

臨海副都心線工事誌

(新木場～東京テレポート間)

平成 8 年10月

日本鉄道建設公団東京支社
東京臨海高速株式会社

臨海副都心線工事誌

(新木場～東京テレポート間)

平成 8 年10月

日本鉄道建設公団東京支社
東京臨海高速株式会社

序

東京都の7番目の副都心として開発が進められている臨海副都心と既成の市街地とを結ぶ重要な交通アクセスとなる臨海副都心線（新木場・東京テレポート間）が平成8年3月30日に開業し、79日目にして100万人の乗客輸送を達成するとともに、国際展示場を中心としたイベント等の開催日には、8万5千人にも及ぶ人々にご利用頂いていることについて、ご関係の多くの皆様と共に喜びを分かち合いたいと思います。

この臨海副都心線は、公団が建設を進め、その途上で諸般の事情から凍結された京葉貨物線を有効に活用して整備がなされたものであり、このたび開業した区間で再生された旧鉄道施設の延長は、約6割に達しております。

工事の施行については、公団が事業主体の東京臨海高速鉄道株式会社の委託を受け、平成4年3月末に路盤工事に着手しております。

施工地域の地質は、極めて軟弱な粘性土層を主体とする埋立地で、近接並走する主要国道等への施工の影響の抑制対策、開削施工の直下を共同溝の大断面DOTシールドが通過する工事との競合施工、既設のシールドトンネルを開削によって大規模に掘り出し、解体撤去して駅本体を構築する工事など、難工事の連続でありました。

また、工事の開始から開業まで4年間という厳しい工程に加え、臨海副都心開発の基盤整備事業の工事と競合し、工程の調整とその確保に苦慮する日々でありましたが、従事した職員が力を結集してこれを克服し、所定の工期に、大きな事故もなく完成を迎えたものであります。

臨海副都心線の各駅は、「人にやさしい駅づくり」をモットーに、誰もが利用しやすい駅舎を目指しておりますが、中でも国際展示場駅はイベント等を開催する国際展示場の近くに位置していることから、地上コンコース部は天井の高い幕構造とし、昼は自然の柔らかな光を採り入れ、夜には内部の照明光により駅舎全体が輝きを放つ特徴的な外観となっております。

この斬新な駅デザインに対して、鉄道建築協会主催（運輸省後援）の作品部門コンクールにおいて、運輸省鉄道局長から表彰されております。

この工事誌は、約1年間にわたり、関係職員が多忙な日常業務の合間を縫って資料を収集し、編纂したものであり、緒先輩の御目でご覧になられると不備な点が多々あるかと思いますが、日夜を分かたず刊行に努めた関係者に免じてご容赦頂ければ幸甚に思います。

最後になりましたが、この臨海副都心線の工事にあたり、終始ご指導、ご鞭撻を頂いた関係機関、並びに工事に従事された方々に、あらためて感謝の意を表します。

平成8年10月

支社長 伊 藤 則 昭

ご挨拶

臨海副都心線は、平成2年11月に東京都第3次長期計画の中で、「埼京線の大崎までの乗り入れの促進および臨海副都心の交通アクセスを強化する」路線として位置づけられ建設が具体的に決定いたしました。

この路線は、臨海副都心の開発を促進するとともに、埼玉、千葉および神奈川方面と連絡する広域的な交通ネットワークを形成し、混雑緩和や利便性の向上、沿線地域の活性化などに寄与するものとして、早期の全線開業が各方面より期待されております。

このうち、第1期事業区間（新木場～東京テレポート間 4.9km）は、平成4年3月25日工事に着手し、約4年の歳月を経て、平成8年3月30日に開業いたしました。

工事区間の約6割は、既に建設が完了していた旧京葉貨物線の構造物を有効活用して整備しましたが、新たに建設した部分は、軟弱地盤での他構造物との近接施工となり、また既設シールドトンネルを撤去のうえ駅本体を構築するなど、難工事の連続でありました。これを克服し、鉄道建設工事では稀な短期間で開業することができましたことは、日本鉄道建設公団を始め関係機関の皆さま、工事に携わった各社のご苦勞の賜物と感謝する次第であります。

出来上がった各駅は、それぞれ特徴のあるデザインであり、「安全で明るく、人にやさしい鉄道を目指す」という当社のモットーが遺憾なく表現されており、臨海副都心の新たな景観を形づくり、若者の人気を集めています。特に、国際展示場駅については、駅舎を膜構造とする斬新なデザインで、運輸省鉄道局長賞を受賞しております。

現在、第2期事業区間（東京テレポート～大崎間 7.4km）の早期開業を目指し、鋭意取り組んでいるところですが、この度、第1期事業区間の計画、施工等の記録を工事誌としてまとめたことは非常に意義のあることであり、第2期事業区間の建設にも大いに役立つものと確信しております。

最後に、第1期事業区間の建設にご協力いただいた日本鉄道建設公団をはじめ、東日本旅客鉄道株式会社、帝都高速度交通営団並びに関係者の皆様に厚く御礼申し上げますとともに、第2期事業区間の建設に向けて、今後ともご支援、ご協力を賜りますよう、よろしくお願い致します。

平成8年10月

東京臨海高速鉄道株式会社

代表取締役社長 長 裕 二

式典



開業式典 (平成8年3月29日 国際展示場駅にて)



開業祝賀会 (平成8年3月29日 国際展示場駅にて)

式典



安全祈願式（平成8年3月29日 国際展示場駅にて）

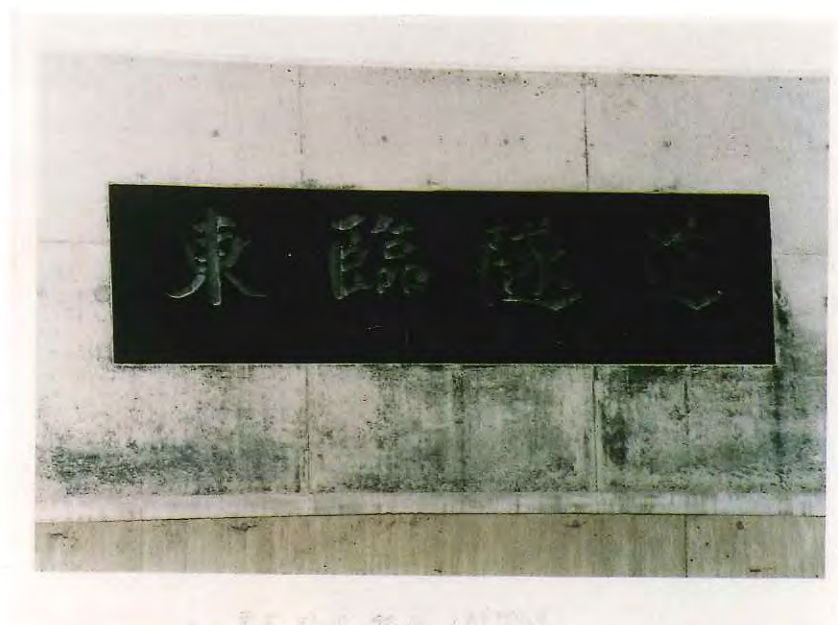


一番列車出発式（平成8年3月30日 新木場駅にて）

式典



東臨ずい道完成式（平成7年3月8日 東臨ずい道入口にて）



東臨トンネル銘板（東京都知事 鈴木俊一氏 揮毫）

完成写真



- 0k800m付近より千葉方向を望む



新木場駅起点方高架橋
(左右上はJ R京葉線)



新木場駅上り線 (終点側より望む)

完 成 写 真



新木場駅下り線（終点側より望む）



0km330m/付近シーサスポイント（始点側より望む）



東 雲 駅 （終点側より望む）

完成写真



0km700m付近高架橋（起方側より望む）



東雲駅（上り線ホームより下り線ホームを望む）



東雲駅（手前は東雲Bv、終点側より望む）

完成写真



保守基地及び東臨隧道



東臨隧道入口



3k400m付近下り線
(国際展示場駅ホームより起点側を望む)



4k200m付近トンネル内シーサスポイント
(終点側より望む)

完 成 写 真



国際展示場 駅下り線（起点側を望む）



東京テレポート駅下り線（起点側を望む）



留 置 線



洗 浄 線

完成写真



曙運河 B



営団地下鉄 B i



第 2 辰巳 B v



辰巳運河 B

完成写真



イーストプロムナード橋



スカイウェイ橋



完成写真

東雲駅
外観（南面）



国際展示場駅
外観夜景

東京テレポート駅
外観夜景



施 工 写 真



有明換気塔



1 3 号地換気塔



有明変電所

完成写真

危険品庫
(後方はモーターカー庫)



運転指令室
(東京テレポート駅B1)

施工写真



第2東雲B l 橋脚構築



T 2 工区く体構築



施 工 写 真



国際展示場駅 掘削



東京テレポート駅 掘削

施 工 写 真



営団地下鉄B i トラッククレーン架設



辰巳運河B 台船架設



スカイウェイ橋ケーブル展開

施 工 写 真



東雲駅 上家鉄骨組立

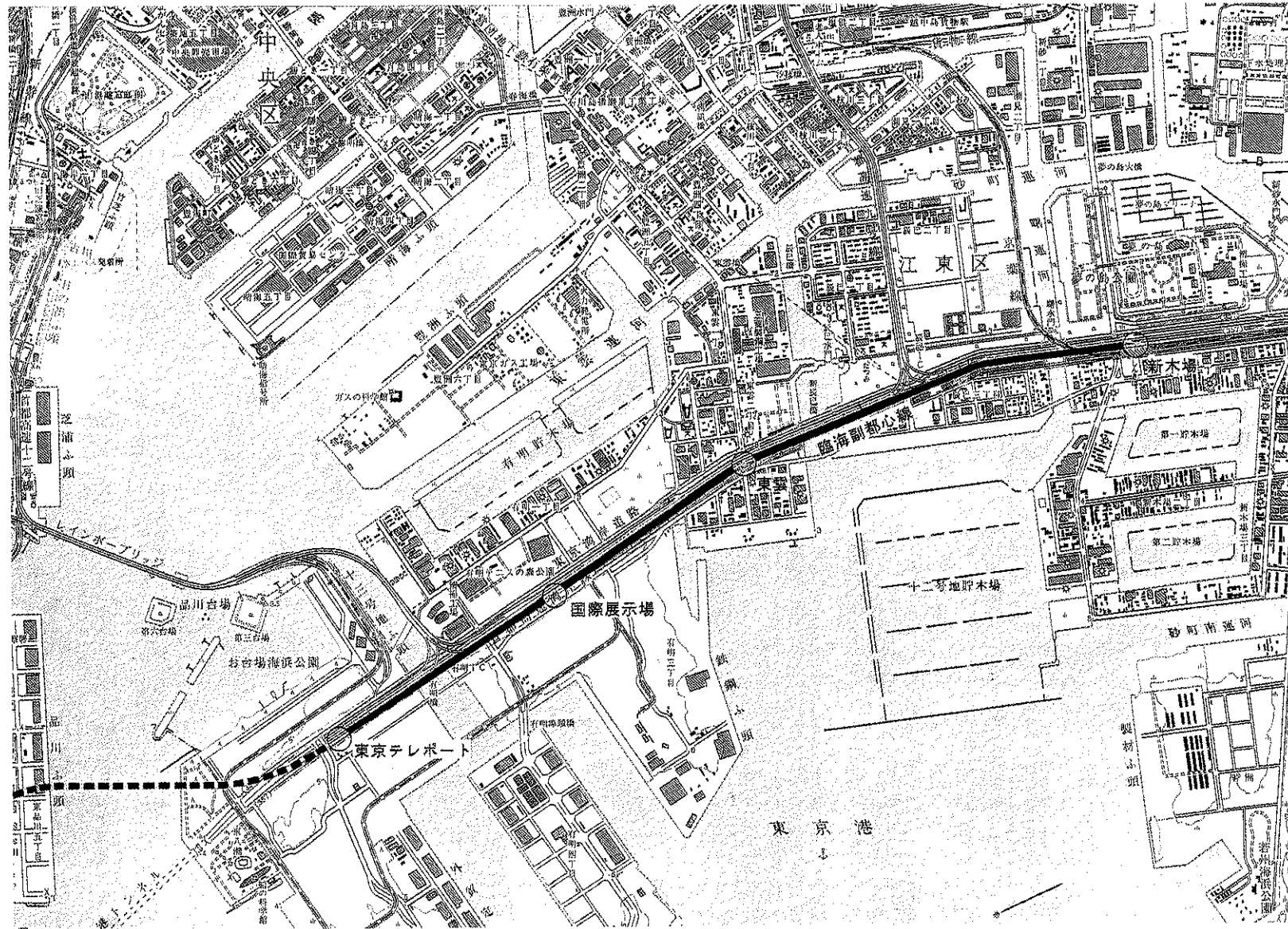


国際展示場駅 本屋鉄骨組立



東京テレポート駅 トップライト

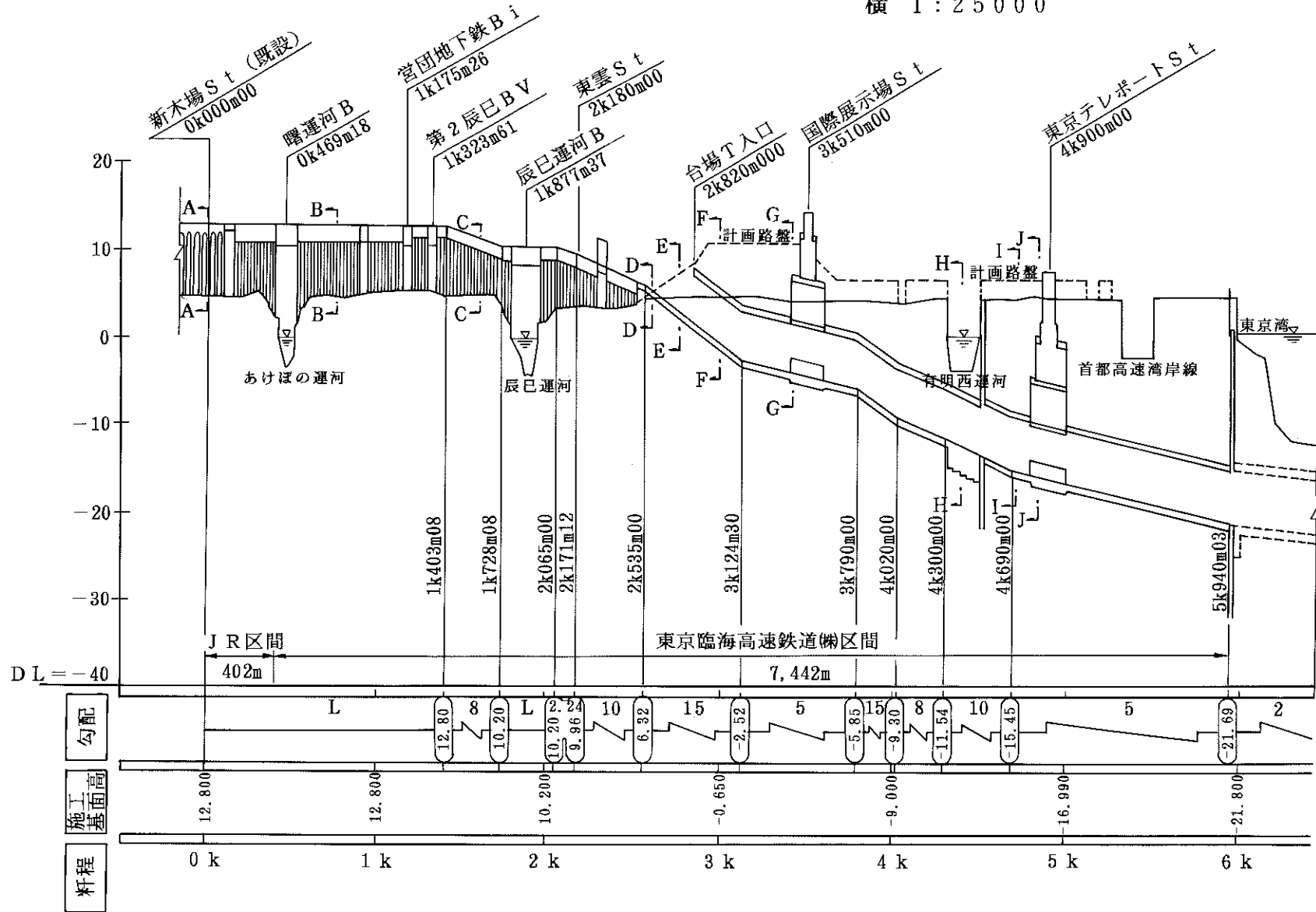
臨海副都心線路線図



縦断面図

縮尺 縦 1:5 0 0

横 1 : 2 5 0 0 0



臨海副都心線 縦断図

第1編 総説

第 1 編 総 説

第 1 章 概要

第 1 節 臨海副都心線の経緯

東京都は、昭和61年11月の「第二次東京都長期計画」において、その都市構造を一極集中型から多心型に転換させるとともに、国際化、情報化という時代の要請に対応すべく、13号埋立地を中心とする臨海部に7番目の副都心、臨海副都心「東京テレポートタウン」の開発を進めることが決定された。

この新しい副都心は、21世紀初頭の完成を目指しており、面積 448ha、居住人口約 6 万 3 千人、就業人口約 10 万 3 千人の複合的な都市機能を備えた理想的な未来都市が誕生することになっている。

このような臨海副都心及び周辺地域の開発を促進するためには、内陸部の既成市街地との交通アクセスの充実・強化、並びに広域的な交通ネットワークの形成が不可欠であり、とりわけ、将来予測される大量の輸送需要に応えるためにも、効率的な大量輸送機関である鉄道の整備は重要な課題であった。

こうしたことから、昭和62年 6 月に、この副都心開発の基本的な構想を示す「臨海副都心開発構想」が発表され、その中で「京葉貨物線の一部区間（新木場～臨海副都心）の旅客線としての活用を推進しながら、さらに羽田・鶴見までの旅客化及び大崎への接続について検討する。」との方向付けがなされた。

一方、昭和58年以来、その建設の途上で凍結されていた京葉線の新木場～東京貨物ターミナル間（延長約 7.8 km）については、昭和60年 7 月の運輸政策審議会第 7 号において、「投資効率の観点から貨物線の旅客化など既投資施設の有効活用を図る。」との主旨の答申がなされたのを契機に、関係各機関においてその活用の検討が進められた。

即ち、昭和62～63年度には、学識経験者をはじめ運輸省、東京都、国鉄清算事業団、JR東日本、鉄道公団、等による「東京臨海部交通ネットワーク整備計画調査委員会」が設置され、臨海部開発との整合を図る中で、京葉貨物線の有効活用や臨海新交通の延伸など、臨海部の交通ネットワークの整備方向を示すところとなった。

これらの状況を踏まえ、平成元年10月の関東地方交通審議会において、「大量輸送機関である高速鉄道として、現在整備が留保されている貨物線等を活用する新木場から臨海副都心を経由して大崎及び羽田・鶴見方面に至る臨海部新線の整備については、開発主体をはじめ関係者間で、ルート、事業主体、開発利益の整備費への反映方法等につき協議調整を行うことにより、検討を進めるものとする。」との答申がなされた。

こうした中で、東京都は、臨海副都心開発の促進や、「東京フロンティア」（世界都市博覧会）開催期間中の入場者の輸送力確保の面から、京葉貨物線を活用して旅客化し、さらに大崎まで延伸する臨海副都心線の整備について具体化することとなり、早期事業化を図るための基本計画の策定を目的として関係機関に働きかけ、平成 2 年 1 月に「京葉貨物線旅客化延伸調査委員会」を設置した。

この委員会は、東大工学部の新谷洋二教授を委員長に、学識経験者、運輸省、建設省、東京都、帝都高速度交通営団、鉄道公団、JR東日本、日本開発銀行及びオブザーバーとして日本国有鉄道清算事業団が参画し、路線計画、需要予測、収支予測、整備・運営主体、事業推進形態、などについて具体的な検討が行われ、基本的な整備計画がまとめられた。

東京都は、この委員会の検討結果の報告を受け、平成2年11月の「第三次東京都長期計画」において、「臨海副都心への交通アクセスを強化し、東京の都市構造を多心型へ再編・誘導するため、第三セクターへの出資、補助を前提に、平成12年の開業を目指し、京葉線の旅客化と大井町・大崎方面への延伸を図るとともに、平成6年4月までに新木場～東京レポート間を部分開業する。」とし、段階的な整備をはじめ臨海副都心線整備事業の骨格が示され、臨海副都心線の整備がようやく始動する運びとなった。

しかし、平成3年3月に開催された第一回定例都議会において、「臨海副都心開発計画及び東京フロンティア計画については、見直しを図るべき」との議論がなされるとともに、臨海副都心開発関連予算が否決（一般会計予算についても一部凍結の付帯決議）される事態が生じた。

このような状況から、東京都は、臨海副都心開発計画の開発フレームやスケジュール及び「東京フロンティア」の開催時期・規模等について、その計画を見直すための「臨海副都心開発等再検討委員会」を同年6月に設置し、概ね半年間の期間で再検討を行うこととした。

同年7月の第二回定例都議会において、臨海副都心開発関連予算は成立並びに凍結解除がなされたものの、さらに議会においても臨海副都心計画の見直しについて審議するため、「臨海開発等特別委員会」が設置され、検討が進められた。

このような経緯から、臨海副都心線の整備計画についても見直しを行うこととし、「臨海副都心開発等再検討委員会」における検討審議状況、及び「臨海開発等特別委員会」における審議・意見等を踏まえ、その事業計画を策定することとした。

そして、平成3年8月に提出された「臨海副都心開発等再検討委員会第一次報告」、その後の「臨海開発等特別委員会」、第三回定例都議会における審議、並びに同年10月上旬に開催された「臨海副都心開発・東京フロンティア推進会議」において第一次報告の内容が都の方針として決定されたこと、等を踏まえ、臨海副都心線については、平成8年3月に延期された「東京フロンティア」の開催に合わせて新木場～東京レポート間（第Ⅰ期事業区間）の整備を行うこととし、引き続き東京レポート～大井町・大崎間（第Ⅱ期事業区間）の整備を平成12年完成・全線開業を目標に進めることとした。

第2節 建設の経緯

1 京葉線

京葉線は、昭和39年、川崎市塩浜より東京湾岸に沿い、東京都、船橋市、千葉市蘇我を経て木更津市に至る延長約105kmの鉄道新線として鉄道敷設法に掲記された路線である（図1-1-1）。

この路線は、沿線地域に計画されていた工業地帯の貨物輸送を担うとともに、武蔵野線（西船橋～新鶴見間、延長約97km）とともに東京外環状線を形成し、東京都市圏の貨物輸送を円滑に処理するためのバイパスルートとしての使命を持って計画されたものであり、鉄道公団によって昭和42年に塩浜方より、昭和46年には千葉方より建設工事が開始され、昭和48年10月に塩浜～東京貨物ターミナル間（延長7.5km）が、また、昭和50年5月には千葉貨物ターミナル～都川（信号場）間（延長4.3km）が貨物線として開業した。

しかしながら、首都圏の急激な人口増加と相まって、京葉線沿線地域の土地利用計画が工業中心から、居住系をはじめ、幕張メッセに代表される業務系、ディズニーランド等のレジ

ャー施設の開発等に計画が変更されるとともに、鉄道貨物輸送需要の低下等による影響も起因して、京葉線は貨物線から旅客線へとその使命が基本的に変更されることとなり、昭和53年9月、西船橋～蘇我間が、さらに昭和58年7月には新木場～東京間及び新木場～西船橋間がそれぞれ旅客線として認可がなされ、当初目標の昭和62年度完成は果たせなかったが、幾多の難事を克服して平成2年3月、東京～蘇我間全線の開業を迎え、東京湾岸（ベイエリア）地域の輸送の動脈として21世紀の夢を託す新しい旅客線が誕生した。

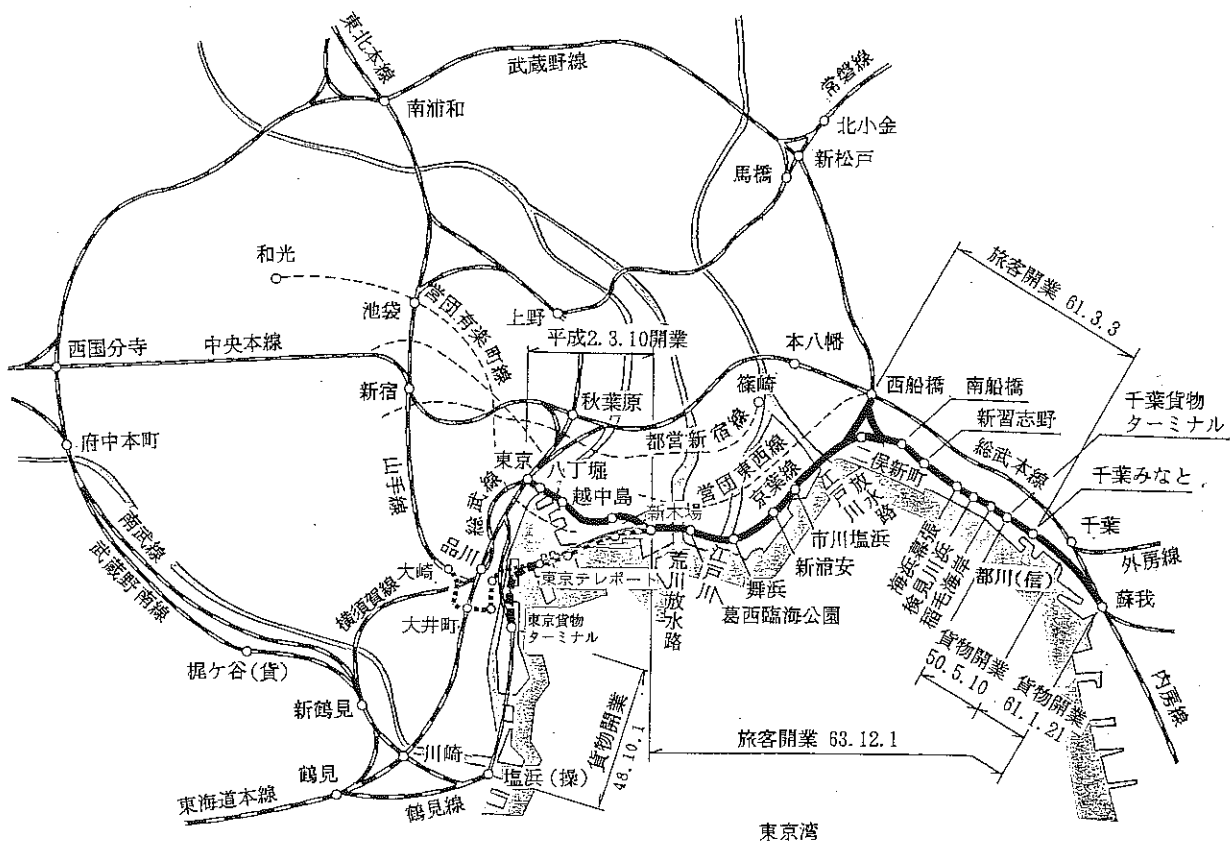


図1-1-1 京葉線平面略図

一方、新木場～東京貨物ターミナル間（延長 7.8km）については、貨物線として建設が進められてきたが、京葉線が旅客線として東京駅へ乗り入れすることとなったこと、貨物線としての需要が見込まれないこと、等により、昭和58年以降、その建設が凍結されることとなった。

その後、関係機関において、その有効活用について検討が進められたが、昭和62年4月、日本国有鉄道改革法等施行法により、この間の用地、構造物及び権利義務等が鉄道公団から日本国有鉄道を経て日本国有鉄道清算事業団へ承継された。

京葉線建設の主な経緯を表1-1-1に示す。

表 1 - 1 - 1 京葉線建設の主な経緯

S.	39. 9	塩浜・木更津間工事線指定（基本計画指示）
	42. 2	塩浜・品川ふ頭間工事実施計画その 1（認可）
	46. 6	西船橋・蘇我間工事実施計画その 1（認可）
	48. 10	塩浜・東京貨物ターミナル間（7.6km 貨物線）開業
	49. 3	品川ふ頭・西船橋間工事実施計画その 1（認可）
	50. 5	千葉貨物ターミナル・蘇我間（5.3km 貨物線）開業
	53. 9	西船橋・蘇我間工事実施計画その 1 一部変更（認可） 〔貨物→旅客化〕
	58. 7	品川ふ頭・西船橋間工事実施計画その 1 一部変更（認可） 〔都心乗入れ追加〕
	59. 10	西船橋・蘇我間工事実施計画その 2（認可）
	61. 3	西船橋・千葉みなと間（18.4km旅客輸送）暫定開業
	62. 2	東京・西船橋間工事実施計画その 2（認可）
	62. 4	東京貨物ターミナル・新砂町間清算事業団へ承継
	63. 12	新木場・蘇我間（35.6km旅客輸送）暫定開業
H.	2. 3	東京・蘇我間（43.0km旅客輸送）開業

2 臨海副都心線

臨海副都心線は、建設途上において整備が凍結され、日本国有鉄道清算事業団にその財産が移管されていた京葉線（新木場～東京貨物ターミナル間）を有効活用し、東京都が進めている臨海副都心の開発を促進するとともに、延伸が計画されているJR埼京線（大崎駅）と京葉線（新木場駅）とを接続することにより、首都圏を取り巻く広域的なネットワークの整備に資する路線である。

また、臨海副都心地域を会場として平成 8 年 3 月（当初は平成 6 年 4 月）に開催を予定していた「東京フロンティア」期間中の入場者の輸送力確保の使命も担うものであった。

鉄道公団は、京葉線を建設した経緯もあり、その活用策について企画研究課題に取り上げるなど、早くから検討を行ってきたが、平成元年度に東京都の委託を受け、京葉貨物線の旅客化延伸の可能性を調査するための「京葉貨物線旅客化延伸事業に伴う調査等業務」を実施し、事業化への基本計画策定を行った。

平成 2 年度においても当該業務を引き続き受託し、第Ⅰ期事業区間（新木場～東京テレポート間、延長約 4.9km）の鉄道事業免許、工事施行認可及び環境アセスメント等の行政手続きを行うための諸資料の作成を行った。

そして、平成 3 年 2 月、「新木場～東京テレポート間第一種鉄道事業免許（発起人総代名）」の申請がなされ、また、同年 3 月には、臨海副都心線の事業主体として、東京都を中心にJR東日本、金融機関等の出資による第三セクター「東京臨海高速鉄道株式会社」が設立された。

平成 3 年 11 月に「新木場～東京テレポート間第一種鉄道事業免許」を取得し、以後、平成 4 年 2 月、工事施行認可並びに鉄道公団と東京臨海高速鉄道株式会社との間の臨海副都心線

建設に伴う受委託協定の締結、等の手続きを経て、平成４年３月に新木場～東京テレポート間の第Ⅰ期事業区間の工事が開始された。

なお、第Ⅰ期事業区間の工事着工を前にした平成４年３月末、東京臨海高速鉄道株式会社は、第Ⅰ期事業に必要とする用地及び構造物を日本国有鉄道清算事業団から取得した。

臨海副都心線建設の主な経緯を表１－１－２に示す。

表１－１－２ 臨海副都心線建設の主な経緯

S. 63. 3	東京都が『臨海部副都心開発基本計画』を発表
H. 元. 4	東京都が『臨海部副都心開発事業計画』を発表
元. 10	関東地方交通審議会答申
2. 11	東京都が『第三次東京都長期計画』を発表
2. 12	『東京臨海高速鉄道株式会社』発起人会開催
3. 2	第Ⅰ期事業区間（新木場・東京テレポート間）の鉄道事業免許（第一種鉄道事業）を申請
3. 3	『東京臨海高速鉄道株式会社』設立
3. 8	臨海部副都心開発等再検討委員会が第一次報告を発表
3. 11	第Ⅰ期事業区間（新木場・東京テレポート間）の鉄道事業免許（第一種鉄道事業）
4. 2	第Ⅰ期事業区間（新木場・東京テレポート間）の工事施工認可
4. 2	東京臨海高速鉄道株式会社から『臨海副都心線建設に伴う工事の業務』を受託
4. 3	第Ⅰ期事業区間の工事に着手
5. 2	東雲駅設置に係る事業基本計画変更認可
8. 3	第Ⅰ期事業区間（新木場・東京テレポート間）開業

新木場～東京テレポート間の路盤施設は、その延長の６割強が京葉線の旧施設の再利用であるため、この区間の新規工事としては、開削トンネル 1.3km、高架橋からトンネルに移行する区間の種々の明かり構造物 0.3km及び４か所の運河等を渡る橋りょうの上部工（総延長 0.4km）の路盤工事と、３駅（高架上の東雲駅、地下の国際展示場駅及び東京テレポート駅）、並びに軌道、電気、駅設備等の開業関連工事である。

起点となる新木場駅では、JR京葉線、営団有楽町線と接続が図られ、臨海副都心線はJR京葉線直下の２階高架部分にホーム階を、３階に共用のコンコースが設けることとしている。

これらの主要な構造物は京葉線建設当時に既に完成しているが、ホーム、階段、コンコースの増設等の工事にあたっては、供用中の駅設備の一部に改修を伴うことから、東京臨海高速鉄道株式会社はJR東日本にこれらの工事の施行を委託し、軌道及び電気工事等は日本鉄道建設公団の受託施行の範囲とした。

なお、東雲駅は、江東区及び地元東雲地区の強い要望があり、駅建設費の二分の一を負担することで、平成５年２月に事業基本計画変更の認可を受け、追加設置したものである。

工事区間の大部分は臨海副都心地域内にあり、同地域内では共同溝、道路整備、給水場等の諸基盤施設整備工事が同時並行的に進められており、これら競合工事との工程調整、工事

の方法、資機材置場や工事用道路及び土捨場の確保、等について、多くの関係者と綿密な打合せ、検討を行いながら工事を進める必要があった。

中でも、掘削発生土については、臨海副都心開発地域内で処理するものとして指定の土捨場に運搬していたが、他工事の残土搬出も特定の土捨場に集中し、域内の深刻な交通渋滞を惹起したため車両の受入台数と時間帯の制限を受ける事態となり、工程に多大な影響を及ぼす結果となった。

さらには、その後の関係機関との調整の結果、発生土の一部については域外へ搬出することも余儀なくされた。

このような幾多の直面する難問題を克服しつつ、平成8年3月の「世界都市博覧会」開催に間に合わせるべく、開業関連設備工事を鋭意進めていた平成7年5月31日、都知事は、熟慮を重ねた結果の苦渋の選択として、「世界都市博覧会」の中止を決定した。

しかし、臨海副都心線は、臨海副都心開発の有無にかかわらず、広域的な交通ネットワークの形成、埋立地の活用、震災時における既成市街地との連絡等のために必要な路線であるとして、計画どおり整備を進めるものとした。

このことから、当初「世界都市博覧会」の開催を前提に6両編成としていた運行計画を4両編成とするとともに、改札機等を一部削減する変更のみに留め、当初計画どおり、平成8年3月30日、臨海副都心線は、輝かしくその開業を迎えた。



写真 1 - 1 - 1 国際展示場駅付近より臨海副都心を望む

第3節 沿線の概況と開発計画

1 沿線の概況

臨海副都心線新木場～東京テレポート間 4.9kmは、旧京葉貨物線として建設された鉄道建設を有効利用するこし、高架橋として新木場、東雲の2駅、臨海副都心部に地下駅として国際展示場、東京テレポートの2駅の計4駅を設置している。

新木場駅は、当地区の埋立事業の進捗に伴い、昭和51年頃から旧木場から移転してきた木材問屋等を中心としてきた倉庫、流通が多い準工業地帯の中心に位置している。

また、JR京葉線、営団有楽町線の新木場駅との連絡駅となる。

東雲駅は、鉄鋼公地、東雲再開発地区の中心に位置し、鉄道不便地域の解消に役立つこととなる。

国際展示場駅は、臨海副都心の中核的を施設である国際展示場に接近し、有明コロシアム、ファッションタウン等の諸施設へのアクセスとして、有明交通ターミナルの中心に位置づけられている。また、当駅は新交通「ゆりかもめ」の終点、有明駅との連絡駅となる。

東京テレポート駅は、国際情報の拠点となる東京テレコムセンターと付近の業務、商業ビル等へのアクセスとして、晴海交通ターミナルの中心に位置づけられている。

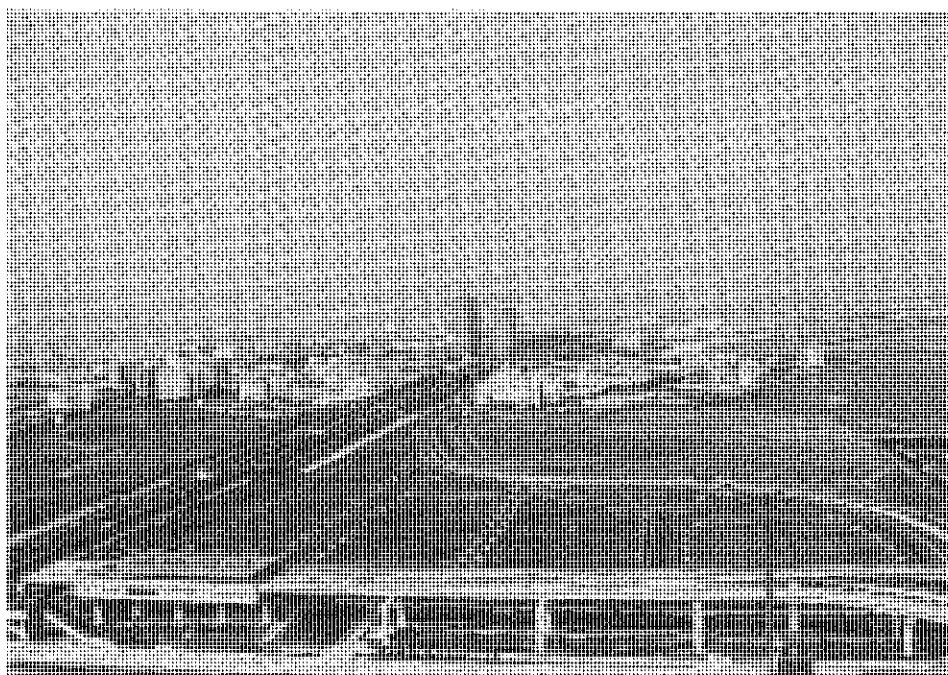


写真1-1-2 国際展示場駅付近より東雲地区を望む
(手前は新交通有明駅)

2. 沿線の開発計画

臨海副都心線沿線の開発計画は次のとおりである。

(1) 新木場駅周辺地区

新木場駅周辺地区は、昭和43年3月に完成した14号埋立地（夢の島）の中にある。昭和51～57年にかけて、当時、用地難や交通事情の悪化等から新天地を求めていた旧木場の木材関係業者がこの地に移転し、今日の流通基地「新木場」が誕生した。新木場地区は、都心から近いこと、JR京葉線および都営有楽町線との乗換駅であること等から、近年商業ビルの進出などに新しい動きも見られる。

今後、臨海副都心線の乗入れにより、この傾向は益々強まるまのと思われる。

(2) 東雲駅周辺地区

当初、東雲駅は設けない計画だったが、地元および江東区の強い要請があり、工事費の1/2を区が負担することで設置することとなった。当地は、鉄鋼団地の他に駅北側の東京都交通局の東雲鋼材置場跡地に東雲地区再開発計画があり、現在住宅2棟が建設中である。臨海副都心線により交通不便が解消され、より開発が進むと思われる。また、東雲駅南側には、面積約5,200㎡でバス停、トイレ、タクシー乗り場等の施設のある駅前広場が、区によって整備されている。

