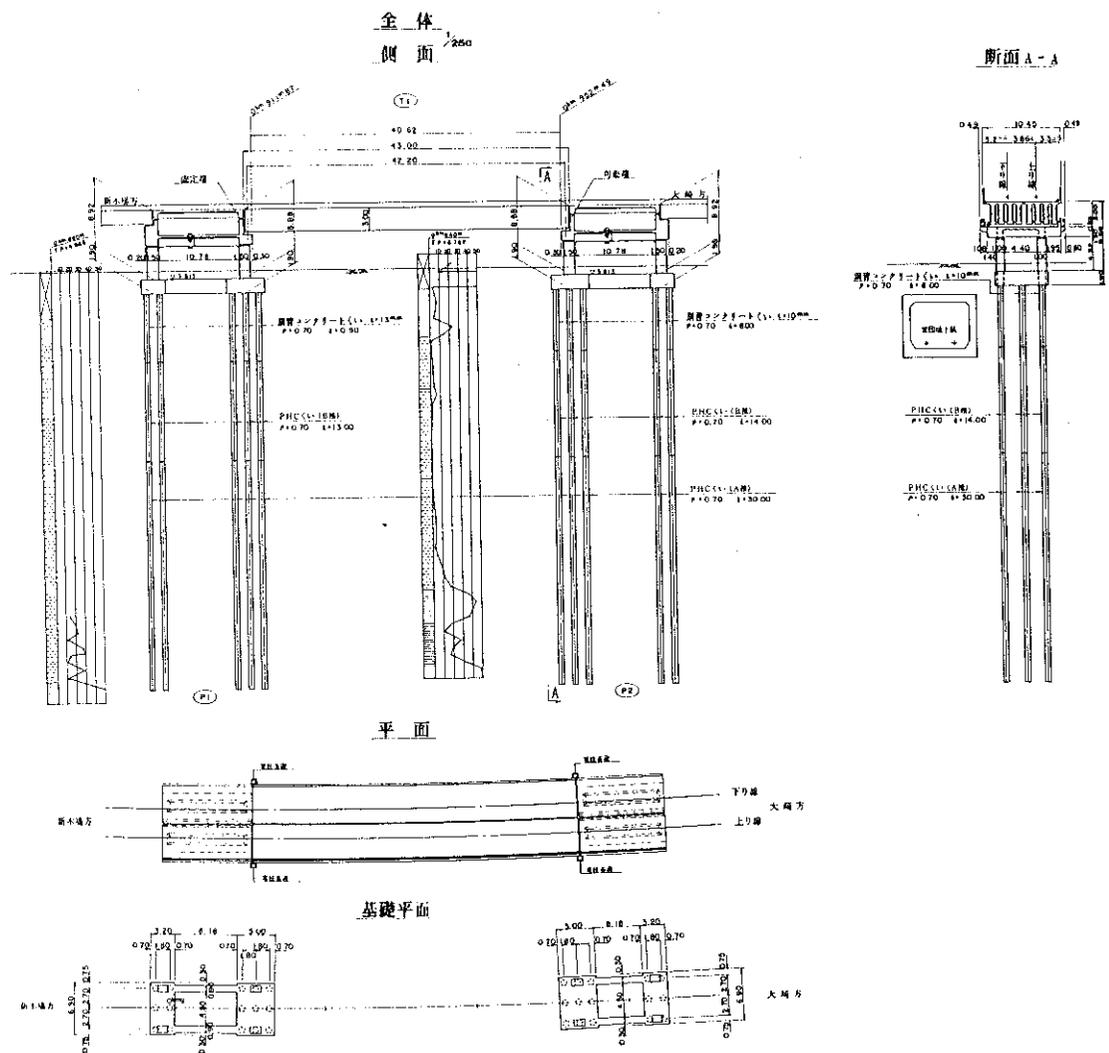


図 1 - 2 第一辰巳架道橋

全 体  
1/250  
側 面

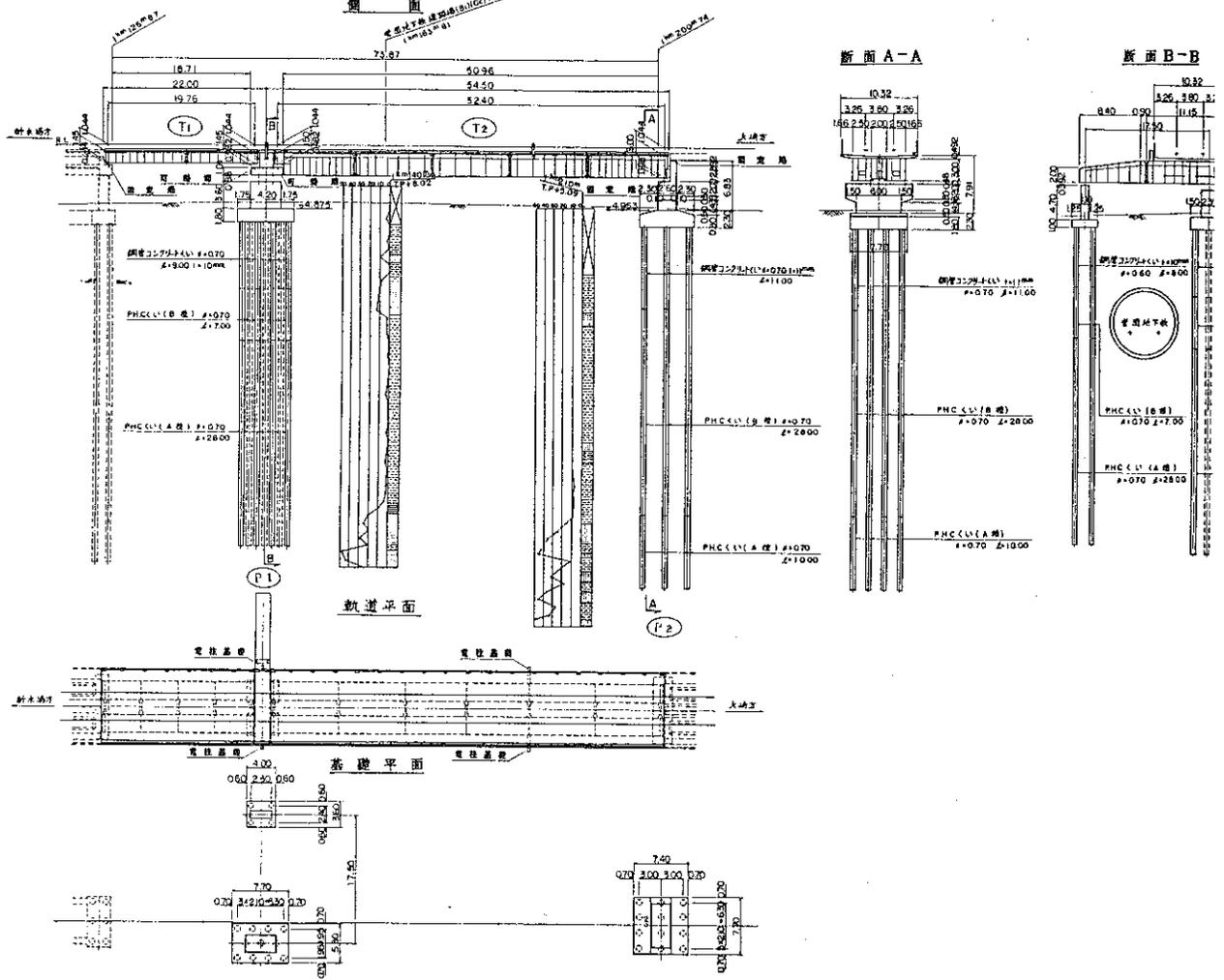


図 1 - 3 営団地下鉄線路橋

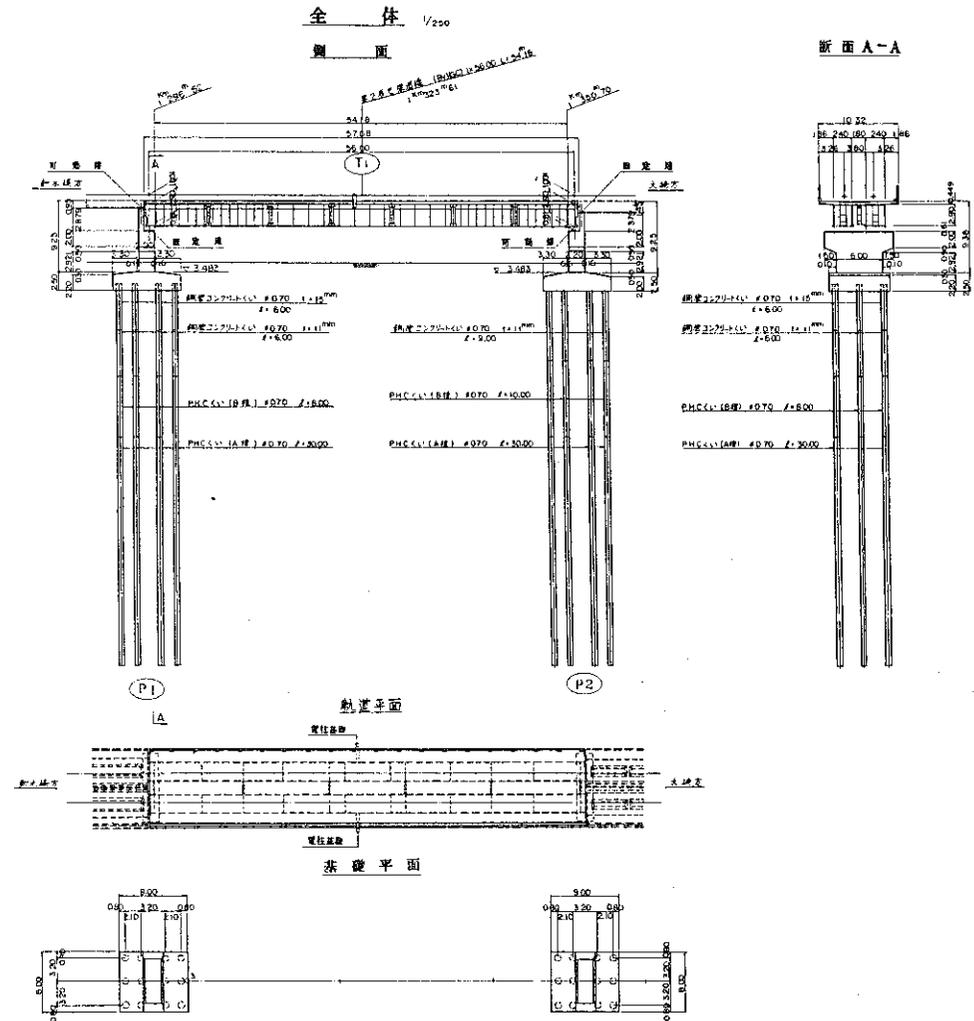


图 1 - 4 第二辰巳架道橋



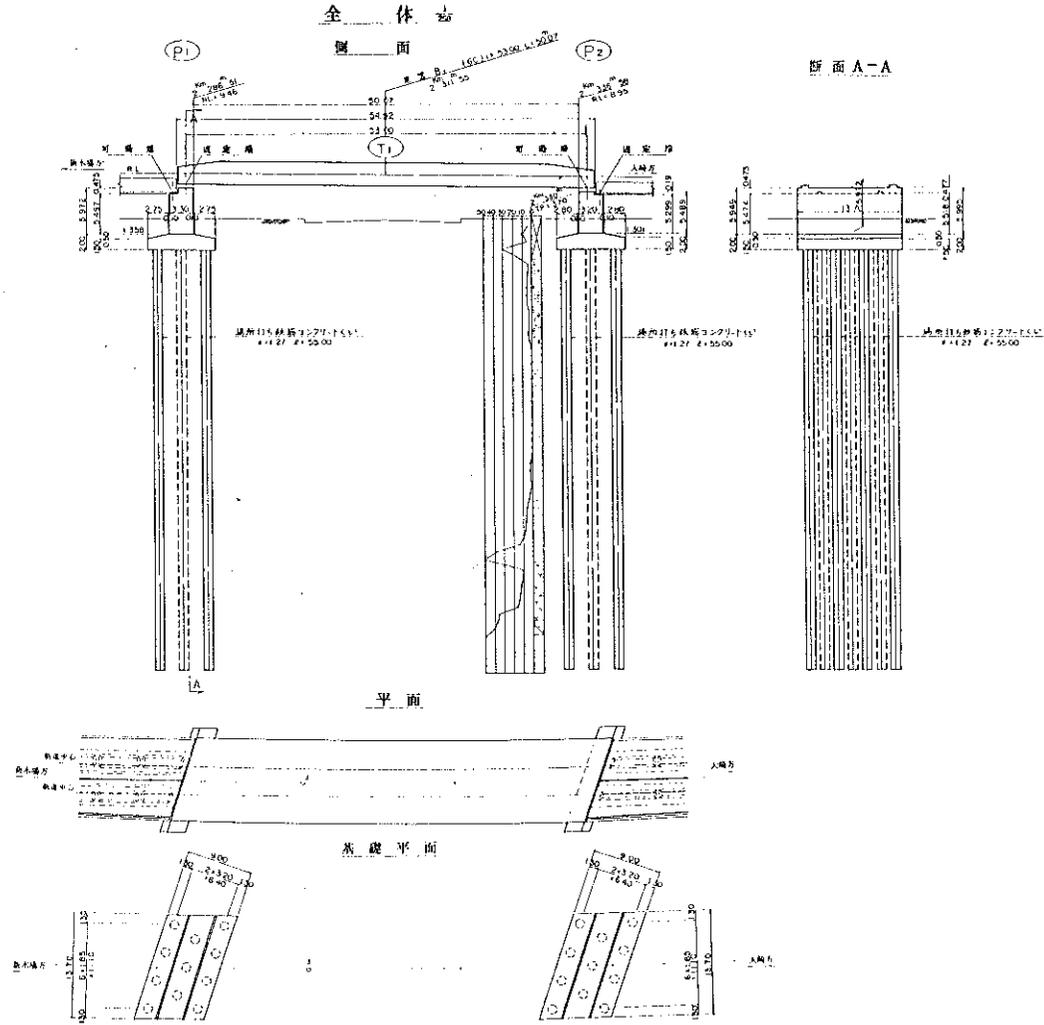


図1-6 東雲架道橋

### 3. 高架橋

高架橋の形式は、桁式構造を基本として設計されている。

高架橋タイプ別の基礎構造形式と高架橋名は下記のとおりである。

表 1 - 3 高架橋基礎杭一覧

高架橋名称	高架橋タイプ	基礎構造
第一辰巳B1 第二辰巳B1	桁式高架橋 単T桁 $l=19.2$ (ラーメン橋台)	上杭 鋼管コンクリート杭 下杭 PC杭 $\phi=700$ ~800
第三辰巳B1		桁式高架橋 単T桁 $l=19.2$ 上杭 鋼管コンクリート杭 下杭 PC杭 $\phi=700$
第四辰巳B1	桁式高架橋 単T桁 $l=14.2$	上杭 鋼管コンクリート杭 下杭 PC杭 $\phi=600$
第一東雲B1	桁式高架橋 単T桁 $l=19.2$	場所打ちコンクリート杭 径1,270 mm $l=50 \sim 55$ m
第二東雲B1	桁式高架橋 単T桁 $l=14.2$	上杭 鋼管コンクリート杭 下杭 PC杭 $\phi=700$

高架橋の設計にあたっては、JR京葉線の葛西地区、浦安地区にかけて基本的な設計方針について、公団東京支社に設置した「橋りょう委員会」において決定されている。

本路線の辰巳地区から東雲地区においても、「橋りょう委員会」の方針に沿った設計を行い、シンプルな桁式高架橋としている。

特に、辰巳地区では地表面近くに存在する飽和状態のゆるい砂層で、地震時における流動化対策が必要となった。

このため、杭の設計にあたっては、地震時の耐震地盤面を下げ、突出杭としている。使用する杭材は、極力、安価にするため、PC杭B種が抵抗しうるモーメントの限界まで杭頭部に向かって使用することとし、大きな曲げモーメントがかかる杭頭部には鋼管コンクリート杭を使用している。

支持方式は先端支持杭を基本としているが、第4辰巳B1の中間点付近では、支持層となる洪積層が大きく落ち込み、おぼれ谷を形成していることから、先端支持杭とした場合、杭長が著しく増大するため、この区間は摩擦支持方式としている。

また、地震時の残留地盤変位を考慮して、施工基面巾を左右25cmずつ拡幅している。

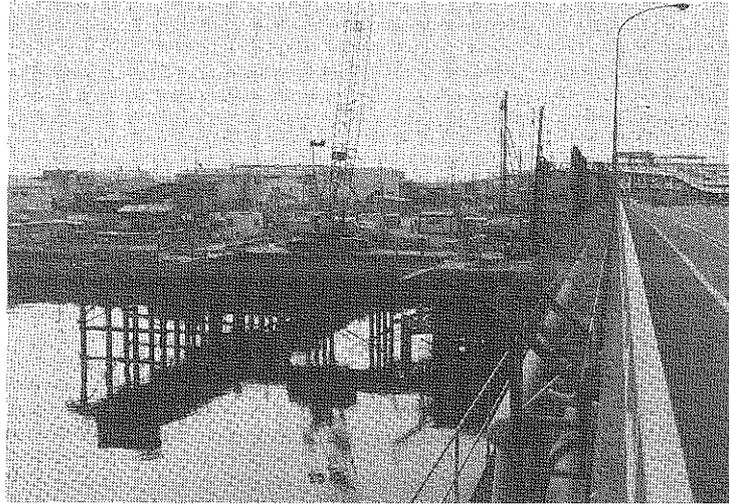


写真 1 - 1 曙運河B終点方橋脚栈橋

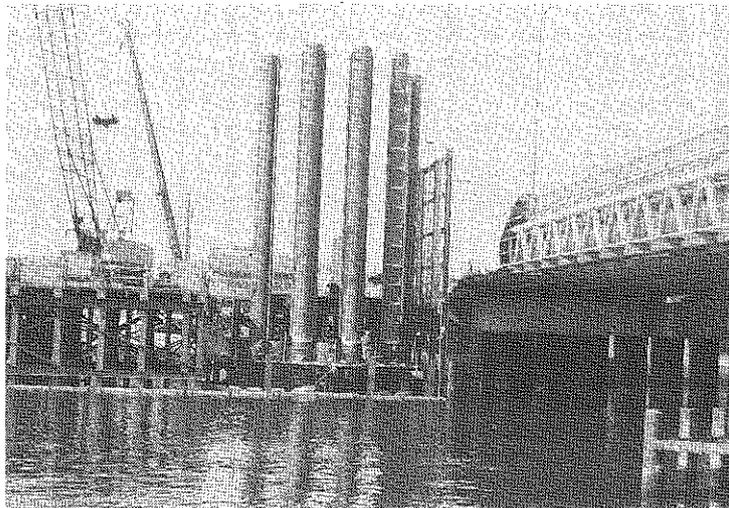


写真 1 - 2 曙運河B終点方橋脚鋼管井筒施工

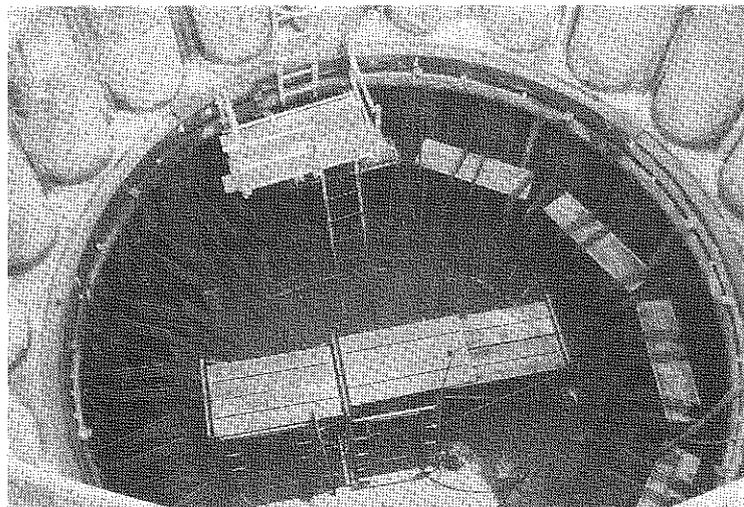


写真 1 - 3 曙運河B終点方橋脚コネクター取付



写真1-4 曙運河B終点方橋脚ジャンクション注入

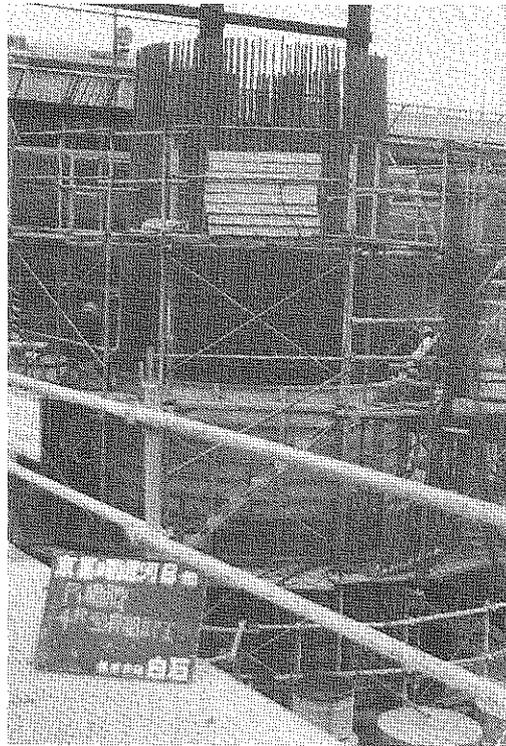


写真1-5 曙運河B終点方橋脚く体構築

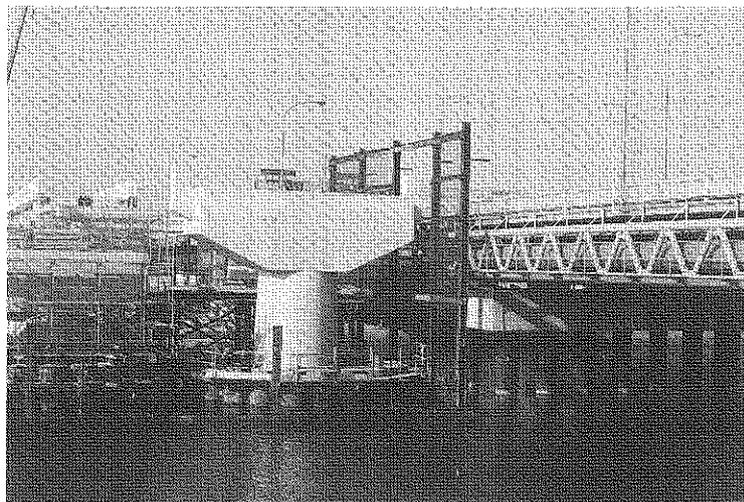


写真1-6 曙運河B終点方橋脚

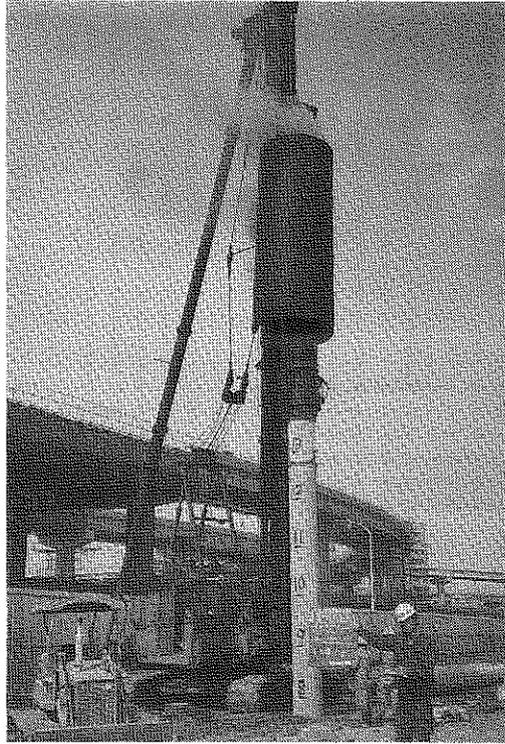


写真1-7 第4辰巳B ℓ基礎杭打ち

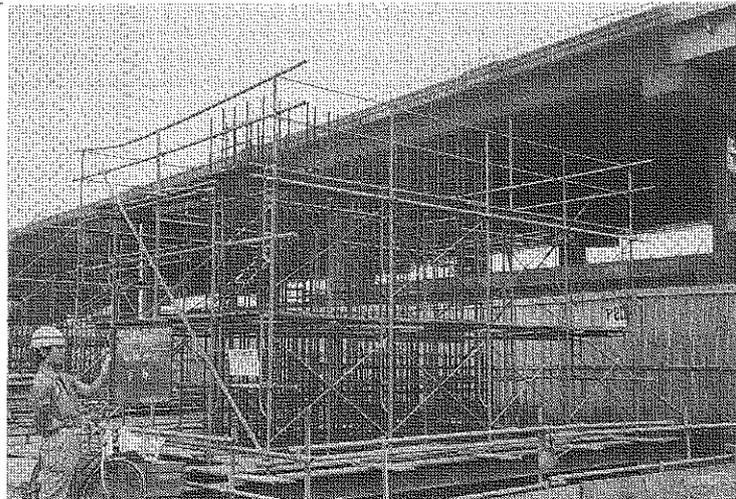


写真1-8 第4辰巳B ℓ橋脚構築

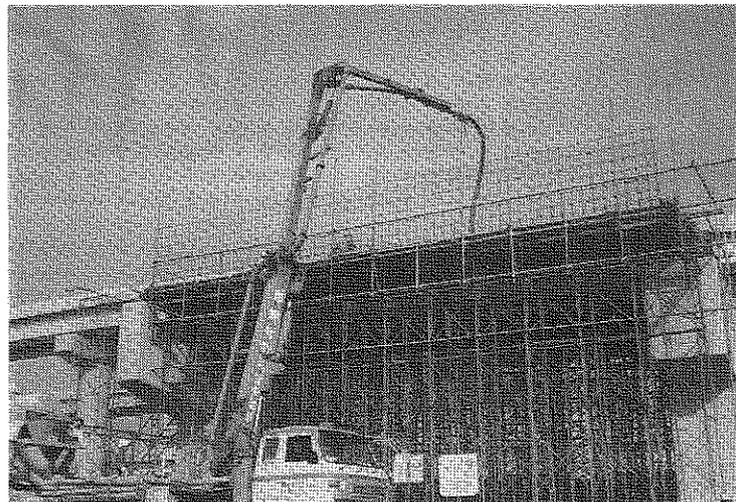


写真1-9 第4辰巳B ℓ単T桁コンクリート打設

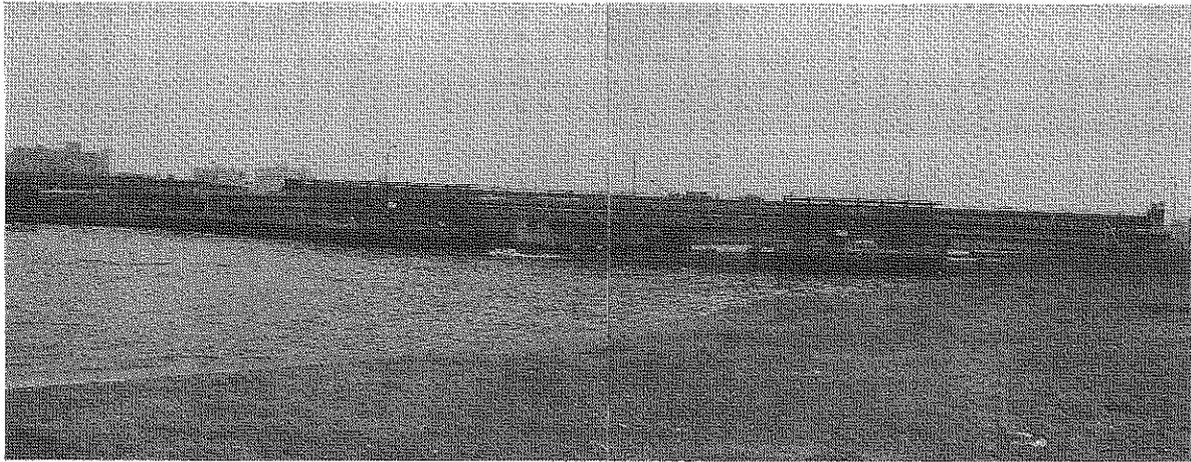


写真1-10 辰巳運河B着手前前全景

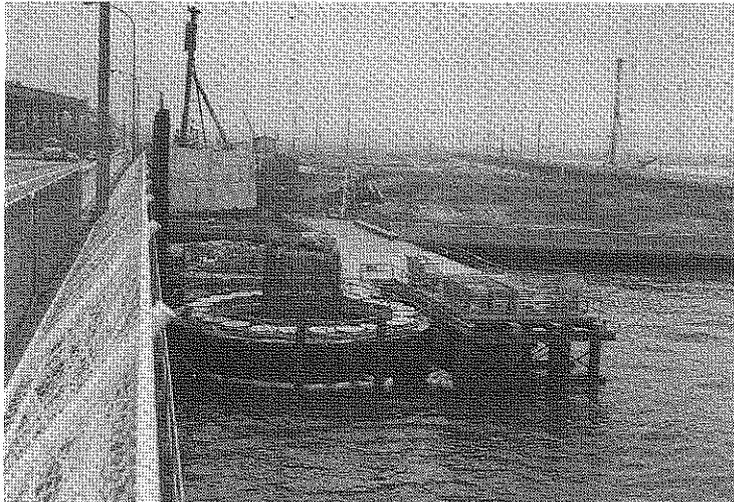


写真1-11 辰巳運河B起点方橋脚栈橋と鋼管井筒



写真1-12 辰巳運河B終点方橋脚栈橋と鋼管井筒

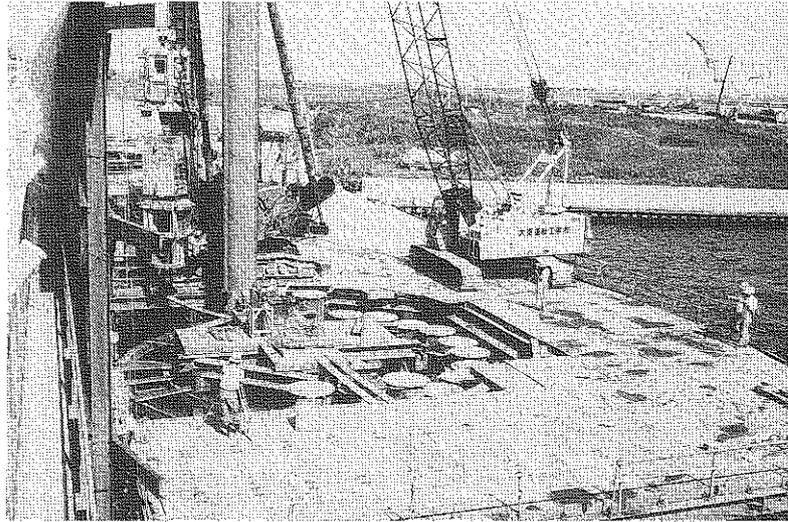


写真1-13 辰巳運河B鋼管井筒施工中

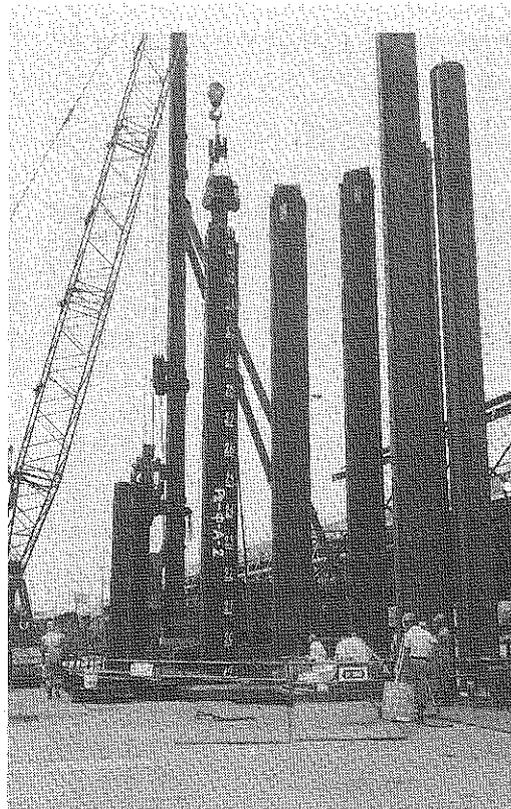


写真1-14 辰巳運河B鋼管井筒施工中

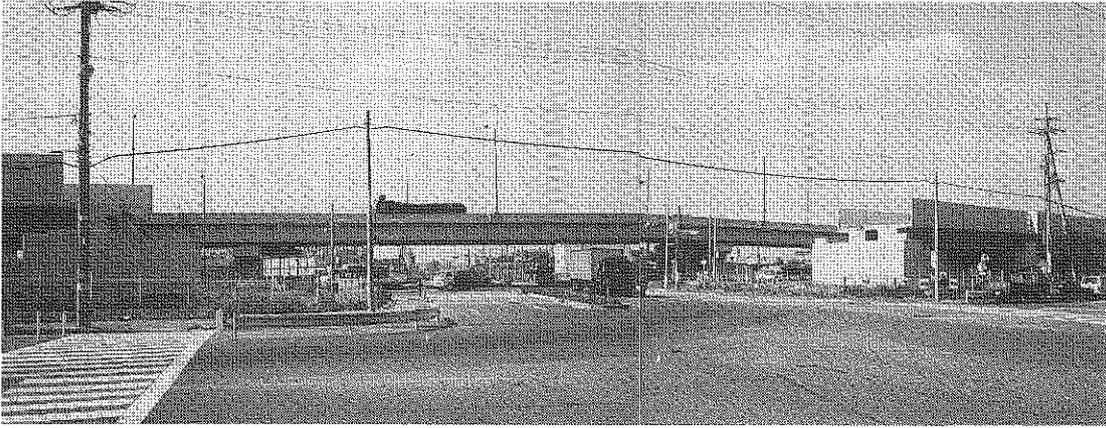


写真1-15 東雲BV着手前全景

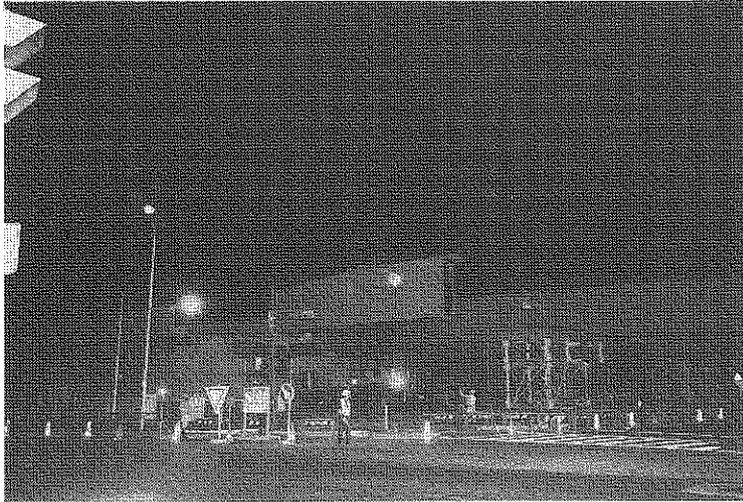


写真1-16 東雲BV120tのクレーンにて架設中

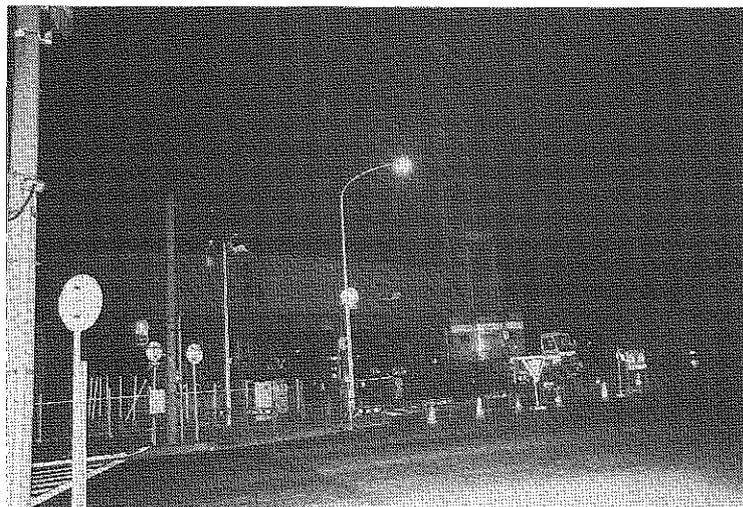


写真1-17 東雲BV架設中

## 2. 有明西運河ケーソン

## 1. 工事概要

13号地と10号地の間に位置する有明西運河は、水路幅200m、水深6mで船舶航行の多い航路となっている。本区間を設計・施工するに当たっては、必要航路幅を確保すること、近接する湾岸道路有明橋に変状を与えないこと、トンネルは地上部へのアプローチ部であるため、土被りが浅く、現況の運河中央で背中が出てしまうため、防護を必要とする等の問題があった。

工法については、築島式大型ケーソン、フローティングケーソン、沈埋、開さく等について種々検討した結果、築島式大型ケーソン工法を採用した。

ケーソンは、航路確保の上から長さ40m、5函でもって運河を横断することとした。なお、ケーソントンネルの場合、沈設精度がそのままトンネル内空及び建築限界に影響するうえ、今回施工のものは、大形であり、かつ、細長い断面であるため構造的にも不安定であり高度の沈設技術を要する工事である。(図 2-1, 2-2)

## 2. 地質概要 (図 2-3)

有明西運河の地層は、河床(TP-1.0 ~-5.0m)には、厚くヘドロが沈殿しており、その下部TP-10.0m付近までが沖積層であり、N値4以下の粘性土及びN値5 ~15程度の砂質土で構成されている。さらにその下部は、洪積層であるが、洪積層上部はN値5 ~10程度の粘性土とN値10~25程度の砂質土で構成されている。TP-32m付近で始めてN値50以上の東京礫層となっている。

本工事のケーソンの最終沈下深さがTP-15m付近であるため、粘性土と砂質土の互層を掘削することとなり、多少の起伏はあるものの、ケーソンの施工には、比較的適した地質と言える。

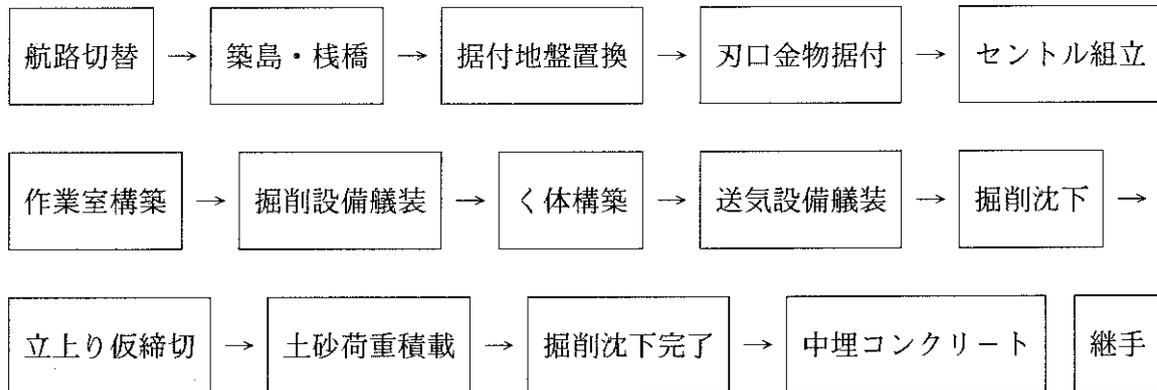
## 3. 設計上の特色

当工区は、縦断線形上、通常的设计では、ケーソンの上床版が現在河床より上に出ることからその壁厚を60cm以上に出来ないため、それに伴って側壁、下床版共薄くなっている。この為、く体の鉄筋量を多く(200kg/ m<sup>2</sup>)して対処した。又、ケーソン掘削沈下時の応力に対しては、函内支保工で対応した。

なお、完成時の浮力による浮き上がりに対しては、ケーソン作業室内の中埋めコンクリートとケーソン上部を覆った碎石で対処した。

#### 4. 工事の施工

##### (1) 施工順序 (表 2-1、図 2-4)



##### (2) 航路の確保

有明西運河は、1日平均300隻の船舶が航行しており、工事に先立ちこれらの船舶の安全な航路を確保する必要がある。この為、灯浮標及び航路標識等により航路を指定し、航路の両側には、防舷材を設置し、当該区間の上下流部に警戒船を常時配置した(図 2-5)

##### (3) 築島・棧橋

築島は二重締切りで行い、近接している国道357号線の有明橋への影響を与えないよう内側締切り綱矢板の根入れをケーソン刃口の最終深さより約3m下げて $l=20\text{m}$ とし、外側を $l=15\text{m}$ のSPⅣ型を使用した。築堤巾は、2.5m、ケーソンとの離れは、1.5mとした。

棧橋は、H型鋼(350)並びに溝型鋼(300)を使用し、巾6mとし、ケーソンの回りをほぼ囲う形とした。

なお、運河中央部の3号ケーソン施工時は、航路を確保するため、吊棧橋とした。

又、国道側には、H型鋼(350)による橋梁防護工をTP10.0m(棧橋上+7m)の高さまで実施した。(図 2-6)

##### (4) 据付地盤置換

刃口据付け高さは、TP-1.0mの現在河床付近になるが、この地質は、ヘドロが50cm堆積し、その下にN値5程度のシルト層があり、地耐力が不足すること並びに初期沈下の精度向上を目的としてTP-5.0mまで浚渫し、山砂で置き換えた。

更に、掘削沈下開始までの間、一函当たり54本のウエルポイント( $l=4.3\text{m}$ )を設置し、地下水を低下させ地盤強化を図った。

##### (5) 刃口金物据付

支持力試験確認後、据付地盤上に皿板を敷き、予め工場で製作された8mのブロックをボルトによって組み立てた。

又、掘削沈下時に周囲の地山を乱さないよう、継手部が刃口金物外面と面一になる皿ボルトを使用し、刃口金物の材質は、SS41を使用している。

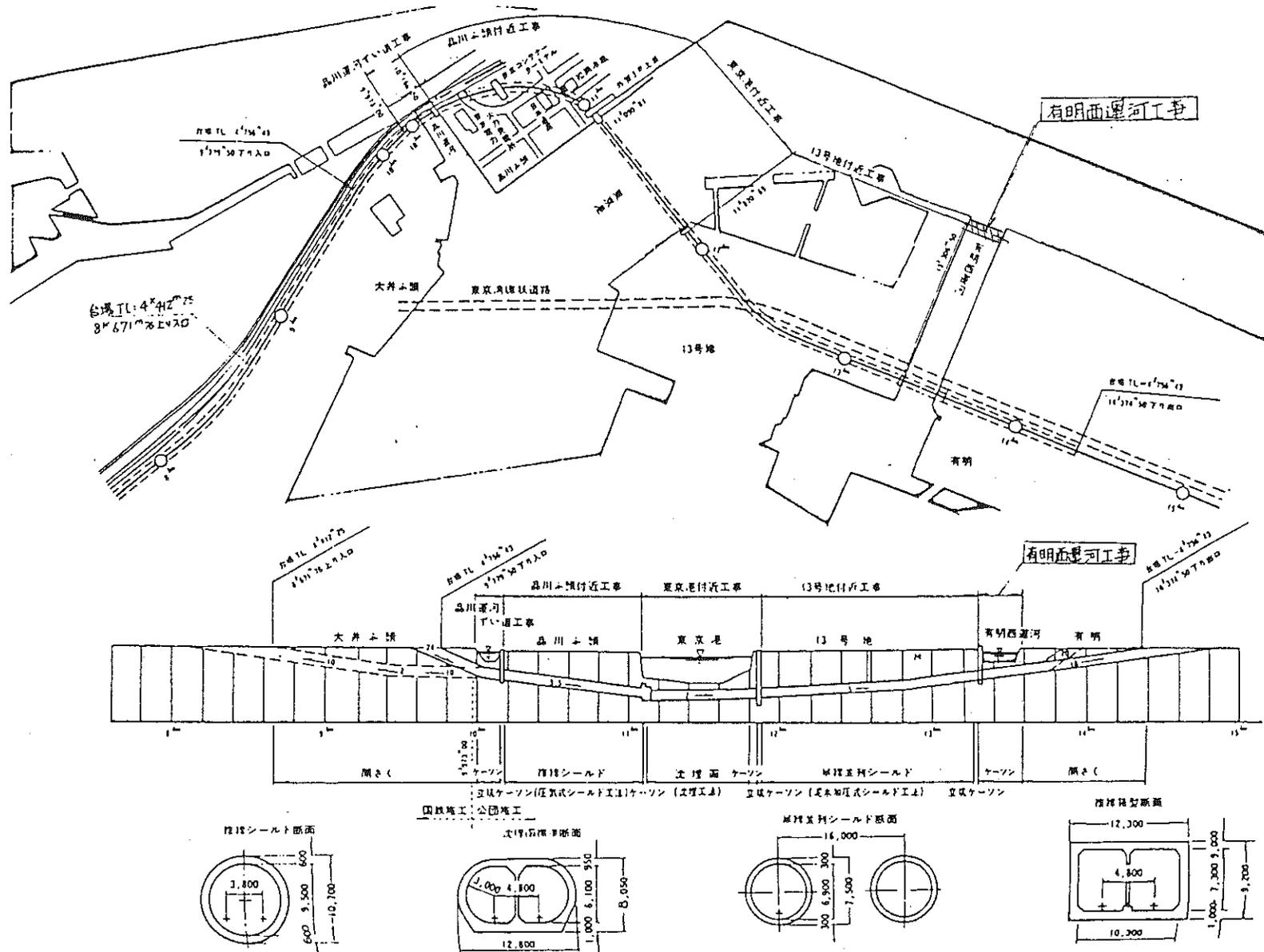


図2-1 位置図

ケーソンの長さ 40' 5基  
 渡 手 1.5' 5ヶ所  
 ケーソンの断面 巾12.100~17.196 高さ9.200~9.600  
 沈下高さ -10.091~-15.336

掘 削 土 量 (換手含む) 33,640<sup>m</sup>  
 鉄 筋 ( ・ ) 1,332<sup>t</sup>  
 コンクリート ( ・ ) 12,400<sup>m</sup>  
 防 護 砕 石 ( 2.3.4 ) 11,200<sup>m</sup>

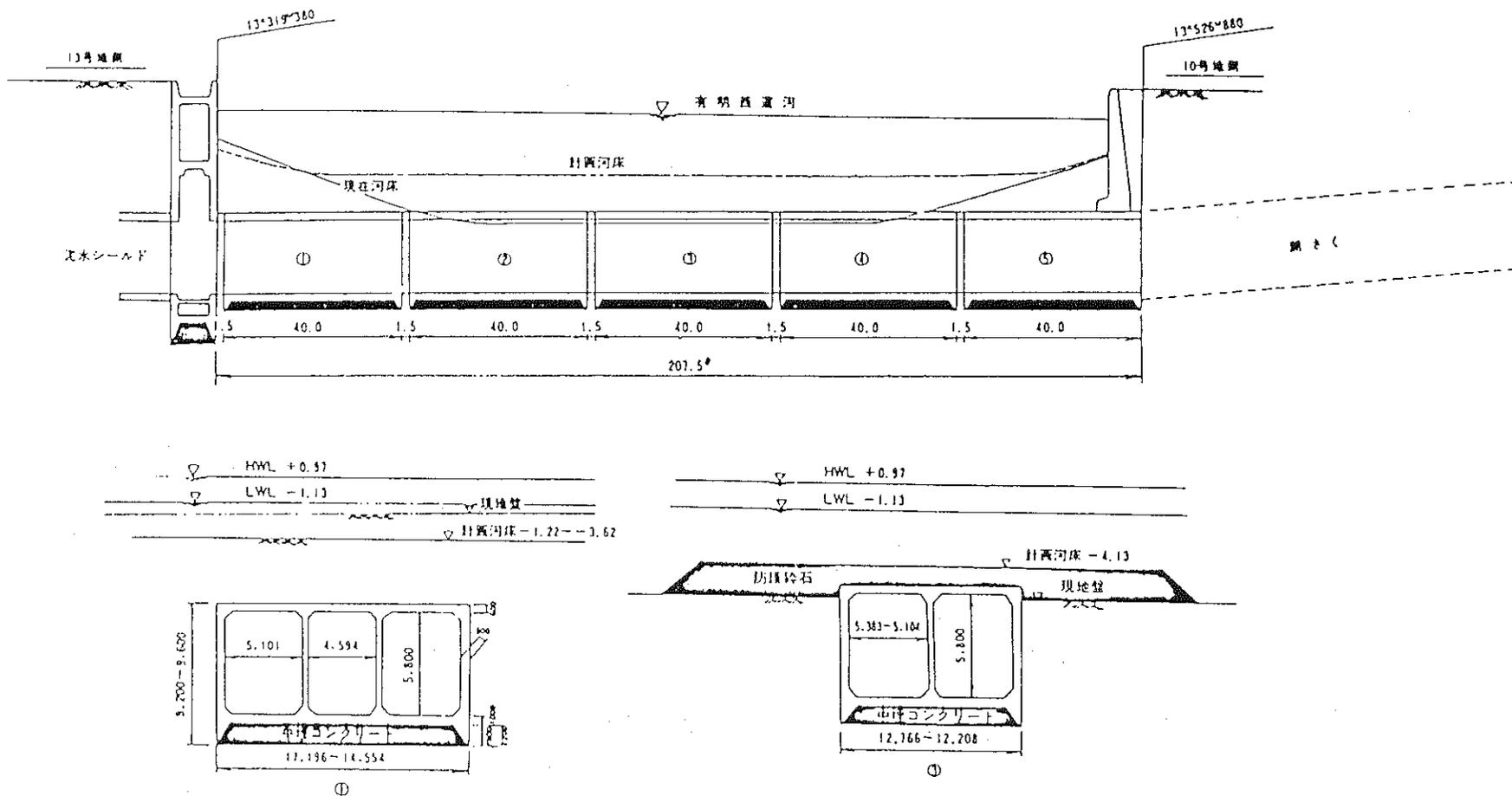
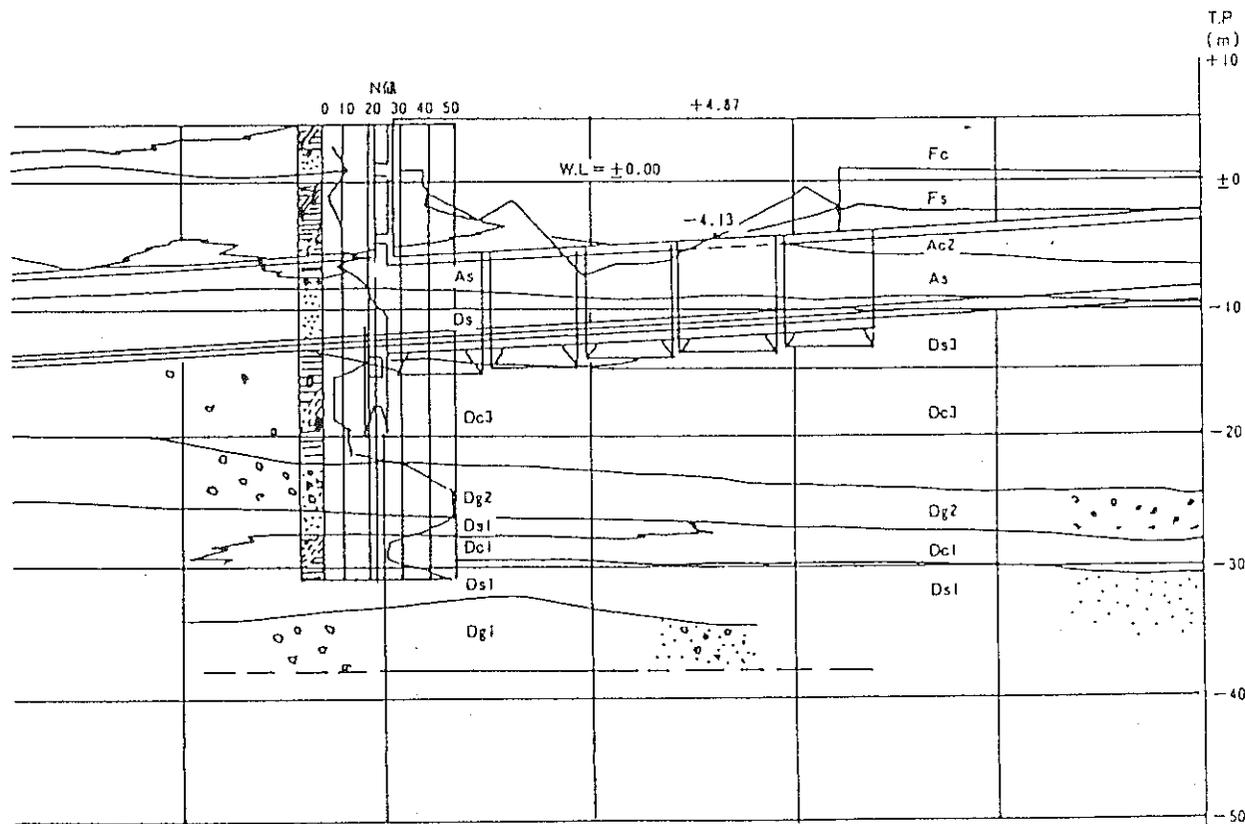