(3) 臨海副都心

臨海副都心には、国際展示場および東京テレポート駅の2駅があり、臨海副都心の主要な交通アクセスとなっている。

臨海副都心の当初計画の概要は次のとおりである。

①まちづくりの方針

台場地区、青海地区、有明北地区、有明南地区の4地区448haに、就業人口約11万人、居住人口約6万人を計画。

②まちづくり3つの目標

- ・職と柔の均衡のとれた東京の都市づくりに寄与する副都心
- ・情報と交流の国際拠点
- ・ウォーターフロントの魅力あふれる理想の都市

③まちづくり4つの個性

- ・「青海地区」は、インテリジェントビルが建ち並び、最新の情報が飛び交うビジネスのまち
- ・「有明南地区」は、世界中から人、物、情報が集まるコンベンションを中心に活気みなぎる交流のまち
- ・「有明北地区」は、超高層や中高層の都市型住宅が建ち並び、親水公園もある住み良い生活のまち
- ・「台場地区」は、お台場海浜公園を取り囲み、ハイセンスな高層住宅やホテル、ショッピングセンター街がつらなる、にぎわいのまち

④地区別開発フレーム

表1-1-3 開発フレーム

地区名称	地区面積	就業人口	居住人口
青海地区	117ha	64,000人	8,500人
有明南地区	107ha	12,000人	16,000人
有明北地区	147ha	14,000人	33,000人
台場地区	77ha	16,000人	5,500人
合計	448ha	106,000人	63,000人

・平成4年9月16日「第15回臨海副都心開発・東京フロンティア推進会議」の決定による。

⑤開発プログラム

表1-1-4 開発プログラム

段階	第1段階《始動期》	第2段階《創設期》
年度	～平成7年度	平成8年度～平成12年度
都市基盤施設整備の状況	都市活動を開始するのに必要な都市基盤施設整備を完了させる。	広域的な都市基盤施設整備を原則として完了させる。
都市の開発状況	戦略的中核施設及び初期の都市機能の整備により、都市としての活動が開始される。	一定の都市機能が集積し、副都心として発展していく体制が整う。
主な施設の整備状況（想定）	レインボーブリッジ 〔首都高速11号台場線、臨港道路〕 東京臨海新交通〔新交通システム〕 〔新橋～国際展示場〕 東京臨海高速鉄道 〔新木場～東京テレポート〕 海上輸送システム 〔日の出ふ頭～青梅西／有明南〕 テレコムセンター 東京国際展示場	晴海通り拡幅・延伸（放射34号線） 都市高速道路晴海線 環状2号線延伸 環状3号線延伸 東京臨海新交通延伸〔国際展示場～豊洲～晴海～勝どき（方面）〕 東京臨海高速鉄道延伸 〔東京テレポート～大井町～大崎〕

第3段階《発展期》	第4段階《成熟期》
平成13年度～平成15年度	平成16年度～
都市基盤施設整備全体を原則として完了させる。	
業務・商業系の開発は概ね完了し、副都心として概成する。	有明北地区を中心に都市開発、住宅建設が完了するとともに、都市として成熟し副都心として完成する。
都市高速道路都心臨海線 〔都心～臨海部〕	京葉貨物線旅客化延伸 〔鶴見方面〕

駅名等の名称は仮称を含む。

以上の計画に基づき、開発を進めてきたが、バブル崩壊に伴う経済情勢の変化等により、青島都知事は平成7年6月20日の知事施政方針で、第2階段以降の見直しを行うため「臨海開発懇談会」の設置を表明した。

平成7年9月11日に第1回の懇談会が開催され、平成8年4月26日（第17回）に最終報告が知事に提出された。

最終報告は「開発継続論」と「開発縮小論」の両論併記となっており、今後、東京都として両論を検討のうえ、十分協議して解決することとなる。

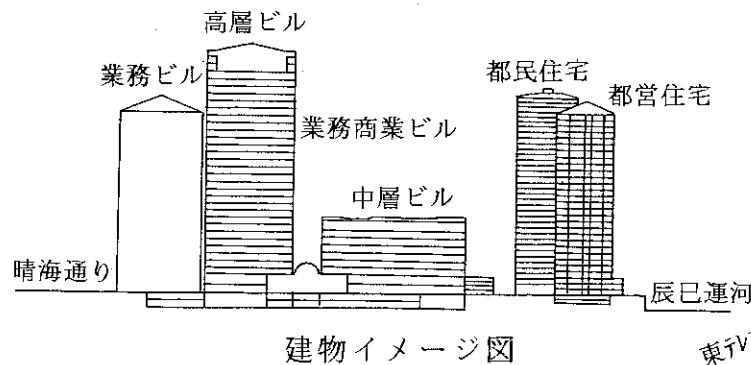
表1-1-5 最終答申の概要

	継 続 論	縮 小 論
開発目標	若干の規模縮小はあるが副都心として整備を促進する	業務中心でなく環境や都心居住重視の補都心計画に転換すでき
行政責任	長期試算では黒字転換可能あり破綻とは言えない	適切な見直しをせず財政破綻にいたらしめた都の責任は重い
想定人口	業務9万人、居住5万人	業務5万人、居住5万人
土地利用	若干の規模縮小、柔軟な配置転換マルチメディアや国際ビジネスゾーン 防災基地、国際機関誘致	建設されたビルは有効利用。新たに大型オフィスビルは供給せず未整備地区は森林などでリザーブ
土地処分	長期貸付が原則。必要な場合は売却や定期借地制度を導入	当年は長期賃貸方式。定期借地権売却などの長所短所を検討
交通整備	順次整備。うち1路線と新交通の豊洲延伸は平成16年度までに	鉄道、新交通は延伸。一般道路の整備は現行計画の60%程度に
今後の進め方	庁内の連路体制を確立し、都が責任をもって実施	都民らでつくる第三者機関の助言体制をつくる

図 1 - 1 - 2 地区別の開発イメージと機能配置図

東雲地区再開発計画の概要

名 称	東雲地区再開発地区計画
位 置	江東区東雲二丁目地内
再 開 発 面 積	約9.30ha
交通施設地区	約2.83ha
商・業務地区	約1.73ha
住 宅 地 区	約2.39ha (平成8年度入居)
下水道施設地区	約2.32ha (平成13年完成)
住宅戸数 (人口)	735戸 (2,205人)
交通施設職員寮	35戸 (105人)
都 営 住 宅	350戸 (1,050人)
都民住宅 (公社)	350戸 (1,050人)
就 業 人 口	6,000人
主な公共施設	地区幹線道路 (幅員14m、延長280m) 地 区 公 園 (面積3,600㎡)



建物配置予想図 (Building Configuration Forecast Diagram)

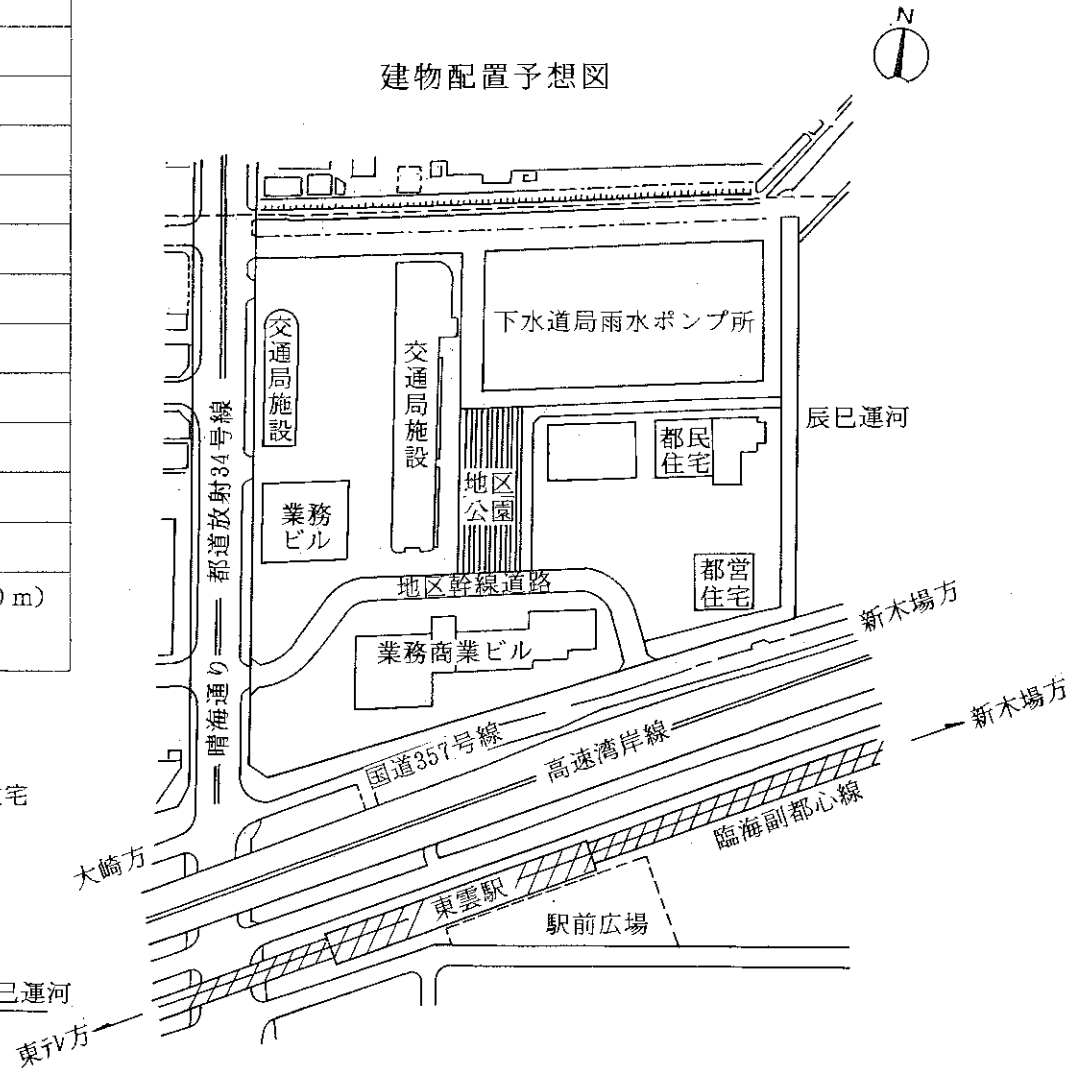


図1-1-3 東雲地区再開発計画の概要

東京フロンティア（世界都市博覧会）の概要は次のとおりである。

東京都では、21世紀は人類の過半数が都市で生活し、人間生活で都市の果たす役割が大きくなる「都市の時代」としてとらえている。

東京都では、新しい都市像を構築する継続的な都市づくり運動を進めるため、その第一歩として内外の都市の協力を得て、東京フロンティアを開催することとした。

- ・名 称 ----- 世界都市博覧会 ―東京フロンティア―
- ・テーマ ----- 「都市・躍動とうるおい」
- ・開催時期および期間 ----- 平成8年3月24日から10月13日まで
 (204日間)
- ・開催場所 ----- 臨海副都心「東京テレポートタウン」および都内の特色ある施設等
- ・推進団体 ----- 〈開催都市〉東京都
 〈主催団体〉財団法人 東京フロンティア協会
- ・来場者想定 ----- 2, 000万人程度

- 1)都市の未来と市民生活のあり方を、世界に向けて発信し世界から受信する国際連合の協力を得た国際的規模の博覧会。
- 2)この事業は、「施設会場での博覧会」、「隣接会場・連携会場での広がりのある事業展開」、「東京フロンティア会議」で構成し、多彩な手法で楽しさのあるイベントを展開する。
- 3)実際に都市経営にあたっている内外の諸都市の参加を得て開催し、都市と都市とが連携・協力して都市問題の解決策や21世紀のあるべき姿について考える。
- 4)都市生活の担い手である市民がその創意や知恵を生かすことで、提案性に満ちた事業展開を図るとともに、都市を支える企業・団体等からも都市問題解決に向けての積極的な参加求めていく。
- 5)東京テレポートタウンの開発を推進し、新しい施設を内外に広く紹介するとともに、東京テレポートタウンの施設を実際に活用して事業を展開する。
- 6)地球規模での継続的な都市づくり運動の契機として、世界的な都市ネットワークの形成を目指す。

このような計画のもとに、予定どおりの開催を目指して準備を進めてきたが、平成7年4月9日の東京都知事選挙で、鈴木都知事から青島都知事交代し、諸種議論のあるなか、「選挙での公約を守ることが、都民に対する政治的責任として優先されるべきである」との青島都知事の決断で、平成7年5月31日正式に中止が決定された。

ここは、「都市」という名のアミューズメント・パーク

特設会場での展開

レインボーブリッジを渡った先にある、世界都市博覧会のメインとなる特設会場。そこは、未来のビジネス街となる背海地区（インターシティランド、メディアランド、コミュニティランド）と世界的な規模を誇る東京国際展示場で構成され、幅80mにも及ぶ2つのプロムナードが軸となっています。ひとつは東西に延び、パリのシャンゼリゼ通りとはほぼ同じ長さの「中央通り」。もうひとつは南北に延びる「公園通り」で、これは銀座八丁に匹敵する長さです。

そして、その広い会場内においては、3つの大きなメッセージを柱に据え、それぞれの施設を通じて、来場者にそのメッセージがしっかり伝わるような展開をしています。

●「世界的な視野の下で、市民の生活やさまざまな都市の姿を体験する」

（例）

・テーマ館－市民の広場－日本の都市館－世界の都市館・国連プラザ

●「歴史を振り返り、21世紀を展望する」

（例）

・オイコスパーク－メディアステーション

●「都市の基盤となる豊かな環境、優れた技術、新たな都市文化を体感する」

（例）

・水の広場
・企業パビリオン－都市の未来館－都市の産業館
・アートシティ－フロンティアホール－ワンダーシティ

会場づくりにあたっては、都市の未来、街のあり方を先取りして来場者が楽しく体験できるような空間をつくり、にぎやかな演出をしています。

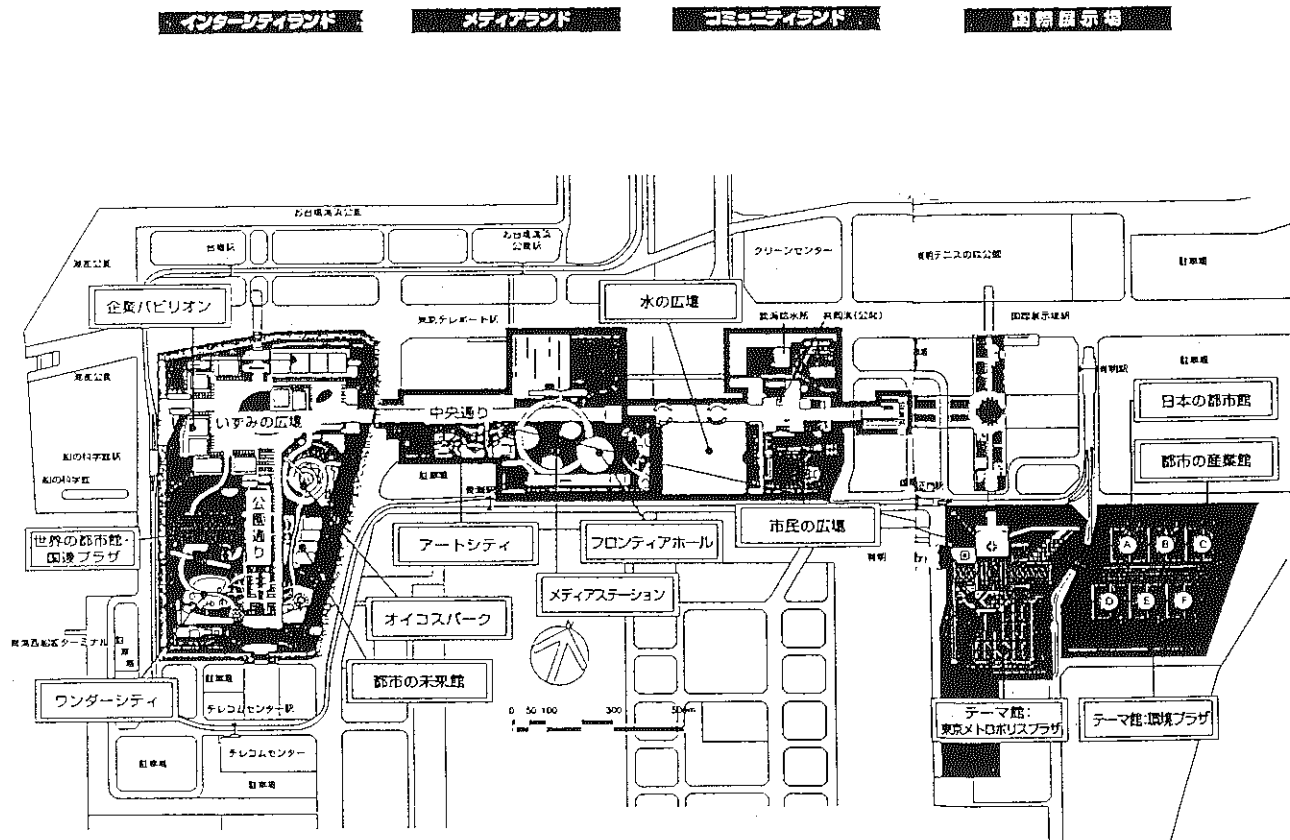
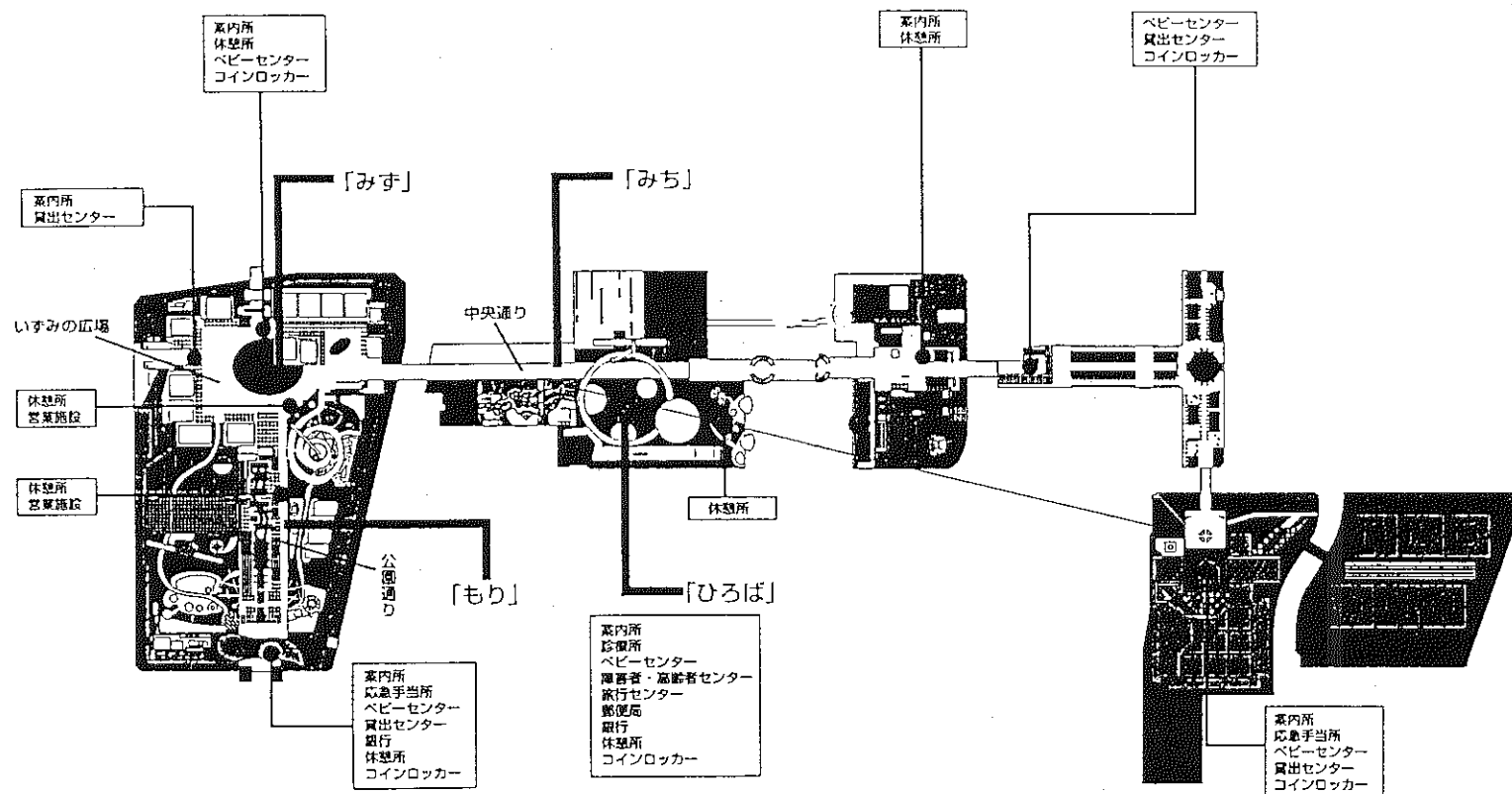


図1-1-4 「世界都市博覧会」事業計画図



施設の配置

「みち」と「ひろば」、「もり」と「みず」を
めぐる、調和のとれた施設配置

●「みち」とサービス施設

中央通り、公園通りは、全場の骨格をなし、来場者の主
動線となる「みち」です。来場者の利用するサービス施設は、
この「みち」に沿って整備します。

●「ひろば」とサービス施設

会場の中で多くの来場者が集まるメディアステーションや、
企業のパビリオン群の中心に、にぎわいと活気が醸成される
ように「ひろば」を整備します。
「ひろば」のまわりにゲート施設や休憩・飲食施設等のサ
ービス施設を配置します。

●「もり」とサービス施設

会場のどこにいても「みどり」を感じられるように、樹木の配置
や見え方を工夫した「もり」を整備します。
公園通りには、豊かな「みどり」を実感し、涼感あふれる「も
り」をつくり、その下にサービス施設等を配置します。

●「みず」とサービス施設

来場者が移動し集まる場所には、樹木との調和を配慮し
ながら「みず」を整備します。
特にいずみの広場においては、池の水位を変化させること
により、都市のうらおいを演出する「みず」をいさよと表現し、こ
の「みず」の周辺に各種のサービス施設を配置します。

●国際展示場においてもその設備を活用し、調和の
とれたサービス施設を配置します。

図1-1-5 「世界都市博覧会」会場整備計画図

第2章 事業免許、工事施行認可申請の手続き

第1節 事業免許

臨海副都心線は、平成元年10月の関東地方交通審議会において「大量輸送機関である高速鉄道として、新木場から臨海副都心を経て大崎及び羽田・鶴見方面に至る臨海部新線の整備については検討を進める」との答申がなされ、更に平成2年11月に策定された「第三次東京都長期計画」において、建設途上において整備が中断されていた京葉線を有効活動し新木場から大崎方面への旅客化延伸を図ることとされた。

よって、臨海副都心の開発を促進し、将来予測される大量の輸送需要に応えるとともに、東京フロンティア開催の時円滑な輸送現実を図るため、平成3年2月5日JR新木場から東京テレポートに至る4.9kmの路線の第一種事業免許の申請を行い、同年11月1日同免許を収得した。

第2節 工事施行許可申請

鉄道事業免許を受け、平成3年11月20日新木場・東京テレポート駅間の工事施行許可を申請し、平成4年2月26日鉄施第34号で許可された。

工事施行許可等の経緯は表1-2-1のとおりである。

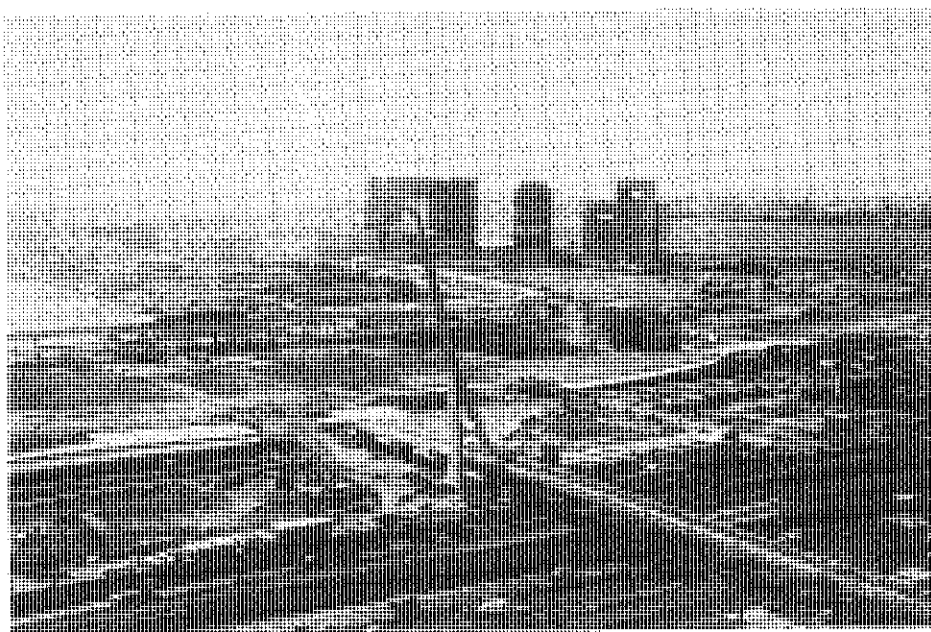


写真1-2-1 東京テレポート駅とスカイウェイ橋及び臨海副都心
(台場フロンティアビルより望む)

表 1 - 2 - 1 臨海副都心線, 鉄道事業急行及び工事施行許可経緯

認 可 番 号	許可年月日	申 請 番 号	申請年月日	件 名	主 な 内 容
鉄 都 第 24号	平 3. 11. 1	2 都市施交第 343号	平 3. 2. 5	新木場・東京テレポート間 第一種鉄道事業免許	新木場起点-0km742m～ 5km972m
鉄 施 第 34号	平 4. 2. 26	3 東臨建 第 30号	平 3. 11. 20	新木場・東京テレポート間 工事施行認可	
関鉄技一第 24号	平 5. 2. 16	4 東臨建 第 73号	平 5. 1. 8	事業基本計画変更	東雲駅設置に伴う変更
関鉄技一第 67号	平 5. 3. 30	4 東臨建 第 90号	平 5. 2. 18	工事計画変更	東雲駅設置
		5 東臨建 第 45号	平 5. 7. 2	工事計画変更	台場T内上部断面の一部拡幅
		5 東臨建 第 68号	平 5. 9. 28	工事計画変更	軌道構造及び軌道中心線一部変更
		5 東臨建 第 112号	平 6. 1. 17	工事計画変更	新木場駅のレイアウト変更
関鉄技一第 148号	平 6. 9. 16	6 東臨建 第 33号	平 6. 7. 4	工事計画変更	保安設備及び停車場の一部変更
関鉄技一第 4号	平 7. 1. 17	6 東臨建 第 67号	平 6. 9. 26	工事計画変更	車両検査修繕施設、清掃作業台等の新設
		6 東臨建 第 127号	平 7. 2. 14	工事計画変更申請	運行管理装置設置及び常置信号機等の一部変更
		6 東臨建 第 141号	平 7. 3. 22	工事計画変更申請	電力管理システムの新設及び電力設備の一部変更
		7 東臨建 第 28号	平 7. 5. 30	工事計画変更	台場Tの一部構造及び国際展示場駅中層階の変更
関鉄技二第 85号	平 7. 5. 31			工事計画変更認可	(6 東臨建 第 141号に対する認可)
関鉄技二第 104号	平 7. 8. 8			工事計画変更認可	(6 東臨建 第 127号に対する認可)
関鉄技一第 195号	平 7. 10. 18	7 東臨建 第 99号	平 7. 9. 12	工事計画変更	旅客設備、火災対策設備、車両修繕施設の変更
		7 東臨建 第 136号	平 7. 11. 1	工事計画変更申請	自動列車装置の新設及び列車無線設備等の一部変更
		7 東臨建 第 150号	平 7. 11. 16	工事計画変更	シールドトンネル構造の一部変更
関鉄技二第 240号	平 8. 1. 24			工事計画変更確認	(7 東臨建 第 136号に対する認可)

第3節 環境アセスメント

東京臨海高速鉄道（新木場・東京テレポート間）の建設事業にあたり、「東京都環境影響評価条例」に基づく手続きを行った。

環境影響評価書案は平成2年12月26日に、東京臨海高速鉄道㈱の前身である東京臨海高速鉄道株式会社（仮称）発起人総代として鈴木俊一東京都知事名で提出している。

評価書案提出以降の手続きは条例に基づき、評価書案の縦覧、地元説明会を開催し平成3年5月13日に見解書を提出し、平成3年11月6日に評価書を提出した。

一連の経過及び評価の対象項目等については第9編に記述するが、平成3年3月の会社設立後は、東京臨海高速鉄道㈱代表取締役社長名で行っている。

なお、事後調査のうち、工事による地盤沈下、地形、地質については平成7年度までに完了し、列車通過による振動、騒音、電波強度測定については、平成8年度となっている。



写真1-2-2 東雲架道橋（本線左側より望む）

第4節 工事の委託施行に関する協定

臨海副都心線新木場・東京テレポート間の工事の施行については、東京臨海高速鉄道株式会社は日本鉄道建設公団東京支社との間で協議を進め、平成4年1月30日、日本鉄道建設公団に工事の施行委託を依頼した。

これを受け、日本鉄道建設公団は、日本鉄道建設公団法第19条第2項第2号の規定を適用し、平成4年2月5日運輸大臣に同区間の工事について受託認可の申請を行い、運輸大臣から平成4年2月26日に認可された。

これにより、日本鉄道建設公団は東京臨海高速鉄道株式会社に対し、平成4年2月26日受託の回答を行った。

工事の委託施行の経緯は、表1-2-2のとおりである。

表1-2-2 工事の委託施行に関する経緯

協 議 番 号	年 月 日	内 容
3 東臨建第 39号	平 4. 1. 30	工事の委託依頼
計 計 第119号	平 4. 2. 5	工事の受託認可申請（運輸大臣）
鉄財 第37号の2	平 4. 2. 26	工事の受託認可
計 計 第119号	平 4. 2. 26	工事の委託回答
東支計計第142号	平 4. 2. 27	委託工事に関する施行協定書、実施細目協定書確認書及び覚書の締結
4 東臨建第 36号	平 4. 7. 23	東雲駅の新設計画の依頼
東支計計第 54号	平 4. 7. 27	東雲駅の新設計画の回答
4 東臨建第 61号	平 4. 11. 20	新木場駅のレイアウト変更の通知
4 東臨建第 64号	平 4. 11. 27	保守基地（含変電所）の新設計画の依頼
5 東臨建第 2号	平 5. 4. 12	東雲駅、新木場駅等に伴う協定変更協議
東支計計第 11号	平 5. 4. 13	上記による変更施行協定書、変更実施細目協定書変更確認書及び覚書の締結
5 東臨建第148号	平 6. 3. 18	協定外工事に伴う協定変更協議
東支計計第115号	平 6. 3. 28	上記による変更施行協定書、変更実施細目協定書変更確認書及び覚書の締結
東支計計第 77号	平 7. 10. 30	精査の結果、変更施行協定書、変更実施細目協定書及び変更確認書の締結

第5節 東雲駅の新設

東雲駅の新設については、会社設立の段階から地元より要望されていた。

平成4年5月には地元「東雲駅設置促進競技会」が発足し、新駅設置のための条件の検討及び関係機関との協議を進めた結果、

- ① 駅設置に係る工事費の増額に対して、江東区が応分の負担をする対応を示している。
- ② 負担金を得られれば事業採算性の確保が図れる。
- ③ 建設工程を検討した結果、鉄道事業法上の手続き期間をみても、開業に間に合う。
- ④ 東雲地区の再開発計画が具体化し、駅完成時期と臨海副都心線の開業時期がほぼ一致し、乗客の増加が見込める。
- ⑤ 新木場～国際展示場の駅間 3.5kmが新木場～東雲～ 2.2km、東雲～国際展示場 1.3kmとなり、鉄道線路の駅間としても整合が取れる。
- ⑥ 開業後の駅新設の場合、活線工事となり、難工事のうえ工事費も約4割増加する。

以上のことから、東京臨海高速鉄道(株)と東京都及び江東区の三者で協議し、江東区の費用負担及び駅前広場整備等の駅設置について合意したので、東雲駅を新設することとなった。

なお、鉄道事業法上の手続きについては、平成5年1月8日事業基本計画の変更を申請、同年2月16日関鉄技一第24号で認可され、これを受けて平成5年2月18日工事計画の変更を申請し、同年3月30日関鉄技一第67号で認可された。

1 新駅設置の位置

新駅設置の位置は、新木場～国際展示場間駅間距離3km510m のほぼ中間の2km180m に計画する。

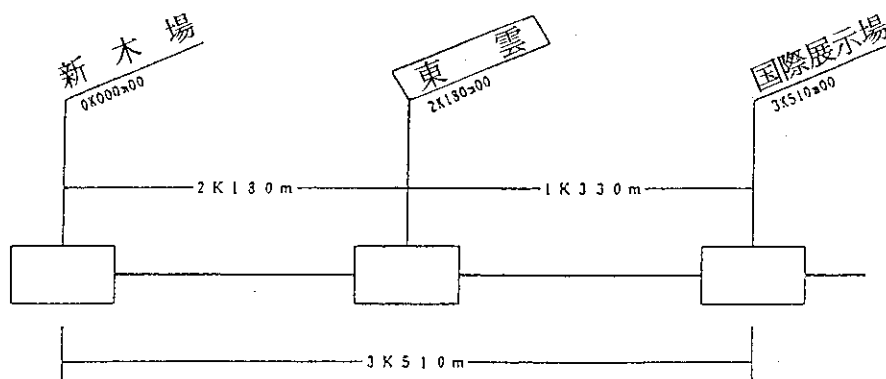


図1-2-1 東雲駅位置関係図

2 新駅設置の経緯

新木場～国際展示場間への新駅設置要望については、東京都臨海高速鉄道株式会社の設立の段階より地元江東区等から出されていた。

駅間が約 3.5kmと比較的長い距離であったが、駅利用の需要が見込めないとの判断から、地元要望に対しては、「周辺開発の動向を見ながら、早期設置の方向で検討する。」との対応をしていた。

その後、隣接地において、東京都交通局等用地を活用した「東雲再開発地区計画」の事業がより具体化したことと併せて、平成4年5月に「東雲駅設置促進協議会」が発足し新駅設置の気運が高まってきた。

一方、東京臨海高速鉄道と東京都及び江東区の三者でも早期に駅設置を図ることで協議を進め、平成4年9月には駅設置についての三者による基本的な合意をみて、引き続き費用負担の協議を進めた。

東雲再開発地区計画事業の具体化とともに、地元江東区から新駅設置工事費用の一部負担と駅前広場の整備について協議が整ったことなど、新駅設置に必要な条件整備が図れたことから、鉄道事業法に基づく行政手続きを経て新駅を設置することとした。

〔主な経緯〕

平成3年 3月	東京都臨海高速鉄道株式会社設立
平成3年 7月	臨海副都心開発計画の見直しに関する江東区の提言で東雲駅設置要望
平成3年11月	新木場～東京テレポート間の鉄道事業免許取得
平成3年12月	都知事が江東区へ「周辺地域の開発動向を踏まえ、早期実現を検討する」と回答
平成3年 2月	新木場～東京テレポート間の工事施行認可
平成4年 5月	「東雲駅設置促進協議会」が発足
平成4年 7月	東雲駅設置促進協議会から、東雲駅設置の陳情書提出
平成4年 9月	東京都、江東区及び東京臨海高速鉄道の三者で「臨海副都心線東雲駅（仮称）設置に関する覚書」締結
平成4年10月	江東区及び東京臨海高速鉄道で「臨海副都心線東雲駅（仮称）設置に関する覚書」を締結し費用負担に同意
平成5年 3月	東雲駅設置工事計画変更認可

3 周辺の状況

東雲駅は、東雲二丁目地内の湾岸道路と晴海通りの交差部付近に計画している。周囲の状況は、南側に鉄鋼団地や物流倉庫が立地し、北側には、東京都交通局が主体となった、交通網等が広がっている。

4 駅設備の概要

東雲駅は、既設高架橋の両側にホームを新設し、コンコース等駅施設は高架下に設置する

ホーム 相対式 2面2線 有効長 205m (10両対応)

ホーム上家 延長 60m

旅客設備 高架下に収容しエレベーター及びエスカレーターを計画する。

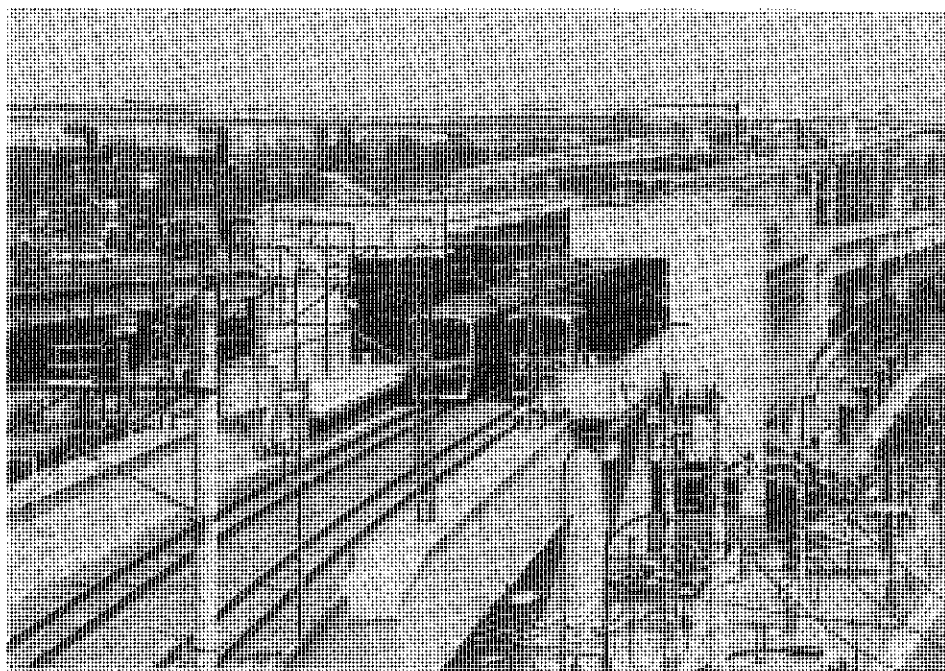


写真1-2-3 東雲駅

東京臨海高速鉄道株式会社臨海副都心線

東雲駅設置に関する陳情

東雲駅設置促進協議会

住 所 東京 都江東区東雲二丁目十七番地
会 員 名 株 式 会 社 ネブテ株主会

代表者名代表取締役
細野 昌

東京臨海高速鉄道株式会社代表取締役

岡本 堯生 殿

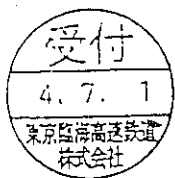
陳情の趣旨

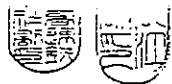
昭和五十六年四月、国鉄京葉貨物線の鉄道建設工事について、私達は日本鉄道建設公団より説明を受けました。その後同線が旅客活性化されていく過程で、私たちの町を通る鉄道に期待し、バスしか交通手段のない町の活性化のため、東雲二丁目地先に駅がほしいと考える。東京都知事及び江東区長に陳情書を提出し、又運輸大臣と国鉄総裁に直接お会いして東雲に駅設置をお願いして参りました。

諸般の事情による工事の中断がありました。したが、このたび東京臨海高速鉄道（株）により鉄道建設の工事が進められるとのことなので、臨海副都心開発計画に順応した町づくりのため、私達の念願である東雲に駅を設置していただくべく陳情申し上げます。