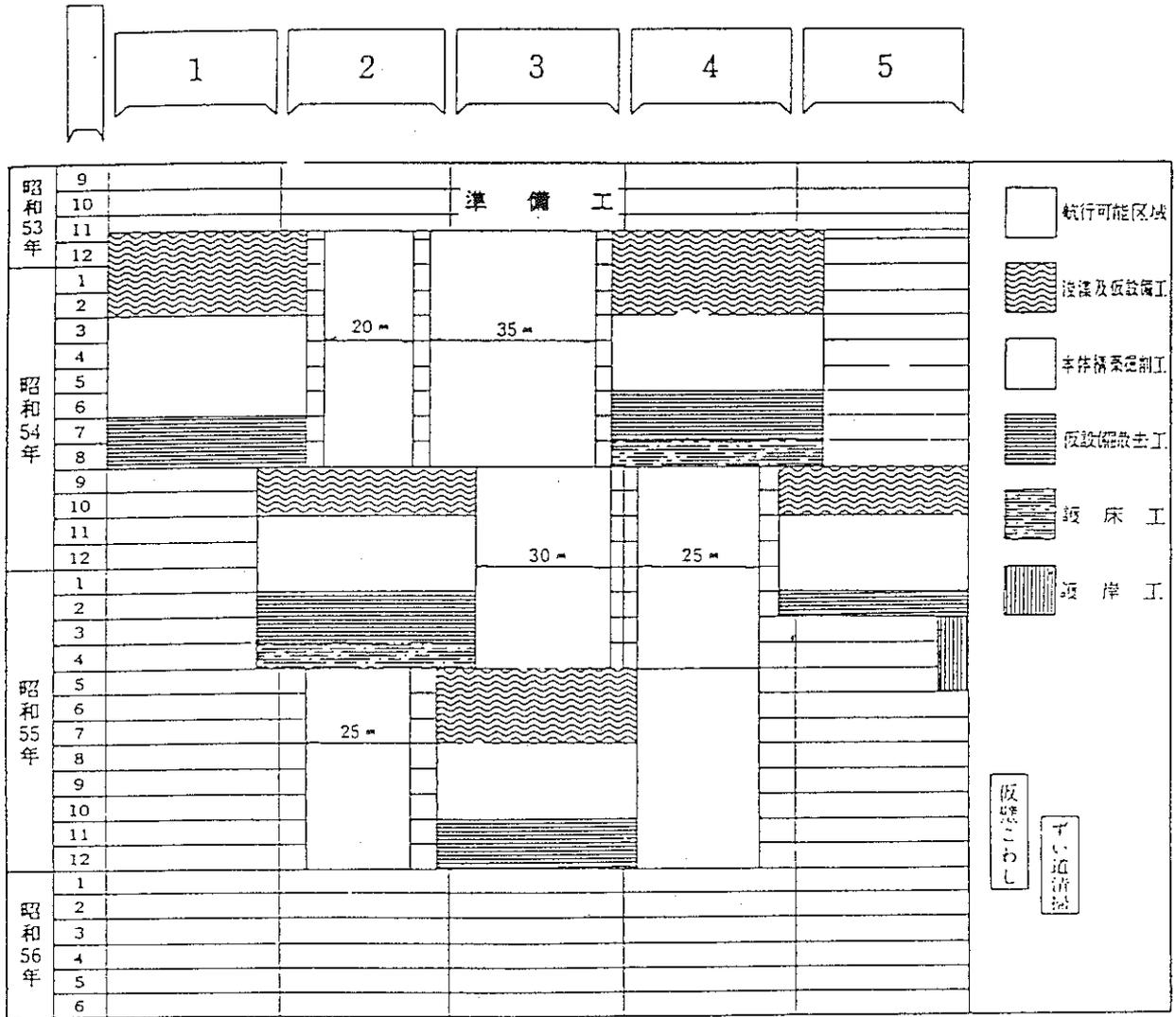
図 2-2 ケーソントネル全体図



地质时代	地层区分	地层记号	地质名
现代	埋立土层	Fc	粘性土
		Fs	砂质土
冲积世	冲积层	Ac2	粘性土
		As	砂质土
第四纪	洪积层	Ds3	砂质土
		Dc3	粘性土
		Dg2	砂砾
		Ds1	砂质土
		Dc1	粘性土
		Dg1	砂砾

图 2 - 3 有明西運河付近地質縦断面图

表 2 - 1 工事工程表



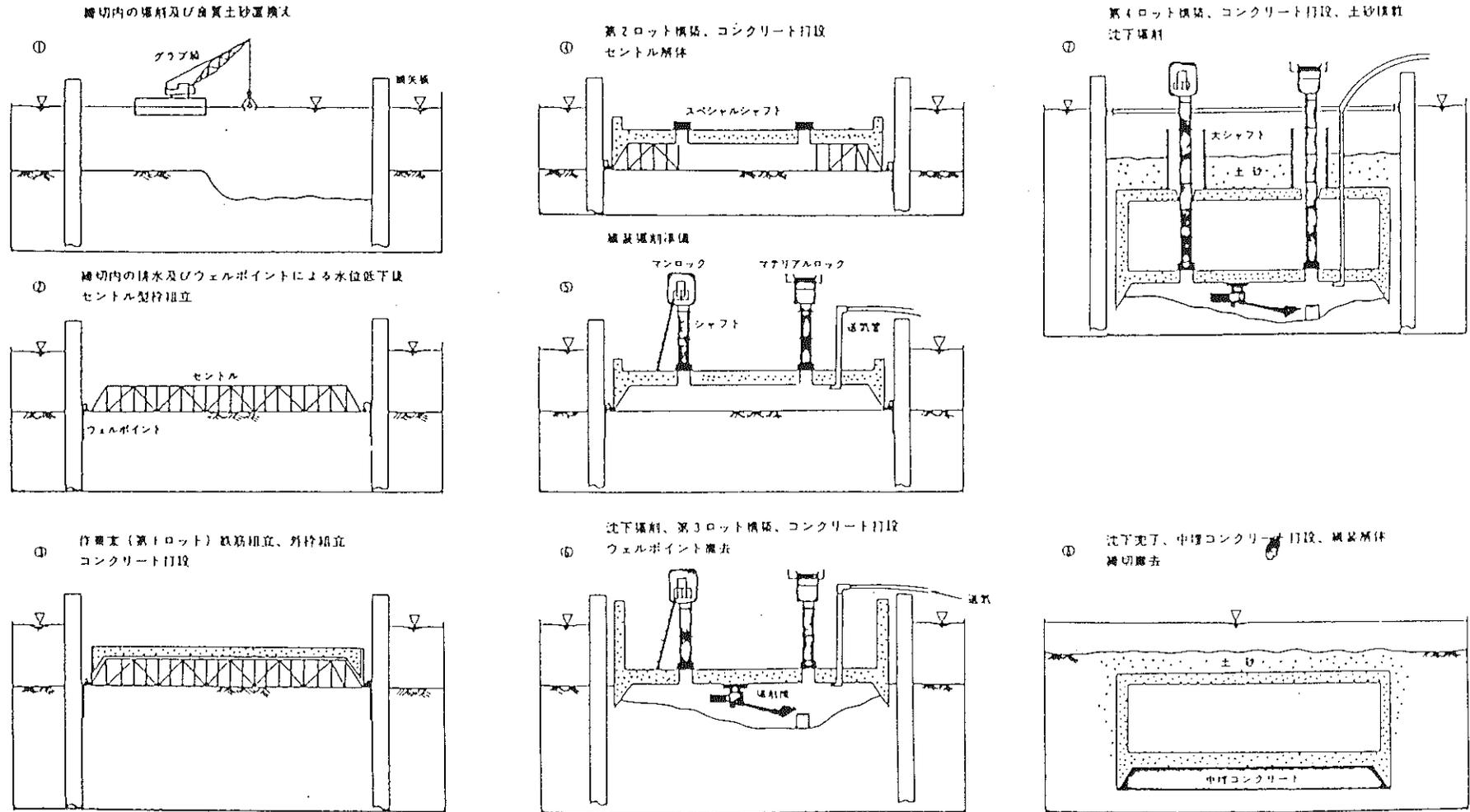


図2-4 ケーソン施工順序図

(6) セントル組立

このケーソンは、FLの縦断勾配に合わせたため、軌道床版に10/1000の勾配がつき刃口底面は、掘削沈下の施工精度を良くするため水平となっている。このため高さの調整は、始点側と終点側の刃口の高さにより行う事になる。このように異形の作業室であるので、セントルの組立には、高い精度が要求された。

なお、施工面積は、約1,200 m<sup>2</sup>と非常に多いが、木製セントルを使用した。

(7) く体構築

く体の構築は、初期沈下の精度を高めるため、ケーソンの重心が低くなるよう部分構築で行い、刃口据付地盤の地耐力の限度、二重締切に取り付けられる切梁支保工の位置、掘削沈下に必要なく体重量を考慮して各構築のコンクリート打設量及び時期を決定した。

(8) 掘削設備

圧気ケーソン工法において施工上最も重要であるのが掘削設備であるが、本工事においては掘削沈下の作業能率向上、又逆に、潜函夫の健康管理上、作業量の縮小について研究且つ、改善を目的として、掘削地盤の地質や地下水の湧水に左右されず、作業能力の低下しない、吊下げ式の函内掘削機を使用した（1函当たり3台）。

また、この掘削機の作業能力に対して賄えるだけの土砂搬出能力を持つキャリア2台、三脚デリック2台を設置した。

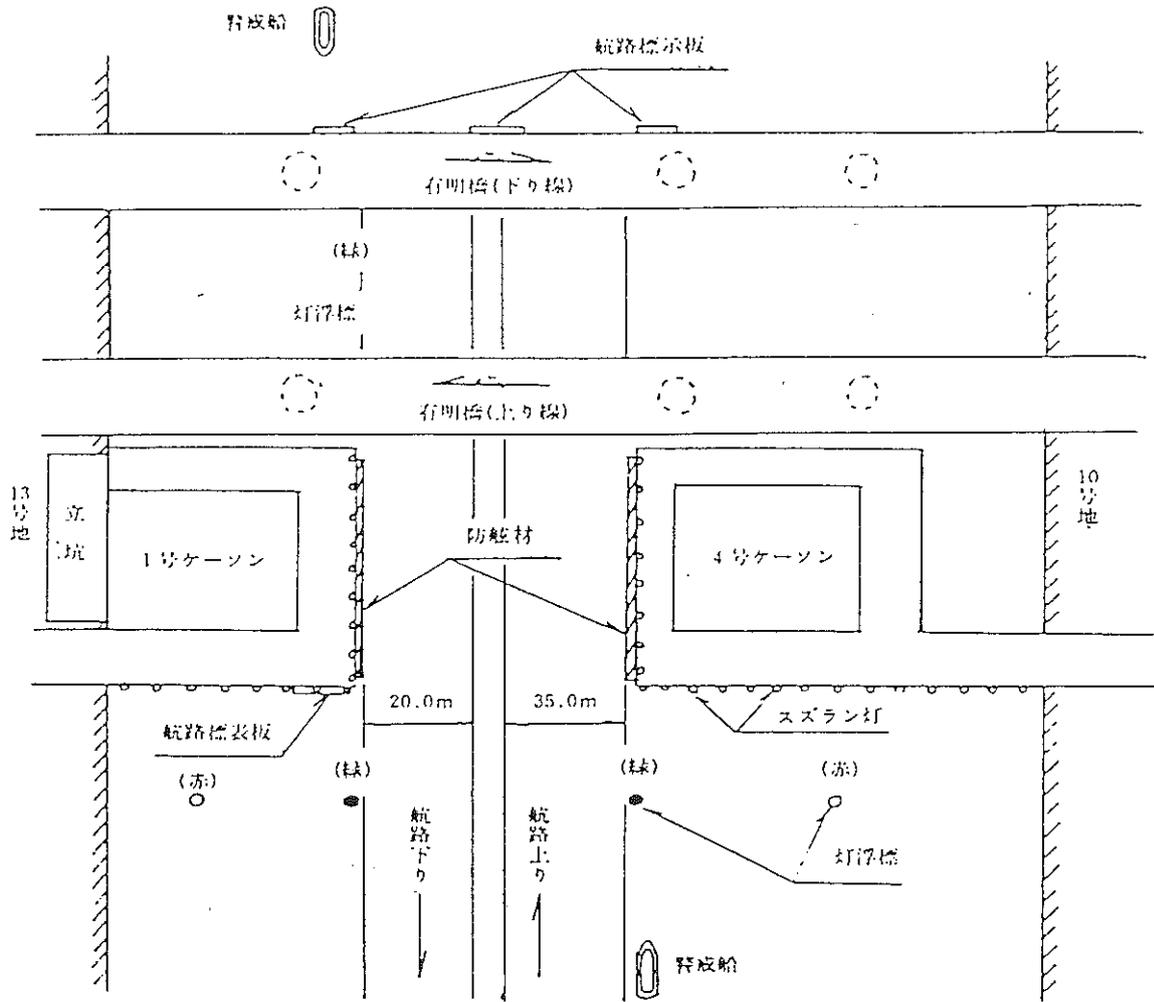
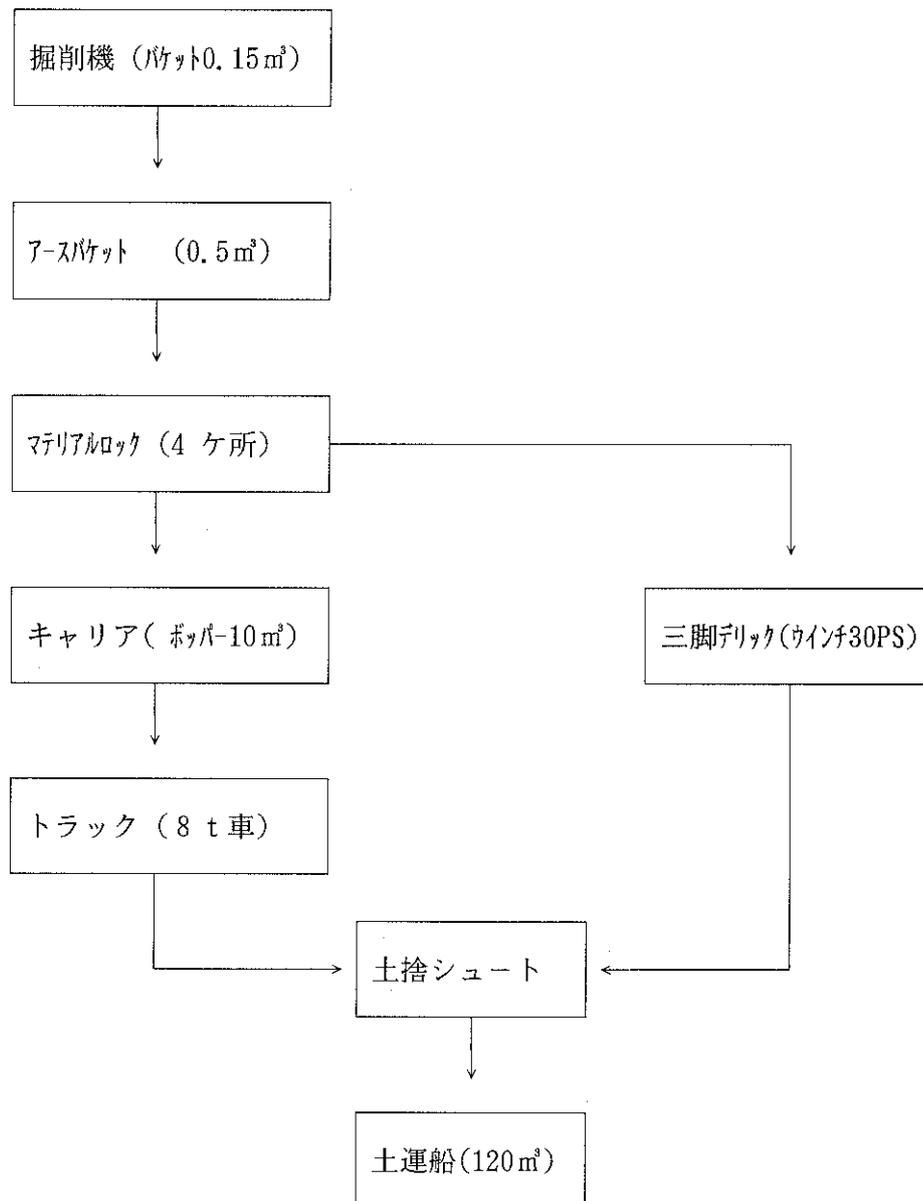


図 2 - 5 航路確保状況図

掘削土砂の搬出順序は次の通りである。



#### (9) 送気設備

掘削設備が施工上最も重要な点であるとすれば、安全上最も重要なのがこの送気設備といえる。それはこの設備に不備な点が生じると函内作業員の人体に危害を与えるだけでなくケーソンの掘削沈下にも、傾斜及び過剰沈下など多くの危険性が生じるからである。

このため、送気設備の大きさ、能力は、ケーソンの規模、現場の地質等を考慮して余裕があり且つ、過剰にならない性能とし、また、停電等の非常時の予備設備としてディーゼルコンプレッサーを設備した。(図 2-7)

送気設備の能力及び送気順序は次の通りである。

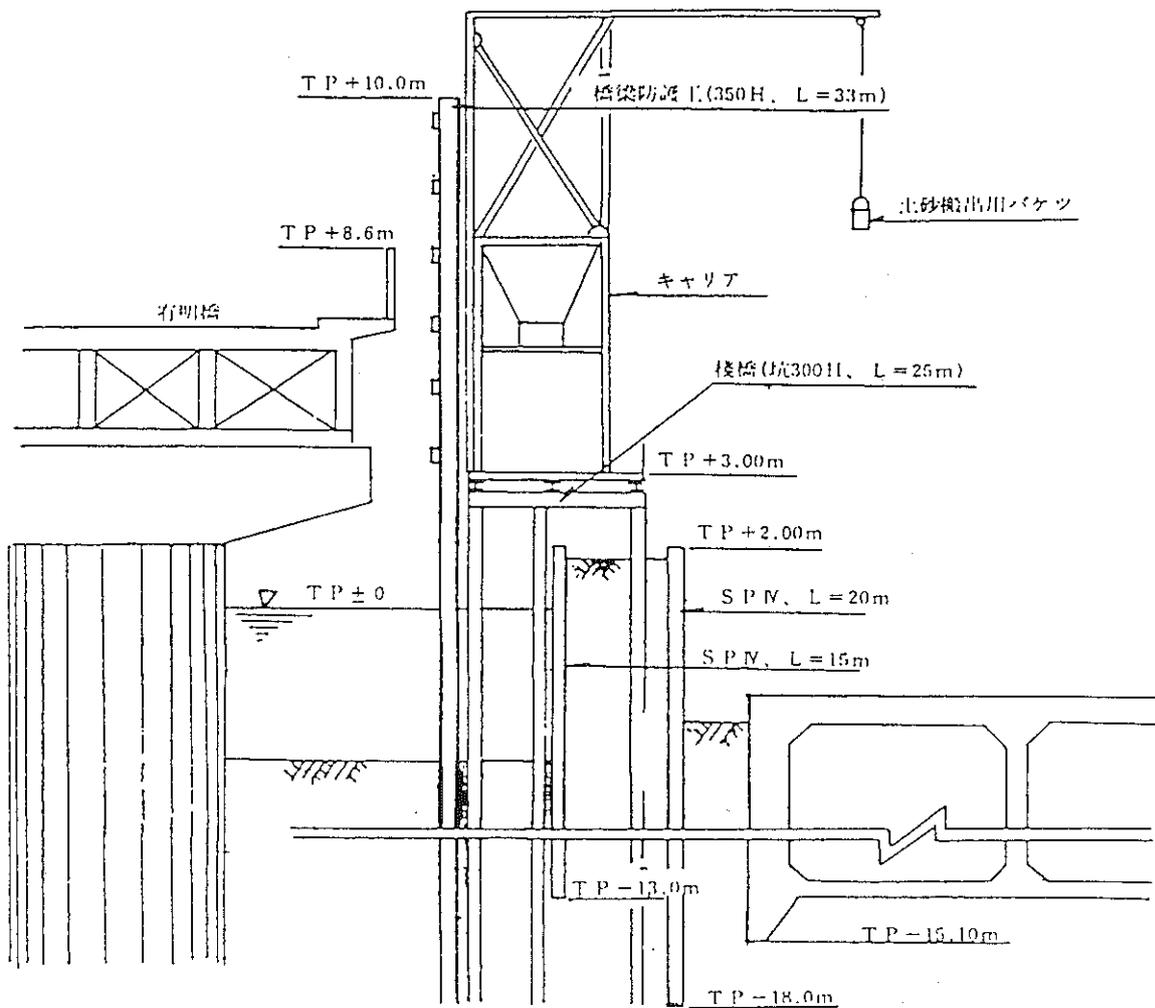
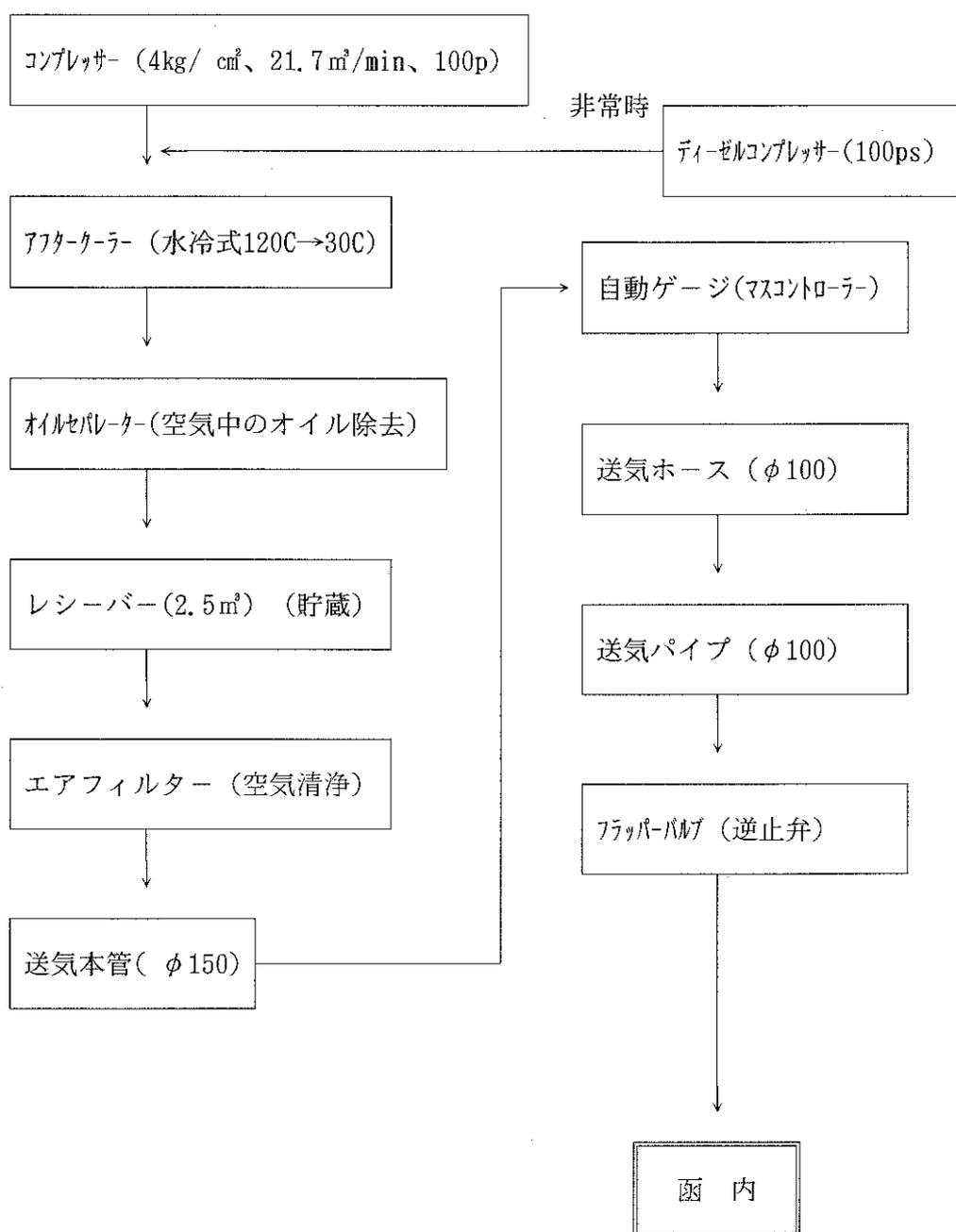