東京臨海高速鉄道株式会社臨海副都心線

東京駅設置に関する陳情書





臨海副都心線東雲駅（仮称）設置に関する協定書

東京都江東区（以下「甲」という。）及び東京臨海高速鉄道株式会社（以下「乙」という。）は、臨海副都心線東雲駅（仮称）（以下「新駅」という。）設置に関する覚書第3の定めに基づき、新駅設置費用負担等の詳細について次のとおり協定を締結する。

（新駅設置の位置）

第1条 新駅設置の位置は、別紙のとおりとする。

（工事の内容及び設計）

第2条 乙が施行する新駅は、10両対応の駅舎、ホーム及び関連設備とする。

2 設計は、乙が手続きを行う鉄道事業法（昭和61年法律第92号）第9条の規定に基づく運輸大臣の工事計画の変更認可のとおりとする。

（工事行程等）

第3条 乙は、この協定が締結され次第、鉄道事業法等に基づく必要な手続きを行うものとする。

2 乙が施行する工事の期間は、前項の手続きが終了した後、平成5年度から工事着手して平成8年2月末日までとする。ただし、止むを得ない場合は、甲乙協議のうえこれを変更することができるものとする。

（工事の費用、負担金額、納入及び精算等）

第4条 第2条に規定する新駅設置に要する工事の費用（以下「工事費」という。）は、概算総額1,975百万円とし、甲乙各々が2分の1ずつ負担するものとする。

2 設計変更等により工事費に増減がある場合には、甲乙が別途協議するものとする。

3 乙が施行する各事業年度における工事の内容及び工事費は、甲乙が別途協議して定めるものとする。

4 前項で定めた各事業年度の工事費は、工事の進捗状況により変更あるものとし、その場合にはあらかじめ甲乙が協議するものとする。

5 甲は、第3項の協議により定められた負担金額を当該年度の甲の予算が成立後、乙の請求により予納するものとする。

6 乙は、各事業年度ごとの決算額を当該事業年度終了後速やかに甲に通知するものとする。

7 乙は、工事費を工事完成後速やかに精算するものとする。

（施設の所有権の帰属）

第5条 前条第1項によって建設された新駅の施設の所有権は、乙に帰属する。

（事業用地の確保等）

第6条 甲は、乙が施行する事業用地の確保及び工事が円滑に施工されるよう、特段の配慮をするものとする。

（その他）

第7条 この協定に定めのない事項又は疑義が生じた場合は、その都度甲乙が協議して定めるものとする。

以上協定の証として本書2通を作成し、甲乙各々が記名押印のうえ、各自その1通を保有する。

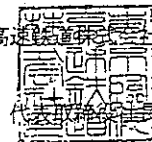
平成4年10月22日

甲 東京都江東区

区 長 室 橋



乙 東京臨海高速鉄道株式会社



岡 本 堯



臨海副都心線東雲駅（仮称）設置に関する覚書

東京都都市計画局（以下「甲」という。）、東京都江東区（以下「乙」という。）及び東京臨海高速鉄道株式会社（以下「丙」という。）は、東京臨海高速鉄道臨海副都心線（以下「臨海副都心線」という。）の東雲駅（仮称、以下「新駅」という。）の設置に関して下記のとおり、覚書を締結する。

記

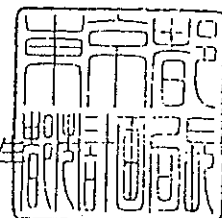
- 1 甲、乙及び丙の三者は、臨海副都心線の建設に併せて新駅を設置することについて相互に協力し、その実現に努める。
- 2 甲、乙及び丙の三者は、新駅を第一期工事で設置可能なように、関係機関との協議促進を図る。
- 3 乙は、丙が建設する新駅設置の費用について、丙の負担軽減を図るため応分の負担を行い、甲はそのための支援協力をするものとする。新駅設置費用負担等の詳細については、乙及び丙において別途協議する。
- 4 甲と乙は、新駅が有効に利用されるよう、東雲地区の開発促進に努めるとともに関係機関に要請していく。また乙は、駅前広場等の必要な施設を新駅設置に併せて整備する。

甲、乙及び丙の三者は、上記覚書の証として3通作成し、それぞれ記名捺印のうえ、各1通を保有する。

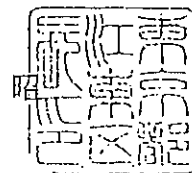
平成4年9月1日

甲 東京都都市計画局長事務取扱

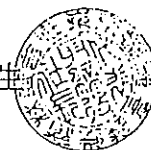
東 京 都 技 監 岡 本 堯 生



乙 東京都江東区 長 室 橋



丙 東京臨海高速鉄道株式会社代表取締役社長 岡 本 堯 生



第3章 工事施工体制

第1節 東京支社

路盤工事、合成桁製作架設、軌道、機械および建築工事のため、平成4年3月16日東京都江東区辰巳3-12-1に辰巳鉄道建設所を開設した。建設所用地は、東京臨海高速鉄道(株)が東京都港湾局から無償で借り受け、そこに2階建ての事務所を設置した。

平成8年3月30日新木場～東京テレポート間の開業に伴い一時閉鎖となった。

第2節 関東支社

辰巳鉄道電気建設所は、変電所、配電所、信号および駅電気設備等の辰巳建設所の1階に置いた。

第3節 東京臨海高速鉄道(株)

東京臨海高速鉄道(株)は、工事発注を行わず、建設部建設課及び日本鉄道建設公団東京支社、同支社辰巳鉄道建設所及び公団関東支社、同支社辰巳電気鉄道建設所と連携を取りながら施行管理を行った。

第4節 東日本旅客鉄道(株)

新木場駅の施工は、東京臨海高速鉄道(株)から東日本旅客鉄道(株)に委託した。

土木、建築および機械関係は、東京工事事務所が担当し、工事第一課、建築第一課、機械課が発注し、総武工事区及び新宿工事区が施工管理を行った。

電気関係については、東京出延期工事事務所が担当し、同事務所実施課が工事発注を行い東京電気工事区が施工管理を行った。

第5節 工事施工に関する連絡会議

日本鉄道建設公団東京支社と東京臨海高速鉄道(株)とは平成4年3月に締結した「臨海副都心線の工事施工に関する細目覚書」に基づき連絡会議を設置し、連絡を強化することにより、相互の協力、関係業務の適正かつ円滑な処理を図ることとした。

連絡会議は公団東京支社工事第二部長を委員長とし、事務局は、主管課である工事第四課とした。

連絡会議の審議事項は、以下のとおりとし、必要の都度開催した。

1. 工事野計画、設計及び施工に関すること。
2. 工事の工程に関すること。
3. 工事の予算に関すること。
4. 設計協議に関すること。
5. その他必要な事項。

第4章 工事保安対策

第1節 保安対策一般

1. 保安対策の方法

日本鉄道建設公団の工事保安対策は、本社以下各地方組織ごとに「工事事故防止に関する委員会」、「連絡協議会」等を設置し、建設工事における事故の防止、事故原因、事故再発防止及び業者に対する安全表彰等の審議を行っている。

(1) 日本鉄道建設本社

副総裁を長とする「工事事故防止対策委員会」また、その下に幹事会を置き、前述した事項の審議等を行い、年度初には日本鉄道建設公団工事事故防止重点事項を定めている。

また、上期と下期の年2回、各支社管内の鉄道建設所の工事事故防止監査を実施している

(2) 東京支社

支社長を長とする「東京支社工事事故防止対策委員会」を置き、本社の「工事事故対防止策委員会」と同様の活動を行っている。

東京支社においても、初年度にはその年度の「東京支社工事事故防止対策重点事項」を定めるほか、事故防止監査の年間計画を策定し、本社同様に上期下期の年2回、東京支社工事事故防止監査を実施し、5月のゴールデンウィーク、お盆、年末年始の連休前には、現場の工事保安体制の確認を行っている。

また、年度初には請負業者を含めた「東京支社工事事故防止対策連絡協議会」を開催し、安全優良請負業者表彰、工事事故防止に関する公団方針の説明と徹底を図るとともに、請負業者の代表から工事事故防止対策の発表を行っている。

(3) 辰巳鉄道建設所・辰巳鉄道戦記建設所

現業機関における辰巳鉄道建設所、辰巳鉄道戦記建設所では、建設所ごとに請負業者と組織する「辰巳地区工事事故対策防止委員会」を置き、月1回現場の安全パトロールを実施し工事事故防止に努めた。

2. 工事事故の概要

東京支社発注の工事において、工事事故3件が発生したが、死亡事故にはいたらなかった
なお、関東支社発注の工事は無事故であった。

第2節 営業線近接工事保安対策

新木場起点－0k490m～－0k490m間の軌道・電気関係工事は、営業線接近工事となることから、公団辰巳鉄道建設所及び辰巳電気鉄道建設所と東日本旅客鉄道(株)千葉支社の3者間で「覚書」を締結して施工した。

鉄道施設近接工事施工に伴う覚書

東京都江東区新木場一丁目地先（京葉線新木場駅高架上）で、鉄道施設に近接して施工する工事の安全確保については、東日本旅客鉄道株式会社千葉支社西船橋保線区、新習志野電力区、新習志野信通区、新木場駅を甲（以下「甲」という。）とし、施工主日本鉄道建設公団東京支社辰巳鉄道建設所及び日本鉄道建設公団関東支社辰巳鉄道電気建設所を乙（以下「乙」という。）として下記のとおり覚書を交換する。

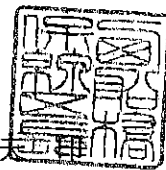
記

- 1 乙は、多数のお客様が乗車している列車が運転されている鉄道施設に近接する工事であることを、十分認識して安全管理を行うものとする。
- 2 乙は、乙提出の工事施工計画書に従って工事を施工するものとする。なお、工事施工計画書のうち、鉄道施設へ影響する事柄で、当初のものを変更する場合は、事前に甲に申し出のうえ、甲の承諾を得てから工事を着手するものとする。
- 3 乙は、甲の指定する保安確認書（別紙－１）を本覚書提出時に甲へ提出のうえ、甲の承諾を受け緊急時の連絡体制等を確立しておくものとする。
なお、乙の工事期間中、乙の指定する工事請負会社は、甲が指定する保安打合せ票を西船橋保線区長（又は施設区長）へ提出するものとする。
- 4 次の事柄については、覚書提出時に甲と乙双方で確認し合うものとする。
 - (1) 工事管理者、工事管理者（保）、列車見張員、停電工事作業責任者、停電工事作業員、重機運転者及び重機誘導員を配置する場合は、それぞれの資格認定の確認と、具体的な作業内容、使用重機等。
 - (2) 甲の指示による工事の施工時期及び列車接近時の作業中止等の制限について具体的に記入した施工計画等。
 - (3) 甲の立会いを必要とする作業計画（夜間作業計画、線路閉鎖工事作業計画、き電停止が伴う作業計画、埋設ケーブル類の確認書等）
 - (4) その他別途甲から指示された事項。
 - (5) 乙は、工事施工期間中、近接工事協議済証（別紙－２）を甲の指定する鉄道用地から見える箇所に掲出するものとし、掲出に要する費用については、乙において負担するものとする。
- 5 乙は、乙施工の工事又は施工した施設物が起因して生じた甲の被害については、乙の責において負担するものとする。
- 6 その他本覚書に記載されていない事項または疑義が生じた事項については、その都度甲、乙打合せのうえ解決するものとする。

平成6年9月30日

甲 東日本旅客鉄道株式会社千葉支社 西船橋保線区長

長岡 康夫



甲 東日本旅客鉄道株式会社千葉支社 新習志野電力区長

中島 憲



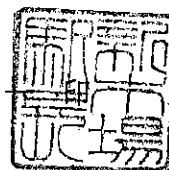
甲 東日本旅客鉄道株式会社千葉支社 新習志野信号通信区長

高橋 立身



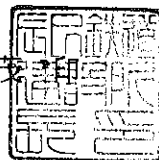
甲 東日本旅客鉄道株式会社千葉支社 新木場駅長

原田 恒



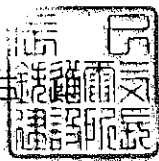
乙 施主 日本鉄道建設公団東京支社辰巳鉄道建設所長

松原 茂



乙 施主 日本鉄道建設公団関東支社辰巳鉄道電気建設所長

宮崎 誠



第3節 電気設備加圧中の作業統制要領

新木場～東京テレポート間の変電所、配電書、電車線路及び配電線路の加圧開始に伴い、加圧開始日から訓練運転開始日までの機関における作業員等の感電事故防止を図るため、「臨海副都心線電気設備加圧期間中の作業統制要領」（関支達第9号 平成7年9月1日）を制定した。

（1）期 間

変電所

平成 7年 9月 1日以降、訓練運転開始の前日まで

配電書、配電線路

平成 7年 9月 3日以降、訓練運転開始の前日まで

電車線路

平成 7年11月15日以降、訓練運転開始の前日まで

（2）区 間

新木場駅(0k000m)～東京テレポート(4k900m)

第4節 訓練期間中の工事事務防止対策

平成 7年12月 1日から実施した訓練運転中の工事の施工について、訓練運転中の列車の安全を確保し、工事作業員の障害事故防止を図るため「臨海副都心線訓練運転期間中の作業統制要領」（東京臨海高速鉄道㈱制定）に基づき、設備管理区及び運輸区と連絡調整を緊密にとりながら工事にあたり、無事故で作業を完了した。

臨海副都心線電気設備加圧期間中の作業統制要領

第1章

1. 目的

臨海副都心線における変電所、配電所、電車線路及び配電線路の加圧開始日から訓練運転開始前日までの期間において、作業員等の感電事故防止を図るため、次の作業等を統制することを目的とする。

2. 適用範囲

- (1) 変電所内（棚内を含む）作業、立ち入り
- (2) 区分所及び配電所（発電機室を含む）内作業、立ち入り
- (3) 電車線路作業
- (4) 配電線路作業
- (5) 電線路に接近する作業
 - ア. 加圧部から1.2m以内に接近する作業
 - イ. ケーブルダクト（配電線路に限る）内作業
- (6) 遠方監視制御回線、変電所及び配電所内の通信回線作業

3. 作業統制

- (1) 作業の統制を行うため、辰巳鉄道電気建設所に統制員を配置する。
- (2) 統制員は辰巳鉄道電気建設所長とする。
但し、統制員が不在の場合は、統制員から指定を受けた電気担当者が代行することができる。
- (3) 作業統制の実施期間、実施区間及び加圧開始日は、次のとおりとする。

ア. 期 間

変電所 : 平成7年9月1日～訓練運転開始の前日まで
配電所及び配電線路 : 平成7年9月3日～訓練運転開始の前日まで
電車線路 : 平成7年11月15日～訓練運転開始の前日まで

イ 区 間

新木場駅(0K000m)～東京テレポート駅(4K900m)

4. 統制員の業務

- (1) 第1章第2項に係る作業の申し込みの受付、調整、承認
- (2) 作業の着手・終了の報告確認
- (3) 停電区間及び時間の設定、操作機器の指定及び操作
- (4) 事故発生時の処置及び報告
- (5) その他必要事項
- (6) 統制員は、その業務の一部を電気担当者に代行させることができる。

第2章 作業の手続き

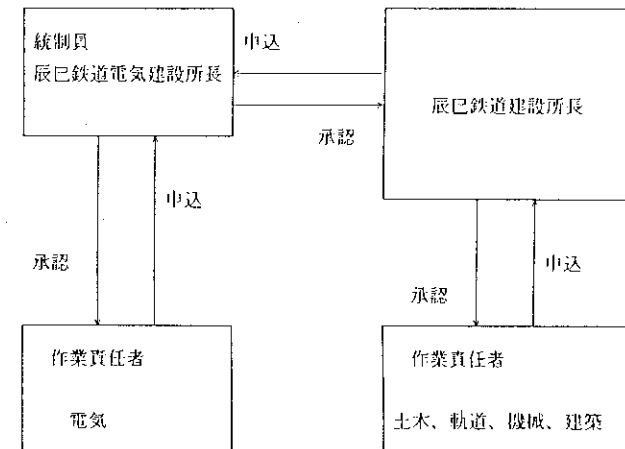
5. 統制作業の区分

統制員は2項の作業の申し込みがあった場合は、次のとおり区分し、申し込み者に通知するものとする。

- (1) 甲作業
停電を必要とする作業
- (2) 乙作業
停電を必要としない作業

6. 作業の申し込み

- (1) 作業責任者は、第1章第2項の作業等を行う場合、申込書（様式1）に所定の事項を記入のうえ、作業を行う週の前週の水曜日16時までに統制員へ提出し承認を受けなければならない。
- (2) 作業の申し込み及び承認等伝達経路は図ー1によるものとする。

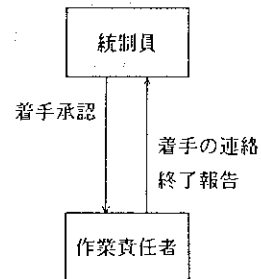


図ー1 作業の申し込み及び承認伝達経路

7. 甲作業の着手及び連絡

- (1) 作業責任者は、作業実施の前日、統制員に承認内容を確認しなければならない。
- (2) 作業責任者は、作業の着手前に統制員へ連絡し、着手承認を受けなければならない。

- (3) 作業責任者は、作業に着手する前に作業実施箇所を検電し、無加圧であることを確認のうえ、接地線を取り付けてから作業に着手しなければならない。
- (4) 作業責任者は、作業が終了した場合、接地線の取り外しを確認し直ちに統制員へ終了報告をしなければならない。
- (5) 作業責任者は、作業が予定通り終了しないおそれが生じた場合は直ちに統制員へ連絡し、その指示を受けなければならない。
- (6) 作業当日の連絡体制を図一2に示す。



図一2 作業当日の連絡体制

第3章 異常時の処置

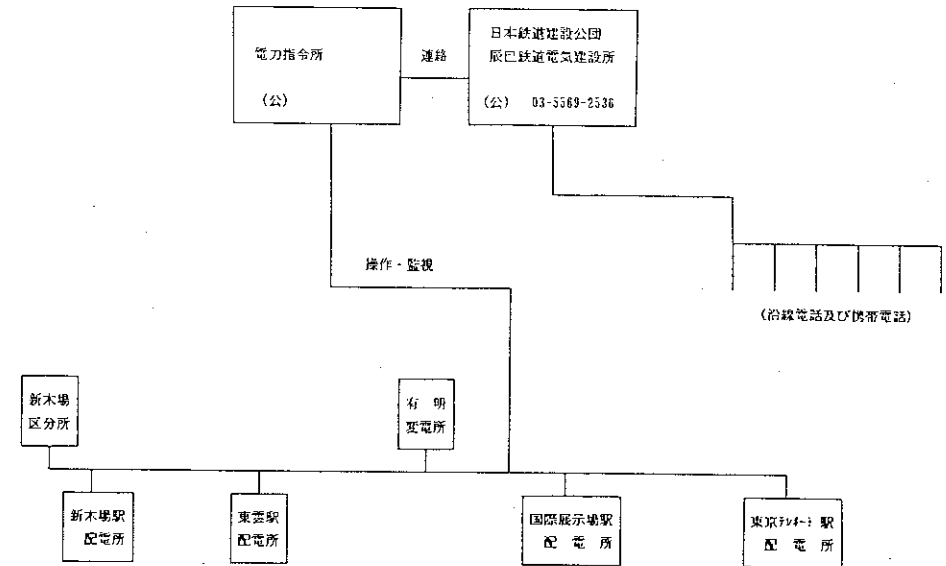
8. 異常時の連絡

- (1) 作業責任者は、感電事故、異常事態等が発生した場合は、直ちに適切な処置をした後、統制員へその旨を通報しなければならない。この場合、通報を受けた統制員は、緊急停電等の処置をとるとともに関係箇所へ必要な事項を連絡しなければならない。
- (2) 異常時の連絡体制を図一3に示す。

第4章 その他

9. 図表類の作成

- (1) 統制員は、統制業務に必要な図表類を作成し整備しなければならない。



図一3 異常時連絡体制

様式1

作業申込（確認）書

統制員 _____ 印

平成 ____ 年 ____ 月 ____ 日

作業申込受付者（建設所担当者） _____ 印

会社名 _____

建設所長 印 作業責任者 _____

作業 受付 番号 ※	作業 区分 甲・乙	作業 予定日	作業予定時間		き電停止（停電） 配電停止（停電）		作業箇所		作業内容	作業責任者		検電・接地者		着手 承認 ※	終了 報告 ※	記事
			開始	終了	時間	区間	区間	キロ程		所属	氏名	所属	氏名			

注 1. 作業を行う週の前週の水曜日の16:00までに提出する。

3. 作業区分で、甲作業は停電作業、乙作業はその他作業

2. ※は、作業申込受付者が記入、その他は作業責任者が記入する。

第5章 行賞

第1節 部外表彰

東京臨海高速鉄道㈱からの感謝状

臨海副都心線工事（第一期区間）にあたり、その完成に多大な貢献をしたことに対して、東京臨海高速鉄道㈱社長より日本鉄道建設公団東京支社あてに平成8年3月30日付けで感謝状が贈呈された。

第2節 部内表彰

1 東京支社長表彰

臨海副都心線工事（第一期区間）のしゅん功開業にあたり、旺盛な熱意をもって業務に精励し、幾多の困難を克服してこれを完成させたことにたいして、3月26日東京支社長から辰巳鉄道建設所に表彰状が授与された。

2 関東支社長表彰

臨海副都心線工事（第一期区間）のしゅん功開業にあたり、旺盛な熱意をもって業務に精励し、幾多の困難を克服してこれを完成させたことにたいして、3月27日関東支社長から辰巳鉄道電気建設所に表彰状が授与された。

第3節 部外協力団体への感謝状

1 東京支社長感謝状

臨海副都心線（第一期区間）の建設工事にあたり、旺盛な熱意と優秀な技術力を結集し困難な施工条件のもとで尽力し完成したことに対して、以下の37社に平成8年3月30日付けで感謝状を贈呈した。

表1-5-1 東京支社長感謝状贈呈一覧

鉄 建 建 設 ㈱	西 松 建 設 ㈱	日 立 造 船 ㈱
大 豊 建 設 ㈱	日 本 国 土 開 発 ㈱	㈱ 春 本 鐵 工 所
前 田 建 設 工 業 ㈱	㈱ 大 本 組	佐 藤 工 業 ㈱
㈱ フ ジ タ	㈱ 新 井 組	双 葉 鉄 道 工 業 ㈱
大 成 建 設 ㈱	矢 作 建 設 工 業 ㈱	三 建 設 備 工 業 ㈱
飛 島 建 設 ㈱	㈱ サ ク ラ ダ	三 機 工 業 ㈱
日 産 建 設 ㈱	駒 井 鉄 工 ㈱	㈱ 東 芝
清 水 建 設 ㈱	日 本 車 輜 製 造 ㈱	ジェイール東日本メカトロニクス㈱
大 日 本 土 木 ㈱	石 川 島 播 磨 重 工 業 ㈱	復 建 エ ン ジ ニ ア リ ン グ ㈱
㈱ 福 田 組	ト ピ ー 工 業 ㈱	日 本 交 通 技 術 ㈱
戸 田 建 設 ㈱	㈱ 東 京 鐵 骨 橋 梁 製 作 所	パシフィックコンサルタンツ㈱
住 友 建 設 ㈱	瀧 上 工 業 ㈱	
㈱ 森 本 組	日 本 鋼 管 ㈱	

2 関東支社長感謝状

臨海副都心線（第一期区間）の建設工事にあたり、旺盛な熱意と優秀な技術力を結集し困難な施工条件のもとで尽力し完成したことに対して、以下の5社に平成8年3月30日付けで感謝状を贈呈した。

表1-5-2 関東支社長感謝状贈呈一覧

日本電設工業(株)	千歳電気工業(株)	八千代電設工業(株)
新生電業(株)	保安工業(株)	

第 3 編 路 盤

第 3 編 路 盤

第 1 章 概要

臨海副都心線の前身は、川崎市塩浜を起点に千葉・木更津までの東京湾沿いの工業地帯を結ぶ貨物線として建設が開始された旧国鉄京葉線の一部である。

しかし、当該線区は貨物輸送需要の低下に伴い昭和 58 年以降工事が凍結され、未完成のまま昭和 62 年に日本国有鉄道清算事業団へ承継された後、平成 2 年の第三次東京都長期計画の中で臨海副都心開発の基幹交通網として具体化された路線である。

構造物については、既に貨物線当時の昭和 58 年までに 50%強が完成しており、残る路盤工事は運河を越える曙運河 B と辰巳運河 B、営団地下鉄有楽町線が地下を斜めに交差する営団地下鉄 B i、都道（通称三ツ目通り）を跨ぐ第 2 辰巳 B v の 4 箇所の橋梁（上部工）、U 型擁壁、開さくトンネル約 1.5 Km、地元請願駅として既設高架橋の改築による東雲駅、地下駅としての国際展示場駅、及び既設シールドトンネルを取り壊し後に構築した東京テレポート地下駅である。

表 3-1-1 建設工事概要

工 事 区 間 ・ 延 長	新木場・東京テレポート間 4.9 Km
軌 間	複線 1,067 mm (60 N)
動 力	直流電化 (1,500 v)
旅 客 駅	3 駅 (地下 2 駅、地上 2 駅)
構 造 種 別	路 盤 0.2 km 高 架 橋 2.2 km 橋 り ょ う 0.3 km ト ン ネ ル 2.2 km
最小曲線半径・設計速度	800 m・110 km/h

第 2 章 地形・地質の概要

路線付近の地形は、図 3-2-1 に示すように、隅田川河口の埋立造成地に該当し、元来は東京湾岸の隅田川河口に発達した水深 0～5 m の三角洲性の平坦な海底地形面を呈し、地層構成から埋没波蝕台地に相当している。

東京湾の西部域には、武蔵野台地が迫っているが、この台地は地形面の比高・連続性及び構成地層から淀橋台・荏原台の海岸平野性台地（下末吉面、海拔 25～47m）及び本郷台、豊島台、目黒台などの多摩川により海折削剝されて形成された海岸段丘に相当する台地（武蔵野面、海拔 23～35m）などに区分される。

また、北側から神田川、古川、目黒川などの河川がそれぞれの台地を樹枝状に開折し、沖

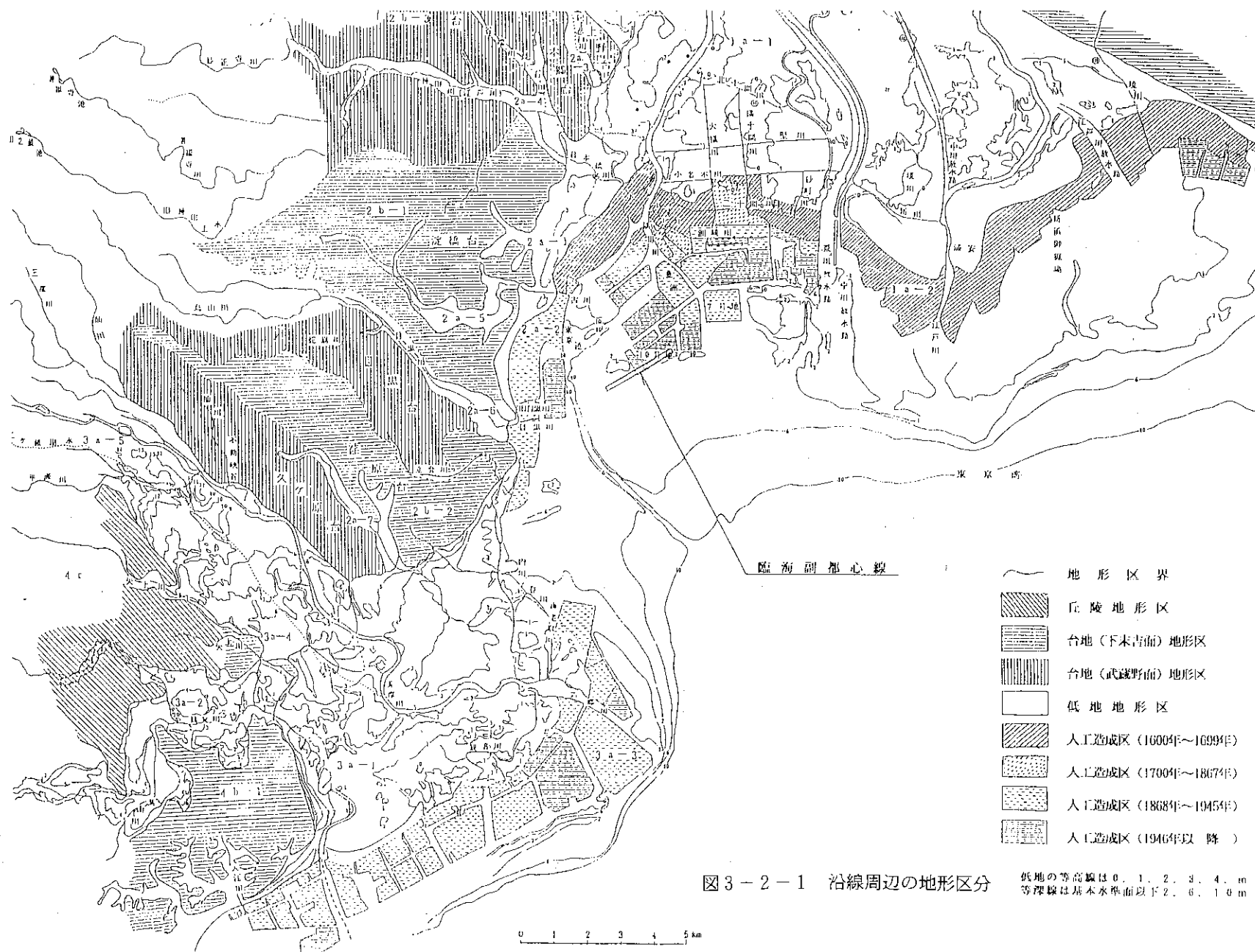


図 3-2-1 沿線周辺の地形区分

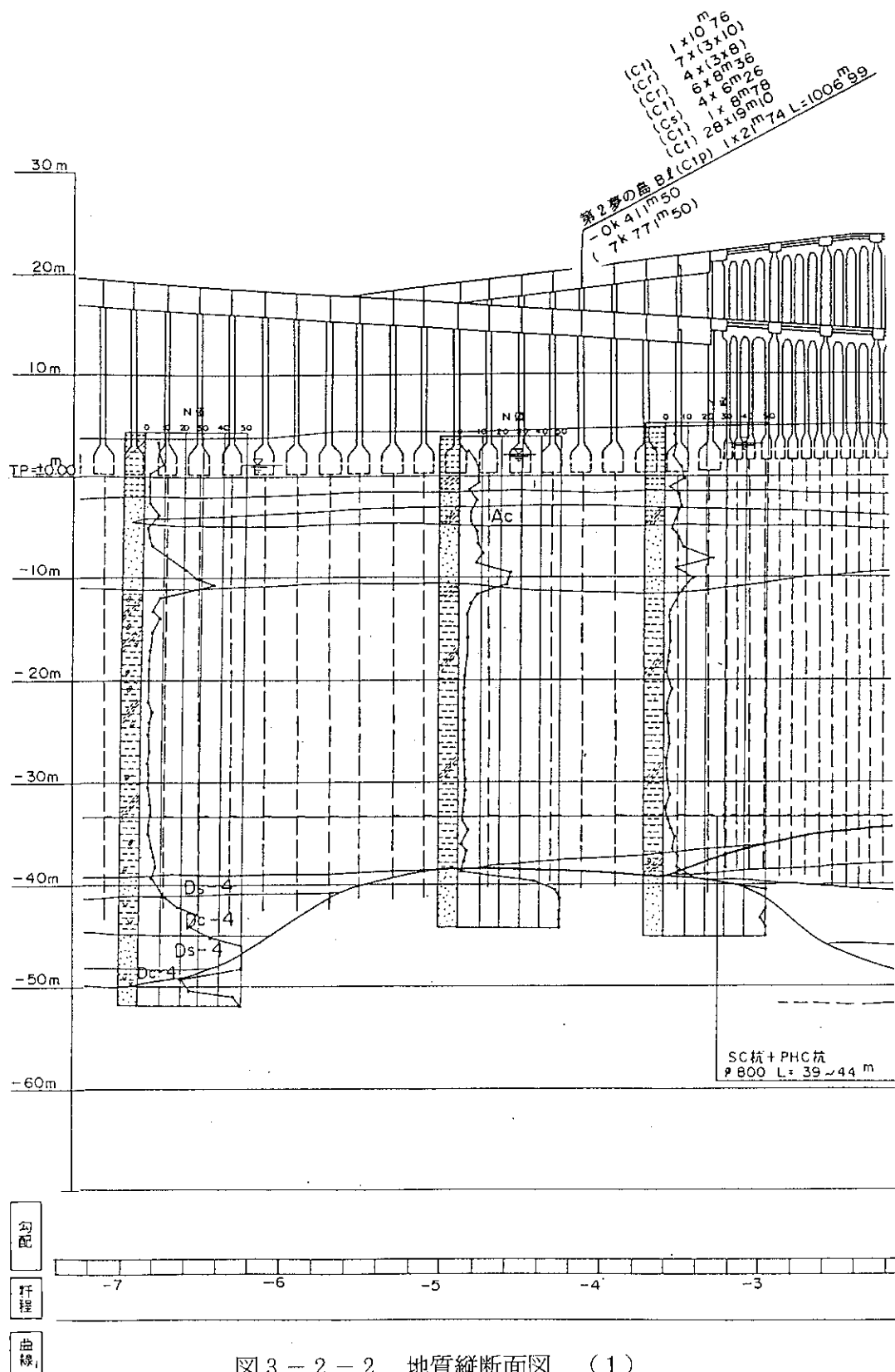


図3-2-2 地質縦断面図 (1)

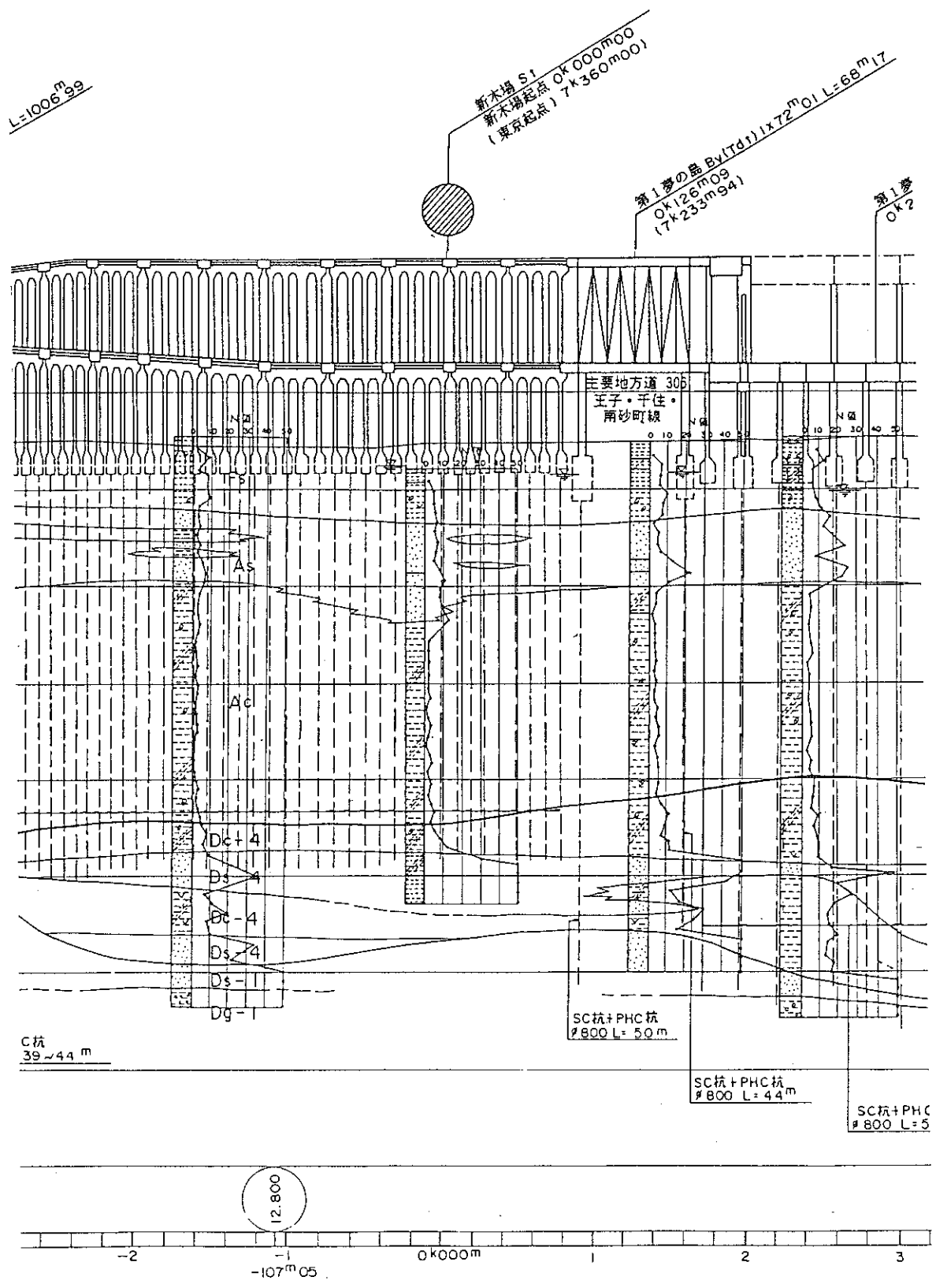
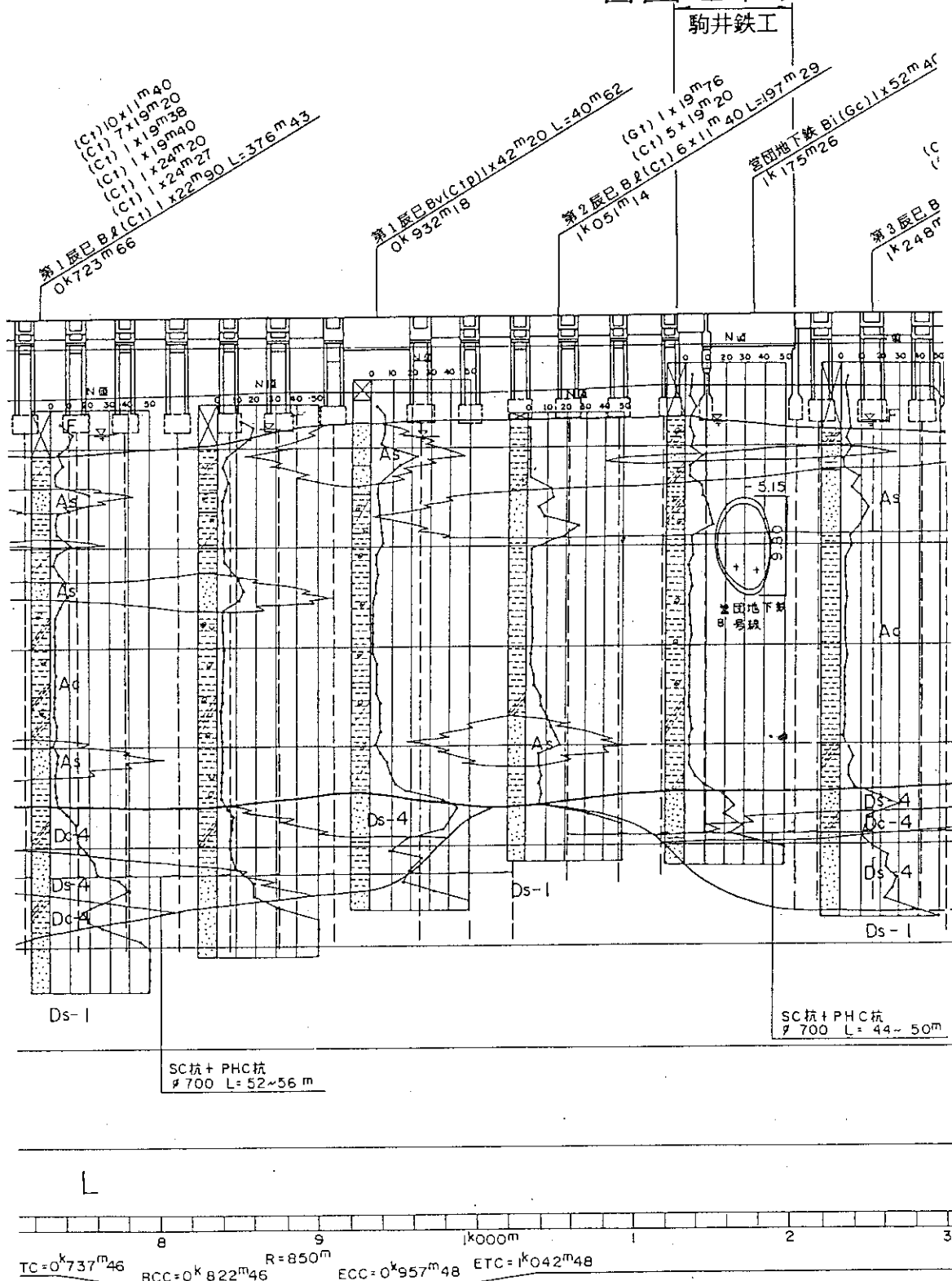


図 3 - 2 - 3 地質縦断面図 (2)

営団地下鉄Bi 第



Bi 第2辰巳Bv

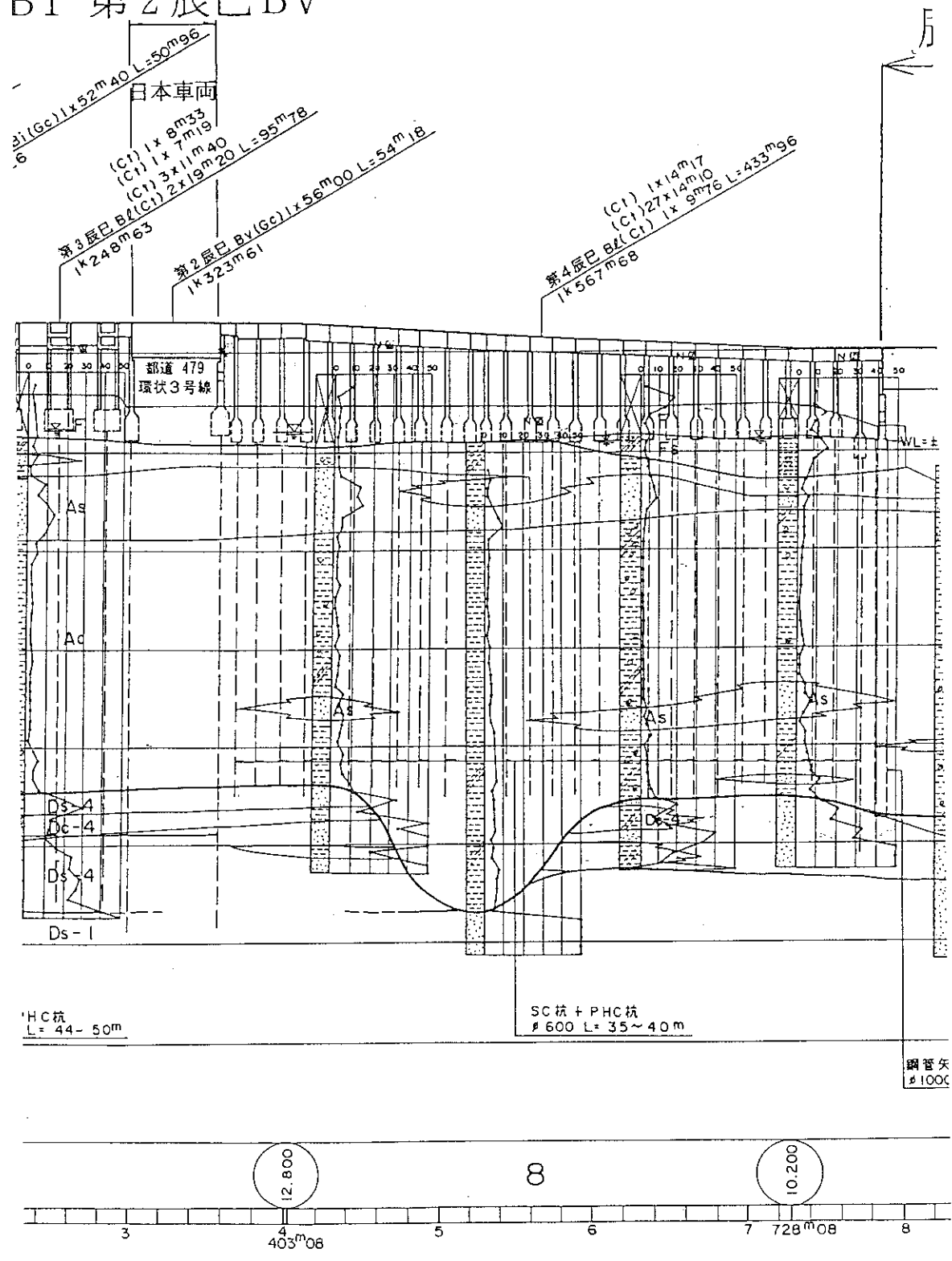


図3-2-6 地質縦断面図 (5)

有明T第1

鉄建・大豊JV

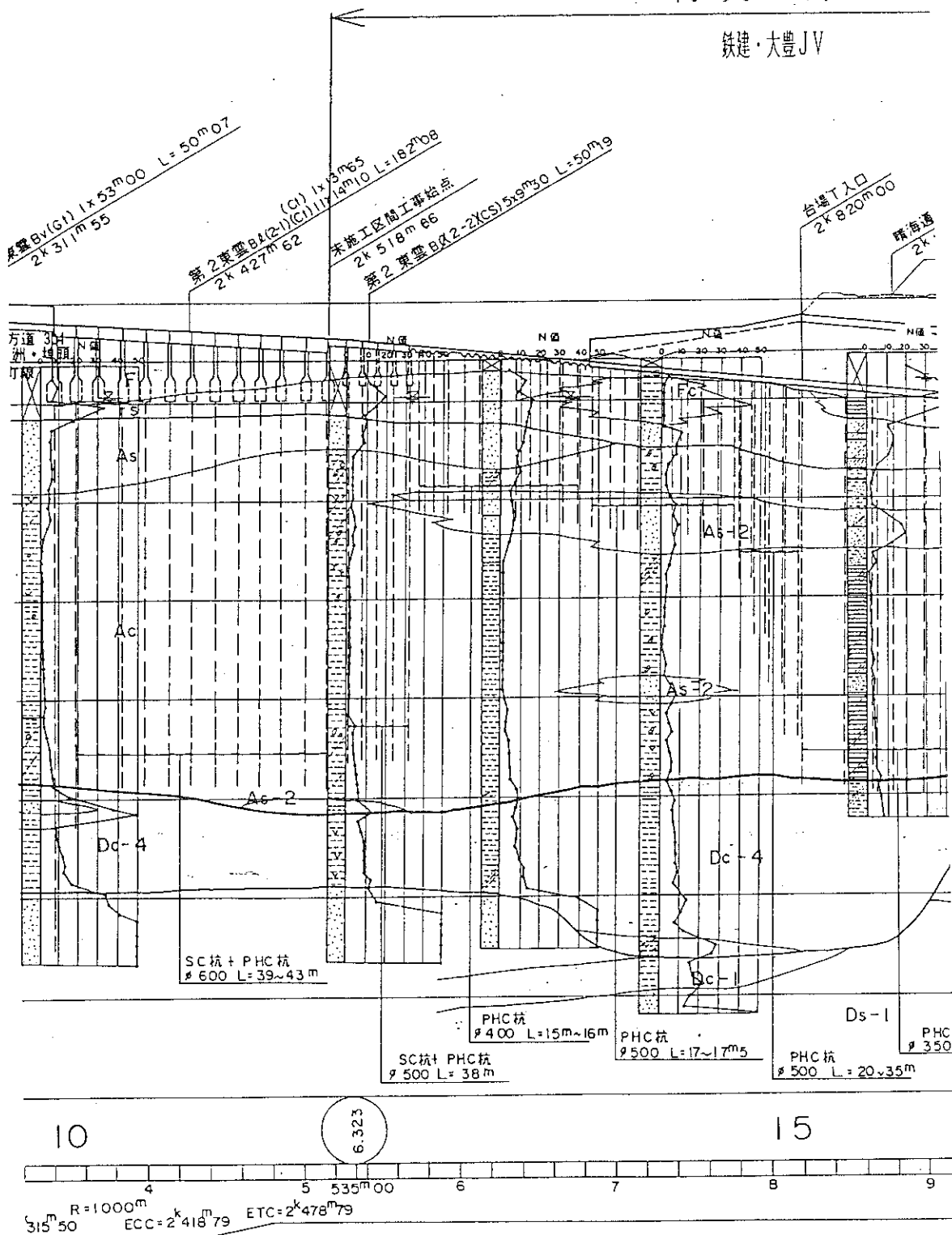


図3-2-8 地質縦断面図 (7)

第 1

有明 T 第 2

2JV

前田・フタ JV

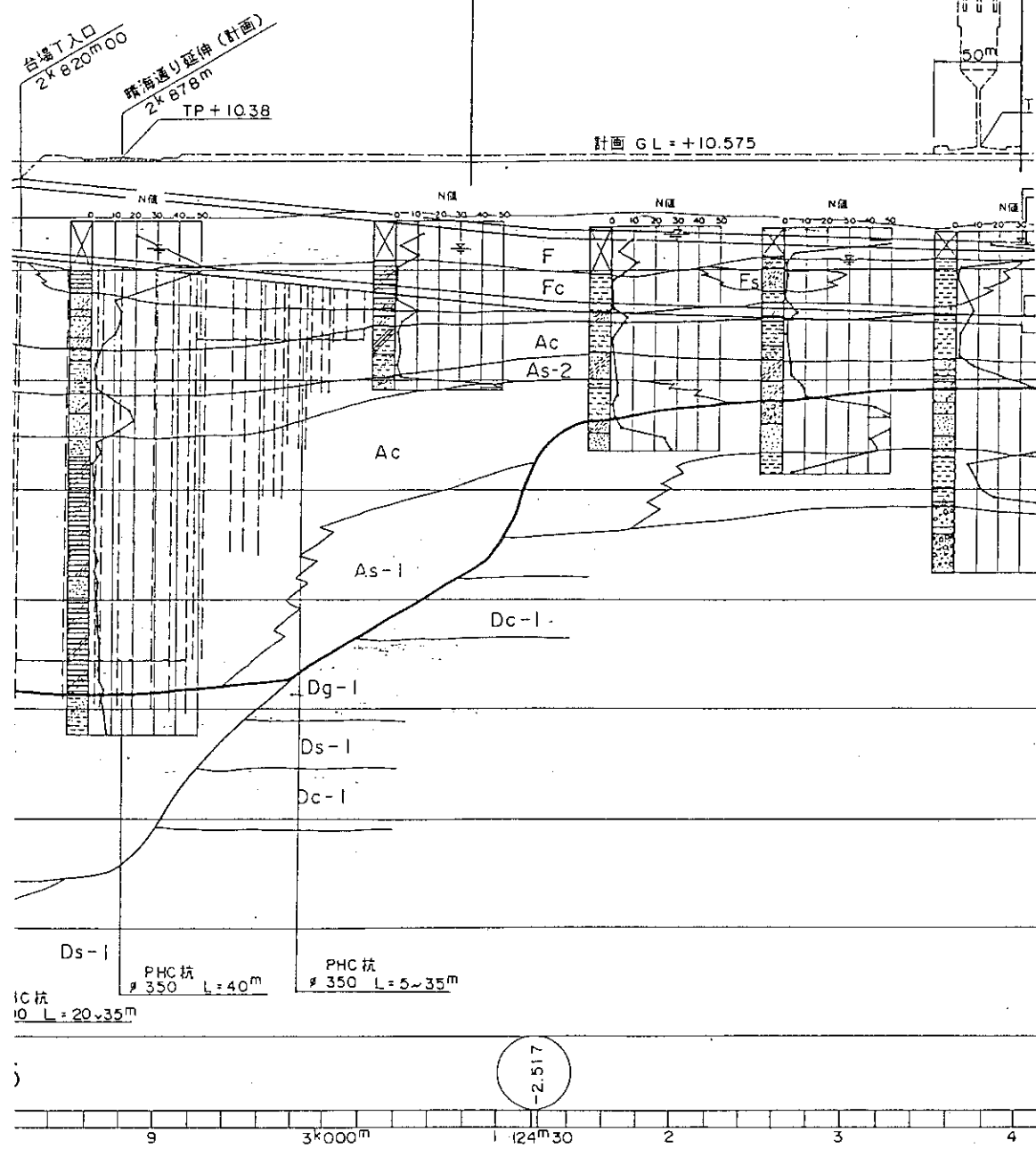


図 3 - 2 - 9 地質縦断面図 (8)

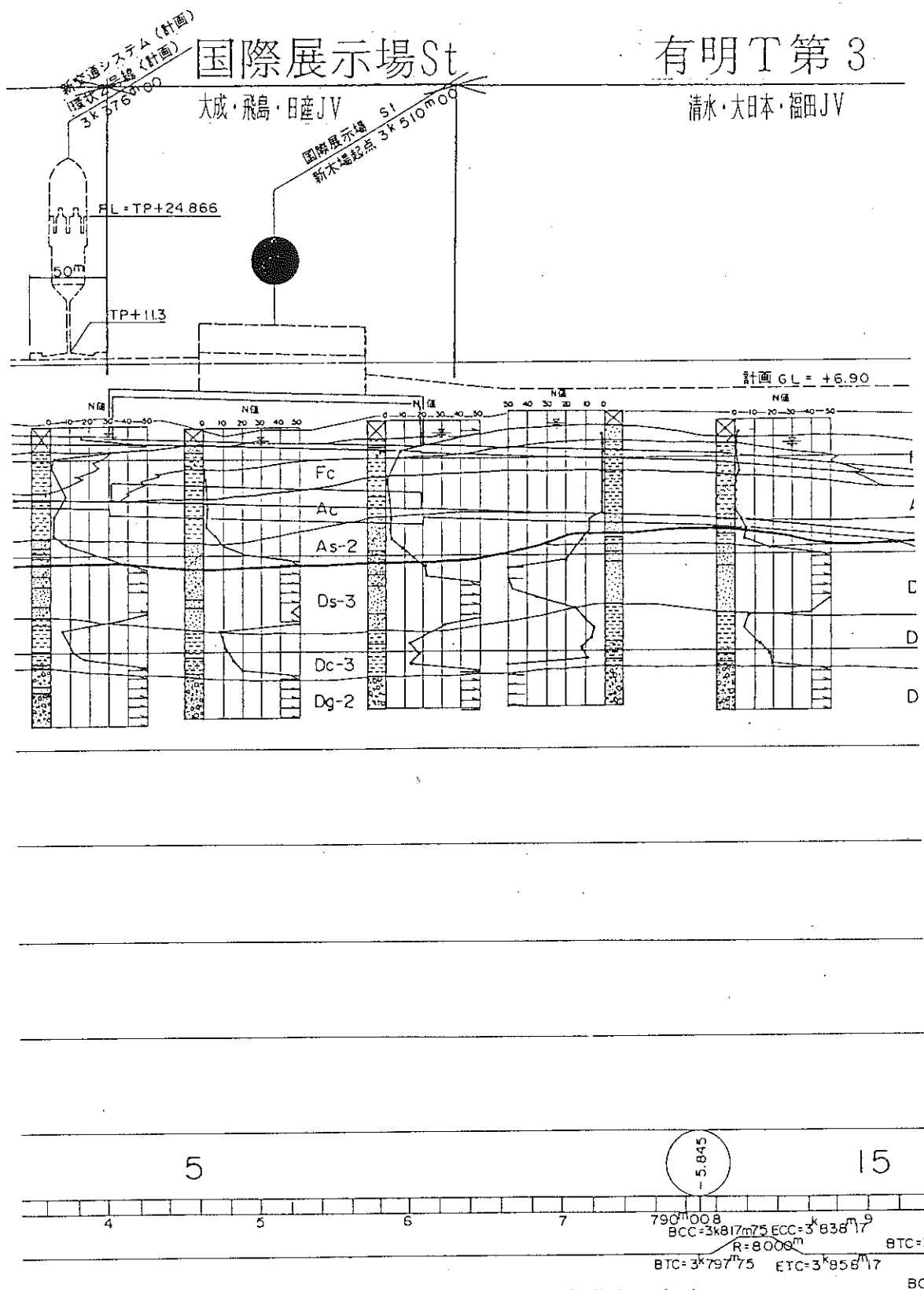


図 3 - 2 - 10 地質縦断面図 (9)

第 3

有明T第 4

田JV

戸田・鉈・森JV

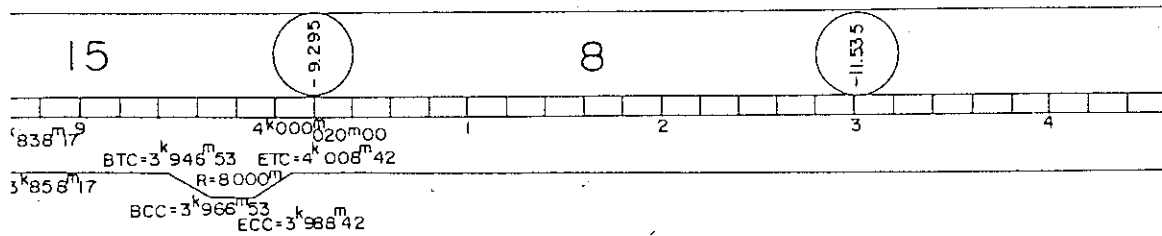
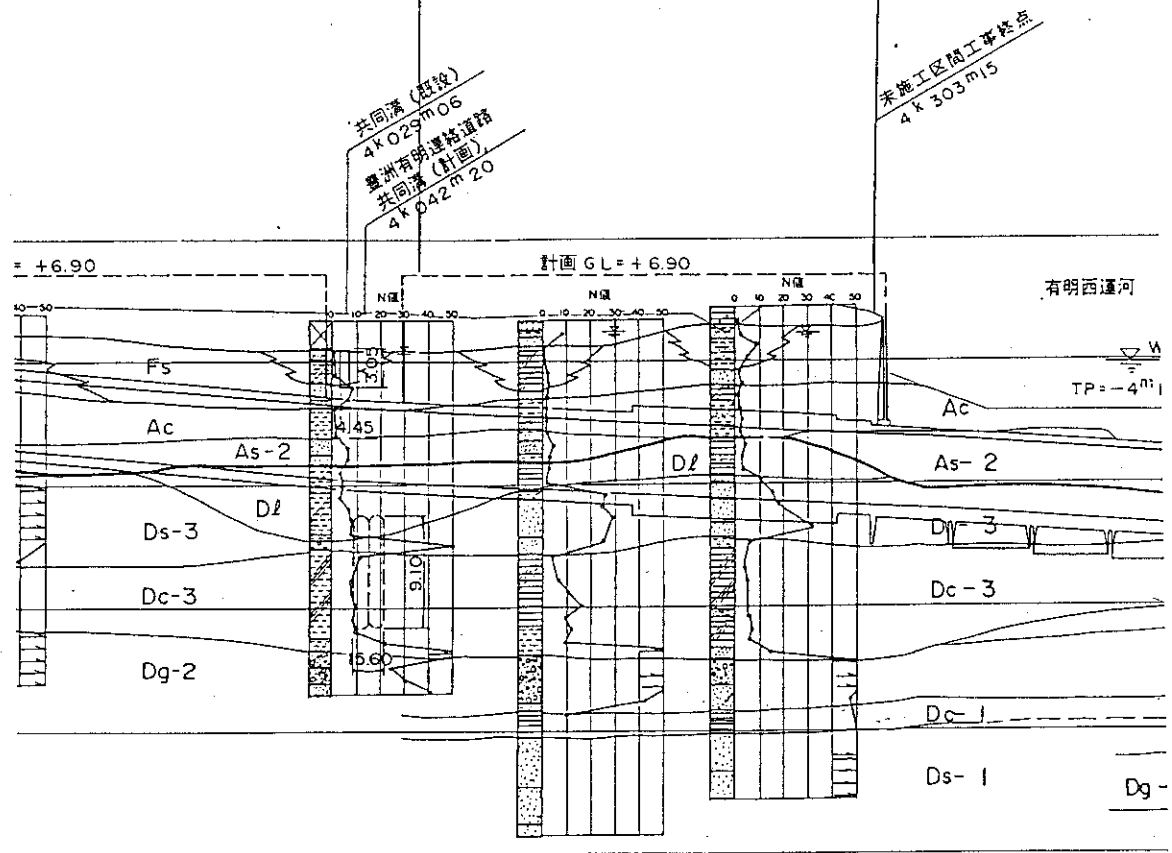


図 3 - 2 - 11 地質縦断面図 (10)

事終点
15

東京テレポ

西松・国土・大本・新井JV
東京テレポ
新木場站

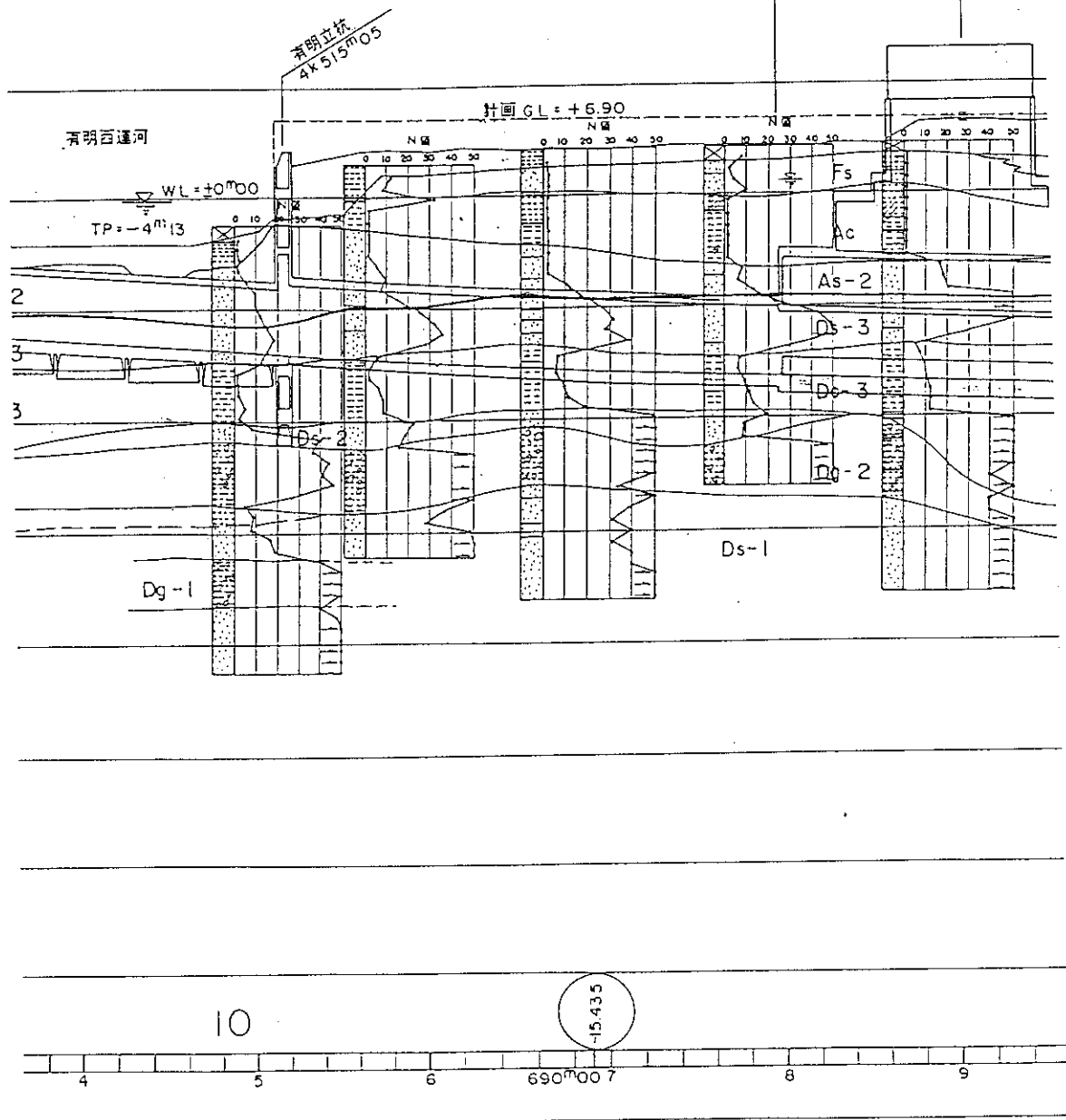


図3-2-12 地質縦断面図 (11)

京テレポートSt

国土・大本・新井JV
 東京テレポートSt
 新木場起点 4k900m

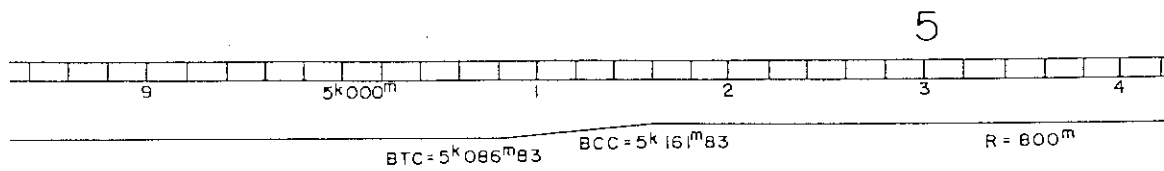
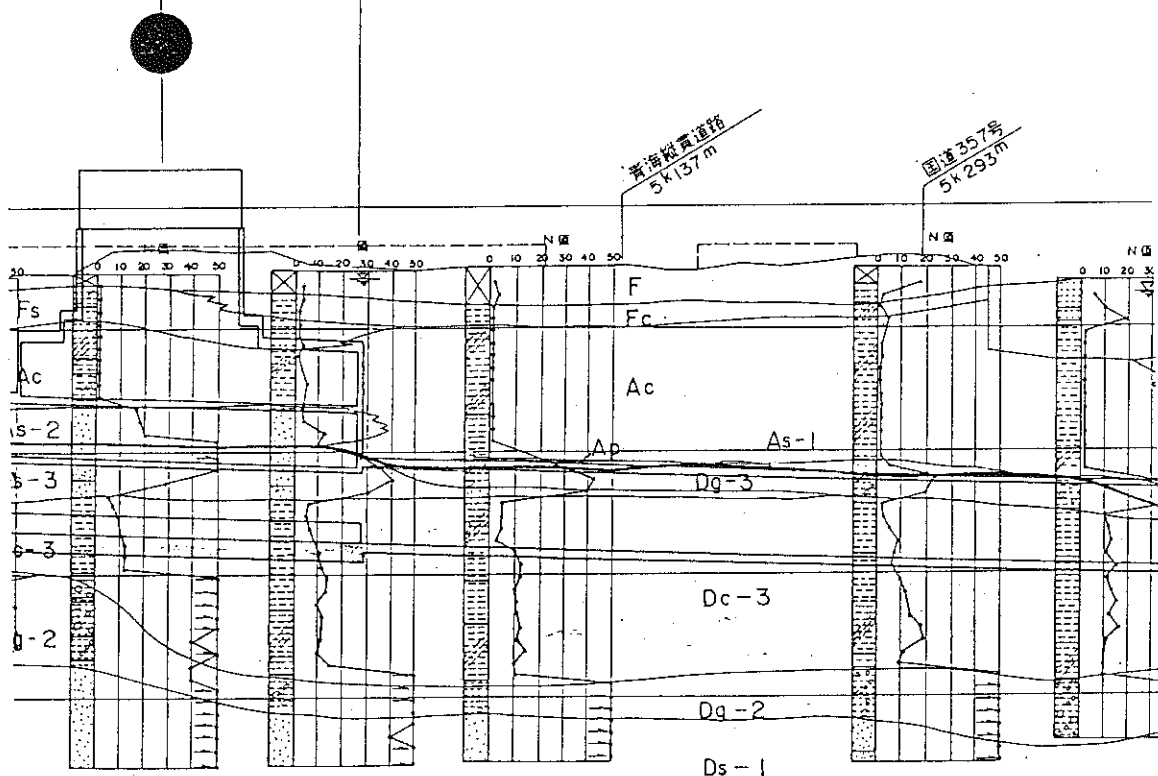


図3-2-13 地質縦断面図 (12)

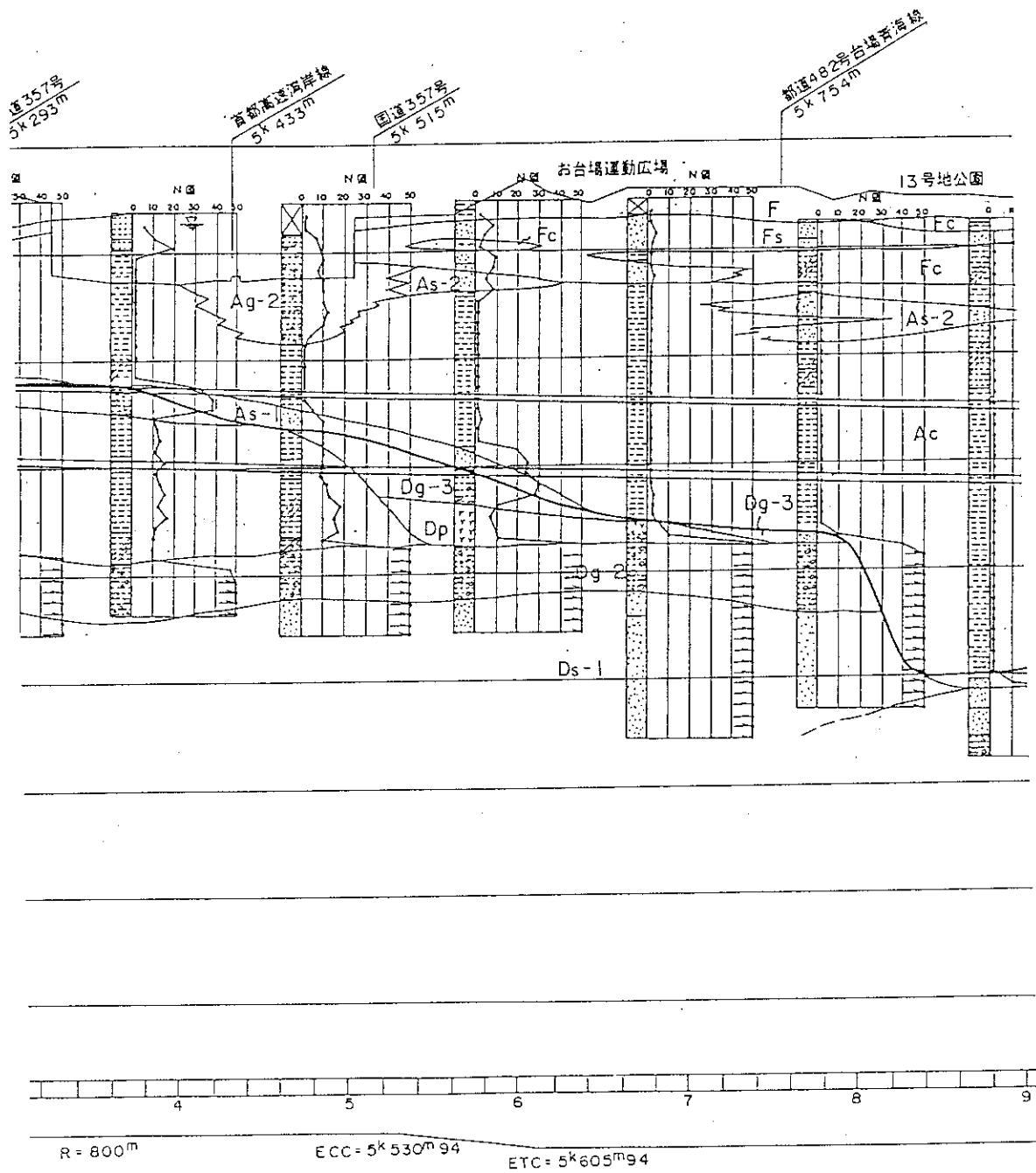
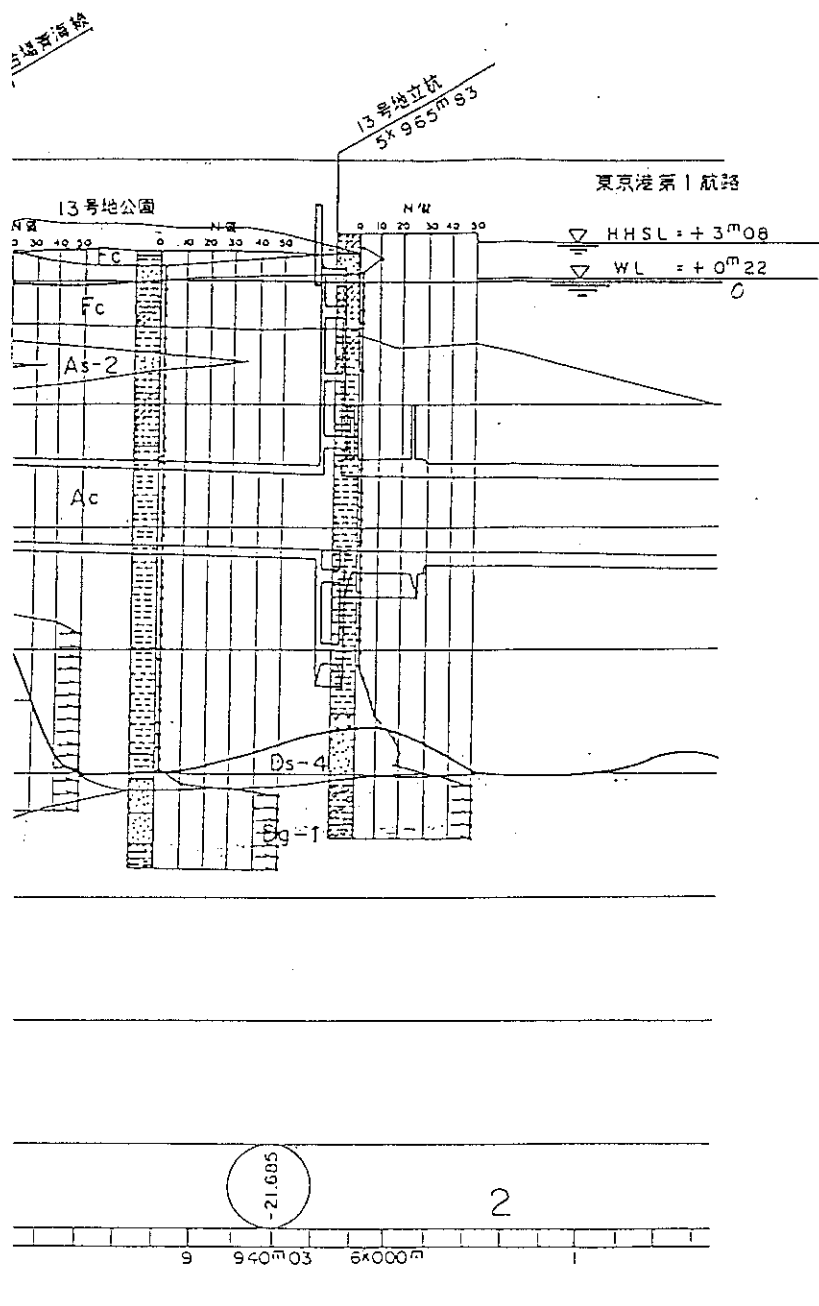


図3-2-14 地質縦断面図 (13)



A 例			
時代	地層名	色・記号	
現世	埋土	F	
		Fs	
		Fc	
沖積世	河川堆積層	上部砂質土層	As-2
		上部砂礫層	Ag-2
		粘性土層	Ac
		下部砂質土層	As-1
		下部砂礫土層	Ap
		基底砂礫層	Ag-1
洪積世	七号地層	砂質土層	Ds-4
		粘性土層	Dc-4
	埋没層	ローム層	Df
		段丘礫層	Dg-3
		礫土層	Dp
	東京層	上部砂質土層	Ds-3
		下部粘性土層	Dc-3
		下部砂質土層	Ds-2
	京浜京層	砂礫層	Dg-2
江戸川層		砂質土層	Ds-1
		粘性土層	Dc-1
		砂礫層	Dg-1

図 3 - 2 - 15 地質縦断面図 (14)

積低地を形成している。

一方、東京湾の北部域には、隅田川・江戸川の河口に形成された下町低地と呼ばれる三角洲低地が広がっている。

この三角洲に接する臨海部の低地は人工造成地であり、江戸時代から延々と続けられ、現在に至っている。（図3-2-16）

2. 地質の概要

地質は、埋没波蝕台地を構成する洪積層とこれを覆う沖積海浜堆積物とからなっており、路線の地層構成は、地層の堆積状況から下記区間に大別される。

（図3-2-17）

①新木場起点～2 Km 8 0 0 m付近

埋没谷が存在しているため、沖積層がT. P-40 m付近まで厚く堆積している。最下位に江戸川層（ D_{s-1} ， D_{c-1} ）が分布し、その上位に七号地層（ D_{c-4} ）が分布している。さらに上位には有楽町層（ A_{c-1} ， A_{s-1} ）と埋土（F， F_s ， F_c ）が分布している。

②2 Km 8 0 0 m～3 Km 1 0 0 m付近

埋没谷の壁にあたるために江戸川層の深さが異なっている。

最下位に江戸川層（ D_{s-1} ， D_{c-1} ， D_{g-1} ）が分布し、一部七号地層が欠如しており、谷壁に接して有楽町の砂質土層（ A_{s-1} ）が見られる。それらの上位に有楽町層（ A_c ， A_{s-2} ）と埋土（F， F_s ， F_c ）が分布している。

③3 Km 1 0 0 m以降

T. P-10 m付近に埋没上位海蝕台があるため、沖積層が薄く分布している。

最下位には、江戸川層（ D_{s-1} ， D_{c-1} ， D_{g-1} ）が分布し、その上位を東京礫層（ D_{g-2} ）と東京層（ D_{s-3} ， D_{c-3} ）が覆っている。3 Km 4 5 0 mから4 Km 2 5 0 m間には、薄くローム層（ D_l ）が見られる。これらの上位に有楽町層（ A_c ， A_{s-2} ， A_{g-1} ）と埋土（F， F_s ， F_c ）が分布している。