図 2 - 6 橋梁防護工





(10) 中埋コンクリート

中埋コンクリートは、圧気中での打設になるのでスランプは、 $15 \pm 2.5\text{cm}$  であるが、その値を損なわないように適正な気圧管理が常時必要である。

又、コンクリート打設表面には、どうしても浮水が溜まるので、その浮水が最後に中埋コンクリートと作業室コンクリートとの間に残らないようコンクリートを全パイプから一挙に打設せず、1～2ヶ所のパイプから打設し、表面浮水を押し出しながら1ヶ所に集め、最後のパイプからコンクリートの打上りと共に排出した。

なお、この中埋コンクリートでは、ケーソン本体が非常に軽いため、浮力によるケーソン浮上の危険性を考慮し、作業室にあらかじめ埋め込んでおいたアンカー筋(D16・1988本/1号函)で本体との一体化を図った。

(11) 防護碎石及び防護鉄板

このケーソントンネルは、土被りも薄く、軽いため土砂のかわりに1号碎石でトンネル上部全体を覆った。

又、ケーソンが本航路となる2～4号函には、本体の安全上ケーソン上部を鉄板(9mm)で覆い防護した。(図 2-8)

5. 掘削沈下管理

本工事の掘削沈下時の管理は、次の項目によって実施した。

- ・地質管理 (土質、支持力、摩擦力、その他)
- ・圧力管理 (函内気圧、送気量、その他)
- ・荷重管理 (く体重量、水荷重、土砂荷重、その他)
- ・位置管理 (傾斜、移動、刃口高さ、その他)
- ・状況管理
  - └ 函内状況 (函内地質、湧水、その他)
  - └ 函外状況 (ケーソン本体、近接構造物)

なお、今回は、傾斜計を設置して沈下中のケーソンの状態を常に把握し、沈下精度の向上に努め良好な結果が得られた。(図 2-9, 表 2-2)

(終わり)

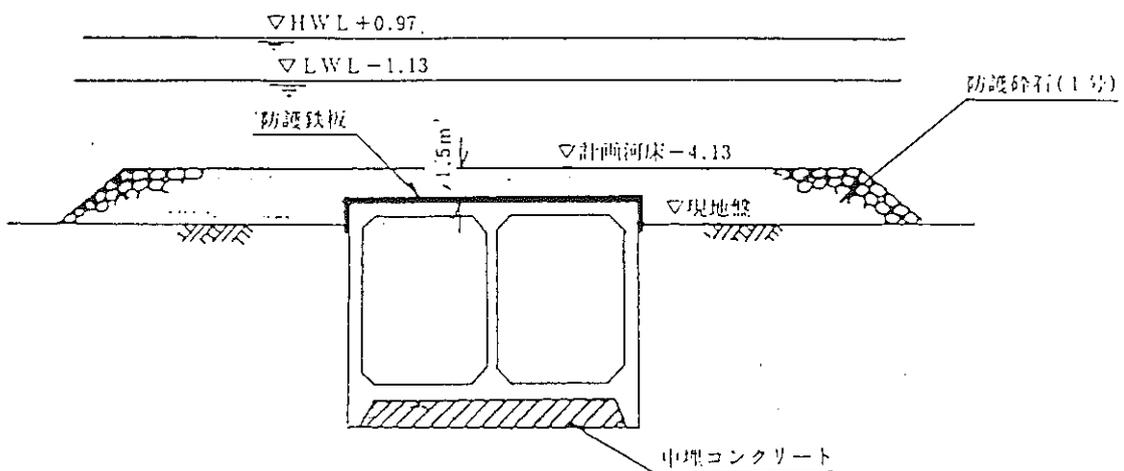


図 2 - 8 ケーソン上部防護工

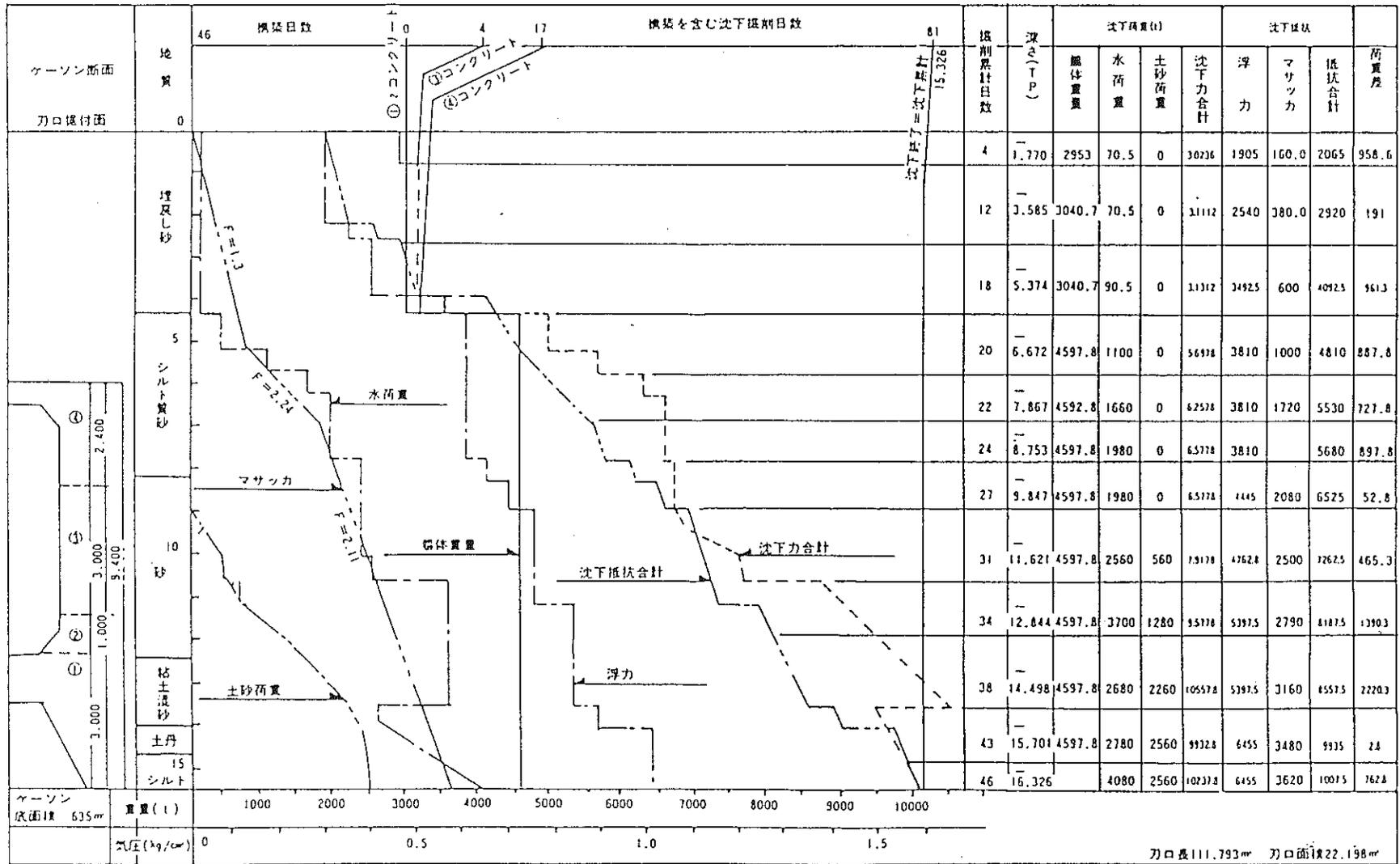


図 2 - 9 沈下図 (1号ケーソン)

表2-2 1号ケーソン沈下集計表(刃口据付TP-1.00M)

沈下月日	刃口平均高 TP-	横断方向傾斜(mm)		縦断方向傾斜(mm)		移動(mm)	地質
		下り縁側	上り縁側	始点側	終点側		
54.5.12	1.215		15		20	6 4	砂
5.14	1.475		25		15		"
5.15	1.770		30		8		"
5.18	2.490		20		15		"
5.19	2.756		25		10	10 0	"
5.21	3.004		5		25		"
5.22	3.306		30		15	5 5	"
5.24	3.585		25		20		"
5.25	3.857		15		85		"
5.26	4.140		4		13		"
5.27	4.436		15		25		"
5.28	4.690		10		20		"
5.29	4.987		15		20		"
6.15	5.374		20		25		砂・粘土
6.30	6.208		30		10	4 8	シルト 質砂
7.2			20		10	6,672	"
7.3	7.261		10		20		"
7.4	7.867		20		20	0 8	"
7.5	8.240		10		20		"
7.6	8.753		10		20		シルト 混砂
7.9	9.303		10		20		"

沈下月日	刃口平均高 TP-	横断方向傾斜(mm)		縦断方向傾斜(mm)		移動(mm)	地質
		下り縁側	上り縁側	始点側	終点側		
7.10	9.847		20		10		砂
7.12	10.430		20		20	15 10	"
7.13	11.030		10		20		"
7.14	11.621		10		10		"
7.16	12.093		5		15		"
7.18	12.844		9		42		"
7.19	13.473		3		62		粘土混り 砂
7.23	14.498		5		15		砂及び 土丹
7.26	15.082		15		5	25 6	土丹
7.28	15.701		10		15	140 10	シルト
7.30	15.964		10		30	48 12	"
7.31	16.326		25		52	68 12	"

(設計最終刃口高TP-16,336)

$$16,336 - 16,326 = 10\text{mm高}$$

### 3. 13号地泥水加圧シールド

## 1. 概要

13号埋立地は、東京港東側、有明地区西方に位置し、荒川と隅田川の両河川の河口付近に形成された三角州上に昭和38年～43年にかけて造成された埋立地であり地表面は、吹き上げによる砂質土より成る部分とその上に粘性土を埋立た部分があり埋立土の厚さは、大体6～8mである。

ルートは、東京港方から直線で13号地に進出し、東京湾岸道路（国道357号）下をR=800mでくぐり、同線と並行して有明西運河方へ直進する。

なお、湾岸道路との交差部は、道路の建設に合わせて防護工（アンダーピニング）の施工を首都高速道路公団に委託し施工済である。

本工区は、塩浜起点11k870m～13k310m間の延長1,440m、外径7.5mの単線並列泥水加圧シールド工法で施工されたトンネルで線型は、上下線中心間隔16mを標準とし、線路勾配は、5%と10%のそれぞれ上り勾配で土被りは最大18.5m、最小11.3mである。（図3-1）

## 2. 土質とトンネル構造

- ① 12Km付近の西側は、洪積世の水期に形成された埋没谷があり、その東側には、その当時に形成された段丘が存在しており、これらの谷や段丘は、その後水期に海面が上昇し微細な土粒子によって埋没したものである。こうして三角州堆積物でおおわれた埋没谷の部分では、沖積粘性土層厚が約40mもありFL以下でも約18mもある。N値はほとんどゼロの軟弱地盤であるとともにこの沖積層の組成はシルト分および粘土分が90%をしめ、砂分は10%以下である。自然含水比は、液性限界を越え鋭敏比が10もあり、この粘性土は施工時の練り返しによって極端に強度が低下する。

次に洪積層区間の土質は、N値が10程度を示すシルト質土であり局部的に砂礫層を介在する比較的硬い層である。又、洪積層上部には沖積層の基底礫層と思われる砂礫層がありその上部はシルト質土で一般的には、透気性は小さいが部分的に砂層があり土被りも少なく噴発の恐れがあり又、軟弱な沖積層から硬い洪積層に移行する12K350m付近の斜面には有効径0.1mm、均等係数3程度の砂が堆積しており掘進時に流砂現象を生じる危険がある。尚、振動スクリーンで目視あるいは手触りから推察すると11K870m～12K200m間はシルト質粘土層であり、12K200m～12K300m間は砂質シルト層で、12K300m～12K600m間はシルト、砂礫（小径）の互層で12K600m～12K900m間は砂礫と洪積粘性土層であり又、12K900m～13K300m付近までは洪積粘性土層と砂層である。（図3-2, 表3-1）

- ② このような厳しい設計条件に対応可能なトンネル構造として次の案を選び検討した。
- ケーソントンネルとし、基礎は、大口径基礎杭を用いて沈下防止を図る方法。
  - シールドトンネルとし、予め、トンネル直下の深層部の地盤改良(CCP工法)を行い沈下を軽減する方法。
  - シールドトンネルとし、セグメントリング間に柔結合継手を用いてトンネル縦断方向の剛性低減を図り、軌道保守上、内空断面直径を40cm拡大する方法。
    - a案は、地盤沈下に抵抗する支持杭案であるが、鉛直土圧の増加、トンネル直下の空隙、地震時の挙動等構造上問題が多い。また、b案は、地盤改良にトンネル建膨大

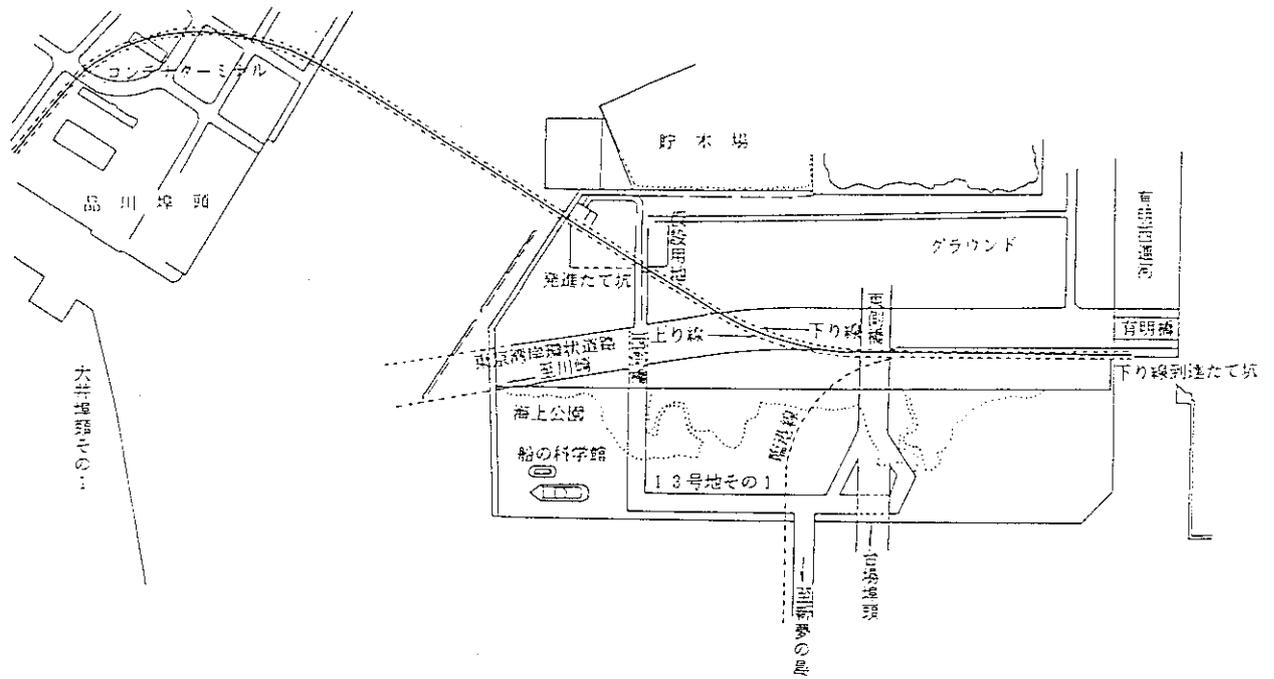


図3-1 台場ずい道（13号地付近）線路平面図

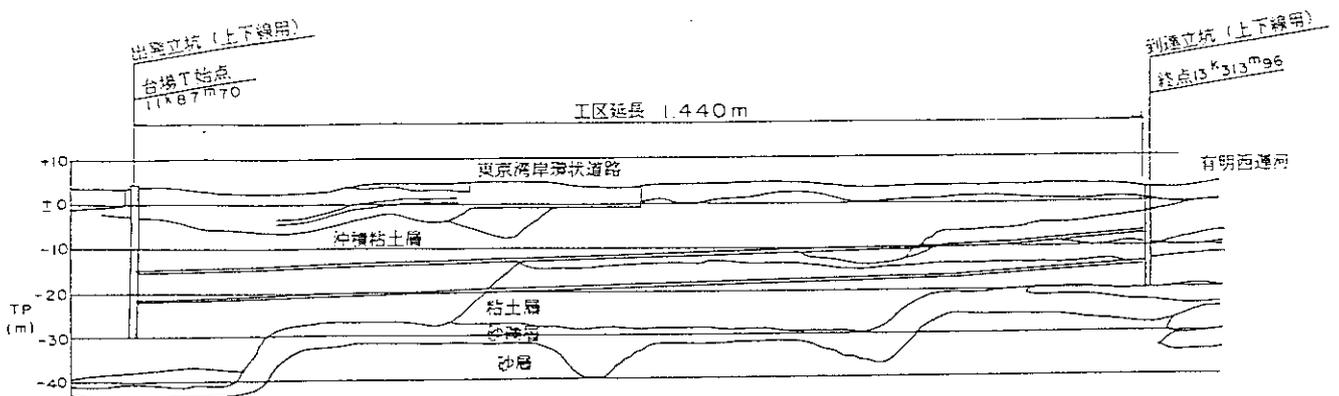


図3-2 台場ずい道（13号地付近）地質縦断面図

表 3-1 シールド掘削土の土質状況

区 分		発進後500m間の沖積層		後半の洪積層	
土 質 名		粘 土	砂混じりシルト	砂質シルト	細 砂
粒 度	砂 分	2 %	12 %	28 %	89 %
	シルト分	47 %	48 %	37 %	4 %
	粘土分	51 %	40 %	35 %	7 %
液 性 限 界		106 %	73 %	75 %	— %
塑 性 限 界		56 %	34 %	41 %	— %
含 水 比		107.6 %	72.9 %	63.9 %	26.7 %
間 隙 比		2.94	1.99	1.77	—
土粒子の比重		2.69	2.75	2.72	2.53
一軸圧縮強度		1.42 t/m <sup>3</sup>	1.68 t/m <sup>3</sup>	1.61 t/m <sup>3</sup>	—
一軸圧縮強度		0.70 Kg/cm <sup>2</sup>	0.30 Kg/cm <sup>2</sup>	1.05 Kg/cm <sup>2</sup>	—

な設以上の建設費を要する反面トンネルの沈下量を半減出来る程度で投資効果が少なすぎる。これらに対して、トンネルの縦断方向の剛性を軽減し、地盤沈下への追随性を図るc案は、軌道保守等に若干の問題は残るがトンネル構造上比較的安全であり工費も他案に比し著しく低廉であるため、本案を採用することに決定した。

- ③ シールドトンネル断面の設計上、通常、鉛直土圧の大きさはトンネルの土被り、直径及び地山の条件等を勘案して地山のゆるみ土圧か全土被り土圧を採用しているが、本トンネルの設計には全土被り荷重の外、地盤の圧密沈下による鉛直荷重の増加が予想されるため、さらにこの荷重を付加することとした。しかしながら、圧密沈下中の地盤における土圧の挙動が明確でないため、鉛直付加荷重の大きさを正しく求めることは困難が多く、本設計では近似的に次のとおり推定した。すなわち、トンネル上部にある厚さの土柱を想定し、この土柱に働くネガティブフリクション相当の荷重が鉛直付加荷重として働くものと仮定した。この方針に基づき設計を進めた結果、付加荷重による覆工断面の増加が著しく過大設計の恐れも生じたため、当面、一次覆工の設計では上記の値の1/2とし、土圧の実体に合わせて二次覆工で最終的な設計を行うこととした。

なお、現地での土圧測定の結果は、鉛直土圧で27 t/m<sup>2</sup>を示し、設計土圧32 t/m<sup>2</sup>の約85%となっている。

### 3. トンネル断面の決定

トンネル断面の決定に当たっては、次の条件によった。(図 3-3, 3-4)

- ① 1号トンネル断面と同じく中心内空高5,100mmを確保する。  
 ② 地盤の圧密沈下に伴いシールドトンネルが不等沈下した場合、線路扛上を行い勾配の調整が出来るよう内空高に余裕を持つこととし、その高さは、60年後の沈下想定曲線を基として40cm拡大した。  
 ③ 不等沈下により容易に線路扛上出来るよう有道床とする。

以上により、トンネル外径は

$$\begin{array}{cccccc} \text{内空} & & \text{セグメント} & \text{二次巻} & \text{蛇行余裕} & \text{外径} \\ 6,100 + 2 \times (300 + 250 + 150) = & & & & & 7,500 \text{ mm} \end{array} \text{とした。}$$

### 4. セグメントリング間伸縮継手

#### (1) 基本設計の考え方

東京港付近から13号地の一部にかけて著しい地盤沈下が進行中であり、測定記録によると地上部で16cm/年、トンネル底面で7cm/年となっている。この値から今後の残留沈下量を推定するとそれぞれ2.7m及び1.3m程度に達する。

一般にシールドトンネルは、縦断方向に比較的フレキシブルであり、羽田トンネル建設時に当公団が実施した模型実験からの推定によれば、軸方向許容変形曲率半径は、鋼製セグメントで2,300m、合成セグメントで6,000m、RC箱型セグメントで15,000mとなっている。

しかしながら、13号地の硬軟両地層境界付近におけるトンネル沈下曲率半径は、約560mの見込であり、トンネルに如何なるセグメントを使用しても設計上、特別の対策を





講じないかぎりトンネルの破壊は避けられないと推定された。

従来、このような著しい変形にトンネルを対応させた事例は皆無であり新たな構造を考えざるを得ない。

この為、セグメントリング間の柔結合継手は、地盤沈下に追従出来るとともに地震時の曲げ、せん断および軸力（押し引き）に十分安全であり、かつ水密性および耐久性に優れた機能を有するものでなければならない。また、当然のことながら施工法に制約を受けるトンネル内への取り付けとなるため、施工性を無視した設計は成り立たない。

これらの基本的な条件を考慮の上、継手の開発方針としてシールドジャッキ推力を利用してセグメントリング間に挿入したゴムガスケットに所定の圧縮歪みを与え、この圧縮歪みによってトンネルの縦断変形によって生ずる継手部の伸縮を完全に吸収できるよう設計条件を設定した。（表 3-2）

表 3-2 セグメントリング間柔結合継手設計条件

項 目	内 容	設 計 条 件
トンネル設計	セグメント 外径	7, 500 mm
	セグメント 厚さ	300 mm
	セグメント 幅	900 mm
トンネルの軸方向変形時の最小曲率半径		500 m
継手部圧縮力	シールドジャッキ推力相当	1, 500 ton
継手部ゴムガスケットの変形量	継手の初期圧縮量	50%（ジャッキ推力による）
	ゴムガスケットの伸び量	80%（原寸の40%）以上
	ゴムガスケットの圧縮増量	5%（原寸の5%）以上
継手ゴムの強度および耐久性	許 容 水 圧 力	3 kg/cm <sup>2</sup> 以上
	許 容 土 圧 力	5 kg/cm <sup>2</sup> 以上（水圧を含む）
	耐 久 性	90年間機能を維持出来ること