路線の地質層序は、表3-2-1のとおりである。

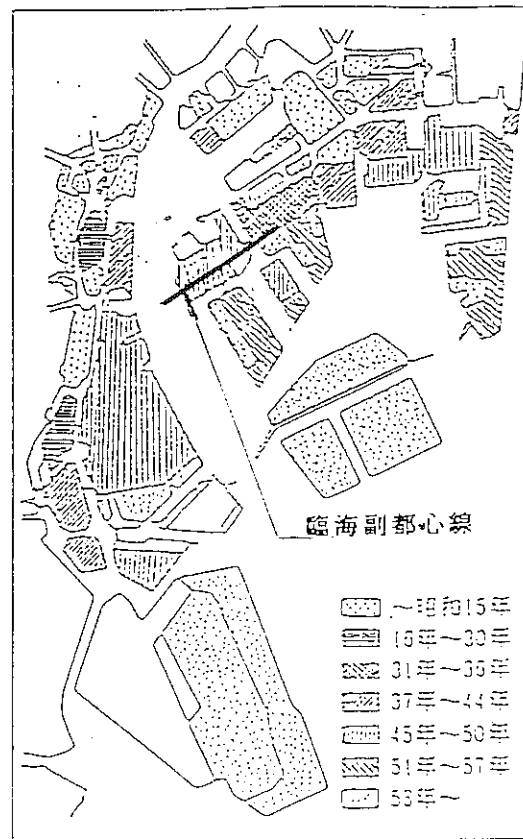


図3-2-16 東京港埋立造成図

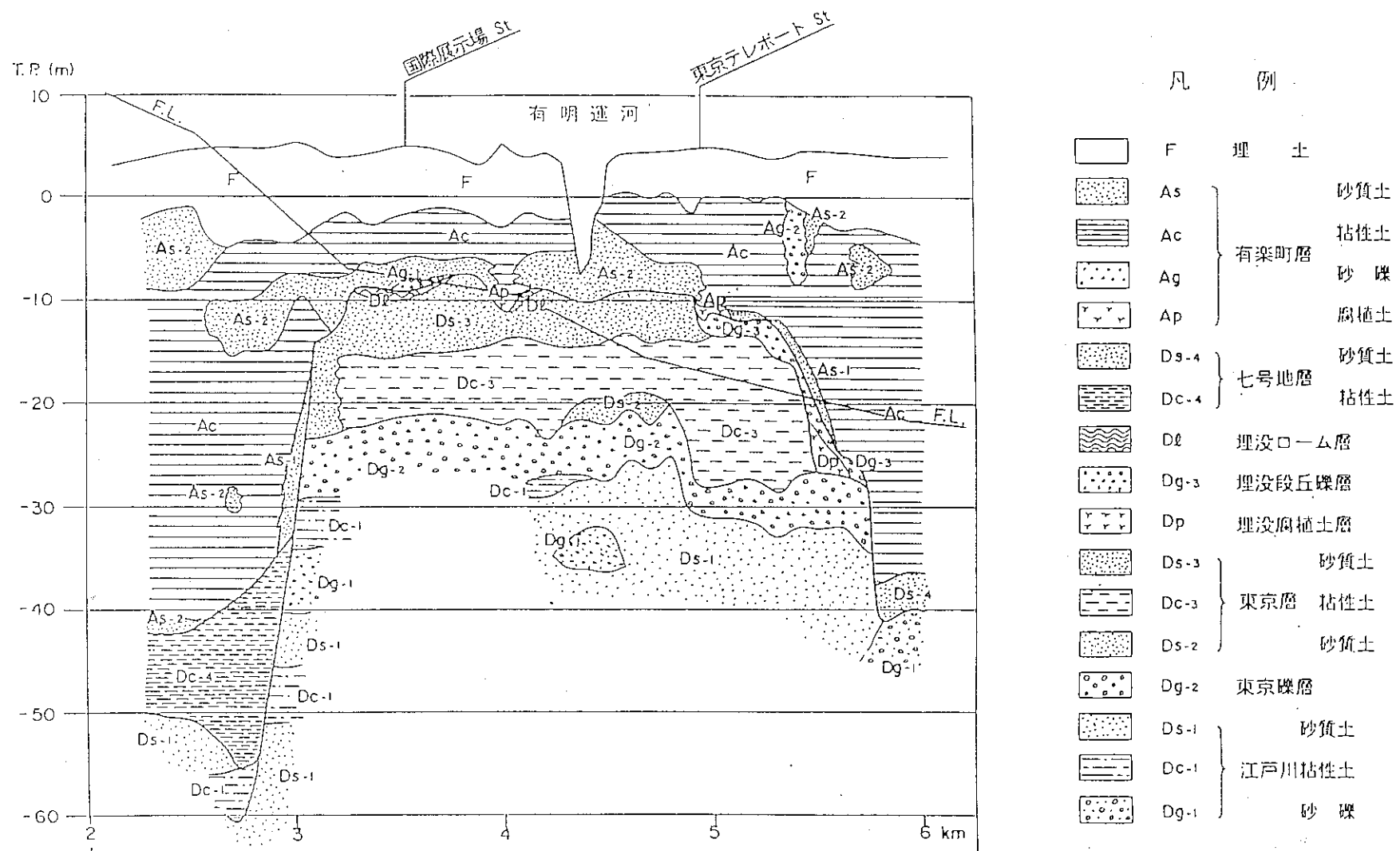


図 3 - 2 - 17 臨海副都心線地質縦断概略図

表 3 - 2 - 1 地質層序

時 代		地 層 名		記号	特 徴
第 四 紀	現 世	埋 土		F	埋立地の地表面を覆っている。 砂と粘性土の混合土。コンクリート片・木片を含む。
				Fs	吹き上げ土であり、主に砂質土である。場所により細礫・貝殻片を混入する。N値は概して 5～10程度で部分的に20～30も見られる。
				Fc	F。層と共に吹き上げ土であり、シルト質な粘性土である。N値は 0～2と非常に軟らかい。
	沖 積 層	有 楽 町 層	上部砂質土層	As-2	貝殻～貝殻片を含む海成砂層。N値は全体的に 5～10程度。 含水中～大で緩い。
			下部砂礫層	As-2	5km400m 付近に局所的に分布する。層厚 7～8m 程度にN値 3～12を呈する。
		粘 性 土 層	Ac	主にシルト層からなる海成粘土層で貝殻・貝殻片を含む。部分的に砂層および砂質シルト、さらに腐蝕土を介在する。N値は概して 0～2を呈するところが多いが部分のおよび下部になるにしたがい 3～5を呈する。	
			下部砂質土層	As-1	埋没段丘面の緩斜面を覆って分布する。シルト混じりの砂質土である。N値 3～25を呈する。
			下部腐蝕土層	Av	Ac層の基底部において局所的に分布する。層厚は 0.5～1.5m程度、N値は 4～6程度である。
			基底砂礫層	As-1	As層の基底部を構成する。層厚は1.0m未満にて径 5～50mmの亜角礫を多量に混入する。連続性は不良。
	洪 積 層	七地号層	砂 質 土 層	Ds-4	埋没谷を覆う最下部層を構成し、砂～砂質シルト層から成る。N値 3～19を呈する。
		埋 没 層	ローム層	Dℓ	埋没波蝕台地の表層を覆って局所的に分布する。層厚は1.0m未満。暗褐灰～黄褐色を呈し、浮石を混入する凝灰質シルト、N値は 2～9を呈する。
			段丘礫層	Ds-3	埋没波蝕台地～埋没谷に沿って局所的に分布する。層厚は4.0m未満。N値10～40を呈する。
			腐植土層	Dp	5km500m 付近においてDs-3の下位層を構成して局所的に分布する。N値 5～10を呈する。
		東 京 層	上部砂質土層	Ds-3	褐灰～青灰色の細砂からなり、部分的に細礫を混入する。層厚は 2～8m、N値15～50を呈する。
			下部粘性土層	Dc-2	暗緑青灰色を呈し、少量の細砂を混入するシルトから成り、貝殻片が若干混入する。層厚は 5～14m、N値 5～15を呈する。
下部砂質土層			Ds-2	4km300m ～ 5km100mの区間において、Dc-3層の下位に分布する。シルト質砂～砂質シルトから成る。層厚は 1～3m、N値10～50を呈する。	
東礫京層		砂 礫 層	Ds-1	暗青灰～暗灰色の礫径 5～30mm亜円～亜角礫と粗砂から成る。層厚は 3～6m 程度、N値は50以上を呈する。	
江 戸 川 層		砂 質 土 層	Ds-1	暗青灰色を呈し、粒子均一な細砂を主とし、シルトの薄層を挟在する。N値はほとんど50以上で部分的に30～40を呈する。	
		粘 性 土 層	Dc-1	Ds-2層の直下に挟在する暗青灰色固結シルト～砂質シルト。腐蝕物を多く混入する。層厚は 2m 未満、N値は13～30程度を呈する。	
		砂 礫 層	Ds-1	4km400m 付近でDs-1層に挟在する。暗青黄灰色、径 2～50mmの礫を含み粗砂を主とし粘土分混入する。層厚は4.2m未満、N値は40以上を呈する。	

第3章 設計基準

第1節 設計概要

臨海副都心線の路盤構造物は、京葉貨物線として昭和58年まで建設が進められた新木場起点0 Km 0 0 0 mから2 Km 5 1 8 m 2 5間の既設高架橋区間並びに同区間の運河・都道・地下鉄との交差に伴う4橋梁、2 Km 5 1 8 m 2 5から台場トンネル坑口2 Km 8 2 0 m 0 0までの土工区間、開さく施工により建設されたラーメンボックストンネル区間、及び京葉貨物線時に建設された運河下部のケーソン並びに単線並列シールドの4 Km 3 0 5 m付近より終点に至る間に、大別される。

また、旅客駅構造物としては、既存の駅に併設建設された新木場駅、既存の高架橋を改築して設建設された東雲駅、既存単線シールドトンネルを取り壊し後に建設された東京テレポート駅及び新設の国際展示場駅の地上2駅・地下2駅であり、これらの構造物の概要は図3-3-1のとおりである。

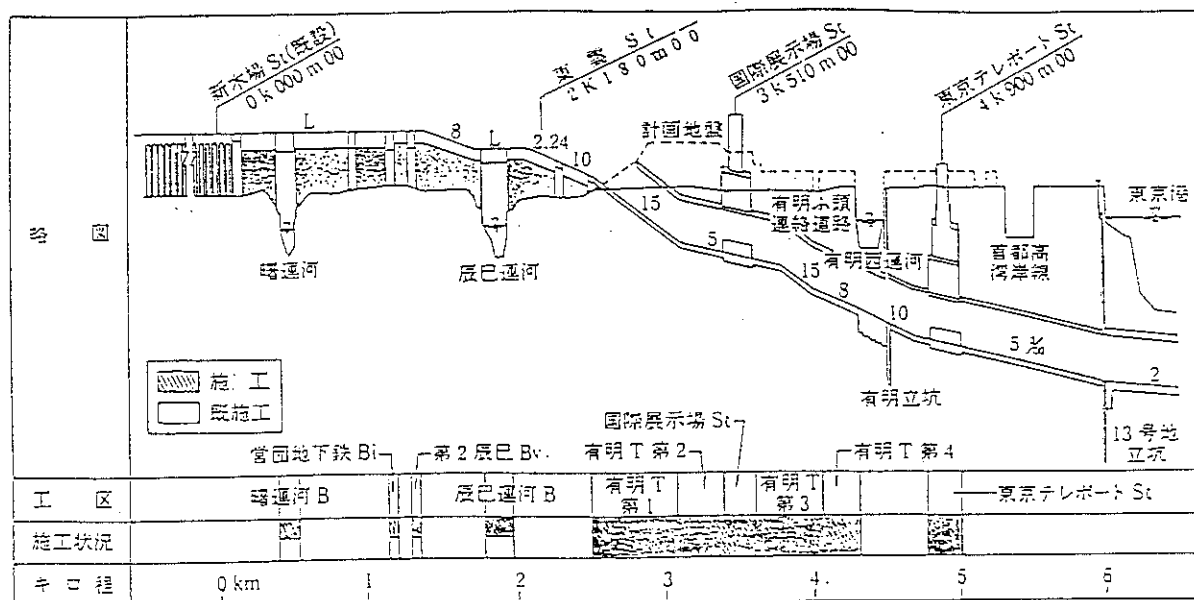


図3-3-1 路盤構造物の概要

第2節 設計の基本方針

構造物の設計は、次のような基本方針に基づき行っている。

ア 構造物の使用目的に適合し、安全でかつ経済的であるとともに、環境との調和を考慮する。

イ 現場の実態に適合した施工性を考慮するとともに、鉄筋組立加工にあたってはベント筋を極力少なくし、直筋を主体とした配筋に努める。

ウ 保守管理の軽減を考慮した構造物とする。

(1) 橋りょう

曙運河B、辰巳運河B、営団地下鉄有楽町線Bi及び第2辰巳Bvの4橋の下部工は、既に完成し、いずれも上部工の製作架設のみである。構造的には、4橋ともすべて単線並列の単純箱型合成桁で、各橋りょうの延長は表3-3-1のとおりである。

表 3 - 3 - 1 橋りょう延長

橋りょう名	延 長
曙 運 河 B	1 3 2 . 5 2 m
営団地下鉄有楽町線 B i	5 0 . 9 6 m
第 2 辰 巳 B v	7 3 . 8 7 m
辰 巳 運 河 B	1 8 5 . 4 2 m

将来的な騒音対策として箱桁内面にゴム系制振材の設置及び下フランジに制振コンクリート（厚さ 150mm）を設計荷重として考慮しているが、環境影響評価における当該路線周辺の地域状況、は準工業地域及び工業専用地域であること、周囲は首都高速湾岸線・地下鉄有楽町線・公園緑地・運輸流通施設・鉄鋼工場・埋立未利用地等に囲まれ、約 200m 以内には一般住宅がほとんど見あたらないこと、在来線の環境基準が定められていないこと、騒音レベルの予測値も新幹線基準値「75ホン」以下であること、から施工しないこととした。

(2) 土工区間（連続スラブ桁・U型擁壁）

2Km518m25から台場トンネル坑口2Km820m間は、地質縦断図からも、その大部分が洪積層を浸食して形成された地形の上に沖積層（有楽町層）粘性土が約40mと厚く堆積した軟弱地盤であり、トンネル坑口付近は埋没上位海蝕面と埋没谷の境となって有楽町層粘性土の厚さが大きく変化する地域で、構造物的にも極めて不安定な区域である。

桁式高架橋から箱型トンネルに至る区間は、従来、盛土及び切土を採用するのが一般的であるが、用地、並びに軟弱地盤における軌の保守、管理上の問題から、土構造物に替わる構造形式を選定することとした。

当該地の構造物は、次の地盤条件下にあることを留意し、比較検討を行った。

- ① 深く堆積する軟弱地盤上に設ける。
- ② 高潮対策を考慮した構造とする。
- ③ 構造物周辺の盛土計画、将来建築物の荷重を考慮する。

表 3-3-2 構造物比較案

工 法	概 要
擁 壁 案 (盛土案)	一般に路盤の沈下に心配のない場合に、擁壁高さ3～6m程度の範囲で使用される。経済性大
連続スラブ桁案 (切土代替)	切取路盤上で保守作業の省力化のため、スラブ軌道を採用するため開発された路盤代替構造物。経済性小
スラブ桁高架案	既設計の単純梁高架に比較して桁高を低くして高架高さ2.0m程度にも使用可能とした。経済性小
縦壁式低高架案 (盛土代替)	スラブ軌道のために盛土に代えて緩斜面に設置する構造形式として使用されている。経済性中

以上の工法について、工法・経済性を比較検討した結果、スラブ桁高架案及び連続スラブ桁案を併用することとした。

2Km687m～2Km820m間は、連続スラブ桁からボックスカルバートに至るU型擁壁区間である。

2 Km 7 4 0 m付近から臨海副都心線と平行する国道357号に、盛土計画による路線高さの扛上計画があることから、盛土計画高さを地盤高さとして計画した。

また、U型擁壁から2 Km 8 2 0 m台場トンネル（ボックスカルバート）間で、沖積粘性土層の層厚に鑑み、ボックスカルバートの上載土被り荷重及び計画盛土荷重による構造物間の不等沈下の発生が想定されることから、終点部のU型擁壁の杭長を設計値以上とし、ジョイント部の目違いの発生を抑える構造とした。

(3) 台場トンネル（ボックスカルバート）

台場トンネルの入口付近は、沖積粘性土層が30m以上も厚く堆積し、また上部に盛土計画があり、将来的に圧密沈下量は約60cmと予想されたことから、次の沈下対策を実施することとした。

- ① カルバートの内空高さに余裕を設ける。（300mm ～ 100mmとして沈下量に合わせて低減する構造）。

内空高の余裕は、臨海副都心線と国道357号の取付道との交差部において、道路下の土被りが3.5m確保出来ることを条件として余裕高さを決定した。

- ② 沈下抑止のための杭（沖積粘性土層厚による杭長の低減を行うこととし、構造物許容沈下量を30cm＝〔60－30〕と決定して杭長・杭径・杭配置を定めた。）を設ける。

当トンネルの構造形式を、表3-3-3に示す。

表3-3-3 構造形式

位 置	軌 道 構 造	径 間	施 工 方 法
一 般 部	バラスト構造 3km080m～ 3km402m	複線2径間断面	1)土留支保工 （鋼矢板土留及び 鋼管矢板） 2)H型切梁支保工 一部グラブアンカー併用） 3)開さく工法
駅 取 付 部	スラブ構造 3km607m～ 4km300m	複線3径間断面	
分 岐 部		複線1径間断面	

(4) 保守基地

保守基地盛土は、図3-3-4に示す比較検討を行い、補強盛土工法を採用した。

図 3 - 3 - 2 保守基地の構造比較の検討

	土留め工法	補強盛土工法	テールアルメ工法
構造図			
相対長	・し形擁壁の構造体によって垂直法面を形成する工法である。 ・地震時における過剰間隙水压対策として盛土下面に砕石（厚さ50cm）を敷設する。また盛土地盤の円弧にり対策として本線部下に押え盛土（厚さ50cm）を施工する。（各工法とも共通） - 押え盛土施工後の円弧にりの安全率 常時：$F_s = 1.62$ 地震時：$F_s = 1.27$	補強材（ジオテキスタイル）と土のうで垂直法面を形成し、盛土材を転圧しながら盛土を構築する工法である。盛土全体の安定向上と美観のため、法面に鉄筋コンクリートの壁体を設ける。	スキンとストリップを敷設後、盛土材を転圧しながら盛土を構築する工法である。
土留め名	・通常の土留め工法である。 ・盛土沈下によって構造体の変状が予想される。 ・フーチングの構築に仮土留工が必要となり、土留杭の打設が困難である。	・盛土沈下に対し、壁体の追随性は良い。目地部にせん断筋を配置しブロック間の目違い対策を施す。 ・大型機械を必要としない。 ・グリッドによる土のかみ合せ効果（interlocking）が期待でき、使用盛土材の適用範囲が広い。	・構造物重量が小さく柔構造のため、盛土沈下に追随しやすいが、スキン面の不揃いが発生する可能性がある。 ・重機の使用が少ない。 ・変状が生じた場合の補修が他の盛土に比べ難しい。
工期	165 日	115 日	90 日
相対コスト	△	○	×
適用範囲		○	

(5)旅客構造物

ア 東雲高架駅

東雲高架駅は、既設高架橋の両サイドに張り付く相対式ホームとし、ホーム長は10両編成に対応する延長205mとした。

ホームの構造形式は、最適スパン長20mの非合成鋼桁とし、ホーム床版は穴あきPC版構造とした。

上屋構造は、上下線ホーム単独の基礎構造から、線路上空で接合されるラーメンフレーム構造とした。

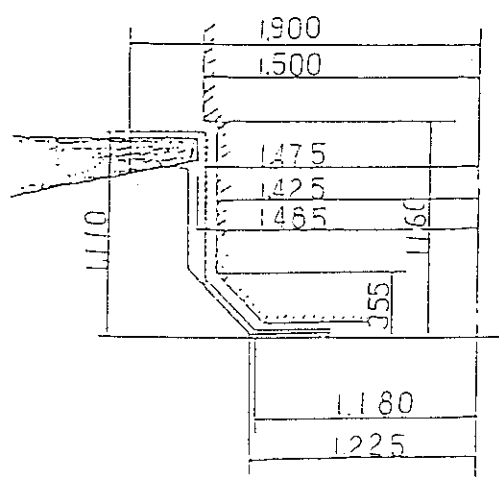
下部工形式は、既設高架橋基礎の中間部に位置するRC橋脚構造とし、橋脚天端の水平変位を軽減するため、上下線の橋脚は地中梁で結合する構造とした。

高架橋天端水平変位の規制については、特に数値は定められていないが、当駅のプラットホーム、橋脚部、駅舎ラーメン高架橋は、既設構造物の軌道部を挟んで上下線外側にそれぞれ分離した構造となっており、従って、軌道部とプラットホームとが一体に構築されている一般の駅構造形式とは異なり、分離構造体ごとに異なった挙動が想定されるため、特に、風荷重($W=300\text{kg/m}^2$)、地震時等による駅構造物の軌道側への変位に留意して駅構造物の設計を行った。

水平方向の許容変位量は、図3-3-2に示すとおり、プラットホームと車両限界までの実質余裕量60mmの1/3($\delta=20\text{mm}$)を基準値として設定した。

図3-3-3 ホームに対する限界
(一般の場合)

高さが1,100mmのホーム



〔 参 考 〕

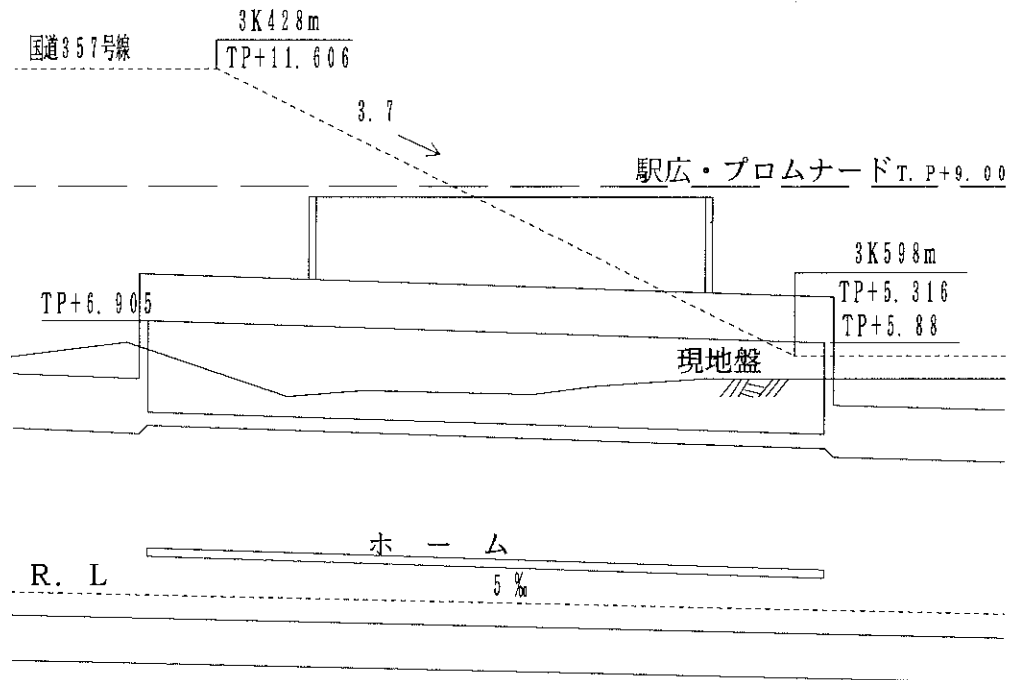
建築限界～プラットホーム	10 mm
建築限界～車両限界	50 mm
実質余裕	60 mm

イ 国際展示場地下駅

国際展示場駅の構造物の設計にあたっては、将来建設予定の駅ビルの荷重 10 t/m^2 (5階建程度)を想定している。

また、地形的には駅構造物に近接して国道357号線が並行しており、この国道357号は、路面扛上が計画されているが、その構造形式は未定である。路面の扛上計画は、3Km430m(T.P+11.60)付近から3Km600m(T.P+11.60)にかけて3.7%の路面縦断勾配となっている、(図3-3-5)。

図 3 - 3 - 4 縦断面図



従って、駅構造物の上床版の一部が地表面に露出することから、温度変化の影響を考慮した。また、縦断方向的には駅構造物は2層構造であり、その前後は1層構造であることから剛性に著しい差が生ずるとともに、土被り上載荷重にも変化があるため、トンネル縦断方向の応力検討を行った。

駅構造物を決定する上で大きな要因となるホーム形式については、検討の結果、旅客の利便性が良く、経済性にすぐれた島式が優位と判断され、駅構内のレイアウトは島式を基本として計画した。(表3-3-4)

ウ 東京テレポート地下駅

東京テレポート駅は、地下駅であることによる暗いイメージと閉鎖性を排除するため、駅中心部は地下のB3階から地上までの幅9m、延長90mを吹き抜け構造とした。

ホーム幅は既設シールドトンネルの線間の関係から約15mと比較的広い空間をもつ駅構造となっている。

構造形式は、既設単線並列シールド部に築造されることから、駅構築にあたっては既設シールドをどのように扱うか比較検討を行った。

具体的には、①開さく工法によりシールドを全て取り壊す方法、②できる限りシールドを活用する方法、を中心に検討した。(表3-3-5)

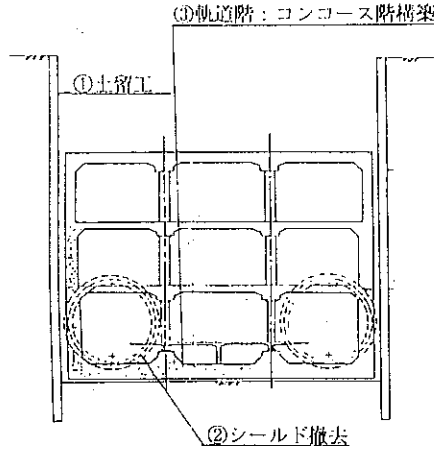
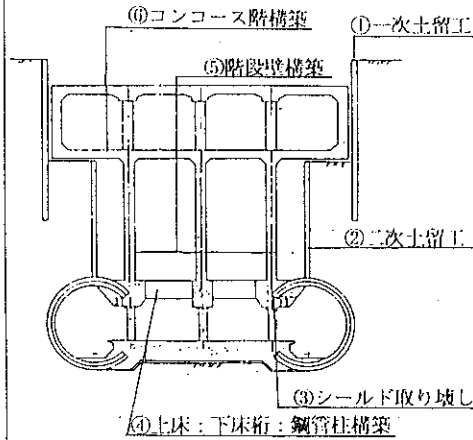
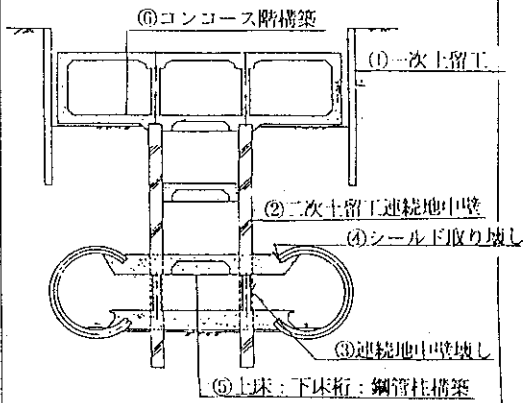
その結果、既設シールドトンネル活用案は、セグメントが切り抜けを考慮した構造でないことから施行性・経済性・工期において問題が多く、開さく工法による既設シールド撤去工法を採用した。

駅本体は、地下3層構造とし、B3階は軌道ホーム階、B2階は機械・電気室、B1階はコンコース駅務室・情報管理センターと広い空間スペースを有していることから、浮き上がり、開さく時の盤ぶくれ、開さく時のシールドトンネルの挙動、影響等の検討を実施した。

表 3 - 3 - 4 国際展示場駅ホーム形式比較表

		旅客の利便性	駅舎の利用度	駅構造の合理性	経 済 性
島式ホーム案		・上下線同時発着により、ホームが混雑しやすい。 ・ホーム幅が広いのでイベント客等の波動に対応しやすい。	・駅本体平面形状が長方形でないため、特に端部の利用度が落ちる。 ・ホーム上設備のうち、上下兼用可能なものがある。	・各スパンが均等で応力バランスが良い。 ・駅内線形が曲線となり、見通しが悪い。 ・将来のホーム延伸は困難。ホーム要員は上下線兼用出来る。	・構築幅が最も狭く、工事費が安い。
相対式ホーム案	(A案)	・一般にホームの混雑度は島式ホーム案に比べ少ない。	・駅本体平面形状が長方形のため利用度が高い。 ・ホーム上設備は各ホームに必要。	・各スパンが不均等で応力バランスが悪い。 ・線路線形は直線。 ・将来のホーム延伸は容易。 ・ホーム上要員は各ホームに必要。	・構築幅が広く島式ホーム案に比べ工事費が高い。
	(B案)	・一般にホームの混雑度は島式ホームに比べ少ない。 ・ホーム上に柱がないため開放感があるとともに、コンコース階の柱本数が少なく利用しやすい。	・駅本体平面形状が長方形のため利用度が高い。 ・ホーム上設備は各ホームに必要。	・各スパンが不均等で応力バランスが良い。 ・線路線形は直線であるが、多少の線間拡幅が必要。 ・将来のホーム延伸は容易。ホーム上要員は各ホームに必要。	・工事費は(A案)よりやや高い。

表 3 - 3 - 5 東京テレポート駅施工法比較表

工 法 区 分	A案 開 さ く 工 法	B案 シールド切り拡げ工法	C案 シールド中間地中壁工法
施工法の概要			
施 工 性	・通常の開さく工法に近く、施工性、安全性に優れている。 ・シールドの取り壊しは比較的容易である。	・類似施工例があるが、シールドが切り拡げを想定されて構築されていないため、シールド取り壊し作業が狭隘な場所での複雑な作業となる。 ・欠円シールドと後打ちコンクリートの一体性に設計、施工上十分な配慮が必要である。 ・シールドセグメント撤去時側圧による変形防止対策（変形防止工、地盤改良等）が必要である。	・B案と同様、シールド取り壊し作業が複雑であるとともに、作業空間がより少ない。 ・B案と同様、シールドと後打ちコンクリートの一体性に十分な配慮が必要である。 ・B案と同様、シールド周囲の地盤改良が必要でありかつ切り拡げ時の安全性確保のため、より改良強度の確保が必要である。
経 済 性	・掘削量は最も多い。 ・工事費は最も安い。	・A案に比べ掘削量が少ない。 ・工事費はA案に比べやや高い。	・掘削量が最も少ない。 ・工事費はB案同様、A案に比べ高い。
工 期	・土留、掘削、構築等比較的単純作業であり、工期が最も短い。（工期2.5ヶ月以内）	・シールドセグメント撤去作業は段階的作業となるため、工期が長くなる。（工期2.5ヶ月以上）	・B案と同様工期が長くなる。（工期2.5ヶ月以上）
備 考		・シールドセグメントの撤去の難易により、工費、工期が大きく左右される。	・B案と同様である。

第3節 構造物の設計

構造物の設計は、普通鉄道構造規則（昭和62年運輸省令第14条）、並びに日本鉄道建設公団の「建造物設計標準」等に準拠して行った。これに加え、準用した指針及び示方書等の主なものを次に列記する。

- (1) 建造物設計標準〔鉄筋コンクリート構造物及び無筋コンクリート、プレストレスコンクリート鉄道橋〕（昭和62年6月設第3号）
- (2) 建造物設計標準〔鋼鉄道橋、鋼とコンクリートとの合成鉄道橋〕（昭和62年6月設第3号）
- (3) 建造物設計標準〔基礎構造物及び抗土圧構造物〕（昭和62年6月設第3号）
- (4) コンクリート標準示方書（昭和61年10月土木学会）
- (5) トンネル標準示方書（昭和61年10月土木学会）
- (6) 深い掘削土留め工設計指針〔案〕（平成2年3月日本鉄道建設公団）
- (7) 保守用斜路、ホーム桁、乗り越えこ線橋設計の手引き〔鉄筋コンクリート構造〕（昭和62年6月設第4号）
- (8) 鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針（昭和62年6月設第4号）
- (9) 鉄筋フレア溶接継手設計施工指針（昭和62年6月設第4号）
- (10) PRC桁設計指針〔案〕（昭和62年6月設第4号）
- (11) あと施工アンカー工法設計施工の手引き（昭和62年6月設第4号）
- (12) 建造物設計標準解説〔RC、PC〕設計の手引き（昭和62年6月設第4号）
- (13) 土構造物設計施工指針（昭和62年6月設第4号）
- (14) 掘削土留工設計指針（昭和62年6月設第4号）
- (15) 近接施工の設計施工指針（昭和62年6月設第4号）

なお、臨海高速鉄道株式会社の建造物整備心得は、平成4年6月（社達第001号、改正平成7年8月）に制定された。

第4節 設 計

1. 列車荷重

列車荷重は、京葉貨物線時代に建設した高架橋については、運輸省令に定める標準活荷重KS-18であるが、臨海副都心線として建設した構造物については、K-12、S-16としている。なお、荷重形式については、図3-3-6に示すとおりである。

路面活荷重については、土被りに応じて表3-3-7に示す値の圧力度を適用する。

2. 基準の許容応力度

- (1) 鉄筋及びコンクリートの基準許容応力度は、表3-3-5に示す値のとおりである。
- (2) 構造用鋼材及び溶着部の許容応力度は、表3-3-8に示す値のとおりである。
- (3) 組み合わせた荷重に対する許容応力度、設計計算に用いる許容応力度は、構造物の種類及び組み合わせに応じて基準の許容応力度に係数を乗じて得られる値とする。鉄筋コンクリート構造物は、表3-3- に示す値のとおりである。

圖 3-3-5 設計列車荷重

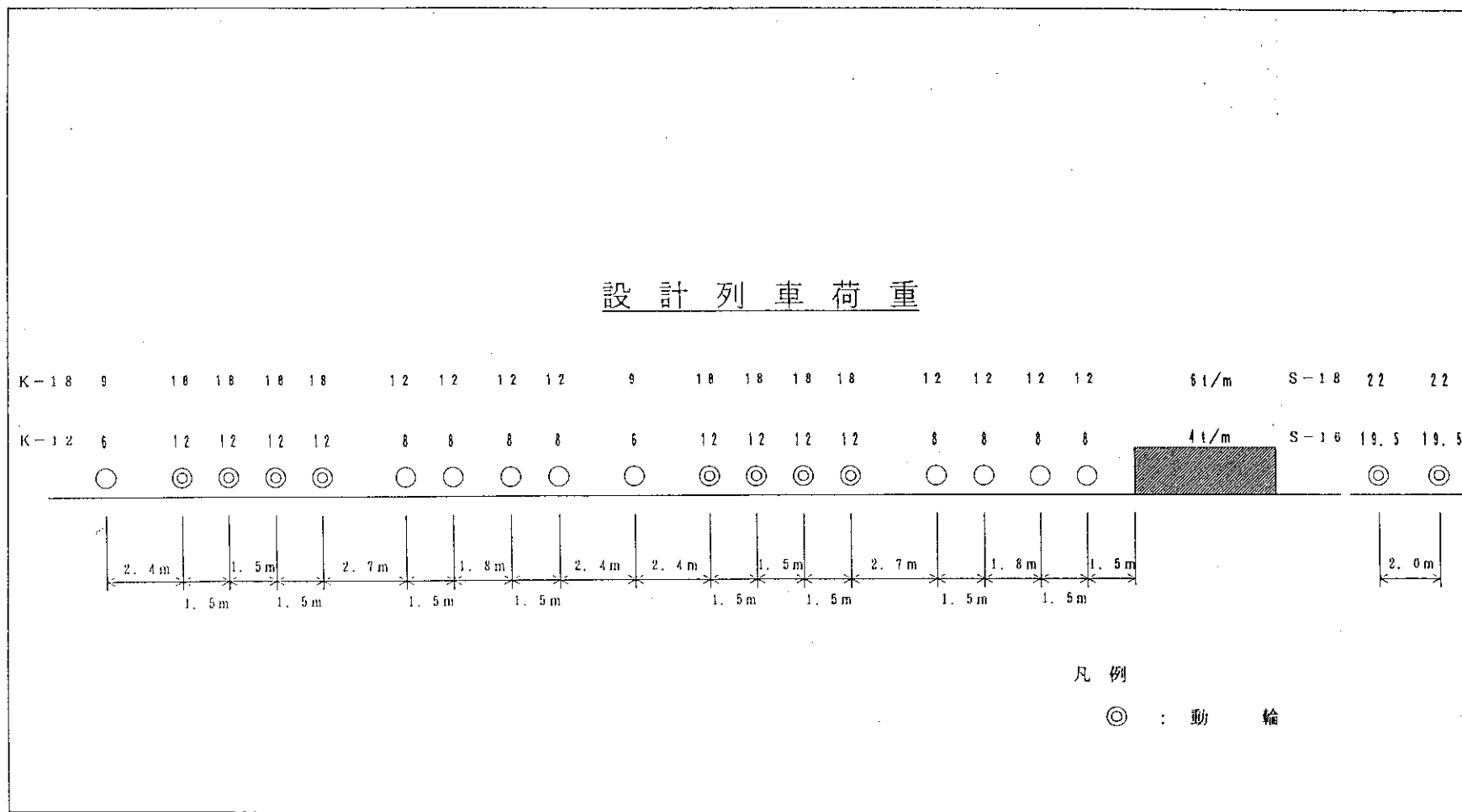


表 3 - 3 - 6 基準許容応力度

応 力 度 の 種 類			許 容 応 力 度	
鉄 筋	鉄 筋 の 種 類		S D 3 4 5	
	降伏荷重より定まる基準の許容引張応力度		2, 0 0 0 kg／cm ²	
	設 計 基 準 強 度 σ_{ck}		2 4 0 kg／cm ²	
	曲 げ 圧 縮 応 力 度		9 0 kg／cm ²	
	支 圧 応 力 度		8 0 kg／cm ²	
	せん 断 応 力 度	斜引張鉄筋の計	曲げによるせん断 τ_{sl}	3. 9 kg／cm ²
		算をしない場合	押抜きせん断 τ_{sl}	5. 4 kg／cm ²
		斜引張鉄筋の計	振りの影響を考慮しない	1 7 kg／cm ²
		算をする場合	振りの影響を考慮する	2 2 kg／cm ²
	付 着 応 力 度		1 6 kg／cm ²	
粗 骨 材 最 大 寸 法		2 5 mm		

(4) ひび割れに対する検討

ボックスカルバートにおける上床、側壁、下床版の外側に防水工を施工する場合は、ひび割れの検討を行わない。

(5) 温度変化および乾燥収縮

ボックスカルバートにおいては、土被りを有しているので温度変化及び乾燥収縮は考慮しない。

(6) 疲労に対する検討

ボックスカルバートにおいては、軌道を受ける下床版が直接地盤に接していることから疲労の影響は少ないと考え、検討は行わない。

(7) 浮き上がりに対する検討

$$F = \text{常時荷重〔上載荷重} + \text{土被荷重} + \text{く体重量〕} / \text{揚圧力}$$

$$\text{安全率 } F \geq 1.0$$

地下水位は平水位とし、TP + 1.00とする。

表 3-3-7 荷重の組み合わせ

構造物の種類	荷 重 の 組 合 せ	係数
けた	死荷重+列車荷重+衝撃	1.0
	死荷重+列車荷重+衝撃+遠心荷重	1.0
	死荷重+列車荷重+衝撃+遠心荷重+車両横荷重	1.15
	片持スラブに対して、死荷重+列車荷重+衝撃 +群集荷重又は軌道作業車による荷重+軌道作業車による衝撃	1.15
	死荷重+風荷重	1.25
支 承 部	死荷重+列車荷重+(衝撃)+(摩擦抵抗荷重)	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+ロングレール縦荷重	1.0
	死荷重+ロングレール縦荷重	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動又は始動荷重 +ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重+車両横荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+地震の影響	1.6
橋 側 歩 道	死荷重+群集荷重又は軌道作業車による荷重 +軌道作業車による衝撃	1.0
	死荷重+風荷重	1.25
高 ら ん	死荷重+高らん推力	1.15
	死荷重+風荷重	1.25
	死荷重+地震の影響	1.5
橋 台	死荷重+列車荷重+(衝撃)+土圧	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重	1.0
	死荷重+土圧+ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+土圧+ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動又は始動荷重 +土圧+ロングレール縦荷重	1.25
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重+車両横荷重+風荷重	1.25
	死荷重+(土圧)+地震の影響	1.5
橋 脚	死荷重+列車荷重+(衝撃)	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重	1.0
	死荷重+ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動又は始動荷重 +ロングレール縦荷重	1.25
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重+車両横荷重 +風荷重+(水圧)	1.25
	死荷重+(水圧)+地震の影響	1.5

構造物の種類	荷 重 の 組 合 せ	係数
ラ ー メ ン 橋	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）	1.0
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋遠心荷重	1.0
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋遠心荷重＋車両横荷重	1.15
	死荷重＋温度変化の影響＋乾燥収縮の影響	1.15
	死荷重＋ロングレール縦荷重＋温度変化の影響＋乾燥収縮の影響	1.25
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋制動又は始動荷重 ＋ロングレール縦荷重	1.25
	死荷重＋地震の影響	1.5
ア ー チ	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）	1.0
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋遠心荷重	1.0
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋ロングレール縦荷重	1.15
	死荷重＋ロングレール縦荷重＋温度変化の影響＋乾燥収縮の影響	1.25
	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋制動又は始動荷重 ＋ロングレール縦荷重	1.25
	死荷重＋地震の影響	1.5
フラット スラブ構造物	ラーメン高架橋に準ずる	
カルバート	死荷重＋列車荷重＋（衝撃）＋土圧＋〔水圧〕	1.0
	死荷重＋土圧＋〔水圧〕＋地震の影響	1.5
擁 壁	死荷重＋列車荷重＋土圧	1.0
	死荷重＋土圧＋地震の影響	1.5

備 考

- 1) () 内の荷重は組み合わせる方が危険な場合に考えるものとする。
[] 内の荷重は必要によりこの組み合わせを考えるものとする。
- 2) ロングレールの不動区間において支承構造を反固定とした場合、ラーメン構造の場合にはロングレール縦荷重を考慮しなくて良いものとする。
- 3) 部材断面の破壊に対する検討を行った場合、フーチング以下の部材は死荷重＋地震の影響の荷重の組合せの検討を行わなくて良いものとする。

表 3-3-8 自動車荷重 (TL-20) が地盤内に及ぼす圧力度
〔トンネル標準示方書 (開削編) 第1編第26条解説表2〕

土 被 り	路面活荷重	土 被 り	路面活荷重
1. 0 m	4. 5 0 t / m ²	5. 0 m	1. 1 0 t / m ²
1. 5 m	2. 7 5 t / m ²	6. 0 m	1. 1 0 t / m ²
2. 0 m	2. 0 5 t / m ²	7. 0 m	1. 1 0 t / m ²
2. 5 m	1. 5 0 t / m ²	8. 0 m	1. 1 0 t / m ²
3. 0 m	1. 2 0 t / m ²	9. 0 m	1. 0 5 t / m ²
3. 5 m	1. 1 5 t / m ²	10. 0 m	0. 9 5 t / m ²
4. 0 m	1. 1 5 t / m ²	11. 1 m以上	0. 9 5 t / m ²
4. 5 m	1. 1 0 t / m ²		t / m ²

※1) 中間の土被りに対しては、浅い方の値を用いる。

※2) 土被り 1.0, 1.5 mには衝撃 (0.3)を含む。

表 3-3-9

第4章 土 工

第1節 概 要

2Km568m25 から2Km687m05 間は、高架橋区間からU型擁壁への移行区間であり、また、本線左に設けた保守基地への横取り装置設置区間であることから、強化路盤として連続スラブ桁構造としている。

2Km687m05 から2Km820m00 間のは、U型擁壁区間であり、開削トンネルへとつながっている。

連続スラブ桁及びU型擁壁区間では、PHC $\phi 400 \sim \phi 500$ 、 $L = 15\text{m} \sim 35\text{m}$ の摩擦杭を打設している。

なお、2Km679m00 付近では青海地区への唯一の水道管 $\phi 700$ と地下2mで交差し、2Km724m00 付近では污水管 $\phi 800$ と地下8mで、2Km729m30 付近では雨水管 $\phi 1200$ と地下3mで交差している。

水道管については、本線及び工事用道路部分を開削のうえジョイント部の補強を行い、工事を施工した。

また、污水管については土被りが厚いことから、ボーリング孔からの磁気探査により位置を確認後、基礎杭を打設した。

当地区は、1961年から1970年にかけて埋め立てられた人口地盤となっており、GL-10m程度までの埋土は砂と粘性土の混合土であり、コンクリート片や木片等のガラを含んでいるため、非常に不均質なものである。

また、場所によっては、FS層、FC層の吹き上げ土が分布しており、N値が0~2と非常に軟らかく、地震時の流動化の発生、地盤沈下、盛土をした場合の側方流動、地震時の強度低下等の問題があった。

さらに、埋土下方に分布する有楽町層は、粘土層が厚く堆積しており、AC層はN値0~2と軟らかい粘性土であり、盛土荷重による圧密沈下や地震時の強度低下、また、AS-2層はN値が2~10と緩い砂のため、地震時の流動化が予想された。

このような軟弱地盤上に構造物を設けるため、軌道の保守管理に問題があり、以下の条件を考慮して構造形式を決定した。

〔条件〕

- (1) 厚く堆積した軟弱地盤上に設ける。
- (2) 高潮対策を考慮した構造とする。
- (3) 構造物周辺の盛土計画、将来の構造物の荷重を考慮する。

〔構造形式〕

- (1) 2Km568m25 ~ 2Km687m05
 - ・複線6径間連続スラブ桁
 - ・バラスト軌道
 - ・けた長 $L = 29.70\text{m}$
 - ・スパン $L = 4.20 + 5.15 + 5.15 + 5.15 + 4.20 = 29.00$
 - ・PHC杭 $L = 16.0\text{m}$ $\phi = 400$
 - ・ゴムシュー及び鋼棒ストッパー

(2) 2Km687m05 ～2Km820m00

- ・鉄筋コンクリートU型擁壁
- ・バラスト軌道
- ・擁壁高さ $H=2.93\sim7.30\text{m}$ (床付け～擁壁天端)
- ・P H C 杭 $L=17.5\sim35.0\text{m}$ $\phi=500$

第2節 連続スラブ桁

1 設 計

連続スラブ桁は単純桁に横梁を設け、横梁部分に杭を打設して支持力及び安定を保った構造としている。従って、計算上はスラブ・横梁と杭を一体構造として、線路方向及び線路直角方向の検討を行っている。また、連続スラブ桁の目地部分には橋台を設け、桁の張出し部の支持並びに電柱基礎を設けている。

基礎杭は、周辺摩擦杭として1連あたりP H C 杭 (A種) $\phi=400$, $L=16.0\text{m}$ を30本打設している。

また、連続スラブ桁の本線左側に保守基地 (盛土) が設けられることが決定したが、保守基地の盛土による圧密沈下 (約10cm) が予想され、本線構造物への影響について検討を行った。構造については図3-4-1に示す。

〔検討結果〕

(1) 連続スラブ桁の沈下量

杭基礎の先端は上部砂層に位置しているため、構造物の沈下量は杭基礎先端以深における地盤の圧密沈下が支配的となり、連続スラブ桁の沈下量は地盤の沈下量 (4.6cm) と同程度と想定される。

(2) 連続スラブ桁の不同沈下

1) S1 連続スラブ桁

橋脚区間と連続スラブ桁は主に杭長の違いから沈下量が相違する。

S1 連続スラブ桁は、その片側径間が橋脚に支持される構造となっているため杭頭におけるそれぞれの沈下量を求めたが、その結果を図3-4-2に示す。

この場合、第1径間の折れ角 θ は

$$\begin{aligned}\theta &= \delta / L \\ &= 4.6-3.7/420 = 0.9/420 = 2.1/1,000\end{aligned}$$

となり、折れ角の許容値 9/1,000以下となったが、橋脚と連続スラブ桁の不同沈下により発生する曲げモーメントが既設計の抵抗曲げモーメントを越えることが判明した。この対策として、配筋の径をD16からD22に変更することで対処した。

表3-4-1 杭頭沈下量

支 点	1	2	3	4	5	6	7
δ (cm)	3.7	4.6	4.7	4.7	4.7	4.7	4.6

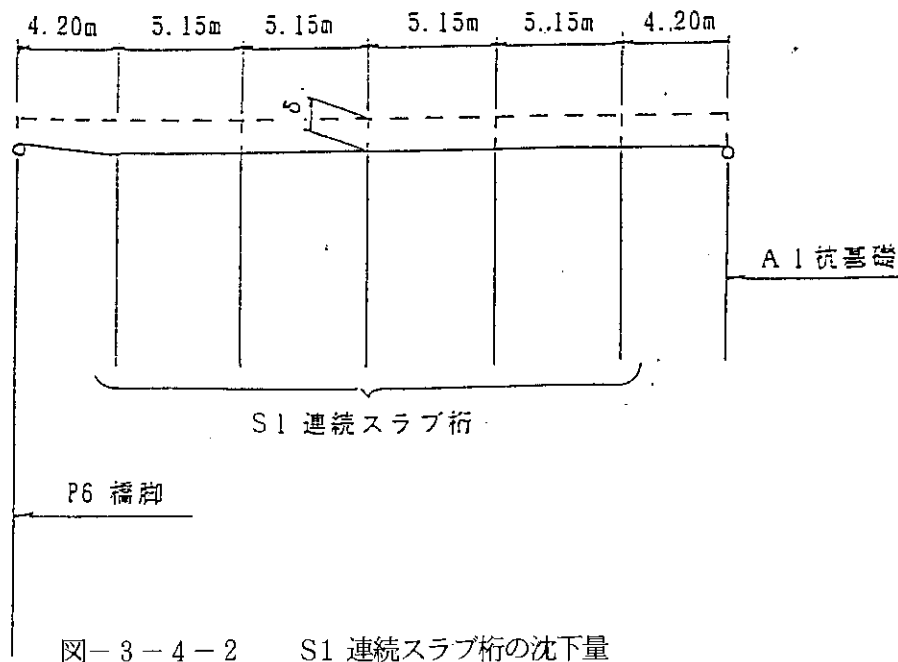


図-3-4-2 S1 連続スラブ桁の沈下量

2) S4 連続スラブ桁

保守基地盛土の終端位置は、S4 連続スラブ桁の始端位置付近となっている。従って、盛土加重はこの位置より線路終点に向うに従って順次小さくなり、この影響によってS4 連続スラブ桁の各杭基礎は不同沈下が発生するものと考えられる。

この不同沈下量は、設計上安全側の値として図3-4-3の場合を想定するとこのときの折れ角 θ は、

$$\theta = \delta / L = 4.6 / 29,000 = 0.16 / 1,000$$

となり、折れ角の許容値 $9 / 1,000$ 以下となった。

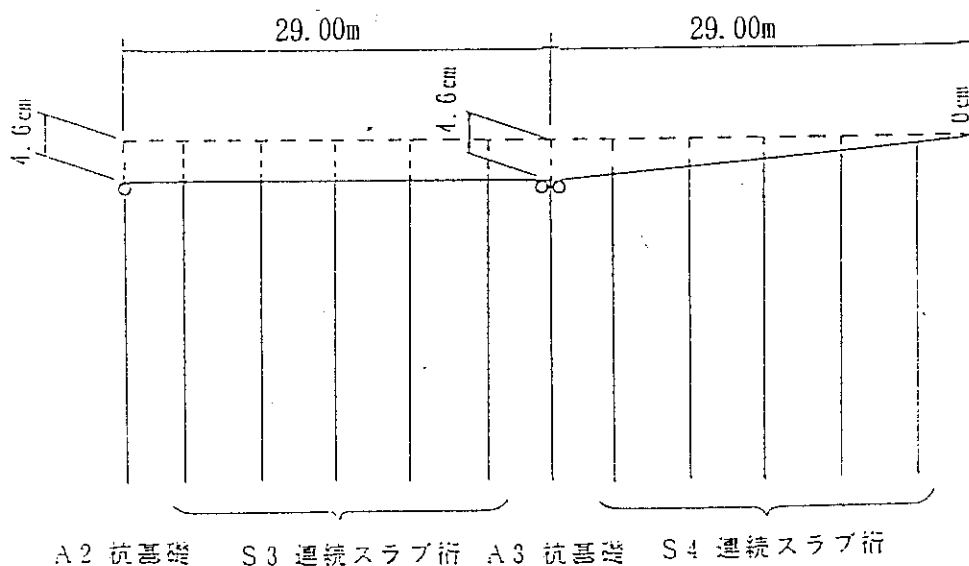


図-3-4-3 S4 連続スラブ桁の不同沈下想定図

2 施 工

基礎杭（PHC杭、 $\phi=400$ 、設計長16.0m）の打設にあたり、地表から－4m付近までの埋土中のコンクリート塊、木屑、ビニール等の支障物を撤去して埋戻し、N値10程度まで転圧することから始めている。

基礎杭の打設は、油圧パイルハンマーにより、杭頭部補強の関係から杭の高止まり、低止まりに注意し打設している。

なお、杭は上杭10.0m、下杭8.0mの2本継ぎ杭とし、設計長16.0mに対し杭頭部処理の余裕長2.0mを考慮して18.0mとした。

当区間の連続スラブ桁は、縦断勾配の関係から転圧した現地盤に直接、あるいは若干の盛土（ $H=1.00\text{m}$ ）をしてから均し砂利、均しコンクリートを施工し、スラブの鉄筋組立、型枠組立、コンクリート打設の順序で行った。

杭頭部の詳細を、図3-4-4に示す。

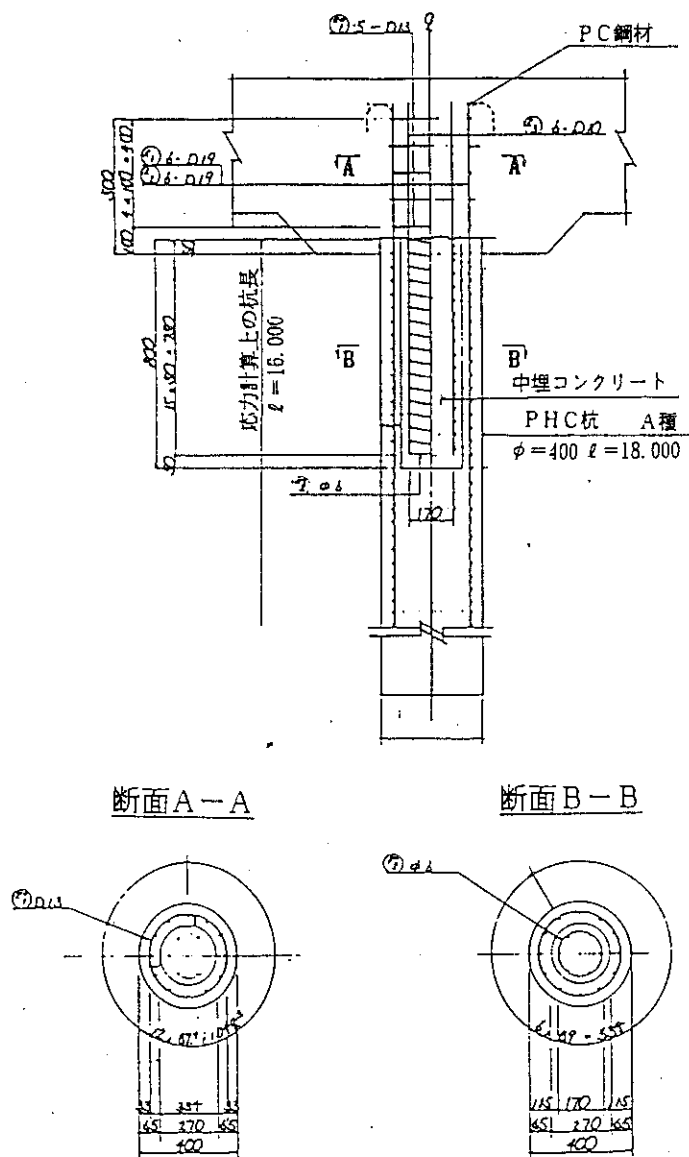


図3-4-4 杭頭部詳細図

第3節 U型擁壁

1 設 計

U型擁壁は、2Km687m05 から2Km820m00 間で、U1 ～U5 にブロック分けしている。

本線は、2Km535m00 で10%から15%に縦断勾配が変化し、R、LはS3 連続スラブ桁（2Km123m 付近で現地盤面と同高となり、U型擁壁部分は順次地盤面以深に設置されている。

また、臨海副都心線と平行する国道 357号はU2 付近より盛土計画があるため、U型擁壁はボックスカルバートに向かうほど壁高が高くなり、H=2.9m～7.3mまでの間で変化している。

なお、2Km820m00 から始まるボックスカルバートの上部には土被りH=5.6mの扛上の計画があり、相当な沈下が予想されることから沈下の検討を行った。

その結果、各構造物間で不同沈下の発生が予測され、特にU5 とB1 の間で大きいことが判明した。

U5 は排除土量が大きく、上載荷重は自重と列車荷重であるのに対して、B1 ではカルバート上に盛土が載荷されるため、この影響で約60cmの圧密沈下を生じることがわかり、U型擁壁では次のような対策を施した。「各構造物の支持条件を等しくする」ことを基本に各構造物の沈下量を算出し、構造物の沈下曲線を求めた（図-3-4-5）。

各構造物は、設計計算から求めた必要な長さだけの杭を有しているが、構造物沈下曲線からはU5 とB1 の間で不同沈下が顕著に見られ、杭長を変化させて不同沈下の影響を低減させることとした。すなわち、短いU5 の杭を杭長の長いB1 の方に合わせて長くし、すり付けは杭を階段状にすることにより行った。

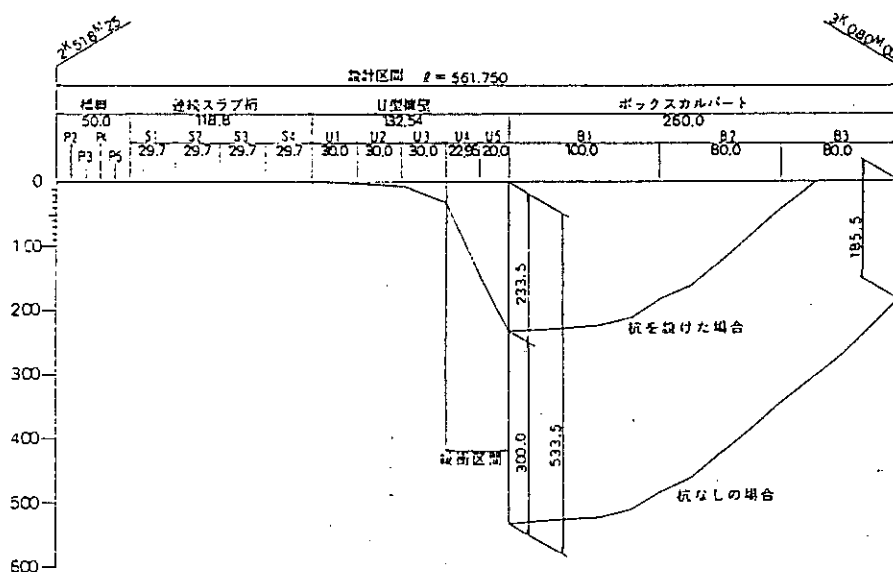


図-3-4-5 構造物沈下曲線（設計区間全線）

2 施 工

基礎杭（PHC杭、 $\phi=500$ 、設計長17.5m～35.0m）の打設にあたり、地表から－4m付近までの埋土中のコンクリート塊、木屑、ビニール等の支障物を撤去して埋戻し、N値10程度まで転圧することから始めている。

基礎杭の打設は、油圧パイルハンマーにより、均し砂利、均しコンクリートを施工し、鉄筋組立、型枠組立、コンクリート打設の順序で行った。

U型擁壁一般図を、図3-4-6に示す。

第4節 保守基地

保守基地の盛土によって、その支持地盤は約10cmの圧密沈下が生じるものと予想された。この圧密沈下によって本線構造物の基礎は、ネガティブフリクション（N. F）と地盤の側方移動による影響を受けることとなる。

よって、下記について検討を行った。

(1) 連続スラブ桁の検討

ア. 鉛直支持に対する検討

イ. 沈下に対する検討

ウ. 不同沈下に対する検討

(2) 地盤の側方移動の影響に対する検討

(3) 支持力の検討

(4) 盛土地盤の円弧すべりの検討

上記検討の結果、補強盛土工法を採用することとした。

同工法は、補強材（ジオテキスタイル）と土のうで垂直法面を形成し、盛土材を転圧しながら盛土を構築する工法である。

なお、盛土全体の安定向上と美観のため、法面に鉄筋コンクリートの壁体を設ける。

同工法の特徴は、盛土沈下に対し壁体の追従性が良い、目地部にせん断筋を配置しブロック間の目違い対策を施す、大型機械を必要としない、グリッドによる土とのかみ合わせ効果（インターロッキング）が期待でき使用盛土材の適用範囲が広い、等がある。

図3-4-7に補強盛土工法の概要図を示す。

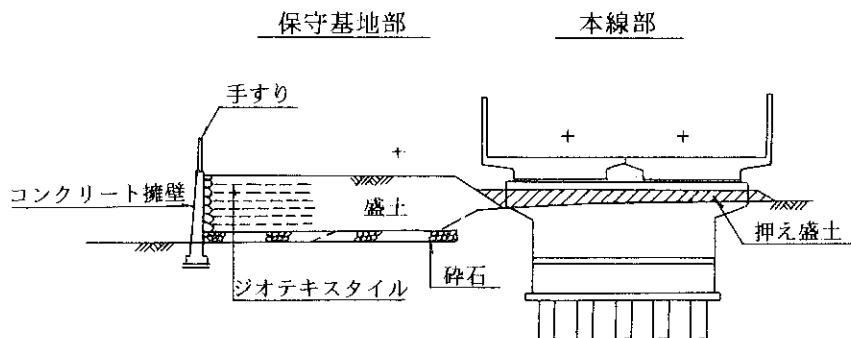


図3-4-7 補強盛土工法

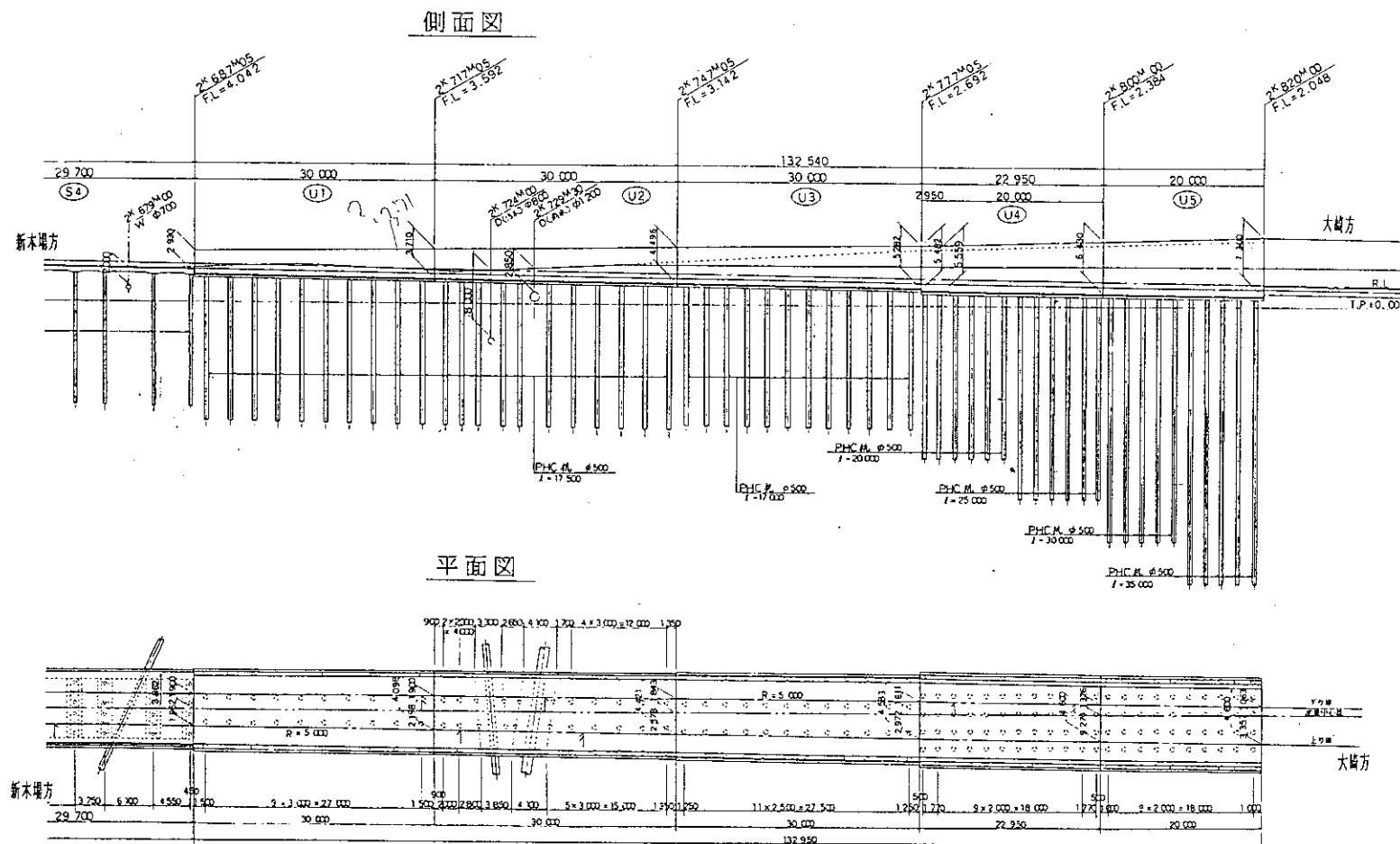


図 3-4-6 連続スラブ桁平面図・断面図

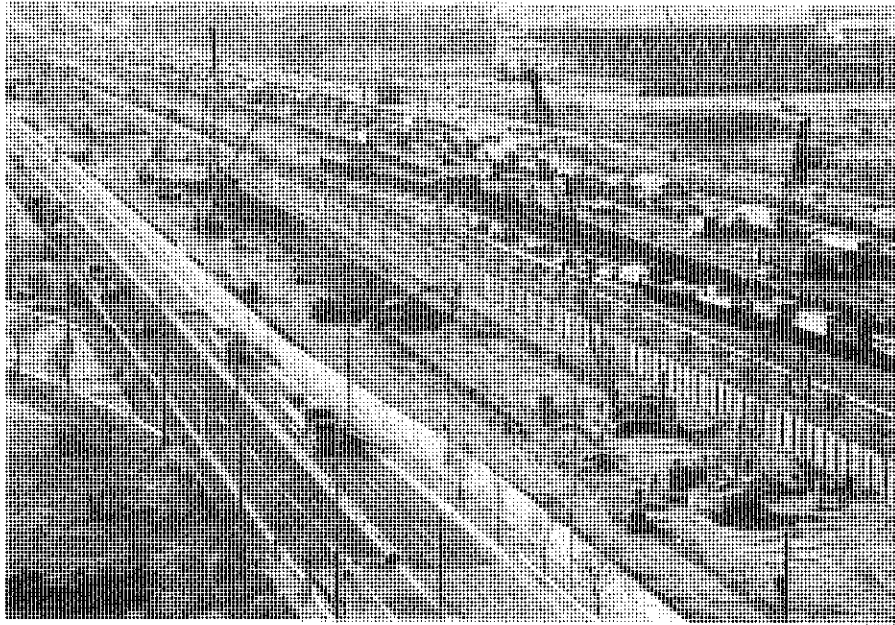


写真 3 - 4 - 1 U型よう壁部基礎杭打設

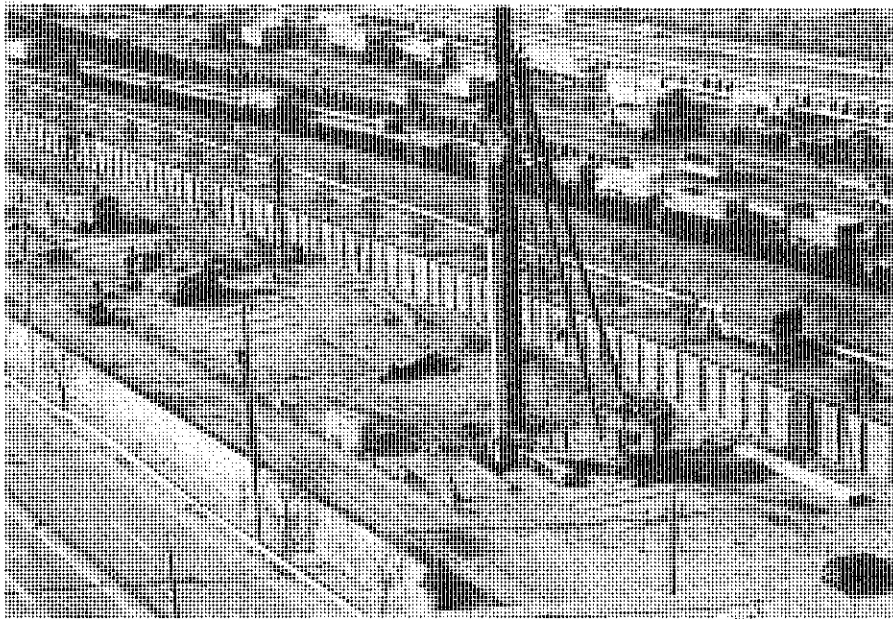


写真 3 - 4 - 2 ボックスカルバート部堀削



写真 3 - 4 - 3 U型よう壁部掘完了

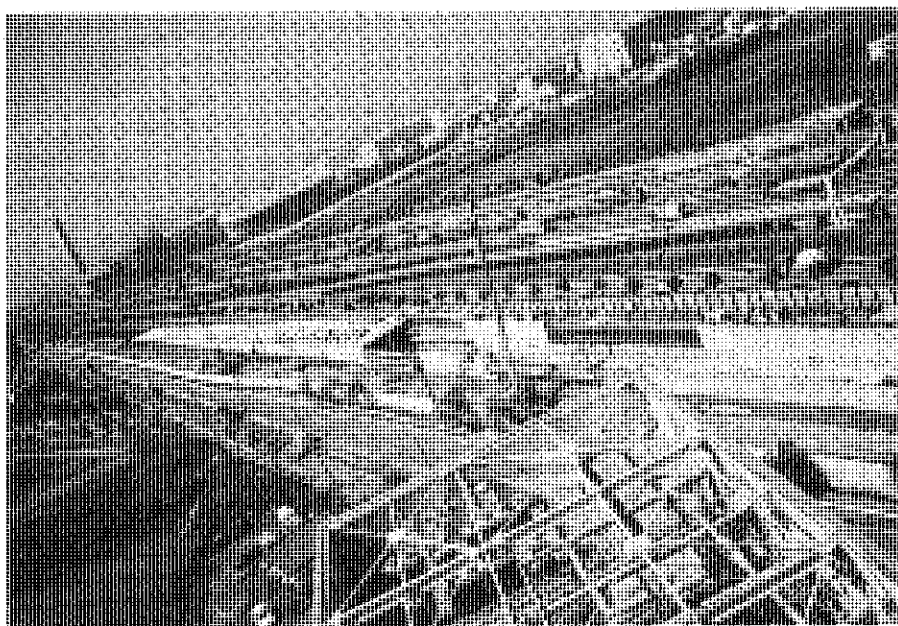


写真 3 - 4 - 4 U型・ボックス部く体構築

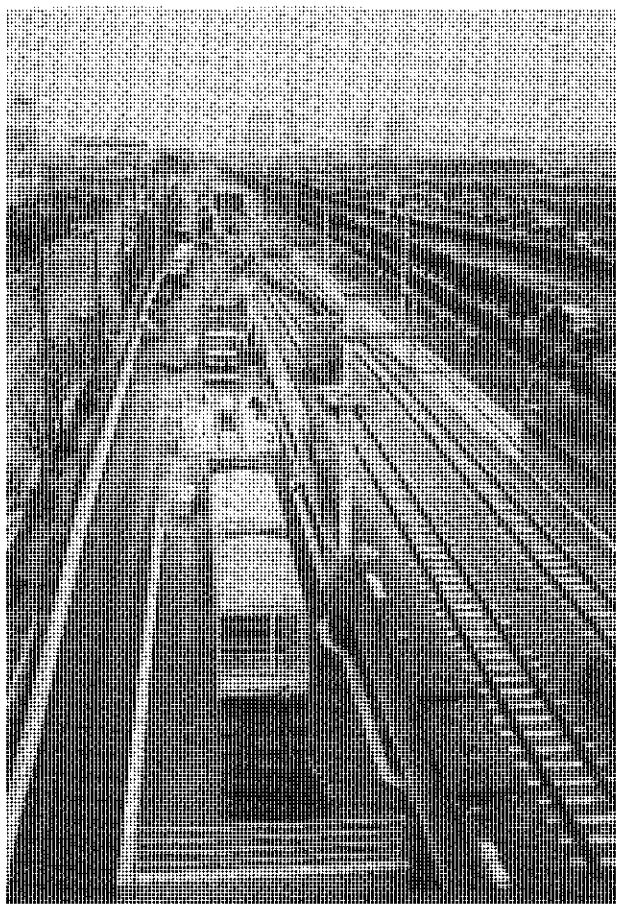


写真 3 - 4 - 5 保守基地全景

第5章 橋りょう

第1節 概要

高架橋を含めた橋りょうの未施工部分は運河の横断が2橋りょう、道路の横断が1橋りょう、地下鉄との交差部分が1橋りょうの4橋りょうである。

各橋りょうの下部工は旧国鉄京葉貨物線当時に完成しており、臨海副都心線としての工事は上部工の架設である。

設計は、下部工施工時に概略設計は完了していたが、臨海副都心線として詳細設計を行った。

詳細設計にあたっては、概略設計時の腹版高を極力変更しないこととして行った。また、耐震用の落橋防止工として桁連結装置を取り付けている。

塗装は橋りょう位置が海岸から近いことから、外面は特殊環境用J-2とし、上塗りについては東京臨海高速鉄道(株)で検討した結果、ブルー系の色に決定した。

また、内面塗装については将来の点検時等に照明効果を良くするため、道路橋塗装便覧仕様とし、D-4系白色とした。

表3-5-1 各橋りょうの支間と腹版高、設計総重量

橋りょう名	構 造	支 間 ・ 連 数	腹 版 高	設計総重量
曙 運 河 B	単純合成箱桁	44.04m×3連	2.5m	510t
営団地下鉄B i	単純合成箱桁	52.40m×1連	3.0m	} 375t
	—〃—	19.76m×1連	1.5m	
	—〃—(駢)	17.50m×1連	3.0m	
第2辰巳B v	単純合成箱桁	56.00m×1連	2.9m	301t
辰巳運河B	単純合成箱桁	60.00m×2連	3.7m	} 1,133t
	—〃—	65.40m×1連	3.7m	

第2節 曙運河橋りょうの施工

曙運河橋りょうは新木場起点0k469mに位置し、本線右側には国道357号、左側には営団有楽町線の橋りょうに挟まれた狭隘部分での架設工事となった。

架設方法の選定は、前述のように架設位置の左右に橋りょうがあること、水面上からの作業船の進入が不可能なことから、既設高架橋上を利用することとした。

架設方法は、上り線は手延機(25m)を使用した3重連の送り出し工法とし、下り線は先に架設した上り線上を1連毎に送り出し、横取りする工法とした。

製作場所から陸上運搬した桁部材は、架設地点から約500m離れた高架橋上にトラッククレーンを使用して上げ、地組・桁を仮連結し、高架橋上に敷設した軌条設備で架設地点まで

移動した。

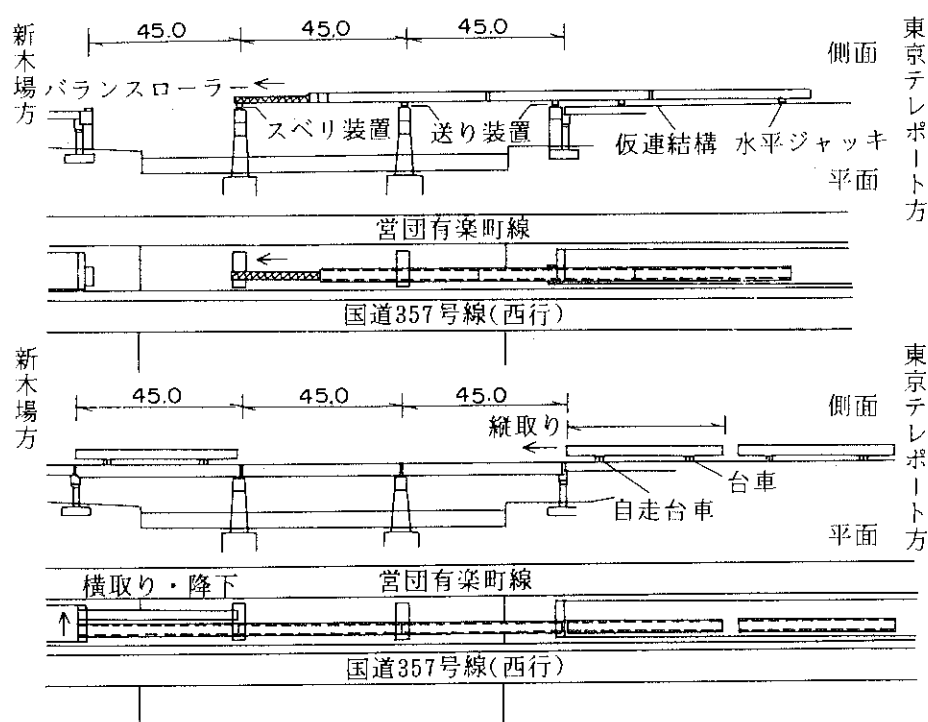


図 3 - 5 - 1 曙運河B架設図

架設に先だち、運河内の2基の橋脚上にサンドル、ジャッキ等の送出し装置を設置した。設置方法は並行する国道上からクレーンで行うか、運河上から作業船を使用して行うかの2方法について検討し、関係箇所と協議を行った結果、橋脚付近に進入可能な小型(40t)のクレーン付き台船を使用して施工した。

下り線の横取りは、宮団線の側に移動するため、帝都高速度交通営団との協議により、宮団線のき電停止(午前1時～5時)中に施工を行った。

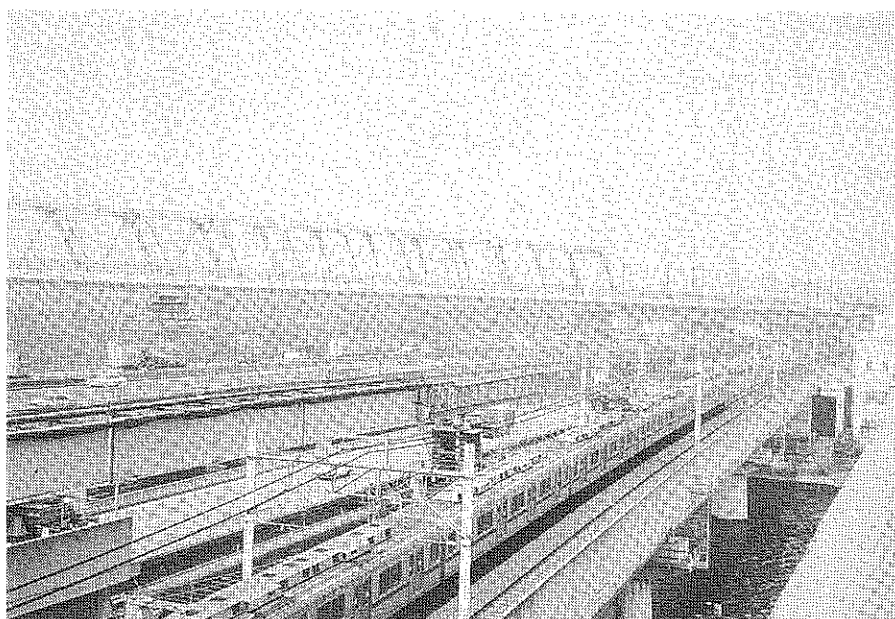


写真 3 - 5 - 1 上り線3重連送出し架設(手前は宮団線)