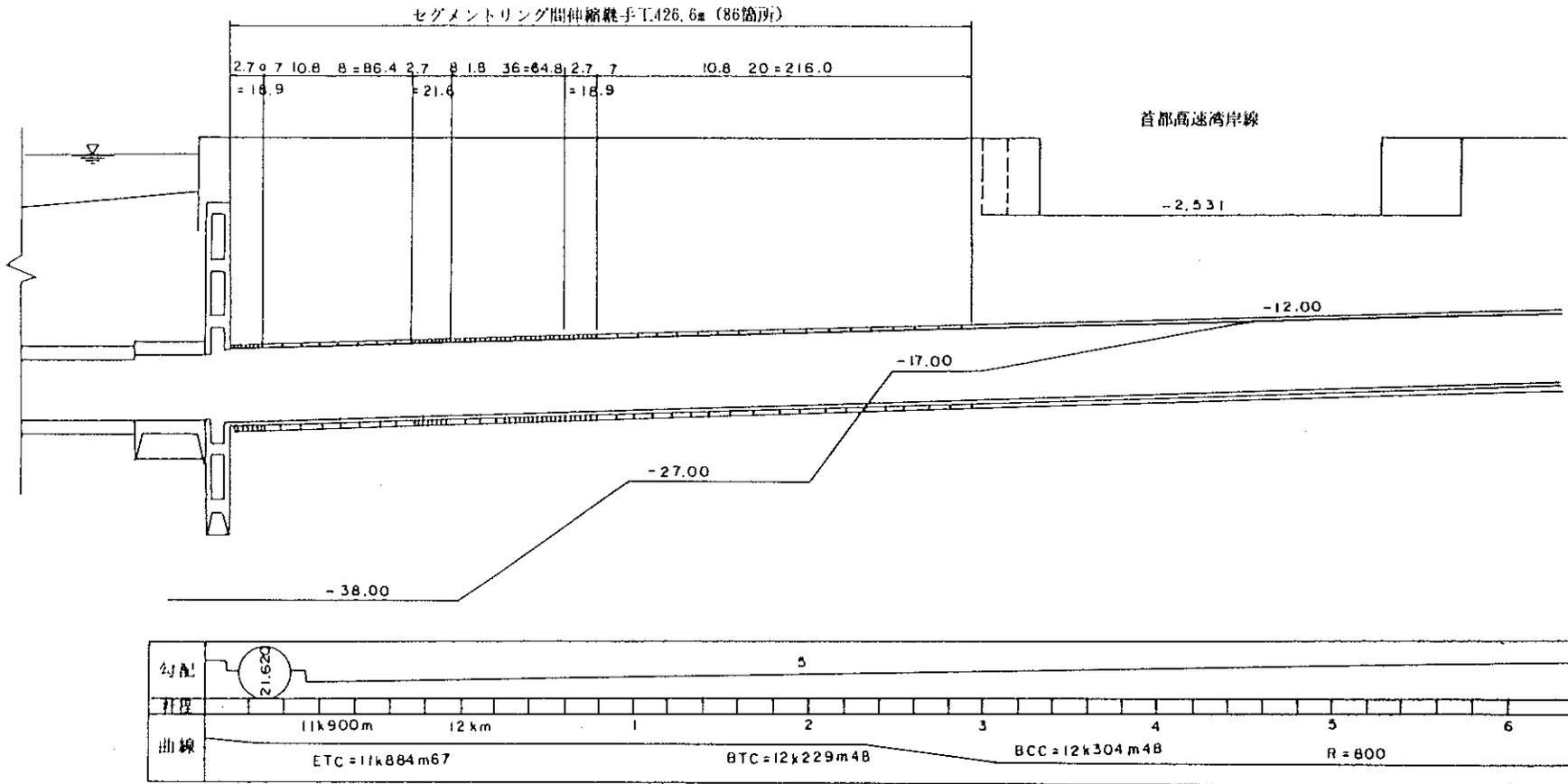


図 3 - 5 伸縮継手挿入位置図

ゴムガスケットの材質は継手ゴムとして必要な特性、すなわち耐圧性、耐候性、耐オゾン性、酸化抵抗性、耐久性に優れた性質を有するゴム材質を選定するために、各種のゴム素材を用いて約200種の配合試験を行った結果、地下条件の耐久性に優れたネオプレンゴムと高圧縮下の伸縮および止水性に有利な天然ゴムに各種の添加剤を加え、標準配合を決定した。(表 3-3)

表 3-3 ゴムガスケットの標準配合

類 別	内 容	重量 (%)	効 果
ゴ ム 原 料	ネオプレン(ネオクロプロレンゴム)	約 50	耐久耐圧縮用
ゴ ム 原 料	天然ゴム	約 10	耐強度耐圧縮用
補 強 充 填 剤	カーボンブラックその他	約 20	増強度、高度用
調 整 剤	有機酸並びに石油留分	約 10	成形性改良用
耐圧縮用添加剤	Y-J 116154	約 5	圧縮緩和対策用
加 硫 剤	イカ、チウム類その他	約 3	弾性率調整用
劣 化 防 止 剤	ジミン類	約 2	耐久性向上用

また、ゴムガスケットの形状については、最初に圧力緩和型、固状台形、中空台形の三種の基本型を選んで基礎的な模型実験を行い、この中から選ばれた圧力緩和型について18種の原寸模型を製作し、圧縮、剪断、クリープ等に関する各種実験を行った結果応力分散、圧縮変形、圧着面圧、弾性等に優れたゴムガスケット断面を決定した。なお継手ゴムの耐久性については、種々の試験の結果、応力緩和に関する次の実験式を求めることにより、90年後の機能保持に確信を得ることが出来た。

$$R\sigma = 0.83 - 0.022 \log t$$

但し、 $R\sigma$  : 圧縮応力比       $t$  : 時間

このゴムガスケットを用いた柔結合継手は、曲げ、剪断および軸方向の各変形にはゴムガスケットで対応し、限界変形を越える曲げモーメントおよび軸力については、ゴムガスケットの圧縮およびボルトの張力により抵抗させる構造となっている。

また、止水については、ゴムガスケットによる。

なお、柔結合継手の配置は、想定上の地盤沈下の性状に合わせた。即ち、最小間隔1.8m(2リングに1カ所)、最大10.8m(12リングに1カ所)となっている。さらに、立坑との取り付け部は立坑とトンネルとの不等沈下を考慮し、継手間隔を2.7

m (3リングに1ヵ所)として安全を図っている。(図 3-5)

以上により、セグメントリング間柔結合継手は、地盤沈下区間延長430mに対して86ヵ所設置した。これにより、トンネルの許容曲率半径は540mとなり、推定される変形に対し十分追随できる構造となっている。

### (2) 地盤沈下時の挙動

地盤沈下解析に当たっては、トンネルを弾性床上の梁としてモデル化し、地盤条件および構造条件に応じて支持条件、梁の剛性、地盤係数等を定め、予測される地盤沈下については、これに相当する強制変位を与えて計算した。

解析の結果、地盤沈下による断面力および継手部の相対変位は表 3-4および表 3-5に示す通りであり曲げモーメントおよび剪断力の最大値はそれぞれ1,920t・m および310tとなるがいずれも許容耐力以内である。また、トンネルの変形曲率半径は、565m、継手における相対角度は、0.00317rad. となるがいずれも許容限度以内である。

### (3) 地震時の挙動

トンネルに及ぼす地震の影響については、地上構造物に比し比較的少ないことから従来、あまり検討されなかったが、本トンネルのように軟弱地盤上に設けられ、かつ立坑との接続、多数の柔結合継手の新設、硬軟両地層境界の通過などが避けられない場合には、地震の影響が著しく増大するものと考えられるので動的解析を行い、その挙動を検討した。

設計地震動については、近距離中規模地震(震源距離20km、マグニチュード7)及び遠距離大規模地震(震源距離100km、マグニチュード8)の2種類を考慮することとし基盤への入力波形としてそれぞれE L C E N T R O (1940年、IMPERIAL VALLEY、NS成分)及び八戸(1968年、十勝沖、NS成分)の記録を採用した。

地盤の動的性状については、現地でP S 検層及び常時微動測定を行い、P波、S波の速度(900~1,300m/s及び100~150m/s)、剪断弾性係数(140~340kg/cm<sup>2</sup>)、ポアソン比(0.47~0.49)、卓越周期(0.8~1.5Hz/s)などを求めた。

応答計算に当たっては、東京大学田村教授等の研究成果などから、次のような仮定のもとに応答計算モデルを作成した。

- ① トンネル自体の固有振動による影響を無視し、トンネルの変形は、トンネル縦断方向各地点の地盤変形をもとにトンネルの剛性と土のバネにより決定される。
- ② 地盤変形は、基盤層より上部の剪断振動のみを考慮する。トンネルの断面力は地盤の相離れた2地点間の変位差により決定される。当該地盤では、一次振動の影響が支配的なことにより、応答計算モデルは一次振動のみとする。
- ③ 地盤変形は、トンネル縦断方向および横断方向の水平振動のみを考える。

以上、応答計算モデルは、トンネルに直行した地盤断面毎に振動を示す質点およびバネ系に置換え、さらに縦断方向に相互に連絡するバネで構成する。

応答計算の結果、トンネルに生ずる最大断面力および柔結合継手に生ずる相対軸方向変位は、表 3-4および表 3-5に示す通りである。柔結合継手を用いた場合の断面力は、普通継手の場合に比し著しく減少しており、地震時にもきわめて効果的に働いていることがわかる。この場合の曲げモーメントおよび剪断力の最大値は、それぞれ、431t・m、555tであり、地盤沈下の影響を加えるとそれぞれ、1,922t・m、629tとなり、いずれも

表 3-4 トンネルに生ずる最大断面力

最大断面力		計算区間		11K870M691 ~11K889M591		11K889M591 ~11K975M991		11K975M991 ~11K997M591		
		継手区分		普通 継手	柔結合 継手	普通 継手	柔結合 継手	普通 継手	柔結合 継手	
				3リング区間 節点(13~14)		12リング区間 節点(14~18)		3リング区間 節点(18~19)		
①	発生曲げモーメント (t・m)			16,241.0	305.5	12,743.0	431.5	12,743.0	215.5	
	耐力曲げ モーメント (tm)	軸力 642.5(t)		5,612						
		軸力 無視		4,030						
	発生軸力(t)		6,829.5	668.0 (668.0)	7,229.5	650.0 (650.0)	4,110.5	183.0 (163.0)		
	耐力軸力(t)		(1,681) 30,838							
	震	発生剪断力(t)		859.0	555.0	466.0	22.4	292.0	8.6	
耐力剪断力(t)		1,112								
②	発生曲げモーメント (t・m)		—	659.5	—	609.5	—	58.5		
	耐力曲げ モーメント (tm)	軸力 642.5(t)		4,102						
		軸力 無視		2,418						
	発生剪断力(t)		—	296.0	—	38.7	—	10.7		
	耐力剪断力(t)		741							
③ ①と② の合成	発生曲げモーメント (t・m)		—	727.0	—	747.0	—	223.5		
	耐力曲げ モーメント (tm)	軸力 642.5(t)		5,612						
		軸力 無視		1,030						
	発生剪断力(t)		—	629.0	—	44.7	—	13.7		
	耐力剪断力(t)		1,112							

(注) ・ ①の軸力に関して ( ) 内の値は引張力、( ) 外の値は圧縮力  
 ・ 合成は次式による  $③ = \sqrt{①^2 + ②^2}$

11K997M591 ~12K062M391		12K062M391 ~12K081M291		12K081M291 ~12K297M291		12K297M291~	
2リング区間 節点 (19~22)		3リング区間 節点 (22~23)		1 2リング区間 節点 (23~34)		剛結合部 節点 (34~46)	
普通 継手	柔結合 継手	普通 継手	柔結合 継手	普通 継手	柔結合 継手	普通 継手	柔結合 継手
8,216.5	69.0	8,164.5	78.5	5,990.5	272.5	2,040.0	2,093.0
7,455.0	127.0 (127.0)	7,901.5	179.5 (179.5)	7,762.0	460.0 (460.0)	6,356.5	5,425.5 (1,576.5)
509.5	3.7	253.0	2.3	228.5	15.3	67.0	77.0
—	1,920.5	—	930.0	—	421.5	—	847.0
—	309.5	—	95.5	—	20.0	—	18.7
—	1,921.5	—	933.5	—	502.0	—	2,258.0
—	309.5	—	95.5	—	25.2	—	79.0

表 3-5 柔結合継手に生ずる相対角度及び相対軸方向変位

項目		発生区間	11K870M691 ～11K889M591	11K889M591 ～11K975M991	11K975M991 ～11K997M591	11K997M591 ～12K062M391
			3リング区間	1 2リング区間	3リング区間	2リング区間
① 地盤の 不等沈下	曲げモーメント(t-m)		659.5	609.5	58.5	1,920.5
	トンネルの曲率半径(m)		2,459 (810)	10,348 (3,240)	27,720 (810)	565 (540)
	継手における相対角度(rad)		0.0010876 (0.0033333)	0.0010052 (0.0033333)	0.0000965 (0.0033333)	0.0031763 (0.0033333)
② 地震による 水平変位	曲げモーメント(t-m)		305.5	131.5	215.5	69.0
	トンネルの曲率半径(m)		5,308 (810)	14,616 (3,240)	7,525 (810)	15,717 (540)
	継手における相対角度(rad)		0.0005038 (0.0033333)	0.0007116 (0.0033333)	0.0003554 (0.0033333)	0.0001138 (0.0033333)
③	①と②の合成による継手の相対角度(rad)		0.0011986 (0.0033333)	0.0012316 (0.0033333)	0.0003683 (0.0033333)	0.0031693 (0.0033333)
④ 地軸震方 に向 よ 変 る 位	軸力(t)		668.0	650.5	183.0	127.0
	継手における相対変位(mm)		7.6 (24)	7.4 (24)	2.1 (24)	1.5 (24)
①②③の 合成による 継手の 相対変位	圧縮側ゴム 圧縮厚さ(mm)		24.6 (6)	24.7 (6)	26.5 (6)	29.0 (6)
	引張側ゴム 圧縮厚さ(mm)		16.0 (6)	16.3 (6)	28.5 (6)	5.2 (6)

12K062M391 ~12K081M291	12K081M291 ~12K297M291
3リング区間	1 2リング区間
930.0	421.5
1,744 (810)	14,963 (3,240)
0.0015337 (0.0033333)	0.0006951 (0.0033333)
78.5	272.5
20,657 (810)	23,145 (3,240)
0.0001295 (0.0033333)	0.0004494 (0.0033333)
0.0015392 (0.0033333)	0.0008277 (0.0033333)
179.5	460.0
2.1 (24)	5.3 (24)
28.5 (6)	26.3 (6)
17.0 (6)	20.5 (6)

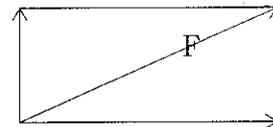
(注)

( ) 内の値は許容値

回転バネ常数 (K $\sigma$ ) = 606,359tm/rad

押し引きバネ常数 (K $p$ ) = 87,461t/m

(トンネル軸直角  
方向分力)  
 $F/\sqrt{2}$



(地震力)

$F/\sqrt{2}$  (トンネル軸方向分力)

⑤の合成は、トンネルに働く地震力の方向を上図のように考えて次式の比率による。

$$M_c \text{ 曲げモーメント} = \sqrt{(1)^2 + (2/\sqrt{2})^2}$$

$$N_c \text{ 引張力} = 4/\sqrt{2}$$

① 地盤の不等沈下

② 地震による軸直角方向変位

③ 地震による軸方向変位

圧縮側ゴム圧縮量  $\delta_c$  及び引張側ゴム圧縮量  $\delta_t$  は、

$$\delta_t = -N_c/K_p - M_c/K \times h + \delta_o$$

$$\delta_c = -N_c/K_p + \delta_o$$

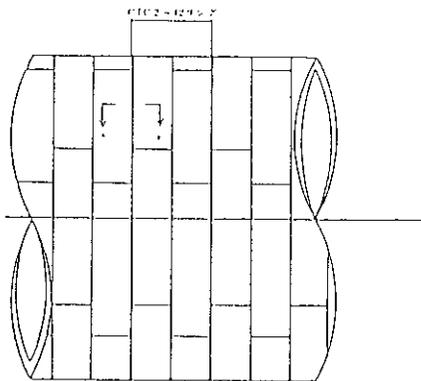
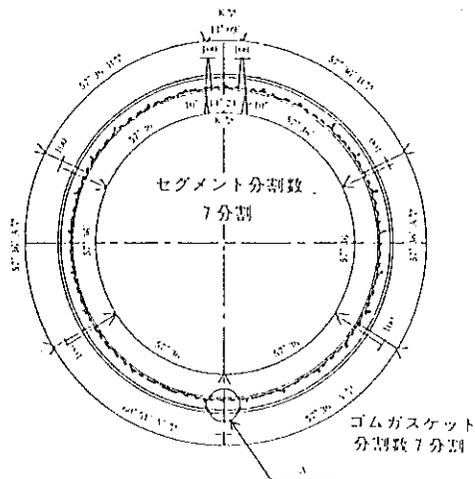
$\delta_o$  : 初期圧縮量0.03mm

$h$  : シールド外径7.5m



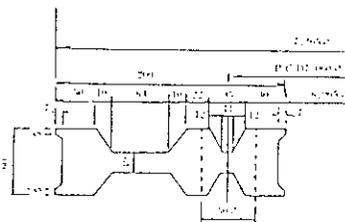
全 体 図

S = 1/2



ゴムガスケット詳細図

S = 1/2

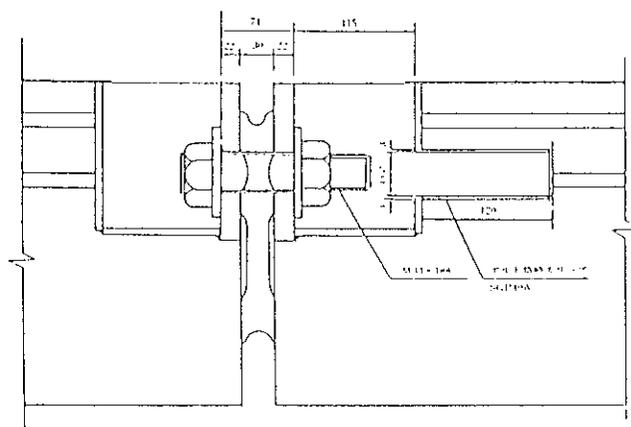


設計条件

項目	単位	数値
設計圧力	MPa	1.0
設計温度	°C	150
材料		ステンレス鋼
密封材料		ゴム
口径	mm	100
口径	mm	150
口径	mm	200
口径	mm	250
口径	mm	300
口径	mm	350
口径	mm	400
口径	mm	450
口径	mm	500
口径	mm	550
口径	mm	600
口径	mm	650
口径	mm	700
口径	mm	750
口径	mm	800
口径	mm	850
口径	mm	900
口径	mm	950
口径	mm	1000

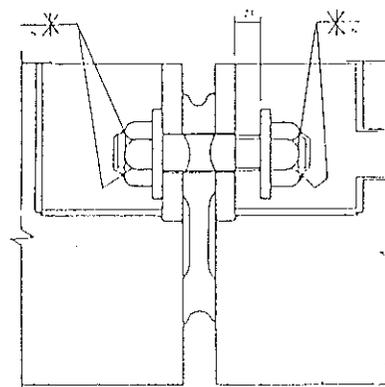
a-a断面図 S = 1/2

セグメント組立直後



a-a断面図 S = 1/2

シヤ入時



A部詳細図

S = 1/2

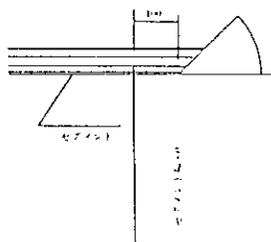


図 3 - 7 伸縮継手標準図

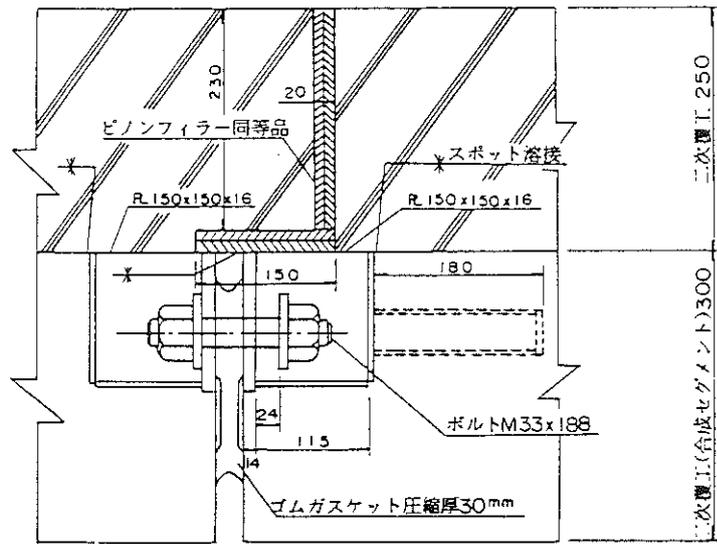


図 3 - 8 柔結合伸縮継手詳細図

許容耐力以内である。また、地震時におけるトンネルの曲率半径は5,300m、継手における相対角度は0.000504rad.程度で十分安全である。これらの結果から、地震時における本トンネルの安全性については、特に問題はないものと考えた。

#### (4) 継手の水密性

柔結合継手の水密性を確認するため、ゴムガスケットの原寸模型を製作し、継手部に3kg/cm<sup>2</sup>の水圧を加えて水密試験を行った。その結果、ゴムガスケットが多少の圧縮を受けているかぎり、完全な水密性が確保されることがわかった。従って、柔結合継手の水密性は、ゴムガスケットによる止水だけで可能である。

#### (5) 柔結合継手の施工

施工方法に変更余地の少ないシールドトンネル内に設計目的に沿った柔結合継手を設けるためには、出来るだけ施工容易な方法をとらなければならない。このため、種々検討の結果、ゴムガスケット1リング分をセグメントと同じように7分割とし、接合位置をセグメント継手位置と若干ずらせて取り付けることとした。ゴムガスケットは、シールド材と同様にあらかじめセグメント側面に接着剤で貼り付け、セグメント組立時に同時に組み込み、シールドジャッキにより所定の厚さまで圧縮する。この際、ジャッキ推力は、1,500t以上とし、ゴムガスケットを30mm以上圧縮した後、締付ボルトナットを正確に圧縮量30mmに合わせて荷重を解放する。その後、100リング以上のシールドの掘進を行い、セグメントの移動が完全に落ち着いた時点でボルトナット間を24mm(ゴムガスケットの将来の伸びしろ)拡大した。(図 3-6, 3-7, 3-8)

以上のように、地盤沈下及び地震の影響については、可能なかぎり検討したつもりであるが、いずれも現象が複雑であり、解析手法が必ずしも当を得たものとは言いきれない。従って、あくまで試行的な方法であり、これらの実績を踏まえてさらに改善を重ねていく必要がある。

### 5. 泥水シールド工法の特徴

泥水シールド工法とは、シールド機械前面を強固なバルクヘッド(隔壁)で内部と分離し、そこに加圧した泥水を充満させ、この泥水圧を切羽の自然水圧より大にして切羽の崩壊を防ぎつつシールド機の Cutter で掘削する。掘削された土砂は泥水室の中で Cutter ディスク及びアジテーターによって泥水攪拌され排泥ポンプによって坑外の泥水処理設備まで流体輸送する。そこで所定の濃度に調整された泥水は、送泥ポンプで再び切羽まで循環圧送される。余剰泥水は、泥水処理設備で土砂と水とに分離され処理される。これを繰り返し掘削を進める工法である。

この工法の特徴は、以下の通りである。

- ① 完全密閉のシールドで大気圧下で作業ができ切羽の崩壊による人身事故がない。
- ② 圧気シールドにおいて最も恐ろしい噴発の危険が全くない。
- ③ 切羽の自然水圧は、上下端に差があり泥水圧ではこれを均等に押さえられるが、空気圧では不可能で、大断面になるほど困難である。
- ④ 圧気式では、不可能な強水圧下の施工が可能である。
- ⑤ 高含水の砂層や軟弱な地層でも薬液注入等の補助工法が少なくすむ。
- ⑥ シールド機の価格が高価であるが、高能率であることと、圧気労働者不足を考慮す

ると経済的でもある。

- ⑦ 泥水を土砂と水とに分離する泥水処理設備が必要なことと、地中に流木・転石等が多い場合は掘削に困難をきたす。従って、事前の調査が重要である。

## 6. シールド機械

シールド機械の形式、性能は前回羽田トンネル森ヶ崎運河でほぼ満足する結果が得られたので今回はその欠点を改良したものとした。

機械を大別すると、カッターを有する最前部、泥水を切羽に保持する隔壁、マンロック、アジテーター、推進ジャッキを装備する中間部、セグメントを組み立てる後部からなる。

カッターは、平面型で単軸センターシャフトドライブ方式であり、合計145本のタングステンカーバイトによるカッタービットが装備されている。カッター外径は7,610mmであり、300mm スライド出来る構造としている。回転トルクは最大280tm としローリング防止のため、正逆両方向回転が可能とした。また、カッターは、曲線部の施工時に地山をオーバーカットするためのコピーカッター4本を有しており、必要の都度、油圧により伸縮させる構造となっている。

隔壁は、地山を安定させる泥水を保持するためのもので泥水圧力に耐える強固な構造となっている。この隔壁内には入らないことが原則であるが、切羽になんらかの異状が生じた場合、一旦泥水圧を圧気に置き換え対処すべく隔壁内に入るためのマンロック、泥土を沈殿させないためのアジテーター、そして送水管、排泥管がそれぞれ取り付けられている。

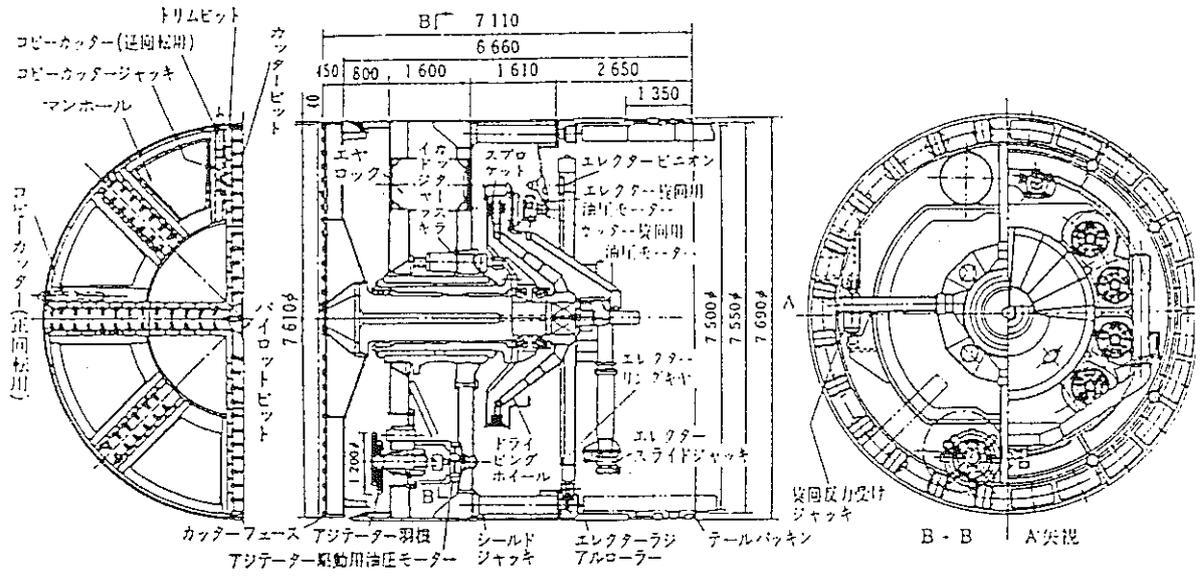
また、地山の安定はあくまで泥水圧によることを原則としているが、セグメント組立時および予期せぬトラブル等によって掘削を停止する場合、カッタースリットからの土砂流入が切羽をゆるめる原因となる。これを防止するためにスリット開閉装置を装着した。