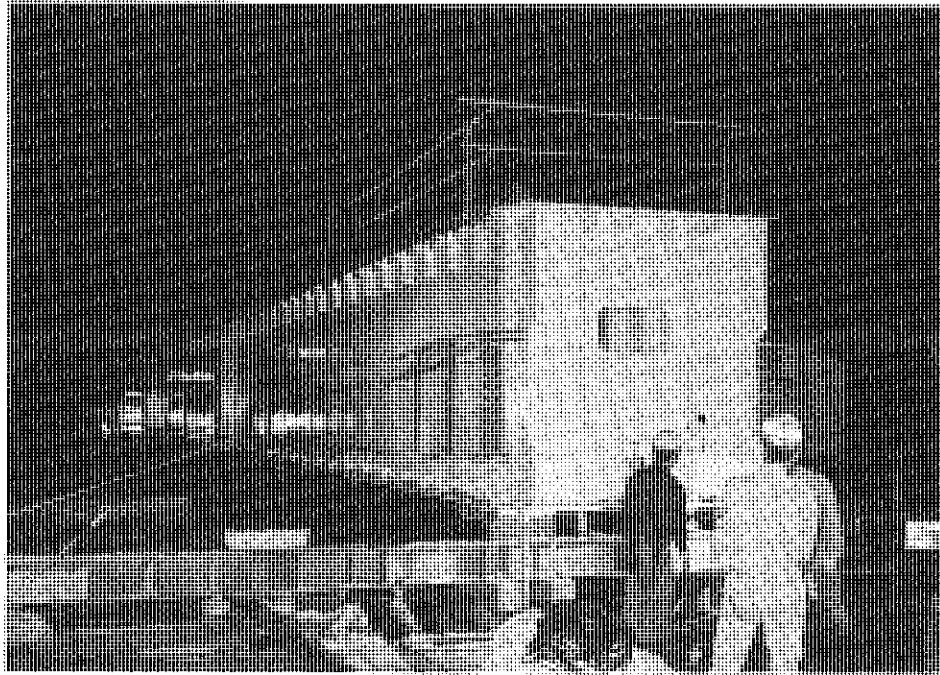


写真 3 - 5 - 2 下り線横取り架設中

第 3 節 営団地下鉄 B i の施工

営団地下鉄 B i は、営団有楽町線と交差する橋りょうで、有楽町線は G L - 10 m の位置をシールドトンネルで通過している。臨海副都心線との交差角は約 15° である。このため本橋りょうは馬桁形式とし、有楽町線は馬桁と本線桁の下を抜けている。

架設方法は、隣接する東京港埠頭公社の有料駐車場を借地し、ベントを使用した。

トラッククレーン架設で施工した。

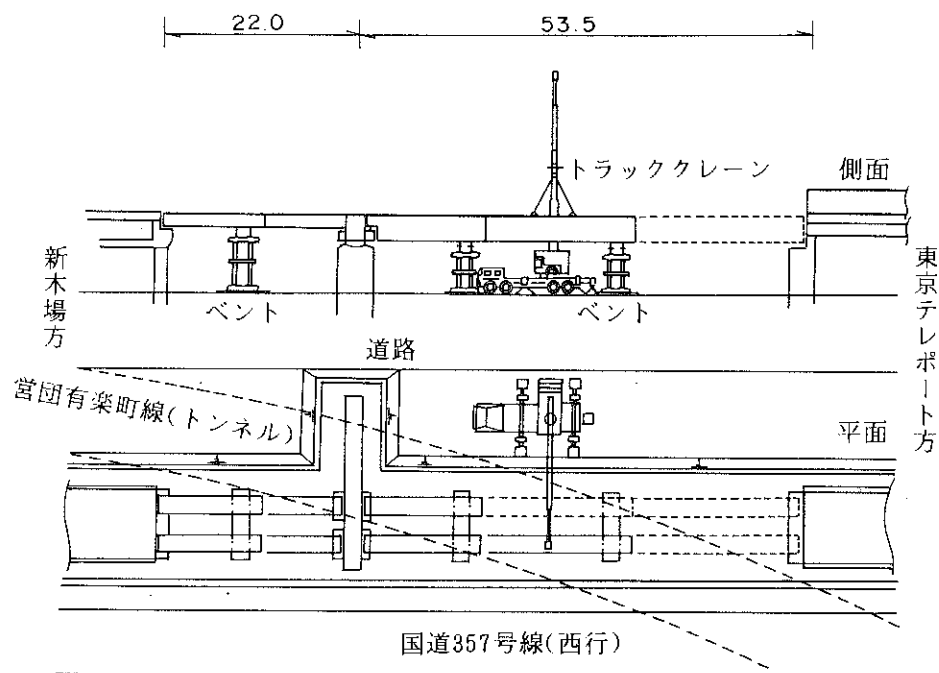


図 3 - 5 - 2 営団地下鉄 B i 架設図

架設順序は、最初に馬桁（ $l=17.50\text{m}$ 、桁重量 59t ）を 200t 吊りの油圧式トラッククレーンを使用して一括架設し、次に起点方の本線桁（ $l=19.76\text{m}$ 、桁重量 27t/連 ）を2分割（ $13\text{t}\sim 14\text{t}$ ）し、鋼製ベント（1基）を使用して 120t 吊りの油圧式トラッククレーンで架設した。

最後に終点方の本線桁（ $l=54.40\text{m}$ 、桁重量 125t/連 ）を3分割（ $24\text{t}\sim 49\text{t}$ ）し、ベント（2基）を使用して 200t 吊り油圧式トラッククレーンで架設した。

架設に先だち、帝都高速度交通営団との施工協議により、施工時の営団線トンネルに対する影響について検討を行った。

検討内容は、架設に使用するトラッククレーンのアウトリガー反力及び鋼製ベント設備荷重によるトンネルへの影響について行ったが、いずれもトンネル位置が $\text{GL}-10\text{m}$ と深いことから問題がなく、施工後も異常のないことを確認した。



写真 3-5-3 トラッククレーンによる架設

第4節 第2辰巳架道橋の施工

第2辰巳Bvは新木場起点 $1\text{km}200\text{m}$ 付近に位置し、国道357号と都道の交差点付近の国道上に架設する橋りょうである。

架設方法は、鋼製ベント（3基）を利用したトラッククレーン架設で施工した。

架設日及び架設時間帯は、道路管理者、所轄警察署、地元企業の代表者と協議した結果、交通量が極端に減少（交通量調査の結果）する土曜日の21時から月曜日の6時までを全面通行止めし、この時間内に架設を完了するよう指導、要請がなされた。

ベントは歩道上に2ヵ所、中央分離帯に1ヵ所設置した。施工は33時間の連続作業となったが、無事完了した。

架設に伴う交通規制は、事前の予告板を国道の歩道上に4ヶ所、付近の歩道橋に横断幕を掲げ、周知を図った。また、管轄の消防署には文書にて協力要請を行った。

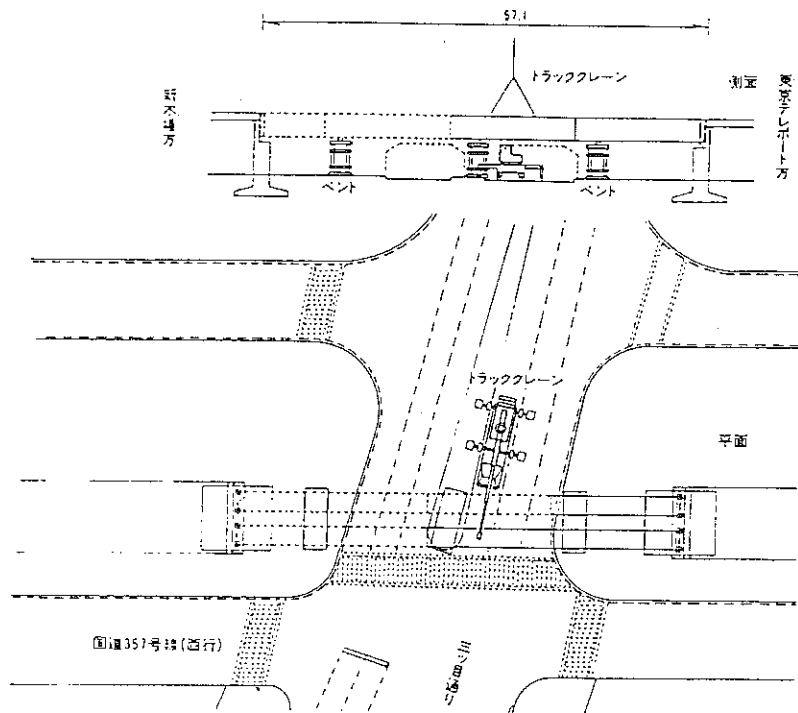


図3-5-3 第2辰巳Bv架設図

使用したトラッククレーンは、地組場所、架設位置、クレーン位置の関係及び制約された時間内での施工を確実に完了させるため、吊り能力の大きなドイツ・リープヘル社製450t吊りを使用した。

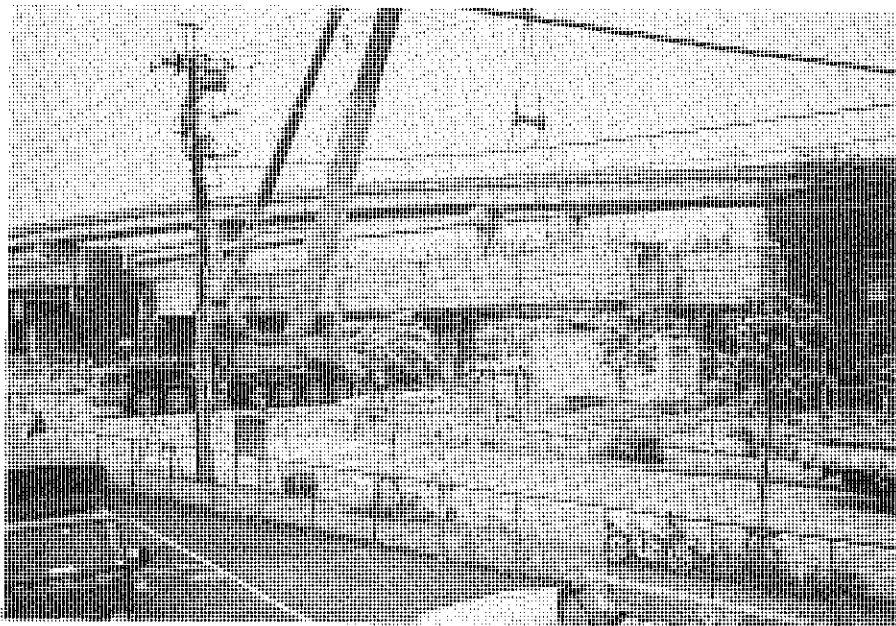


写真3-5-4 トラッククレーンによる架設

第5節 辰巳運河橋りょうの施工

辰巳運河橋りょうは、曙運河橋りょうと同様に、本線右側には国道357号の橋りょうがあり、本線左側の運河下流方向約100m付近には港湾道路の橋りょうが架かっている。

また、国道の橋りょうには東京ガスの高圧管(径800mm)が添架されており、桁端部と

の離隔は1.0m程度で、施工は細心の注意を要した。

本橋りょうは腹版高が3.7mと高いことから、運搬方法と併せて現地の厳しい状況を勘案して架設方法の検討を行った。

陸上運搬の場合、腹版高3.7mの箱桁では車両制限法（高さ3.8mを越えた車両は通行不可）に抵触し、運搬時の桁の水平分割及び現地における溶接が生じ、施工的な問題のみならず経済的にも難点があることから、海上運搬について現地精査をふくめ詳細に検討を進めるとともに、関係箇所と協議を行った。

海上運搬の場合、単線1連分の一括輸送は500tクラスの台船で可能となるが、架設位置までのフローティングクレーンの進入が道路橋で不可能であった。また、周辺における工事との競合、水上バスの避難場所、水域利用者の反対等で工事による一時的な水域利用は厳しい状況下にあった。しかし、度重なる協議により運河中央部分の航路の使用を船舶航行に影響の少ない範囲とすることで理解が得られたため、運搬から架設までを一隻の台船で行う一括架設工法とした。

桁1連（約195t）を積載した500t台船は、干潮時に道路橋下を通過させた後、架設地付近において、台船に艀装した扛上装置（センターホールジャッキ100t×4基）で4.5m程度扛上、ワイヤー操作で所定の位置に台船を移動した後、再び扛上装置で橋脚上に降下させ、1連の架設が終了となる。台船は架設完了後、次の桁の運搬するため、浜出しの現場に回航をする。

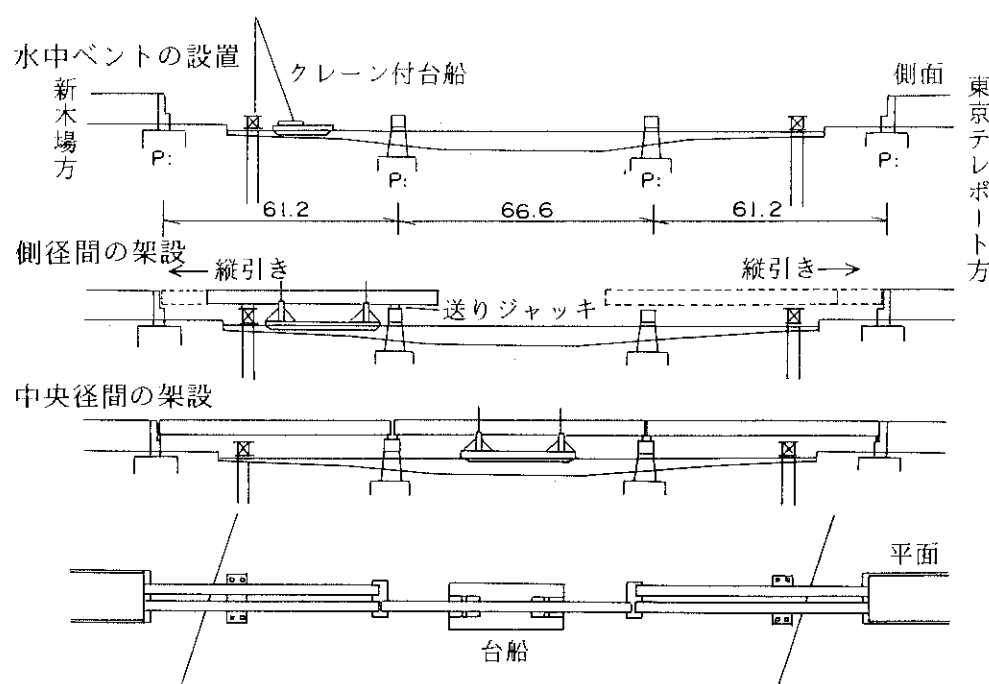


図5-3-4 辰巳運河B架設図

桁の運搬は、前方に主曳船として500psのタグボート、後方に補助曳船として400psのタグボートで地組場所（横浜、市原）より曳航した。曳航速度は約5ノットで、船団の先頭には警戒船を配置した。曳航の航路は、東京湾東航路を使用するため海上保安部管制室と連絡をとり、航行の安全を図った。

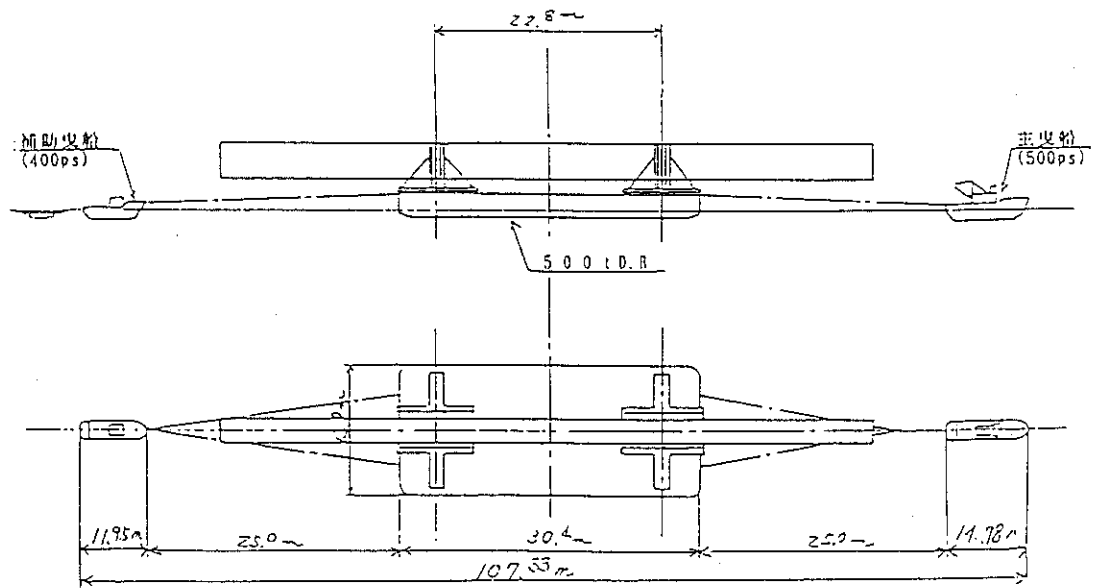


図3-5-5 桁曳航図

架設順序は、両側径間の桁を架設し、最後に中央径間の桁を架設した。側径間の架設では台船長 (30.4m) と桁長 (60.9m) との関係、さらに台船進入可能な水深 (桁積載時の吃水は 1 m) との関係から、水中ベントを設置した。

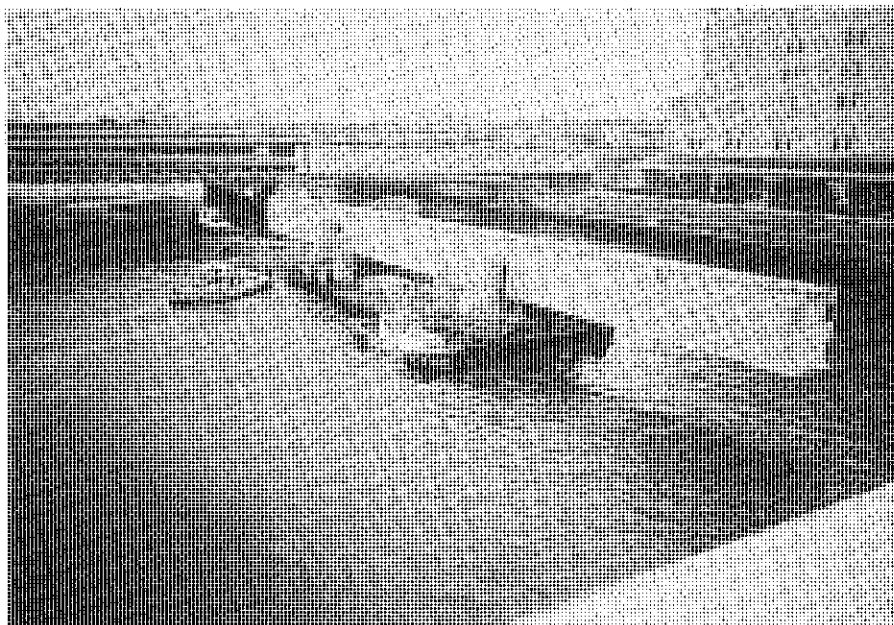


写真3-5-5 台船による架設

水中ベントの設置にあたっては、設置位置付近の磁気探査により不発弾の調査を行い、存在しないことを確認した。

また、干潮時には側径間部分の河床が露出する状況から、水深測量を行い、架設日の設定資料とした。

架設は1連を3～4日のサイクルで上下線6連を施工した。

架設日の設定にあたっては、台船の吃水と潮位が関係することから、

①下流側道路橋（新末広橋）下を台船が通過するには、水面から7.8m(7.5+余裕 0.5)の桁下空頭が必要となる。従って潮位がAP+0.7m以下の時間帯に通過する。

②中央径間は問題ないが、側径間の架設は台船が所定位置に進入可能な水深1.2m以上となる時間帯に行う。

必要がある。

以上の条件から、東京湾芝浦の潮汐表により、平成5年6～7月に架設日を設定した。施工は天候、特に風の影響を大きく受け、6連の架設のうち1回は風速15mの風があり、台船が安定しないため翌日に延期した。

中央径間の架設は、航行船舶への影響が少ない平日の夜間と日曜日の昼間に1連ずつ架設を行い、6連が25日間で無事に完了した。

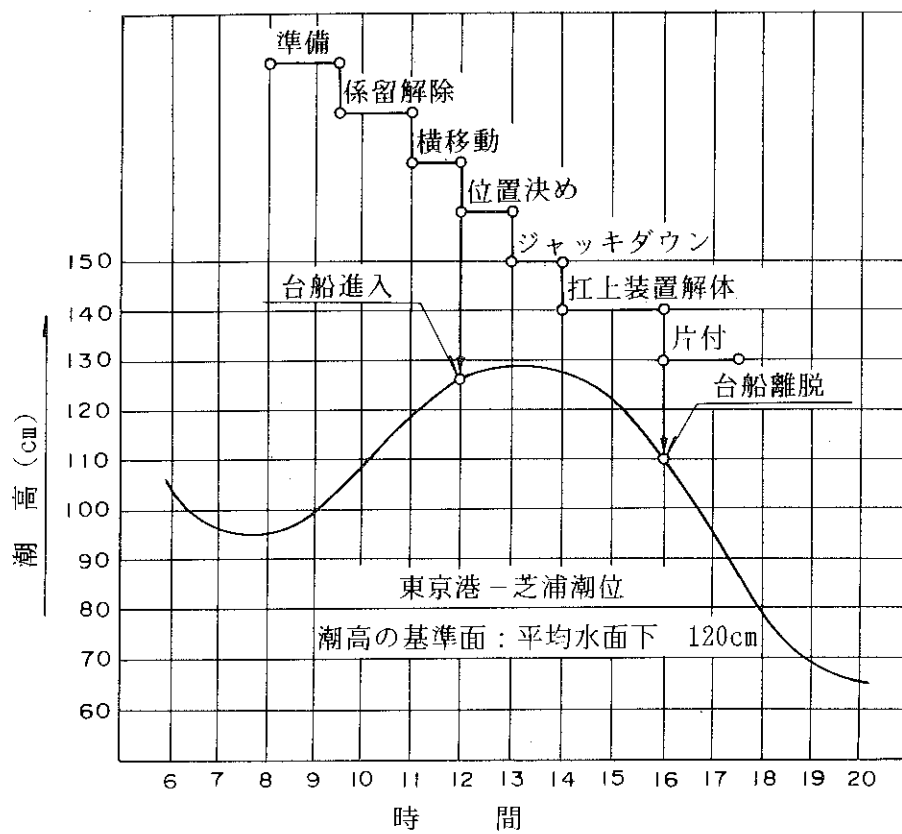


図 3 - 5 - 6 タイムスケジュールの例

第6章 トンネル

第1節 概要

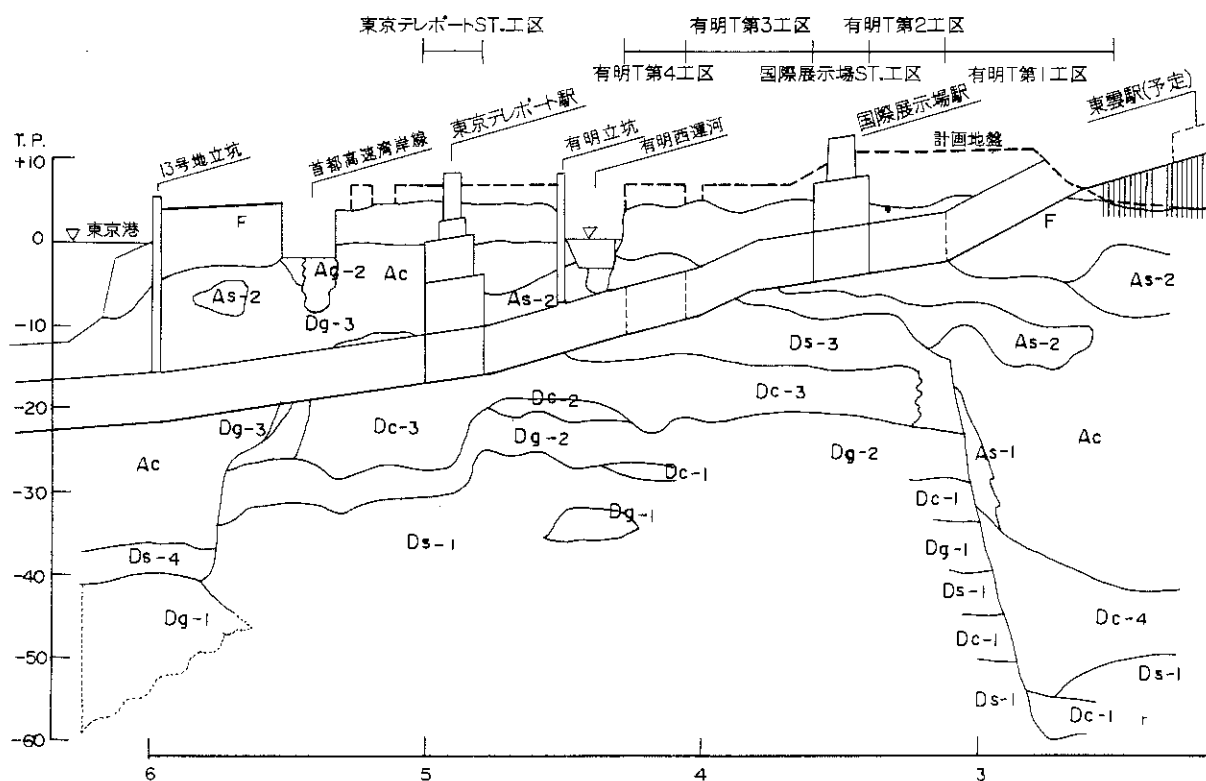
2Km820m00 から4Km303m15 間の台場トンネルの工事は、有明トンネル第1～4の4工区と、中間の国際展示場駅（開さく駅）の5工区に分割して発注した。

当区間は、国道 357号西行と近接、並行しており、建設省と近接施工協議（東支経契第 197号平成4年7月10日）により、道路部に基準点を設けて道路沈下の計測管理を行いながら施工した。

なお、この区間の土留工については鋼矢板及び一部に鋼管矢板を用いてにて施工したが、いずれも道路への影響を考慮し、存置とした。

図3-6-1に当区間の工区割を示す。

図3-6-1 工区割図



第2節 開さくトンネル

1. 概 要

トンネル入口から3Km400m 付近の地表から4 m付近までは建設残土で埋め立てられており、コンクリート塊、木屑、古タイヤ、ビニール等が混在し、土留工および地盤改良にあたりこれらの処理に大変苦勞を強いられた。

4Km041m 付近で交差する豊洲有明連絡道路は迂回路を設け、開さくで施工したが、道路下には共同溝の電気、水道、下水管等があり、アンダーピニング及び吊り防護により施工した。

また、トンネル直下を新設共同溝の大断面DOTシールド（外径9.1m幅15.6m）が通過する。競合工事となり、土留工・防護工の設計及びシールド通過に伴う土留工の計測管理を行うとともに、工程を調整しながらの施工となった。

4Km100m 付近では、臨海副都心地区に上水道を供給するための有明給水所（開削巾56m、深さ20m）が、相互の土留壁間の離れ4m、延長115m間で近接並行して施工されており、計測管理を行うとともに、工程を調整しながらの施工となった。なお、この区間は施工ヤードが確保できないことから、覆工板を敷設し、施工した。

臨海地区の残土については、東京都港湾局の指導により東京港埠頭公社が一括して残土置場を管理し、受け入れることになっていたが、当初予定していた有明北地区の仮置場の交渉が不調に終わったことにより、中央防波堤仮置場に運搬車が集中し、ゴミ運搬車と残土運搬車で青海地区の道路が全面に渡り交通渋滞となり、水上警察署から嚴重に抗議された。このことから、残土受入れ時間を延長するとともに、各社のダンプの台数を規制して渋滞の解消を画ったが、平成5年1月、中央防波堤の護岸に異常が生じたこと等により、残土の搬出が更に規制を受けた。臨海副都心線工事は掘削のピークを迎えており、現状では工期に影響を及ぼすことから、都市計画局と協議し、中央防波堤の再処理センターに一時、3万㎡の仮置きを願いでた。また、港湾局と協議の結果、一部については自由土捨てとすることとし、掘削土量の多い国際展示場と東京テレポートの両駅について、平成5年5月から5年6月までの間、約2万㎡が対象となった。

2. 地形・地質

当該工事区間は、10号地とよばれている昭和30年代から40年代にかけて施工された埋立地であり、埋立て層厚は地表面5m～10m に達している。

地質を概観すると、トンネル入口部から約300m付近で洪積層が標高-20m付近まで急激に隆起しており、その後、工事終点付近まで台地状の形状をなしている。

埋立層は、コンクリート塊等を多量に含むF層及び浚渫土を主体とするF_c、F_s層で構成され、殆どがN値2以下の軟弱な地層である。

その下部には沖積層（有楽町層）が分布し、腐食物や細砂を不規則に混入するN値が0～1の非常に軟弱な粘性土層であるA_c層と、N値が4～6程度の緩い細砂を主体とするA_s-2層とからなっている。

さらに、その下部は洪積層となり、上から順にN値3～9程度の砂混じり粘土質シルト及び粘土質シルトで構成されるD_ℓ層（埋没立川ローム層）、N値50以上の非常に密な細砂を主体とするD_s-3層（東京層）、N層5～15程度の均質なシルト質粘土及び粘土質シルトからなるD_c-3層（東京層）、N値50以上の密な砂礫層であるD_g-2層（東京礫層）へと続いている。

各粘土層の一軸圧縮強度は、F_c層及びA_c層が0.5～0.6 kgf/cm²程度、D_ℓ層が0.7 kgf/cm²程度、D_c-3層が0.8～1.2 kgf/cm²程度を示している。

また、各粘土層とも圧縮降伏応力は有効応力以上であり、すべて過圧密状態であると判断される。なお、地下水位はGL-2m程度である。

各工区の床付け付近の地質は、次の通りとなっている。

有明T1工区は、床付け付近の大部分が埋立層となっており、終点部で沖積層の粘性土層となっている。

有明T2工区の床付け付近は、沖積層の粘性土層で、洪積層との間に沖積の砂質土層を挟んでいる。

有明T3工区は、沖積層の砂質土層に位置し、終点部では洪積層の砂質土層上となる。

有明T4工区は、洪積層の粘土質シルトで構成されるD_ℓ層（埋没立川ローム層）に位置している。

第3節 有明トンネル第1

1 概 要

本工区は新設区間の始点部に位置する新木場起点 2Km518m66～ 3Km080m00間（延長561m34）の工事であり、路盤構造は、始点方から橋梁、路盤（強化路盤、U型擁壁）、トンネルへと続いている。

開削トンネルは 2Km820m00から延長260m間で国道 3 5 7 号に近接並行している明かり構造物（支持杭）との接続部となることから、バランス杭としてP H C 杭φ350 L =40m00 ～5m00を打設しているとともに、トンネル入口には、ポンプ室を設け、明かり区間からの雨水を集水して都の雨水枡に排出している。

仮土留工は鋼矢板を使用し、打設にあたっては道路への影響に配慮するとともに、頭部を一部撤去しその他は、存置とした。

掘削については、地表から約4mが建設残土で、コンクリート塊、木くず、古タイヤ、ビニールくず等が大量に混入しており、これらを篩分けて産廃として処理した。また、この地区は地下水位が地表から1～2mと高く、施工性を向上させるために生石灰による路盤改良を行った。

また、当地区は、将来計画として現GLより約5mの盛土が予定され、これに伴う圧密沈下対策として構造物の内空を拡大している（最大20cm）。

工事の契約は仮設工・基礎杭・開削・土留支保工と、く体構築から埋戻しのまで2分割とした。また、く体構築から埋戻しの工事に保守基地の工事を追加契約し、基地に隣接した一部中止区間の連続スラブ及び流末処理等と共に（ロ）工事として分割した。

表3-6-1に工事の契約概要を示す。

表3-6-1 工事の契約概要

契約番号 件 名		東支3第50号 臨海、有明T第1他	東支4第35号 臨海、有明T第1他2(イ)	東支4第35号 臨海、有明T第1他2(ロ)
期	契 約	平成4年3月25日	平成4年9月14日	平成4年9月14日
	着 手	平成4年3月26日	平成4年9月16日	平成4年9月16日
	当りしん功	平成5年4月25日	平成5年11月15日	平成6年3月28日
限	しん 功	平成5年4月23日	平成5年11月15日	平成6年3月28日
請負金額				
〔当初〕		530,450,000	776,620,000	0
〔しん功〕		807,723,439	925,874,315	144,656,352
請 負 者		鉄建、大豊 J V		

2 設 計

トンネル入口付近のブロック B1 下部には沖積粘土層が30m 以上と厚く堆積し、さらに、その上部に盛土計画があるため、将来的には相当の圧密沈下（57.3cm）の発生が予想される。

従って、沈下対策としてカルバートの内空高さに余裕を確保するとともに、沈下抑制のため杭基礎（沈下抑止杭）を設けている。

以下に、これらの沈下対策について述べる。

① カルバートの内空拡大

2Km877m 付近において、本線と国道 357号線の取付道路が交差する計画があり、その道路下において土被りを3.5m確保した上で、沈下対策として内空高さもある程度の余裕をもたせることとした。

計画道路路面からの土被り、カルバートの部材厚、建築限界及び本線縦断の検討から、設定可能な余容量は、30cmを算定された。

従って、軌道構造は、沈下に対して調整が容易なバラストとし、内空高さを5.40m（R. L～カルバート天井＝5,100 + 300 = 5,400cm）とした。

図 3－6－1 に標準断面を示す。

② 沈下抑止杭

予想される圧密沈下は、内空拡大量よりも大きいいため、沈下量を抑制する必要があるが、これらの沈下抑制対策の検討について、表 3－6－2 に示す。

表 3－6－2 沈下抑制対策の検討

工 法	工 法 概 要	長 所	短 所	評 価
プレーディング工法	大きな荷重を載荷して圧密沈下を促進させる施工方法	- 施工後残留沈下を軽減 - 工費が安価	- 工期が長い（6ヵ月以上） - 載荷時のすべり破壊に注意	工期が長いため適当でない ×
置換工法	良質材にて置換する	工期が短い	- 置換によって生じる発生土の処理 - 改良層が浅い（2m以下）	改良層が厚いため不経済である ×
石灰パイル工法	地盤中に生石灰柱をつくりその吸水により地盤の強度を上げる	地盤の安定を増し、沈下を減少させる	- 周辺地盤への影響が大きい - 生石灰（危険物）の取扱いに注意	臨海部であるため汚染に対する配慮が必要となり、不適当 ×
噴射注入工法	水と空気の高圧噴流により地盤を切削しながら、注入材を圧力噴射する	- 強度が把握できる 1ヵ所の改良影響が広い	- 工費が高い - 排泥処理が必要 - 周辺地盤への影響が大きい	△

攪拌混合工法	特殊なアースオーガーで地盤を攪拌、注入液にて固結体を造る	・営業近接施工が可能 ・排土が少ない	・工費が高い(改良長1m当たり10,000~15,000) ・固結柱を多く必要とする	△
抑止杭工法	既製杭を打設し、摩擦杭として沈下抑制を行う	・パイルネット工法を併用できる ・施工が比較的容易 ・営業線近接施工が可能	・杭長が長くなると材料入手が困難	○

検討結果より、既製杭打ち工法を採用することとした。

ここで用いた「杭」とは、支持層まで打ち込む完全支持杭でも中間支持層で止める不完全支持杭でもなく、周辺支持力に期待する摩擦杭であり、地盤改良と同義の沈下抑止杭と考えた。

沈下抑止杭の杭長、杭径、杭配置は、構造物沈下量を30cmと決めた上で、ネガティブフリクション及びポジティブフリクションを考慮して決定した。

沈下抑止杭の配置及び種別について、図3-6-2に示す。

杭は、太い径のものを少数打ち込むのではなく、細い径のものを多数打ち込むことにより群杭効果の発揮を期待している。また、杭種については一般的に入手が可能であり、しかも他の杭（SC、RC、PC）に比べて安価であるPHC杭を採用している。