シールドジャッキは、26本で総推力5,200tを装備しているが、軟弱地盤の掘削を考慮して上半部12本下半部14本の配列とした。なお、適切な推進管理をおこなうためこれらジャッキには圧力推進速度、ストローク長等、数点のデータをコントロールセンターに直接伝送しパンチアウトする管理システムを導入している。

テール部はプレート厚55mmとし、内面のシールドジャッキスプレッターとの間に厚さ前側5mm 後側19mmのテーパ形の内巻プレートをはりつけた。このプレートとセグメント間のクリアランスは前側で34mm、後側で21mmとなる。このため、セグメントの組立は容易になるが、反面、組立てたセグメントの上部がたれ込み易くなるため、真円度の確保に留意した。

テールシールの形状は、森ヶ崎では、(L型+U型+L型)の三重構造としたが、U型パッキンは防護バネ板がないのでコンクリート片等による損傷が激しく機能を果たすことができなかったので、今回は、(L型+L型+L型)の三重構造とした。

その他、特別に取り付けた装置としては、地山検知棒があり、これは、湾岸道路との交差部に既に構築されている連続地中壁の防護工内を通過する際、シールド機と防護壁との位置関係を測定するものである。取り付け位置は、スプリング付近とし、その構造



**シールド関係**

名称	仕様
シールドジャッキ	200t×1050S × 26 × 350kg/cm <sup>2</sup>
シールド	電動機 18.5kW×4P×50Hz×4台
パワーユニット	油圧ポンプ 350kg/cm <sup>2</sup> ×26 l/min × 4台(FG30 20/20)
推進スピード(全数作動)	7.56cm/min
当り掘り力	103.5t/m <sup>2</sup>

**カッター-旋回関係**

名称	仕様	
カッタートルク	140kg/cm <sup>2</sup> h 210kg/cm <sup>2</sup> h	190t-m 280t-m
カッター回転数	140kg/cm <sup>2</sup> h 210kg/cm <sup>2</sup> h	0.8rpm 0.5rpm
カッター-旋回パワーユニット	電動機 55kW×6P×50Hz×4台 油圧ポンプ 0~200 l/min at 140kg/cm <sup>2</sup> 0~126 l/min at 210kg/cm <sup>2</sup> 4台(2YS) 油圧モーター 2000kg at 140kg/cm <sup>2</sup> 2950kg at 210kg/cm <sup>2</sup> 4台(R20S 付)	

**アジテーター-関係**

名称	仕様
トルク	140kg/cm <sup>2</sup> h 700kg·m
回転数	210kg/cm <sup>2</sup> h 1025kg·m
パワーユニット	電動機 55kW×6P×50Hz×2台 油圧ポンプ 200 l/min at 140kg/cm <sup>2</sup> 126 l/min at 210kg/cm <sup>2</sup> 2台(2YS) 油圧モーター 700kg at 210kg/cm <sup>2</sup> 1025kg at 210kg/cm <sup>2</sup> 2台(R35)

**エレクタ関係**

名称	仕様
旋回トルク	7.5t-m
旋回速度	0.4 ~ 0.8rpm
昇降ジャッキ	7.1t (標付) × 4.3t (吊上) × 600S × 2本 × 100kg/cm <sup>2</sup>
スライドジャッキ	5t × 200S × 1本 × 100kg/cm <sup>2</sup>
旋回用パワーユニット	電動機 18.5kW×4P×50Hz × 1台 油圧ポンプ 140kg/cm <sup>2</sup> × 54 l/min × 1台(GH4-40) 油圧モーター 400kg/m × 140kg/cm <sup>2</sup> × 2台
昇降用パワーユニット	電動機 5.5kW×4P×50Hz × 1台 油圧ポンプ 100kg/cm <sup>2</sup> × 20 l/min × 1台

**カッター-スライド、コピーカッター、旋回反力関係**

名称	仕様
カッター-スライドジャッキ	130t × 50S × 4本 × 350kg/cm <sup>2</sup>
カッター-スライドパワーユニット	電動機 5.5kW×4P×50Hz × 1台 油圧ポンプ 350kg/cm <sup>2</sup> × 7.5 l/min × 1台(FG6-14/12)
旋回反力受けジャッキ	80t × 100S × 2本 × 350kg/cm <sup>2</sup>
コピーカッター-ジャッキ	7t × 280S × 4本 × 220kg/cm <sup>2</sup>
パワーユニット	電動機 5.5kW×4P×50Hz × 1台 油圧ポンプ 350kg/cm <sup>2</sup> × 7.5 l/min × 1台(FG6-14/12)

図3-9 泥水加圧式シールド設計図

表 3-6 泥水加圧シールド機主要諸元

本 体	外径7,690 × 全長6,870 L/D=0.89 A=46.5m <sup>2</sup>
テールシールド	3重式 (L+L+端末)
シールドジャッキ	26本× 200t/本=5,200t 1,100S × 350 kg/cm <sup>2</sup>
カッター	φ7,610 単軸センタードライブ方式 回転トルク187t-m(1.2rpm)~280t-m(0.75rpm) 面板スリット巾150mm スリット開閉装置付き
エレクター	油圧モーター駆動昇降装置2.5t用
アジテーター	2台×1,200 φ、油圧回転トルク70~1,025kg-m(54rpm)
泥水管	送泥水管用φ250(10B)、排泥水用φ200(8B)

は左右各々900mm のストロークを有する探針棒である。

以上、本機は、前回経験した森ヶ崎での実績に鑑みて改良を加えたものであり、形式性能についてはほぼ同じである。(図 3-9, 表 3-6, 3-7)

表 3-7 泥水加圧式シールド機械比較表

構造・その他	台場トンネル	森ヶ崎運河	主な改良点
シールド 直径×長	7,690 ×6,870	7,290 ×6,400	1.カッターヘッドの形状を三角形から平面形にした。
カッター径	7,610	6,900	
シールドジャッキ 全推力	200t×26=5,200t	160t×27=4,320t	2.カッターの外周を刃口部より前面に出した。
m <sup>2</sup> 当り推力	112t/ m <sup>2</sup>	109t/ m <sup>2</sup>	
推進スピード	7.0cm/min	6.7cm/min	3.カッタースライド量を550 から300mmにした。
エレクト 旋回トルク	10.5T-M	6.8T-M	
旋回速度	0.4 ~0.7rpm	0.4 ~0.8rpm	4.テールバックの組合せを(L+U + L)から(L+L + L)とした。
昇降ジャッキ	押付7.0t吊上4.8t 2本	押付13t 吊上8.5t 2本	
カッター 旋回トルク	187T-M (140 kg/cm <sup>2</sup> ) 280T-M (210 kg/cm <sup>2</sup> )	177T-M (140 kg/cm <sup>2</sup> ) 260T-M (210 kg/cm <sup>2</sup> )	5.シールド停止中、カッタースリットからの土砂流入を防止するスリット開閉装置を設置した。
回転数	1.2rpm (140 kg/cm <sup>2</sup> ) 0.75rpm (140kg/cm <sup>2</sup> )	0.86rpm (140kg/cm <sup>2</sup> ) 0.52rpm (140kg/cm <sup>2</sup> )	
パワーユニット	55KW×6P×50HZ×6 台	55KW×6P×50HZ×4 台	5.シールド停止中、カッタースリットからの土砂流入を防止するスリット開閉装置を設置した。
カッタースライドジャッキ	130t×300s ×350 kg/cm <sup>2</sup> ×6 本	130t×550s ×350 kg/cm <sup>2</sup> ×4 本	
旋回反力受ジャッキ	72t ×550s ×350 kg/cm <sup>2</sup> ×2 本	80t ×550s ×350 kg/cm <sup>2</sup> ×2 本	
ゴビカッタージャッキ	15t ×180s ×160 kg/cm <sup>2</sup> ×4 本	7t×280s ×220 kg/cm <sup>2</sup> ×4 本	
アジター直径×数量	1,200 ×2 基	1,200 ×2 基	
回転数	54rpm (140kg/cm <sup>2</sup> ) 33rpm (210kg/cm <sup>2</sup> )	54rpm (140kg/cm <sup>2</sup> ) 33rpm (210kg/cm <sup>2</sup> )	
スタビライザ	4 枚	4 枚	
地山検知装置	1 対	なし	

## 7. 泥水輸送及び泥水処理設備

泥水シールド工法は掘削土砂を流体輸送し、これを土砂と水に分離処理することから、これに必要な諸設備がある。(図 3-10)

### (1) 泥水輸送設備

掘削時の泥水循環及び流体土砂の輸送に必要な設備であり、主な寸法、仕様は、表 3-8のとおりである。

### (2) 泥水処理設備

坑内から排送されてくる泥水と土砂を分離する設備であり、本工事の場合、立坑から約300m離れた位置に約1,400m<sup>2</sup>の規模で設置した。泥水処理の分離方式を表-509に示す。

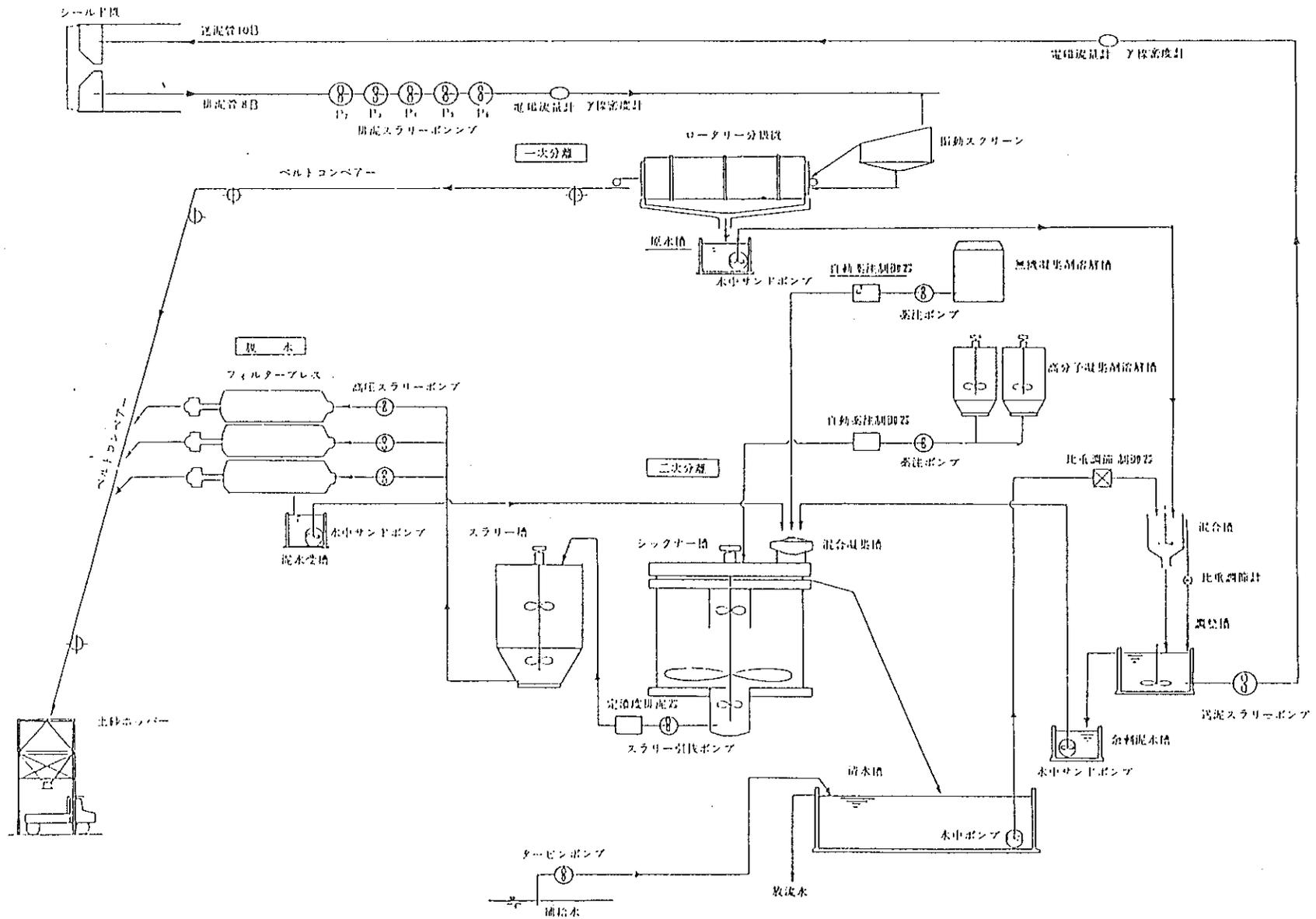


図3-10 泥水処理フローシート

表 3-8 水輸送設備・一覧表

送泥本管	鉄管250 φ(10B)、坑内1,420m、立坑26m、地上300m
排泥本管	鉄管200 φ(8B)、————— “ —————
P1 スラリーポンプ	処理場 SPL-200C、VS150kw × 8.7 m <sup>3</sup> /min、送泥水用
P2 “	シールド機後方 SPL-200C、VS110kw × 7.0 m <sup>3</sup> /min、送泥水用
P3~P5 “	坑内 SPL-200C、1M95kw × 7.0 m <sup>3</sup> /min、送泥水中継用
P6 “	立坑上 SPL-200C、1M95kw × 7.0 m <sup>3</sup> /min、送泥水中継用
自動切替バルブ	V1(送泥10B)、V2(排泥8B)、V3(バイパス8B)、電空変換式PLC動作

表 3-9 泥水処理パターン

(1)一次分級		粗粒子と泥水の分離
(2)フロック形成		泥水をフロックと水に分離
(3)二次分級		フロックをケーキと水に分離

## 8. 施工

工事着手後、約1年シールド機械の設計製作及び泥水処理設備等の坑外設備を行い昭和52年4月中旬、施工を開始した。

### (1) 立坑

発進用立坑は、圧気ケーソン工法により施工された鉄筋コンクリート構造で隣接沈工埋事で施工され同工事の函内作業用立坑としても使用されている。大きさは、幅23.4m、長さ12.8m、深さ36.3mである。

## (2) シールド機の投入、組立

シールド機の立坑内投入、組立は、特に困難な問題はなかった。工場で仮組、試運転を完了したシールド機本体を断面及び長手方向にそれぞれ3分割の9分割して陸送し順次トラッククレーンにて投入、組立したが、スライド軸等の重量が37.5t となるので一部127tのトラッククレーンを使用した。組立作業は2 交替で行い試運転を含めて約2ヶ月を要した。

## (3) 発進

泥水シールドは、密閉式の機械シールドであるため発進時は、切羽面を完全に露出させなければならないので普通の圧気シールドとは違った方法をとる必要がある。

本工事の場合、補助工法として立坑圧気とシールド発進口の薬液注入(LW)による地盤改良によって補強した後、立坑発進口の補強鋼材(700×300)及び仮壁鉄筋コンクリート(厚20cm)を取り壊し、発進した。ここにおける立坑圧気の併用は、エントランスパッキンにかかる泥水圧を軽減することと、初期段階の不安定な切羽に対して十分な泥水圧をかけることが出来ないためであるが、仮壁取り壊しの際、土圧及び水圧に対して対抗するという重要な役割を果たすものである。シールド工事の中で発進作業は、最も危険を伴うものであるが、今回の場合は、かってない軟弱な地盤と立坑の立地条件から十分な薬液注入が出来ず圧気と併用してどうにか発進することが出来たが、 $1.5\text{kg}/\text{cm}^2$ の圧気下で高温多湿な作業環境(温度 $40^\circ\text{C}$ 、湿度90~100%)のため予定を大幅に上回り、昼夜作業で22日間、延べ320人を要した。大口徑と改良不十分な軟弱地盤とを組み合わせ考慮する時、今後、更に検討すべき事柄である。(図 3-11)

なお、その2工事にあたる上り線のときには、以上のことを考慮して圧気を一切使わない工法ということで、ジェットグラウト工法と薬液注入工法の併用で施工したがその結果、仮壁撤去の状態ですべて切羽が自立しており、無事発進する事ができた。

今後は、多少、工事費が高価となるが作業性、安全性等からこの工法がこの工法が主流になると確信できるほどの成功であった。

## (4) 初期掘進

初期掘進の設備は、圧気シールドと大差ないが、掘削土砂を流体輸送するので、マテリアルロックの使用頻度が少ない。この輸送設備の排泥ポンプは立坑B 3フロアに設置し、送排泥管は4~5リング毎に継ぎ足した。シールドの推力受は、H 350を加工したサポートをシールドジャッキの配列に合わせ取付け、セグメントを順次空組した。仮壁撤去後の切羽の状況は、薬液注入と圧気の効果及びカッターフェイスと切羽の間に充填された中詰砂によって安定した状態であった。泥水室内の点検後、泥水循環を行い圧気圧 $0.9\text{kg}/\text{cm}^2$ 、泥水圧 $1.0\text{kg}/\text{cm}^2$ で昭和52年8月上旬シールドの掘進を開始した。

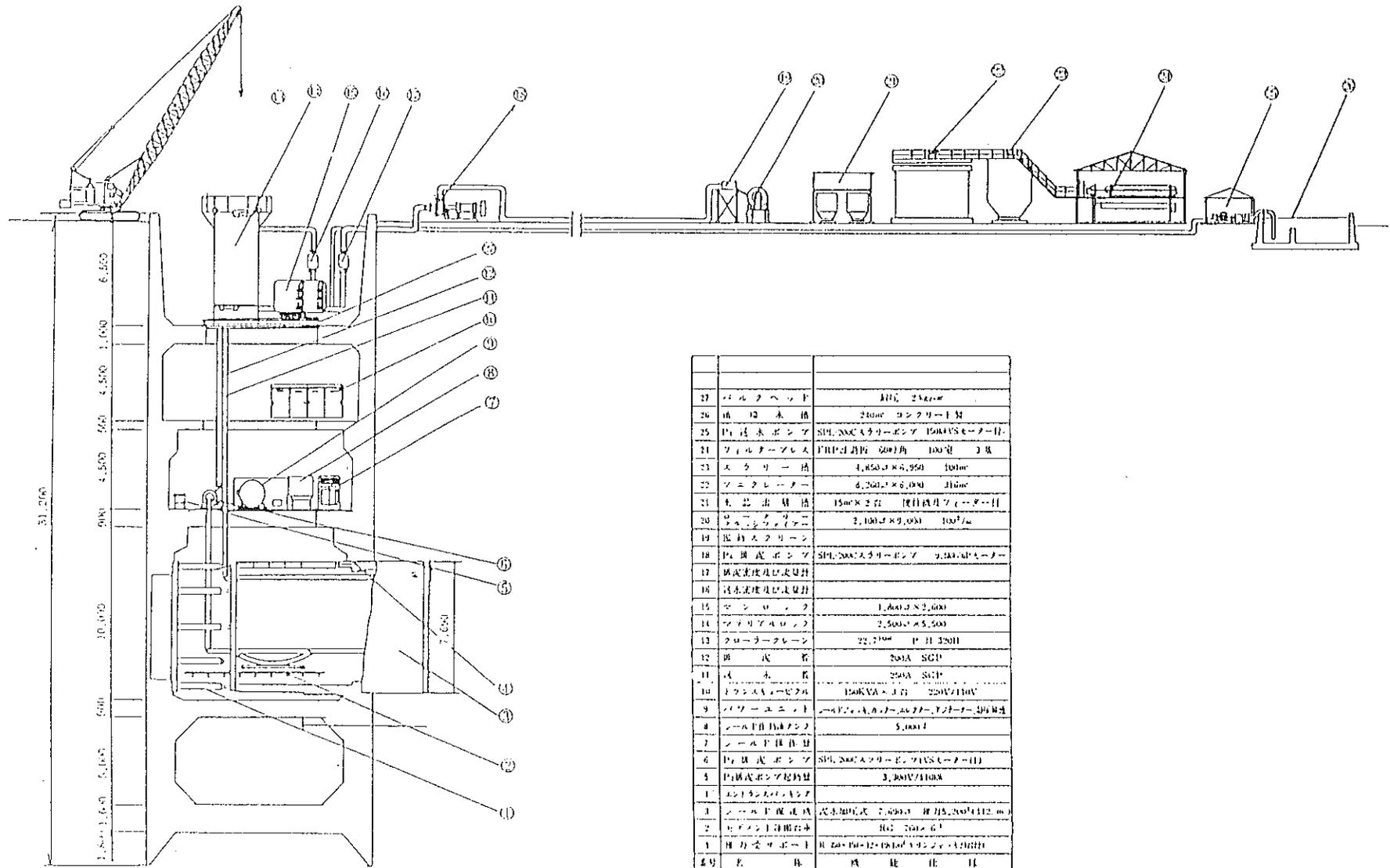
(図 3-12)

発進当初は、作業員の不慣れ、設備の点から1~2リング/日の進捗であったが次第にこれらの問題点が改善され、平均4リング/日となり、9月下旬57リングまで掘進した時点で本掘進の段取替のため圧気を慎重に解除した。初期掘進の平均進行は稼働日当たり2リングであった。

## (5) 本掘進

昭和52年10月上旬、掘進を再開し稼働日当たり平均6リング/日、最高8リング



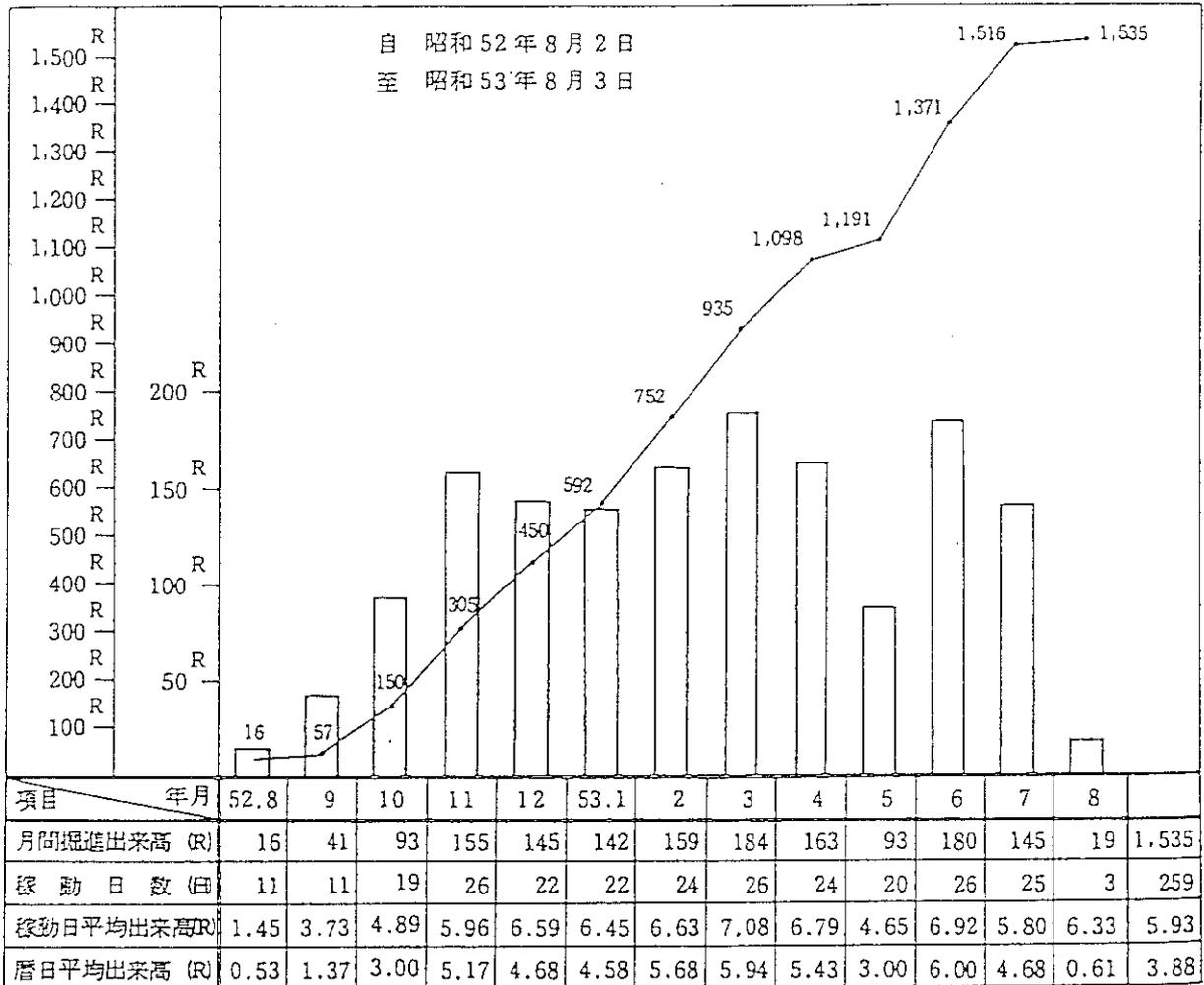


27	バルクヘッド	1111, 2424m
26	水 池	2400m コンクリート
25	水ポンプ	SPL, 2000A 3相ポンプ 1500V 4極
24	ケーブル架	1111, 2424m 600mm <sup>2</sup> 100mm <sup>2</sup> 3相
23	スクリュー	4,050.0 × 6,950 100mm
22	コンクリート	4,200.0 × 6,000 310mm
21	水 池	1500 × 2400 100mm <sup>2</sup> フレーム
20	コンクリート	2,100.0 × 9,000 100mm <sup>2</sup>
19	水ポンプ	
18	水ポンプ	SPL, 2000A 3相ポンプ 1500V 4極
17	水ポンプ	
16	水ポンプ	
15	コンクリート	1,800.0 × 2,600
14	コンクリート	2,500.0 × 5,500
13	コンクリート	22,270m <sup>2</sup> P-11 3200
12	水ポンプ	200A SGP
11	水ポンプ	250A SGP
10	コンクリート	150KVA × 3台 250V/110V
9	コンクリート	4,050.0 × 6,950.0 100mm <sup>2</sup>
8	コンクリート	5,000.0
7	コンクリート	
6	水ポンプ	SPL, 2000A 3相ポンプ 1500V 4極
5	水ポンプ	3,300V/1100K
4	コンクリート	
3	コンクリート	式 3,300V 式 2,600.0 H/H 15,200.0/112.0
2	コンクリート	H/H 200.0 × 6.0
1	水ポンプ	H 200.0 × 112.0/112.0/112.0/112.0
番号	名	規格

図 3-12 初期発進時設備配置図

表 3 - 1 0 シールド掘進実績表

累計出来高 月間出来高



1	コンクリート床	27,000x27,000	コンクリート床
2	コンクリート壁		コンクリート壁
3	コンクリート柱	27,000x27,000	コンクリート柱
4	コンクリート梁		コンクリート梁
5	鋼製骨組	100x250	鋼製骨組
6	鋼製梁	100x250	鋼製梁
7	鋼製柱	100x250	鋼製柱
8	鋼製脚台	150x200	鋼製脚台
9	鋼製梁	100x250	鋼製梁
10	鋼製柱		鋼製柱
11	鋼製脚台	150x200	鋼製脚台
12	鋼製梁	100x250	鋼製梁
13	鋼製柱	100x250	鋼製柱
14	鋼製脚台	150x200	鋼製脚台
15	鋼製梁	100x250	鋼製梁
16	鋼製柱	100x250	鋼製柱
17	鋼製脚台		鋼製脚台
18	鋼製梁		鋼製梁
19	鋼製柱		鋼製柱
20	鋼製脚台		鋼製脚台
21	鋼製梁		鋼製梁
22	鋼製柱		鋼製柱
23	鋼製脚台	60	鋼製脚台
24	鋼製梁		鋼製梁
25	鋼製柱		鋼製柱
26	鋼製脚台	100	鋼製脚台

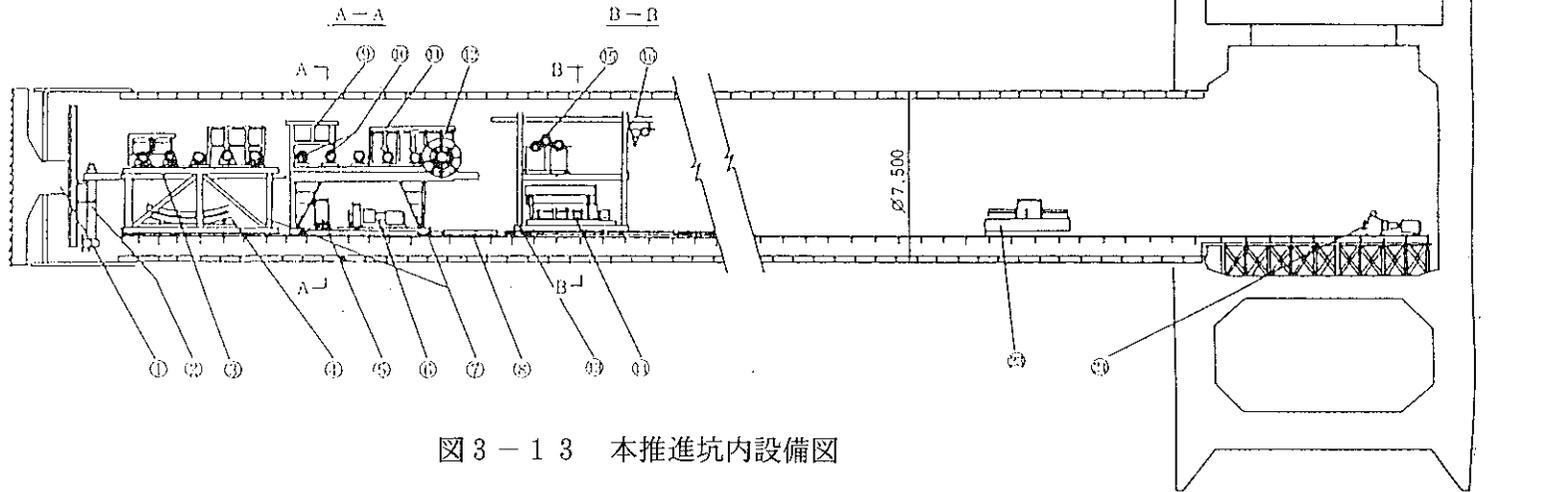
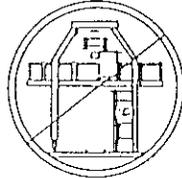
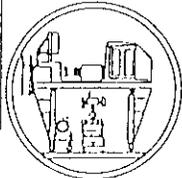


図 3 - 1 3 本推進坑内設備図

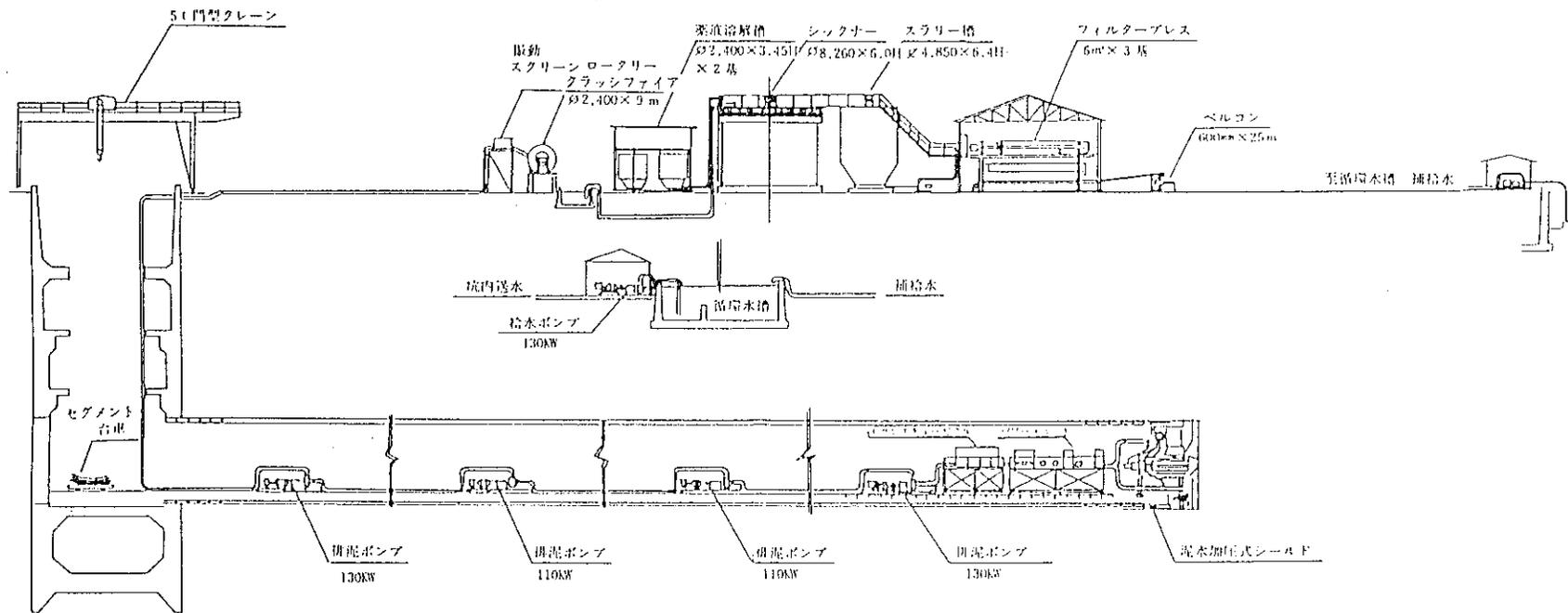
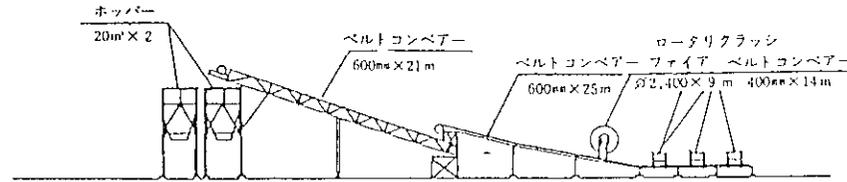


図 3 - 1 4 シールド設備全体図

／日を記録して無事、立坑に到達した。(表 3-10)

ア. 掘削 (図 3-13, 3-14)

掘削は、泥水処理設備の始動と同時に泥水循環バイパス運転により開始される送排泥流量の安定及び切羽の適正状況を確認し自動バルブの切替えを行う旨、シールド運転者に通知する。この間の所要時分は4～5分である。泥水は、切羽に循環されシールド機が作動される。掘削作業中のシールド運転者は絶えず管理室の指示を受け、カッター回転数、カッタースライド及び推進速度を変更させながら運転する。管理室では、全系統に亘って確認及び掘削状況に対応しながら所定量を掘削する。所定掘削量に達するとバルブを操作しバイパス運転に切替え、送排泥管の清掃状況を確認して掘削を完了する。

1リングの掘削所要時分は40分前後であり、地層別の代表的な掘削状況を表 3-11、3-12、3-13に示す。

イ. 掘削管理

掘削方法は既述した通りであるが、泥水シールド工法は、切羽の地山状態を直接見ることが出来ないので表3-14に示すとおりのシステムによる管理設備を泥水処理場内に設けて管理している。

設備の主な仕様は表3-15のとおりである。

ア) 切羽水圧管理

切羽水圧の管理は、シールド機バルクヘッド泥水室側の上部より50cm下り及び送泥管の一部に圧力発信装置を取り付けここで検出した水圧を基準に地質等に適応した切羽水圧を設定すると送泥ポンプP1は、この設定圧に合わせ回転数(送泥推量)が自動的に制御される。排水ポンプP2の回転数によっても調整できるが、管理の中心は、P1で行っている。これは手動でも操作出来る構造となっている。又、掘削延長が長くなっても検出圧力とポンプの制御用信号入力の時間的ズレは、殆どないが管内の残留圧力(速度エネルギーによるもの)による瞬時的な圧力の調整は出来ない。

本工事の場合、12k890m付近、1,125リングまで、ほぼ順調に掘削してきたが、当初の土質調査に無かった大径礫(φ30cm程度)の出現によって、循環流が停止しP2ポンプ及び切羽にウォーターハンマー現象による圧力増大が見られ、又、P2ポンプの停止に伴い泥水室内の土砂沈殿によってカッター回転の起動困難等が生じた。

表 3-11 掘削状況

項目 \ 層別	沖積層	洪積層
切羽水圧	1.6 kg/cm <sup>2</sup>	1.3 kg/cm <sup>2</sup>
送泥流量	5.5 m <sup>3</sup> /min	6.0 m <sup>3</sup> /min
排泥流量	7.0 m <sup>3</sup> /min	7.5 m <sup>3</sup> /min
送泥密度	1.05g/cm <sup>3</sup>	1.15g/cm <sup>3</sup>
排泥密度	1.15g/cm <sup>3</sup>	1.25g/cm <sup>3</sup>
カッター回転速度	0.7 rpm	0.4 rpm
総推力	1,600t	1,800t
掘削速度	50 mm/min	40 mm/min
乾砂量	42 t/Ring	52 t/Ring

この閉塞によって $1.2\text{kg}/\text{cm}^2$  に設定した切羽水圧は、急激に上昇し瞬間最大 $2.0 \sim 2.5\text{kg}/\text{cm}^2$  となり、軟弱なピート混じりの複雑な土被り層を貫き地上まで噴出した。急激な水圧上昇を防止するにはバイパス自動バルブの早期作動機構、或いはサージタンクの設置、又は、送泥管と同径の安全弁が必要であるが、種々検討の結果、4インチの安全弁を取り付け対処するにとどまった。なお、ポンプの閉塞をすこしでも少なくするために礫取装置を取り付けた。

切羽水圧は泥水の密度によって変動する。泥水密度によりポンプの性能及び管内抵抗が変化するので送排泥ポンプP1とP2を同じ回転数にしておいた場合、水圧も変動する。従って、送泥水密度は出来るだけ一樣にする必要がある。本工事においては特に掘削延長が長くなり砂層に入ってから、相当時間バイパス運転を行っても $0.2\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度バラツキがでる。これは、現在の調整槽容量並びに攪拌能力を改良すれば、ある程度は、解消出来ると思われる。

掘削停止時の水圧保持にも非常に難しい問題がある。自然水圧以上の水圧を保持しようとするればCV1バルブのセットにより管内ヘッド圧力により送水可能である。しかし、地層によっては、送水する事によって泥水が逸水し、地山含水比を高め、かえって地山を緩めるという観点から砂層に入ってから、停止時の送水は実施していない。このことは、掘削中の切羽水圧設定においても考えられるが、実状の把握が困難であり、現時点までテールパッキングが健在でテールからの泥水の回り込みや漏水がないこと、掘削土砂量及び地表沈下等に鑑みて、砂層区間では、間隙水圧 $+0.1\text{kg}/\text{cm}^2$ で管理したものである。



表 3 - 1 3 掘削管理表 (洪積層)

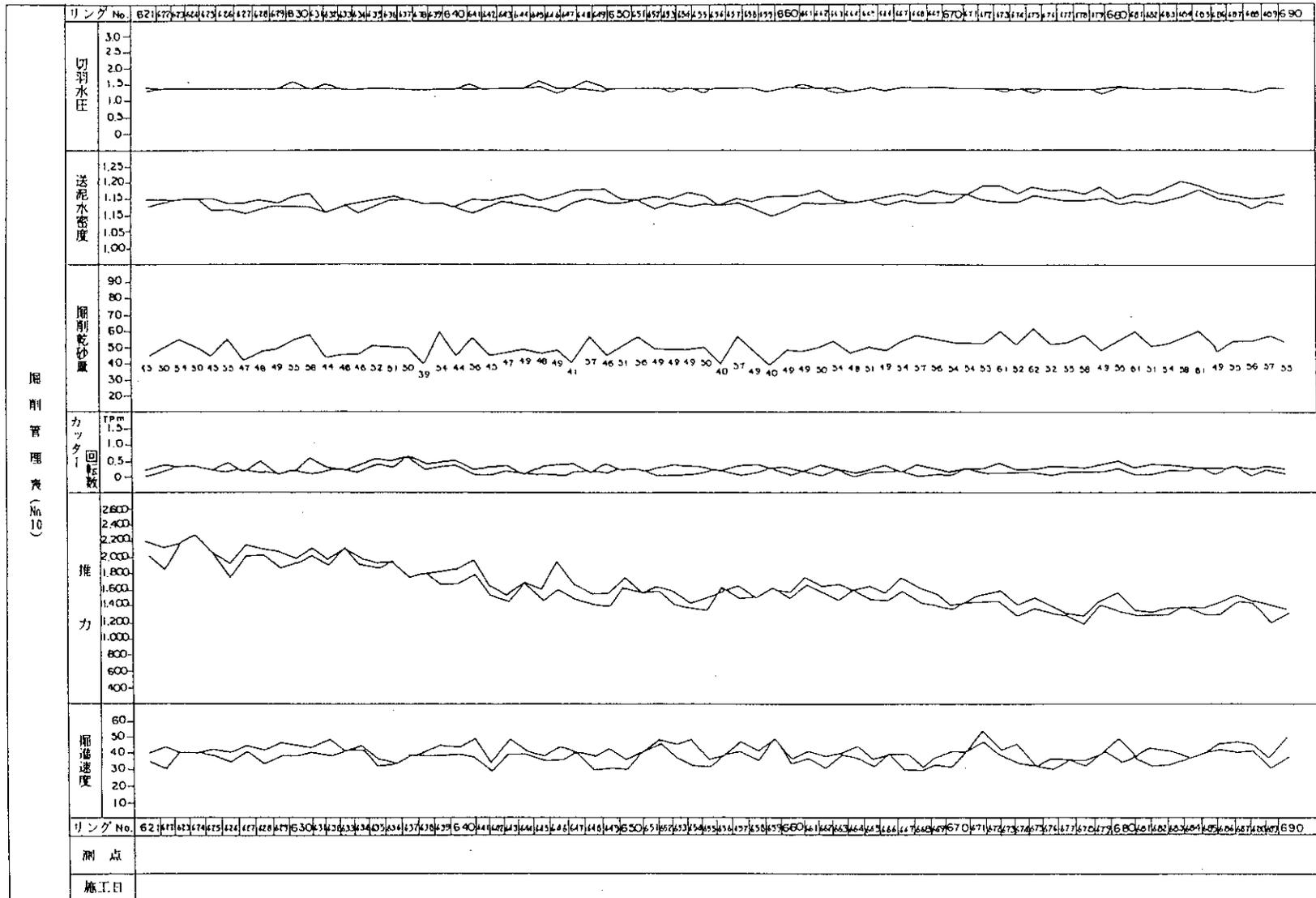
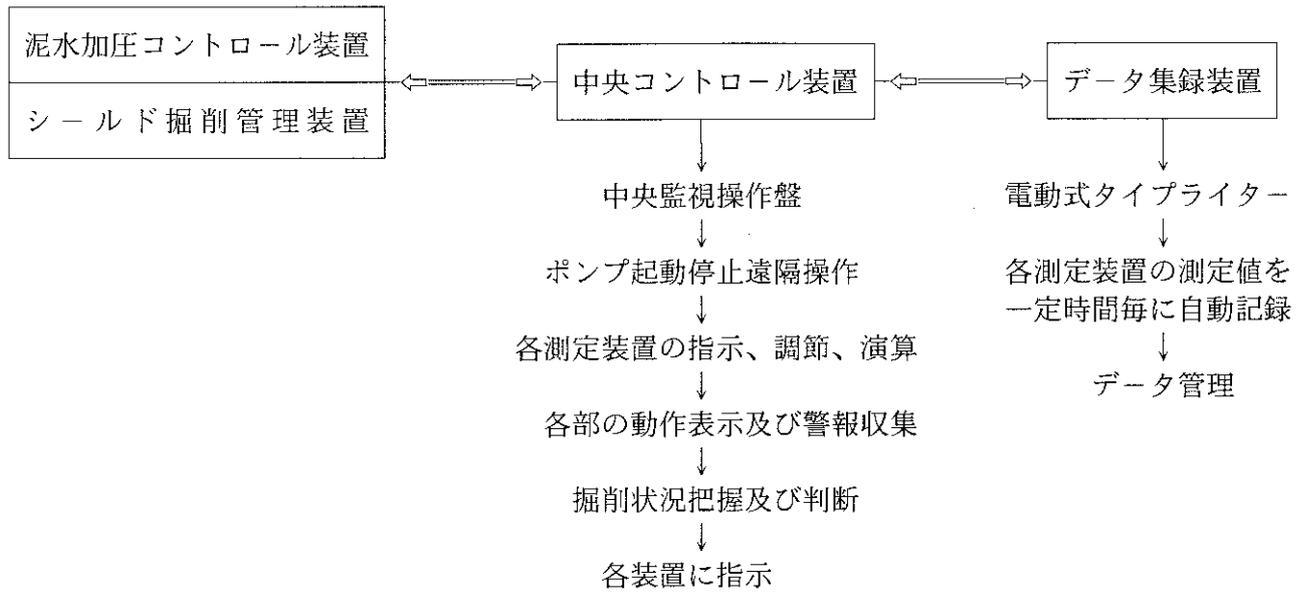


表 3-14 泥水加圧式掘削コントロールシステム



泥水加圧コントロールシステム

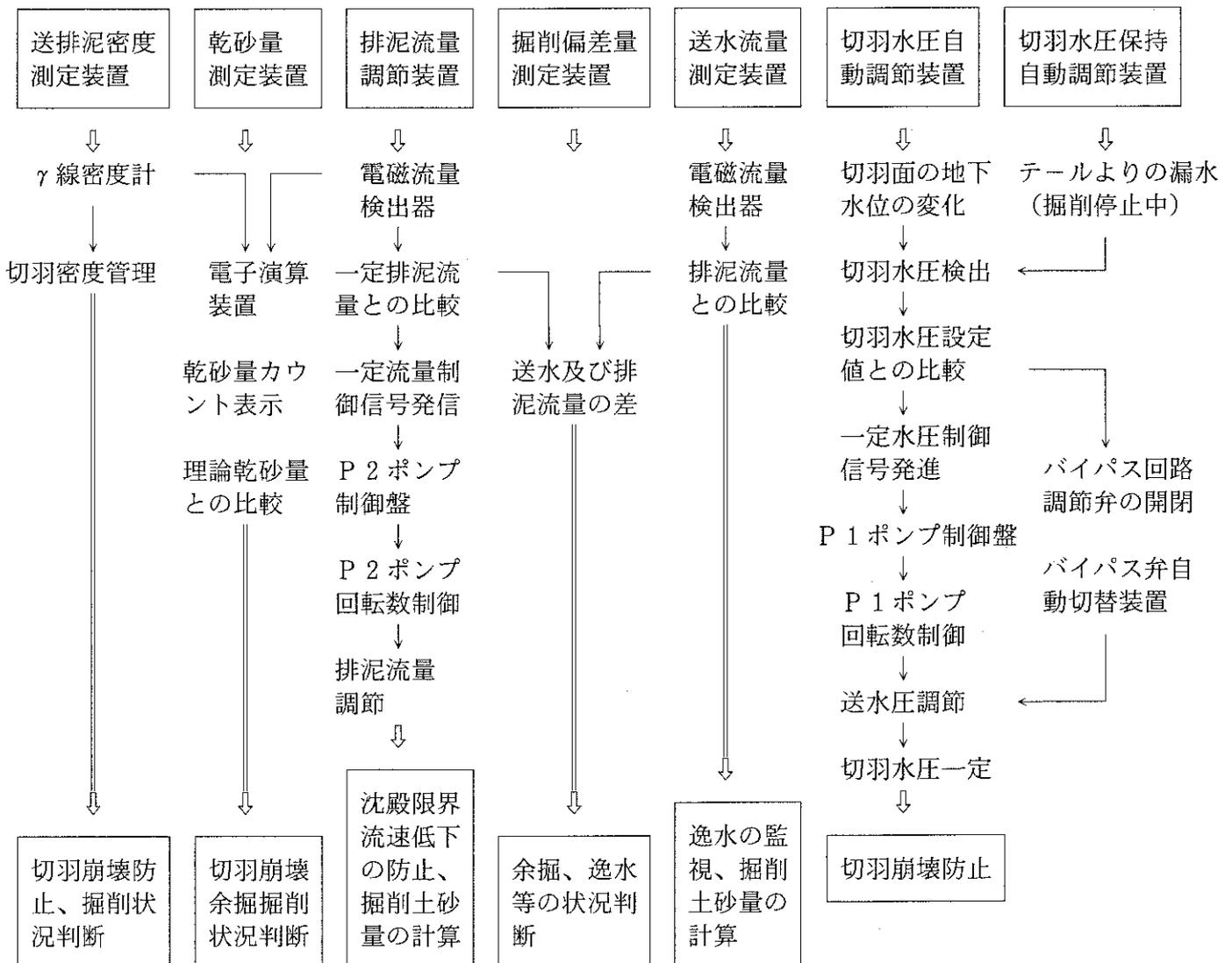


表 3-15 設備の主な仕様表

γ線密度測定装置	密閉型、10m Ci、 <sup>137</sup> Cs、送排泥水管用
電磁流速測定装置	FMR-200A
加算演算器	VC-38A
積算計	VS-86
シールド機測定装置	油圧、回転速度、ストローク、稼働数
切羽水圧制御装置	設定、調節、保持
バイパス自動切替装置	自動、手動
記録装置	打点及びペン書式、VPK-35-3、掘削量関係
タイプ式記録装置	全データ収録用
中央監視盤	表示、運転
泥水処理制御装置	自動、手動

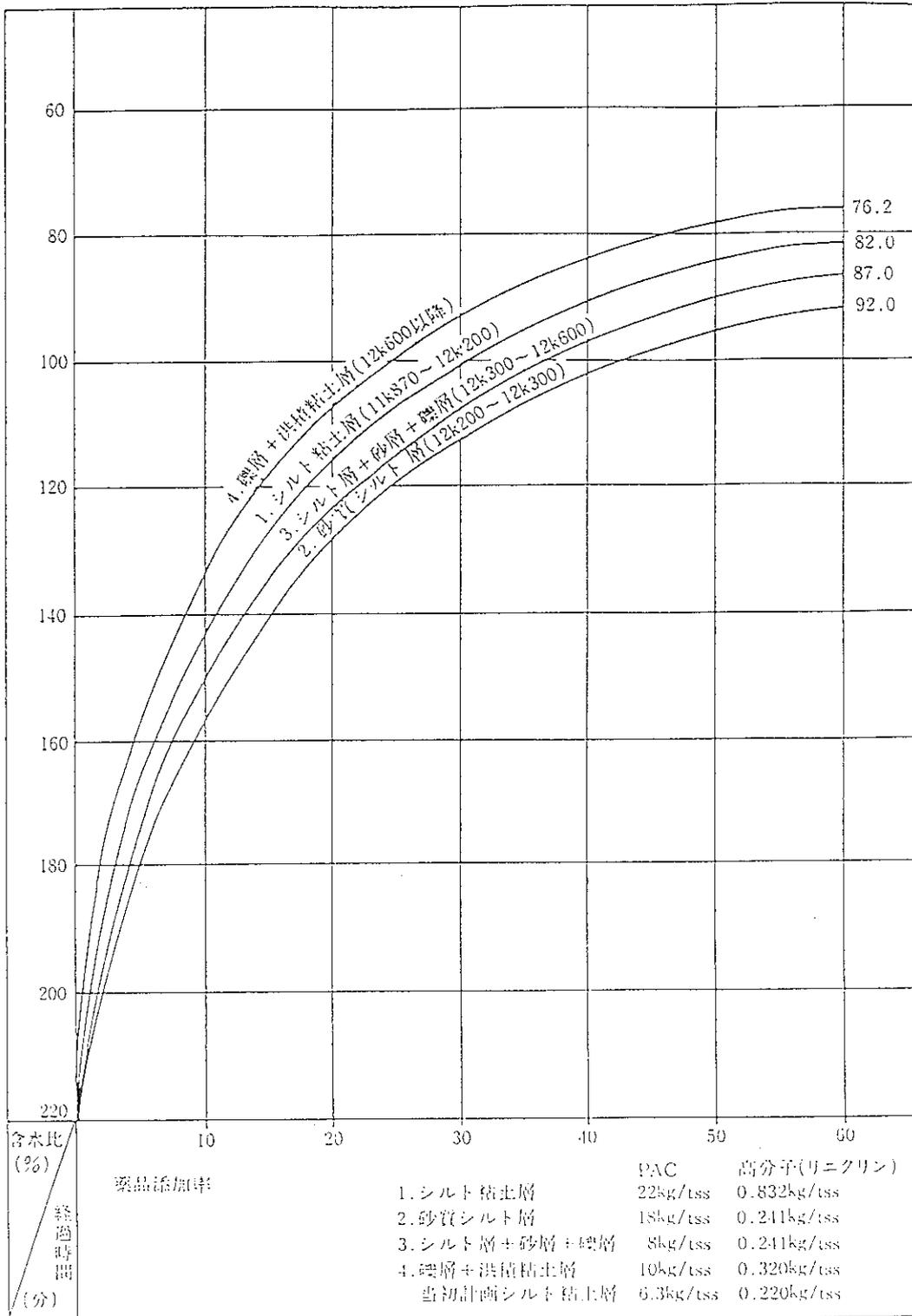
イ) 掘削土量の管理

掘削土量の管理は、送排泥パイプにγ線密度測定装置及び電磁流量測定装置を取付け、掘削中、時々刻々の流量、密度を計測して排出土砂量をグラフに自記させ、これを観測する。掘削土砂重量は、各リング毎の総量或いは必要の都度、その時点の排土量(乾砂量t/R)を知ることが出来る。しかし、乾砂量は、地山の含水比に大きく影響されるので理論乾砂量との比較は困難をきわめ、更に、地層が互層となるとますます実量の把握は困難であった。ちなみに地山含水比107%の粘土と73%の砂混じりシルトの理論乾砂量は、それぞれ29t/R、38t/Rとなり30%も変化する。このため管理は、一連の掘削の流れにおいて乾砂量を目安として、一次分級及び二次分級の処理土砂量等、総合的に考慮して行っている。

ウ. セグメントの組立

セグメント集積ヤードは、常時24リング分のストックが可能であり、工場で作られたセグメントはトラックで運搬されてくる。このセグメントの取卸し、シール材貼付時のヤード内小運搬及び立坑内への吊下ろし等は、4.5tの門型クレーンで行っている。セグメントの組立は、当初不慣れのため約2時間を要していたが、慣れるにしたがって45分前後で組み立てられるようになった。

表 3 - 1 6 泥水処理記録



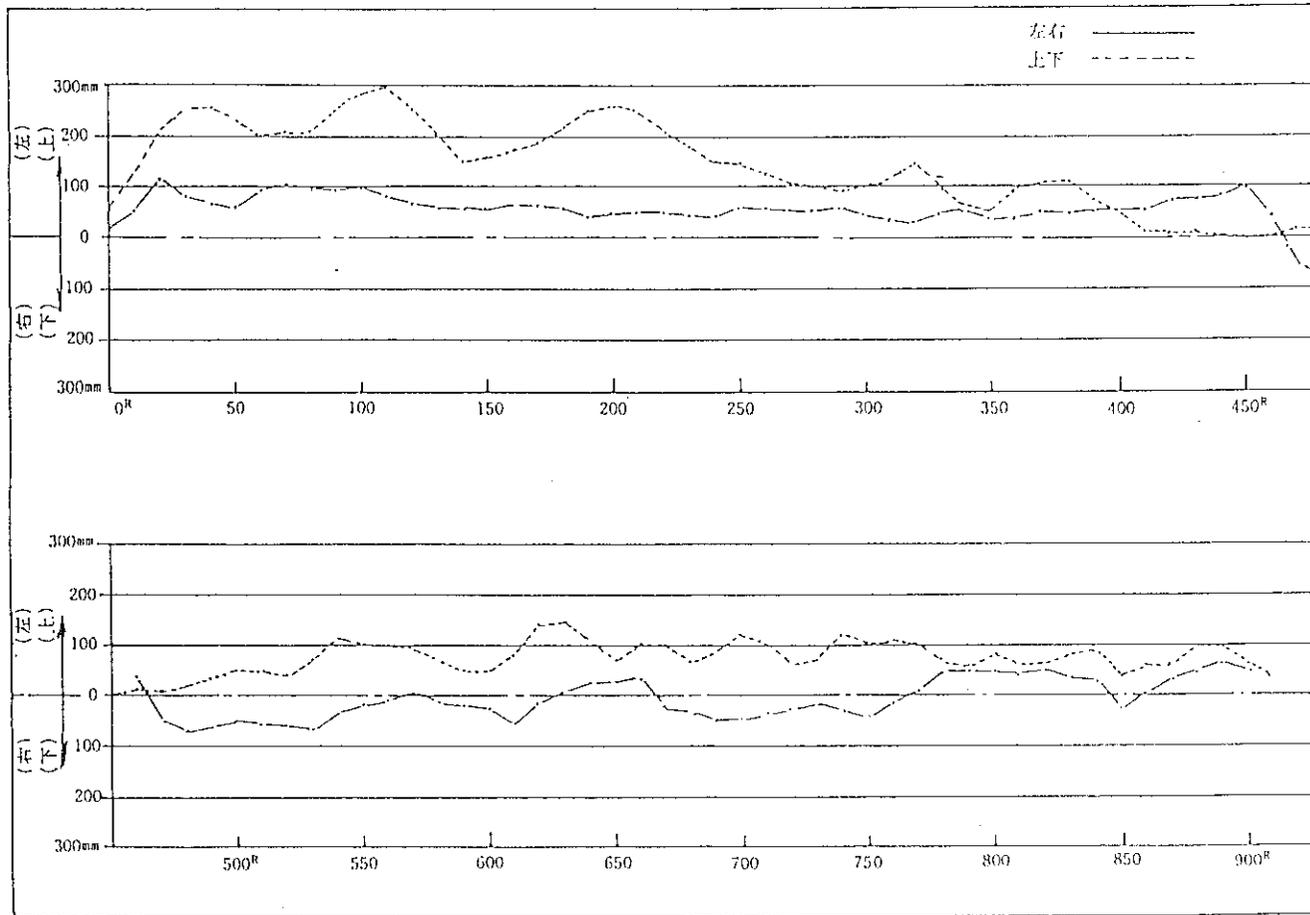


図 3 - 1 5 蛇行実績図

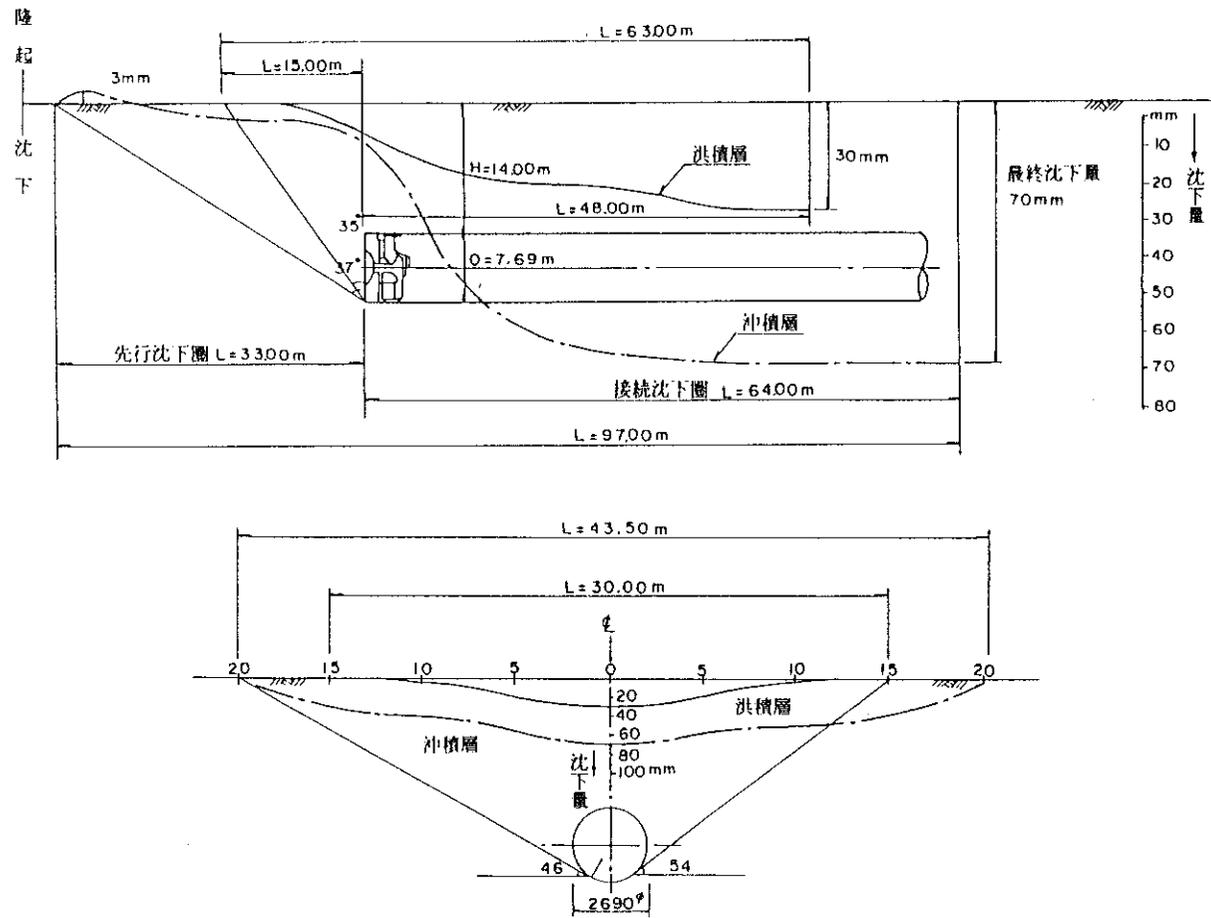


図 3 - 1 6 地表沈下実績

泥水シールドの場合、バルクヘッドに常時泥水圧（切羽水圧×シールド断面積）が作用しているのでシールドジャッキを引き込めるとシールド機が押し戻され、切羽水圧が変動し切羽崩壊の原因となる恐れがあるのでセグメント1ピース組立毎にジャッキ操作をしなければならないこと又、今回採用した合成セグメントでは、ボルトの締めつけにエアレンチが使えない点等からこれ以上の組立時間の短縮は期待できないものと考えられた。

発進部より約430m区間の段丘上粘土層における不等沈下対策としてトンネルをフレキシブルにするため、セグメントリング間に厚さ6cmの伸縮ゴム継手を採用した。伸縮継手はセグメントに接着剤で張り付け、セグメント組立時に同時に組み込む方法とした。当初は、組立にかなりとまどったが、工夫と慣れでかなり克服出来た。しかしながら、シールドの方向制御及び裏込注入による覆工後のセグメントの移動化等については最後まで克服出来なかった。

セグメントの組上がり状態はシールド機テール部に取り付けられたテーパ型のプレートの効果等により全体的に良好であった。

#### エ. 泥水処理

泥水処理は、大別すると砂分を処理する一次処理とシルト、粘土分を処理する二次処理の2工程に分けられる。

一次処理においては、振動スクリーンで大フルイした後の泥水をロータリー分級機に送り込み砂分を分離するが粘土及びシルト分の多い地質であるため、ロータリー分級機は、回転速度を最低にしても砂と一緒に多量の付着水のある微粒な粒土、シルトが混じり回収土砂の含水比が高かったり、回収が不十分であること等、十分な性能を発揮しない状態であったことから沖積層及びシルト質の多い洪積層で振動スクリーンによる粘土塊を除去するにとどめ、砂層に入ってから、高性能なサンドコレクター装置を増設した。一次分級設備での標準処理量は、沖積層で掘削土量の20%前後、洪積層で60%前後であった。

二次処理は、一次分級後の泥水を混合槽で所定濃度の泥水に調節した後、切羽へ送泥した余剰分を二次処理装置に送って処理する。この泥水比重は、平均1.10~1.15でこれに無機及び高分子凝集剤を添加しシックナーで凝集沈殿しフロック（羽毛状又は海面状の固まりの集落）を形成させ、スラリー（液性限界以上の水分を含んだ非常に柔らかい土と水の混合物）層を経て順次フィルタープレスに供給し加圧脱水され、ケーキとしてダンプで土捨される。

本工事においては、土性を検討し、実験を繰り返し行った結果、無機凝集剤としてPAC (Poly Aluminium Chloride)、高分子凝集剤としてカチオン系ソニクリンP-500Aを使用した。地層別凝集剤の使用量は、当初計画、PAC 6.3Kg/tss、ソニクリン 0.22 Kg/tssに対し、沖積層でPAC 20 Kg/tss、ソニクリン 0.4 Kg/tss 洪積層でPAC 9 Kg/tss、ソニクリン 0.28 Kg/tssとなっているが、凝集剤の添加量は、土質によってかなり左右される。又、今回は、上記使用量でフロックの形成状態及び放流水のSS量、PHともほぼ満足できるものであった。余剰水の放流先は東京湾であるが、東京都の基準値SS量140PPM、PH5.8~8.6をいずれも下回り平均SS量110PPM、PH7.0を記録している。又、二次処理におけるケーキの含水比は平均50%前後であった。

この含水比の良否は、加圧脱水時間（沖積層80～90分、洪積層60～70分）による差は、あまり見られないが土質構成及びフィルタープレスの漏布の状態の良否並びにスラーリーの含水比によって左右されることから特に漏布の洗浄が大切であった。更に、今回処理量が大である点や、圧力と漏枠の変形による漏布の損耗が目立っている。なお、沖積粘土層及びシルト層での掘進速度は泥水処理能力で定まり、6リング/日の処理がやや困難な状態であった。（表 3-16）

#### ア. 測量

泥水式シールド工法は、切羽が隔壁にかくれて見えないため、シールド機後方の上部に設けた2点の視準点を測量し計算によってシールド機の位置を計測する。測量機器も通常のレベル、トランシットの他にジャイロコンパスを用い常にチェックを行うとともに、早めに蛇行修正を行う必要上、各リング毎に測量した。

##### ア) 蛇行

蛇行の許容誤差は、上下左右15cmであるが、実績では、左右方向は、誤差が少なく、上下方向は、テール部を抜けたセグメントが浮力及び裏込注入圧の影響を受けて最大10cm程度浮き上がりを生じ、この修正が非常に困難であった。（図 3-15）

##### イ) 地表沈下

地盤沈下の挙動は、普通圧気シールドと大差ないが、泥水シールド工法は、坑内が大気圧であるため、減圧及び断気による沈下がないので後続沈下を経て最終沈下に至る期間が短い。本工事の場合、沈下量を決める要因は、種々考えられるが、土質についていえば、一つの定性的な傾向としてトンネル上部の土の圧密状態の良否があげられる。ちなみに図 3-16 の沈下の挙動及び沈下量は、比較的土被り層が先行圧密を受けた部分の状態を示したものであるが、圧密されていない地層での沈下量は、最大27cmとなり、近接した路面へ多少変状を与えた箇所もあった。（図 3-16）

#### カ. 裏込注入

シールドテール空隙充填のための裏込注入は、その空隙を速やかに充填して地山の安定をはかるため又、切羽への裏込材の回り込みを防止する目的から硬化の早いセメントモルタルと珪酸ソーダの混合材とした。目標硬化時間を60秒として、気温、液温の変化による硬化時間の違いを表-517の様に珪酸ソーダの品質を変えることにより一定とした。施工方法は、2液1.5ショット方式とし、テール後方2リング目付近で注入している。

なお、注入圧力は、2～3 Kg/cm<sup>2</sup>で理論空隙量(2.3m<sup>3</sup>/m)の約170%以上注入してきたが、セグメント目地及び継手部等からの漏水もなく又、組立後のセグメントの変状、地表沈下の状況等からみて、良好な設計施工であった。（表 3-18）

表 3 - 1 8 裏込注入実績例

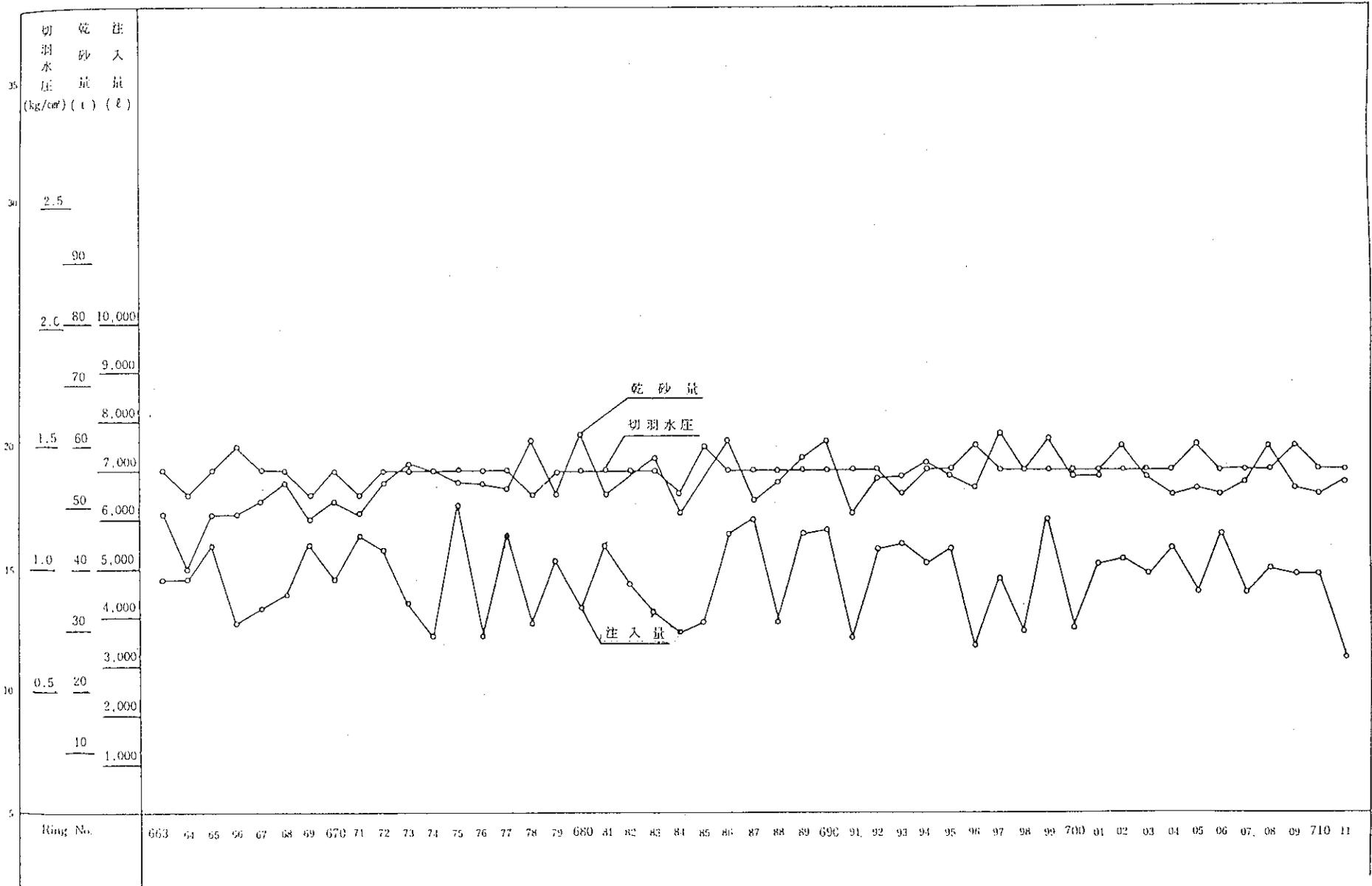


表 3-17 裏込注入の配合

(i) 珪酸ソーダ(S<sub>1</sub>号)

m<sup>3</sup> 当たり

A 液				B 液	
高炉セメント	フライアッシュ	砂	水	珪酸ソーダS <sub>1</sub> 号	水
180Kg	100Kg	650Kg	420ℓ	150ℓ	170ℓ

(ii) 珪酸ソーダ(3号)

m<sup>3</sup> 当たり

A 液				B 液	
高炉セメント	フライアッシュ	砂	水	珪酸ソーダS <sub>1</sub> 号	水
280Kg	120Kg	650Kg	280ℓ	180ℓ	140ℓ

(6) 掘進一時停止に伴う地山安定処理

隣接工区との工程調整のため、到達立坑より45m手前でシールド掘進を約40日間停止せざるを得なかった。この間、通常用いている泥水で地山を安定保持させることは困難と思われたので粘性の大きいペースト状のベントナイト溶液を泥水と置き換えることとした。溶液の配合は、m<sup>3</sup>当たり、水 800ℓ、ベントナイト125Kg、プラスター5Kg、ハイゲル0.75Kg、CMC 1Kgであり、これを43m<sup>3</sup>置き換えている。置き換え方法は、坑外で混合した溶液を切羽まで鋼車で運搬し、注入ポンプ(MG-30, 350ℓ/min)でシールド機バルクヘッド下部にある4インチの排泥口より圧入し送泥管に取り付けてある4インチの安全弁より泥水を排出する。平均圧入時間3m<sup>3</sup>/10分で行い排出される泥水が完全に溶液に代わるまで一昼夜を要した。なお、置き換えた溶液は、泥水室内での固結やシールド機の錆を促進させることもなく有害性もないので普通に掘削し土捨ができる。また、これによって、切羽水圧の変化及び地表沈下等の異常は生じなかった。

## あ と が き

東京は、近年、大きな経済発展を遂げ、世界の中でも極めて重要な役割を担っているわが国の首都として、世界経済の枢要な位置を占めるとともに、わが国の国際的地位の向上に大きく貢献してきました。

しかし、その一方で、高度成長期の人口や産業などの過度の集中がもたらした都市機能の低下、生活環境整備の遅れなど、東京には解決を迫られている多くの問題も顕在化し、深刻になってきております。

このようなことから、東京都では、都市部における業務機能の過度の集中を抑制し、均衡のとれた多心型の都市構造に転換させるとともに、高度情報化技術の発展による社会の国際化、情報化という時代の要請に応えるべく、13号埋立地を中心とする臨海部に副都心を開発することとしております。

しかし、基本計画から8年を経、折からのバブル経済の崩壊で臨海副都心開発を取り巻く経済、社会情勢が大きく変化し、さらには、このプロジェクトの起爆剤として予定していた国際的なイベントの世界都市博覧会も直前になって中止が決定され、開発計画そのものの見直しがなされるに至りましたが、この臨海副都心線については、大崎まで延伸して新たな広域鉄道ネットワークの構築を図り、首都圏の鉄道の混雑緩和や利用者の利便性向上に寄与するとともに、東京の都市構造の一極集中を是正し、多心型への再編、誘導が期待されることから、新木場・東京テレポート間は予定どおり開業の運びとなり、関係者のこれまでの努力が実を結ぶこととなったものであります。

この臨海副都心線の新木場・東京テレポート間の建設に関する工事誌の編集にあたっては、開業の期日が受託工事施行期限の平成8年3月末と決定されたことから、早い時期から対応しておくことが必要と判断し、平成6年12月に編集委員会を設置しましたが、編集作業の関係者は、その後の諸監査、検査、及び開業準備に引き続く開業関連業務に忙殺され、作業は遅々として進みませんでした。

また、その後も工事の内容を熟知した担当者の多くが変わり、工事誌の編集は苦難の道のりとなり、その完成も大幅に遅れて漸く今日を迎えることとなったものであります。

この工事誌は、多くの関係者が携わり、労を尽くした工事の貴重な記録であります。今後の多様化する都市土木工事の計画、施工に、多少なりとも役立てれば幸いです。

最後になりましたが、この工事誌の刊行にあたり、業務多忙にもかかわらず、ご協力頂いたご関係の皆様、深く謝意を表する次第であります。

平成8年10月

東京支社次長

工事誌編集委員会委員長

經 堂 英 嗣

---

## 臨海副都心線工事誌

平成8年10月

編集・発行 日本鉄道建設公団  
東京支社  
東京臨海高速鉄道(株)

印刷・製本 株式会社 国分  
東京都渋谷区広尾1-7-17  
電話 03(3444)4235

---