図から判るように、沈下抑止杭は地盤構成に合わせて杭長を変えており、B2はB1（L=40m）からB3への緩衝区間として杭長を階段状に配置した。

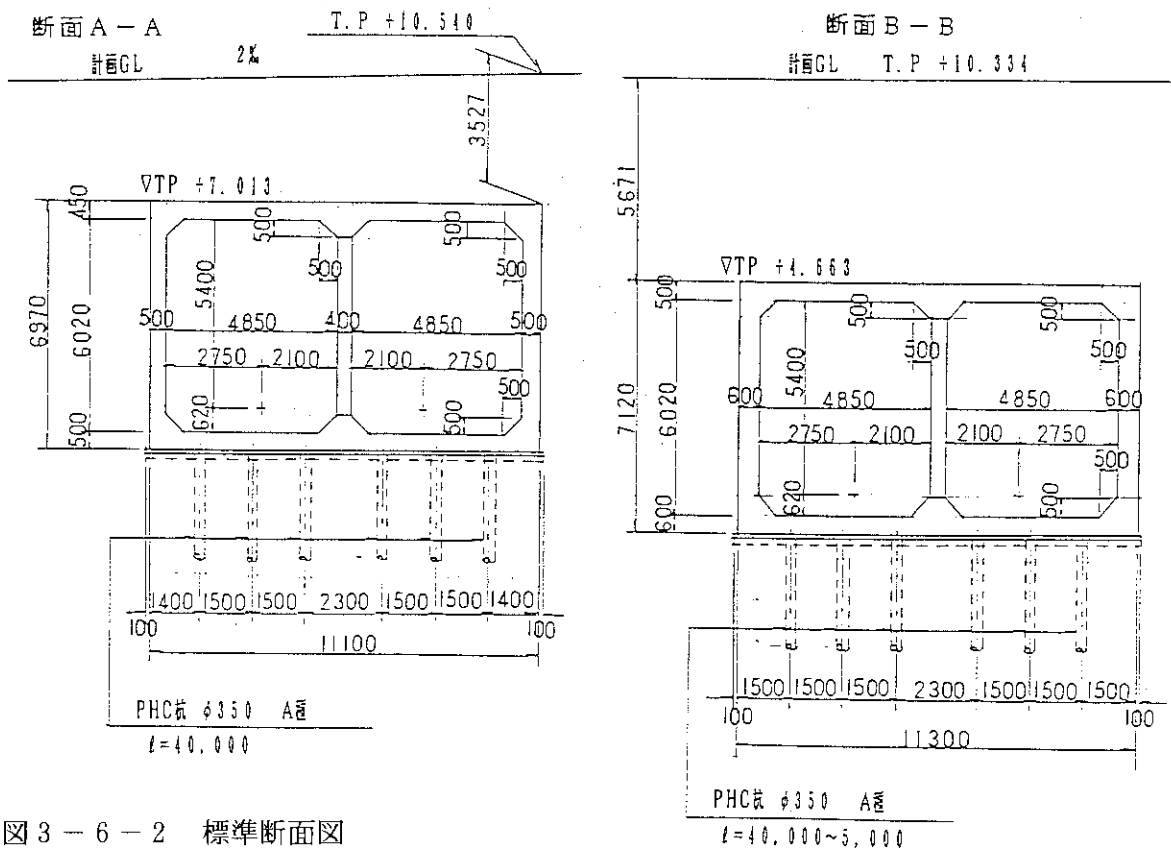


図3-6-2 標準断面図

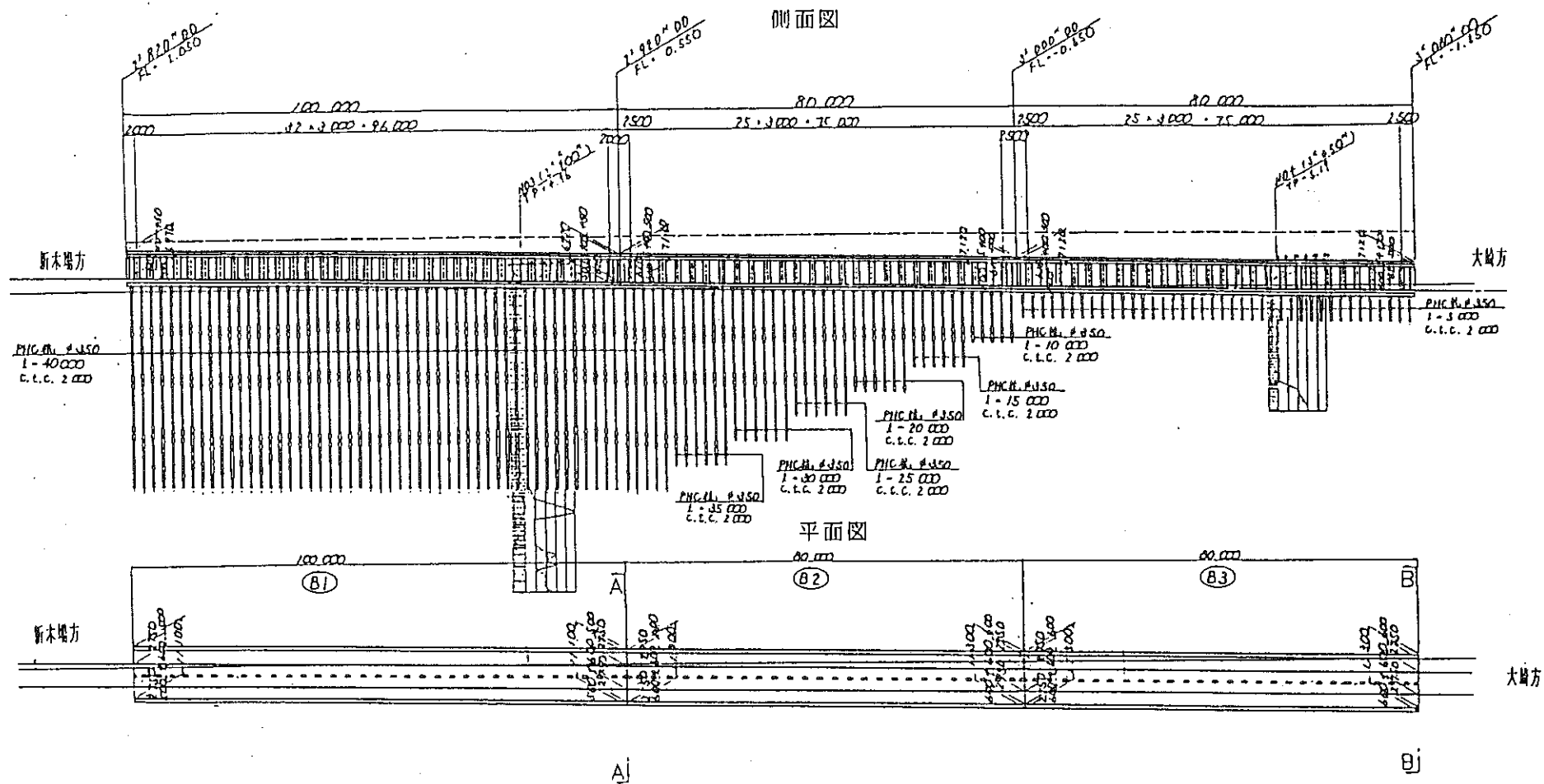


図 3 - 6 - 3 沈下抑止杭の配置及び種別

③ 継手工

継手部のせん断力の検討は、下記のように行った。

盛土による圧密沈下に考慮して、トンネル構造物を弾性支承上の梁にモデル化する。

構造物は圧密沈下に追従するとして、盛土荷重（P）と圧密沈下（ δ ）により、地盤の鉛直バネ（K）を下記のように定める。

$$K = P / \delta$$

抑止杭と生石灰杭による地盤改良を考慮し、圧密沈下量として計算する。

図3-6-3にトンネル位置での地盤沈下曲線を示す。

継手は、可とう継手を考え、基本的にはせん断力を伝え、曲げ応力は伝達しない構造（ピン結合）とする。

継手部のせん断力の検討

〔U型よう壁～トンネル坑口部〕

2K777m～3K080mの弾性支持梁にて検討する。

〔トンネル接続部〕

2K820m～3K402mの弾性支持梁にて検討する。

検討の結果、2K820m、2k920m、3k000m、3k080mの4ヵ所に継手工を設ける。

図3-6-4にせん断力図を示す。

なお、継手部にはスリップバー（ $\phi 25$ L=1,000m）を配置して対応する。

2K820mでは、壁側0.5m、下床版1.0m間隔、その他トンネル部は、0.5m間隔で配置する。

図3-6-5に継手工詳細図を示す。

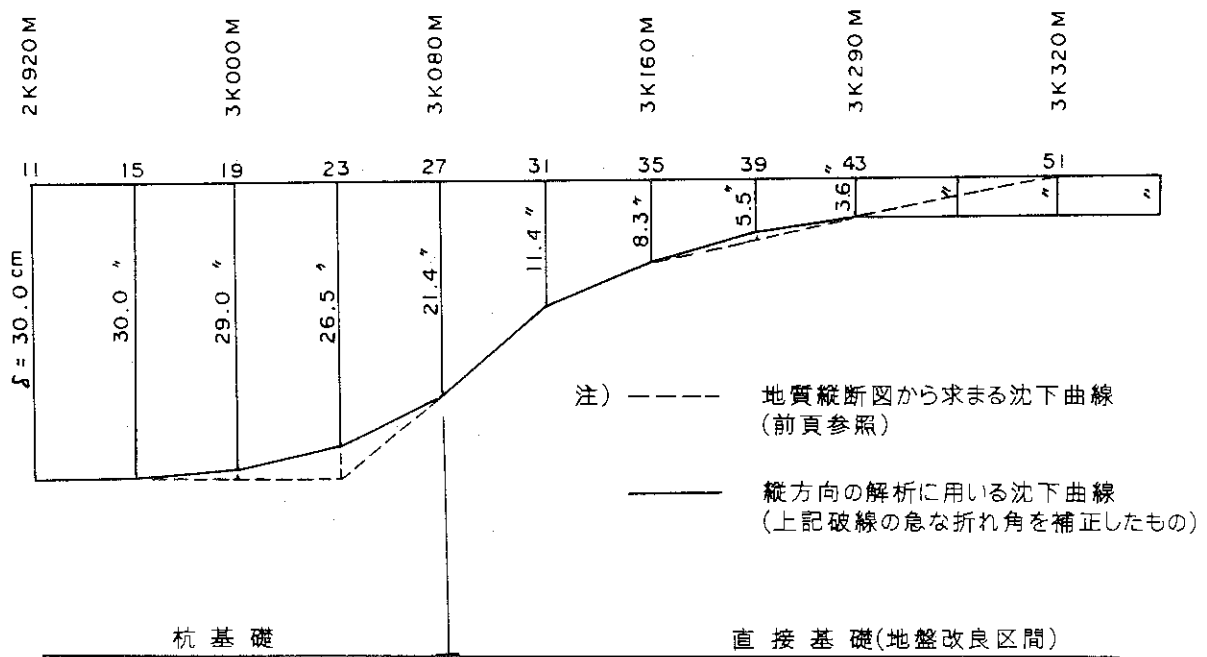


図3-6-6 地盤沈下曲線図

3 施 工

箱型トンネルは、2Km820m00 ～3Km080m00 間を新設した。なお、トンネル入口部にポンプ室を設けて明かり区間の雨水を集水し、都の雨水枡に排出している。

また、U型よう壁との取り合い部並びに箱型トンネルの2Km920m00、3Km000m00 及び3Km080m00の位置に接合工を設けている。

表3-6-2に工事の主要数量を示す。

表3-6-3 主 要 数 量

工 事 種 類	単位	数 量	工 事 種 類	単位	数 量
〔トンネル〕			く体鉄筋コンクリート	m ³	5,586.7
工事用通路	式	1	防水工	m ²	6,391.0
防護堀 (H = 3.0m)	m	1,146.5	保護コンクリート	m ³	369.1
基礎杭 φ = 35cm	本	780	外鉄筋コンクリート	m ³	209.9
鋼矢板Ⅲ、Ⅳ型	m ²	6,675.6	接合工	箇所	4
中間杭	本	84	埋戻し	m ³	2,579.9
仮土留支保工	式	1	土砂運搬	m ³	3,000.0
開 削	m ³	19,000			
土捨て	m ³	19,000			

ア. 準備工

① 工事現場の周囲に防護堀 (H = 3.0m) を設置して第3者の安全に配慮するとともに、防護堀に彩色し、建設現場のイメージアップを画った。

② 工事用通路は、軟弱な埋戻し土のため、路床にセメント系固化材 (アサノクリーンセットCS-10) による安定処理を行った。

目標強度はTL-20荷重を対象に、固化材の添加量を改良土1m³当たり75Kg、改良深60cmとし、その上に碎石30cmを散布、転圧後、5cmのアスファルト舗装を行った。

イ. 支障物撤去・表層改良

当工区での試掘の結果、地表より4m付近まで支障物の存在が確認された。

このため、掘削箇所全域にわたりスケルトンバケット付バックホーにより支障物点在深さまで掘り起こし、ガラ等の支障物を撤去した。

開削範囲内は、ガラ等を篩分けした軟弱な埋戻し土であり、杭打設・地盤改良等の機械施工に必要な地耐力が不足するため、表層をセメント系固化材で安定処理を行った。

施工は、袋詰め改良材を散布してバックホーにより攪拌混合し、ブルドーザーにより整地後、タイヤローラーにて転圧した。固化材の添加量は、改良土1m³当たり110Kg、改良深さは1.4mとした。

ウ. 基礎杭打設工

打設は、PHCパイロφ350、L=40m～5m n=546set+270本を油圧ハンマー（ラム重7t級）により施工した。

また、機械は三点支持式杭打機D-508級を2機使用した。

エ. 仮土留工・中間杭

鋼矢板（Ⅲ、Ⅳ型）及びH鋼はバイプロ（LSV-60）工法にて施工した。

また、打設した国道側の鋼矢板は、引き抜きによる周辺地盤（国道）への影響を考慮して存置することとした。

オ. 開削工・仮土留支保工

一次掘削はGL-3.0mまでとし、バックホーによりダンプに直積みとした。

なお、一次掘削底面まで完了後、速やかに支保工の取付を行い、地山の緩み等を極力抑えることとした。架設はトラッククレーンを使用し、腹起こしと鋼矢板との間は、土圧が均等にかかるよう、間詰めコンクリートを施工した。

二次掘削は、GL-3.0mから床付けまでをクラムシェルにより行った。

カ. 土捨

土捨は、臨海副都心開発エリア内で処理するという原則の基に、東京都作成の「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、臨海副都心地域内に設けた財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬出した。

なお、埠頭公社では残土の受入れについて基準を設けており、トンネル部の掘削深1.5～5.1m付近のシルト質土は含水比83.1%と非常に高く、基準を越えており、現地に仮置きして改良材を添加（50Kg/m³）し、残土置場へ搬出した。

また、平成5年1月には臨海副都心開発の基盤整備事業工事からの残土搬出と競合したため、一般車を含めた交通渋滞が生じて問題となり、一時期、残土の搬出に苦労した。

キ. 変状調査

本工区は国道357号と近接並行しており、建設省と協議の結果、道路周辺の沈下測定等を行うこととし、歩道、車道端部等に基準鉤を設け、定期的に観測したほか、観測井を設けて地下水の調査も定期的に行った。

ク. く体構築

く体構築は、トンネル延長260.0mを13ブロックに分割し、順次切梁を撤去しながら行った。コンクリート打設は、下床版・側壁下部、中柱ハンチ・中柱・側壁上部、上床版の4回打設とした。

ケ. 埋戻し工

埋戻し土は、土捨と同様に臨海副都心地域内に設けた財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場から搬入した。

搬入土については、あらかじめ土質試験を実施し、セメント系固化材を1m³当たり50Kg添加した。

コ. 後片付け工他

工事用通路は、軌道工事で使用するため存置した。また、国道357号の歩道部にクラック等の変状が生じたため、建設省と協議を行い、補修を行った。

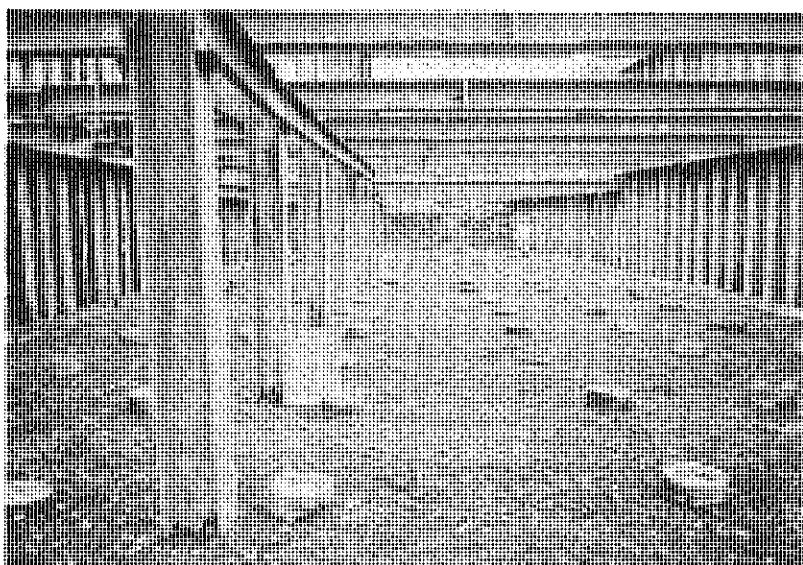


写真 3 - 6 - 1 有明 T - 1 掘削完了



写真 3 - 6 - 2 有明 T - 1 掘削全景

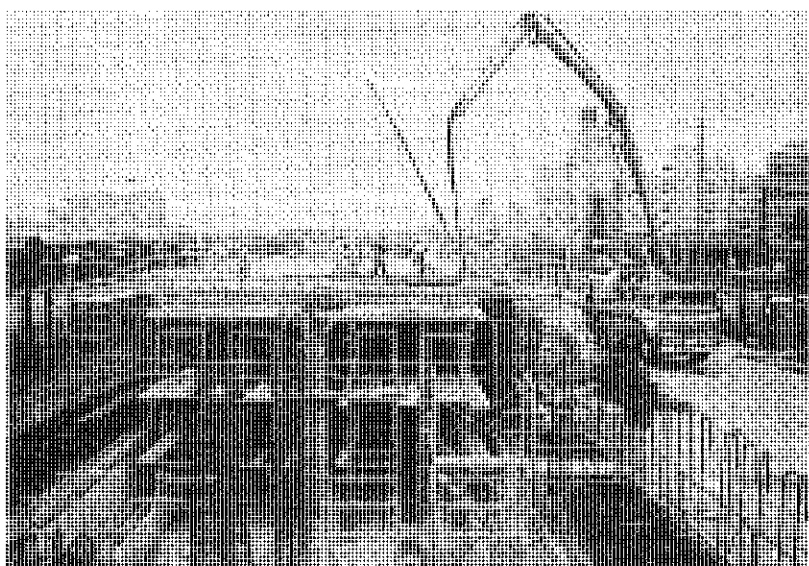


写真 3 - 6 - 3 有明T-1床版コンクリート打設

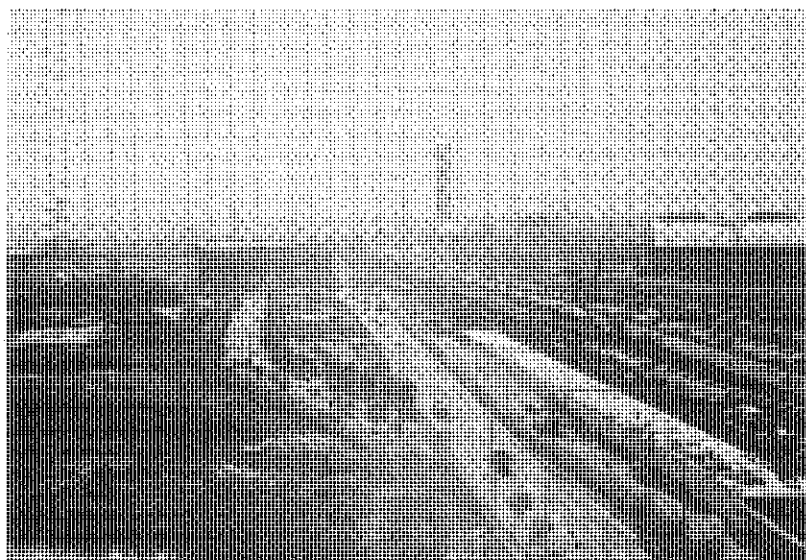


写真 3 - 6 - 4 有明T-1ボックストンネル全景

第4節 有明トンネル第2

1 概要

この工事は、新木場起点3Km080m0～3Km400m7間、 $\ell=320\text{m}$ 7の有明トンネル第2工区の構築工事である。

路線は、国道357号に近接・並行しており、また3Km376m付近では都道有明線と交差し道路中央に設置されている東京臨海新交通臨海線（新交通システム）の橋脚に1.8mと近接する。施工は、これらの近接する施設への影響を極力抑制し、安全性を確保するため、掘削内の軟弱な地盤を改良して補強するとともに、計測による管理を行った。

また、当該地区は、将来開発計画として現地盤高より約5mの盛土が計画されているため本構造物の内空はこれに伴う圧密沈下対策として最大20cm、断面を拡大している。

表3-6-7に工事の概要図を示す。

工事の契約は、仮設工から開さく・土留支保工、及びく体構築から埋戻しまでの2分割として行った。表3-6-4に工事の契約概要を示す。

表3-6-4 工事の契約概要

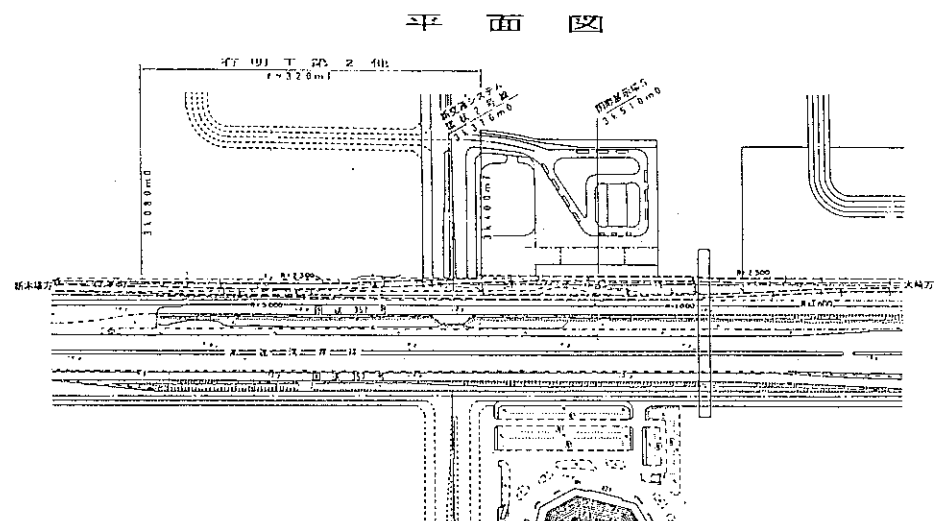
契約番号 件名		東支3第51号 臨海、有明T第2他	東支4第58号 臨海、有明T第2他2
期 限	契 約	平成4年 3月25日	平成5年 3月 1日
	着 手	平成4年 3月26日	平成5年 3月 2日
	当初しゅん功	平成5年 5月25日	平成6年10月 1日
	しゅん功	平成5年10月19日	平成6年 9月30日
請負金額 〔当初〕 〔しゅん功〕		650,960,000円 1,241,184,199円	929,575,000円 1,003,314,870円
請 負 者		前田、フジタ JV	

2 設計

(1) 箱型トンネル

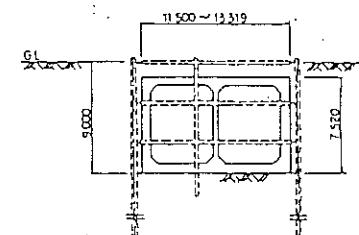
トンネルは、次の条件を考慮して設計している。

- ①地盤は耐震設計上、特殊地盤に属し、地震時応答解析を行う。
- ②線路方向の検討。
- ③浮き上がりに対する検討（HWL + TP2.35m）。
- ④当該地区は、将来盛土計画がある。
- ⑤駅構造物と並行している国道357号の将来計画に、現地盤高さより最大約6mの高上がりがあり、その構造形式によっては、本構造物に偏土圧として影響する。
- ⑥3k376m付近で交差近接する新交通基礎への影響に配慮する
（地盤改良及び、計測計画）。
- ⑦地震時に液状化の可能性の地質（As-2）がある。（仮土留の残置）。
- ⑧防水性に配慮する（防水工、クラック防止に一部膨張コンクリート使用）。
- ⑨工期短縮に配慮する。

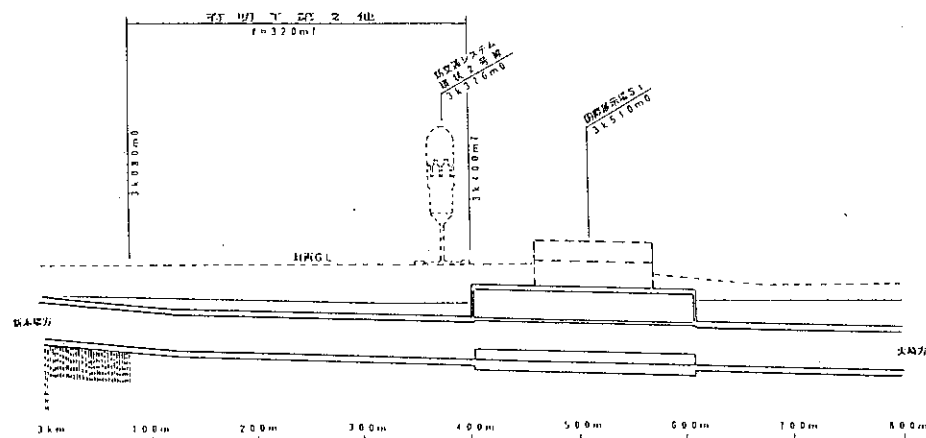


断面图

(一般部)



縦断面图



(新交通部)

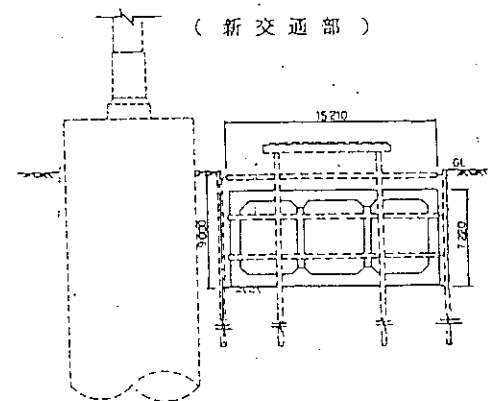


图3-6-7 工事概略图

(2) 仮土留・地盤改良

仮土留・地盤改良は、次の条件を考慮して設計している。

- ①開さく範囲は軟弱地盤であり、土留の変位防止、トラフィカビリティの確保に配慮する（地盤改良工法の選定一般部：生石灰杭 新交通近接部：深層混合処理工法）。
- ②近接、並行する国道357号線の許容沈下量は協議の結果、30mmとしている。
- ③3k376m付近で交差近接する新交通基礎の許容変位量（支承部）を10mmとしている。
- ④掘削底面の安定性の検討結果から「盤膨れ」が危惧される。
- ⑤地震時に液状化の可能性の地質(As-2)がある。
- ⑥仮土留の残置の検討（仮土留引き抜きによる近接国道への影響軽減、過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みを遮断することによる液状化防止対策、及び将来盛土計画に対する周辺圧密沈下による構造物への影響の軽減）。
- ⑦く体と仮土留の離隔の検討（構造物の配筋に支障しない範囲まで仮土留を離し、コンクリートを直打とする。掘削及び型枠作業量の減少により工期短縮が図れる）

3 施 工

表3—6—5に工事の主要数量を示す。

表3—6—5 主 要 数 量

そ の 1 工 事			そ の 2 工 事		
工 事 種 類	単 位	数 量	工 事 種 類	単 位	数 量
工 事 用 通 路	式	1	防 護 堀 て っ 去	m	591
防 護 堀 H=3.0m	m	591	く 体 RC (プレ-コン)	m ³	6,321
支 承 物 て っ 去	式	1	〃 (鉄-コン)	〃	2,942
表 層 改 良 工	〃	1	防 水 工	m ²	8,172
鋼 矢 板 Ⅲ ～ V ₁	m ²	13,644	中 間 く い て っ 去	本	148
中 間 く い 10 ～ 19m	本	148	仮 設 栈 橋 て っ 去	式	1
地 盤 改 良 (CP)	m	19,139	仮 土 留 支 保 工 て っ 去	式	1
仮 設 栈 橋	式	1	計 測	〃	1
開 さ く	m ³	37,927			
仮 土 留 支 保 工	式	1			
土 捨 (CDM 盛土りむ)	m ³	38,586			
新 交 通 基 礎 防 護	式	1			

(1) 施工順序

図3-6-9に施工順序、図3-6-8に標準断面図を示す。

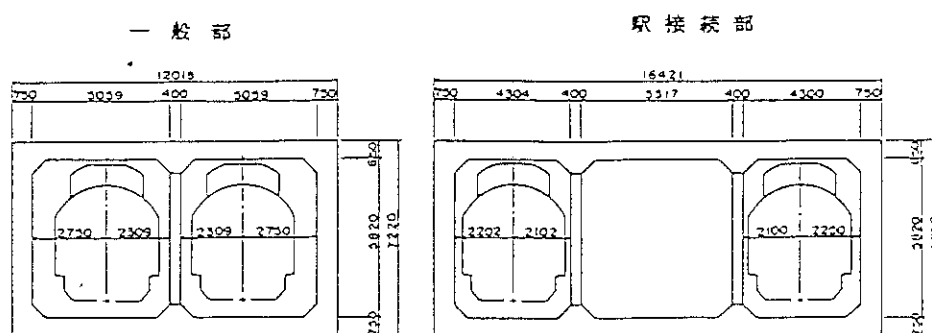


図3-6-8 標準断面図

ア 準備工

本工事に先立ち工事用車両、資材の迅速な搬入出のための工事用通路、また、環境保全のための防護塀の施工を行った。防護塀には、彩色を施し、建設現場のイメージアップを目指した。

工事用通路は、軟弱な埋戻し土のため、あらかじめ地耐力試験を実施した。その結果、地耐力が不足したため、セメント系固化材による路床の安定処理を行った。目標強度は、TL-20 荷重に耐えられるものとし、固化材の添加量は、改良土 1^m当り70kg、改良深さは、0.5mとした。

イ 支障物てっ去・表層改良

当該地区の埋め土には、近隣する工事の実状から、土砂のみでなくコンクリートガラ、建設廃材等が混入している可能性があった。

当工区でも試掘の結果、地表より最大 7m 付近まで支障物の存在が確認され、次の段階で施工する山留工、地盤改良、中間杭等の工事に支障するため、これらの支障物のてっ去を行った。

施工は、バックホウ 0.7^m級で掘削し、スケルトンバケット付バックホウ 0.7^m級でガラ等の選別を行った。

発生した支障物には、コンクリートガラの他に多量の廃プラスチック類、金属クズ、ゴムクズ等の廃棄物が含まれており、これらの廃棄物は約 3,500^m、コンクリートガラは約 1,500^mであった。このうち、コンクリートガラはバックホウ（ニブラ付）で細かく破砕して場内で再利用し、その他の廃棄物は、東京臨海高速鉄道(株)、港湾局及び清掃局と協議のうえ、中央防波堤外側に産業廃棄物として処理した。

写真3-6-〇～〇に産業廃棄物発生状況の写真を示す。

開さく範囲内の地表面は、前述のように軟弱な埋戻し土であり、地盤改良等の機械施工に必要な地耐力が不足していたため、開さく範囲内の表層をセメント系固化材で安定処理を行った。目標強度は、40t/^mの重機荷重に耐えられるものとし、固化材の添加量は改良土 1^m当り 110kg、改良深さは1.5mとした。

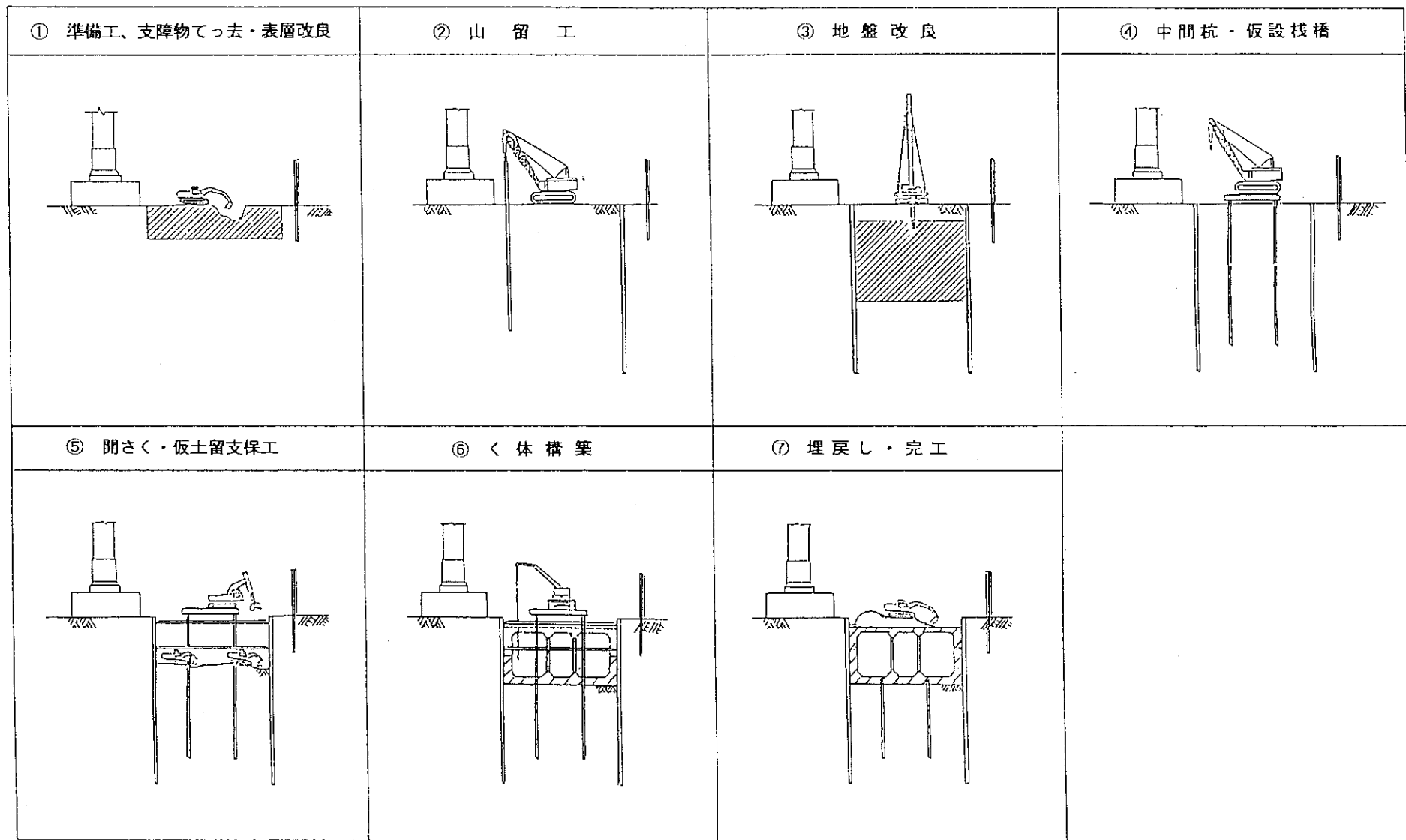


図3-6-9 施工順序図

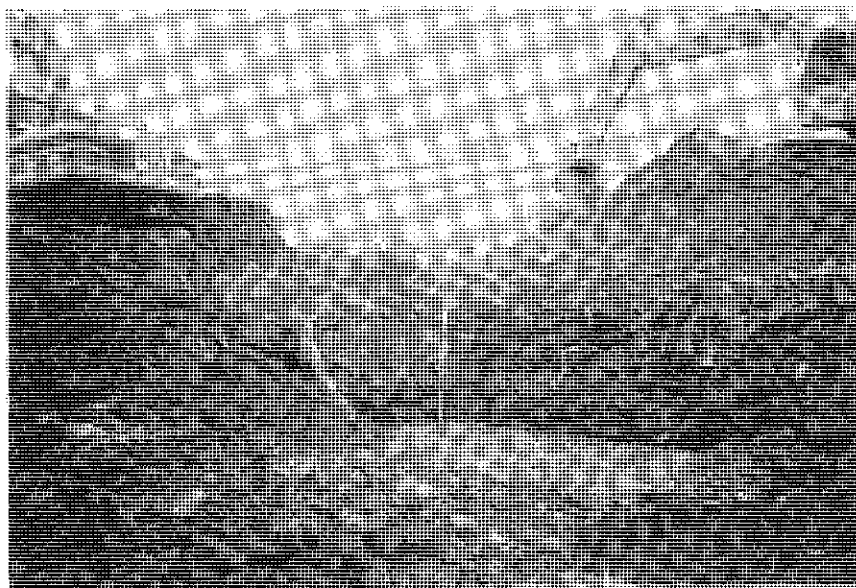


写真 3 - 6 - 5 (a) 廃棄物発生状況

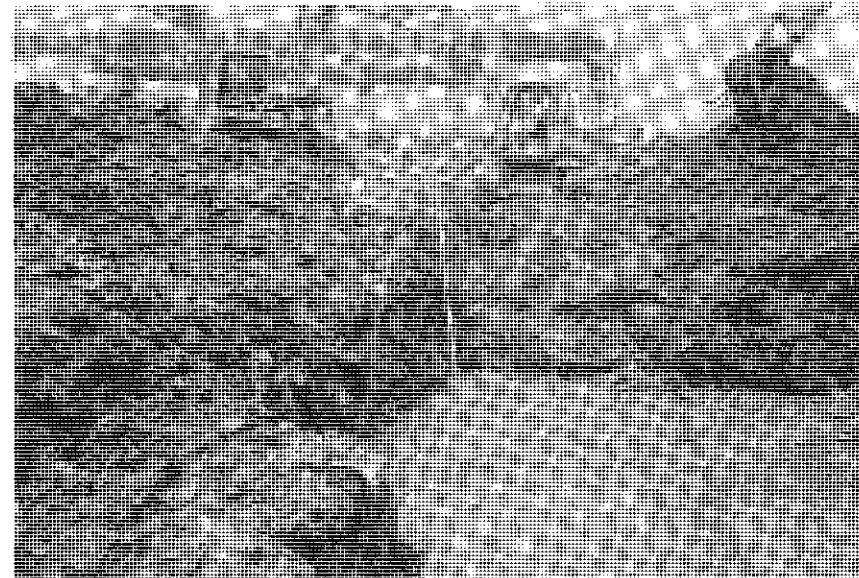


写真 3 - 6 - 5 (b) 廃棄物発生状況

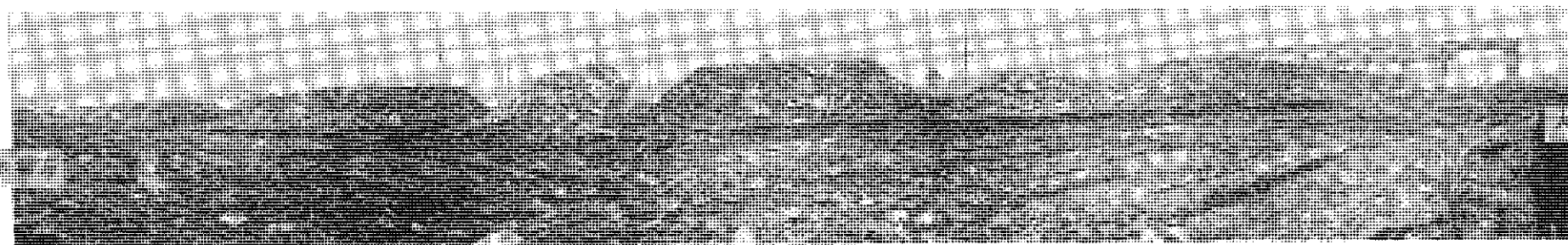


写真 3 - 6 - 6 発生廃棄物集積状況全景

ウ 山留工

鋼矢板は、掘さく深さによりⅢ型、Ⅳ型及びⅤL型を使用し、杭打機（クローラクレーン 80t 級）でバイプロハンマーとウォータージェットカッターを併用して施工した。鋼矢板長さは、掘削底面の「盤膨れ」対策として被圧地下水層を突き抜ける長さ $l=22.0\text{m}$ とした。また、打設した鋼矢板は、液状化対策と、引き抜きによる周辺地盤への影響を考慮して残置することとした。

エ 地盤改良

地盤改良は、一般部と新交通近接部でその改良目的により工法を変えている。
表 3—6—6 に改良目的及び工法を、図 3—6—3 に断面を示す。

表 3—6—6 地盤改良の目的及び工法

	一 般 部	新 交 通 近 接 部
目 的	掘削時のトラフィカビリティの確保 受動土圧の増加による仮土留の変位の通減 近接構造物への影響通減	
工 法	生石灰杭工法 (CP)	深層混合処理工法 (CDM) 補助 高速噴射攪拌工法 (JSG)

(ア) 一般部

一般部の地盤改良は、トラフィカビリティの確保と仮土留の変位の通減のため、改良効果及び経済性等から生石灰杭工法（ケミコパイル $\phi 400$ ）とした。

打設間隔の設定は、土性値が類似する隣接工区での試験施工結果等を参考に、ピッチ $1.4\text{m} \times 1.4\text{m}$ として施工した。

施工は、直結三点式ケミコパイル打設機により地盤中に圧入し、強度は $\tau=0.5\text{kg}/\text{cm}^2$ （平均地盤強度）、固化材の添加は、生石灰改良柱 1m 当り 163kg で行った。

強度の確認は、コアボーリングにより採取した供試体により行ったが、いずれも条件を満足していた。

(イ) 新交通近接部

新交通近接部の地盤改良は、既に施工されている新交通の基礎及び桁等の施設に悪影響を与えないよう変位を極力通減させる必要があり、工法選定にあたっては、改良効果、施工性及び経済性の検討を行い、深層混合処理工法（CDM）とした。

この工法は、地中にセメントミルクを吐出しながら軟弱土と攪拌混合し、固化体を造成する工法である。

改良強度は、その目的から掘削底面以深と掘削範囲内を区分し、掘削底面以深を仮土留の変位通減のため $q_u = 6\text{kg}/\text{cm}^2$ 、また、掘削範囲内をトラフィカビリティの確保と仮土留の変位の通減のため $q_u = 2\text{kg}/\text{cm}^2$ とし、同工法で深さにより改良材の配合を変えて行った。

山留工周辺は、深層混合処理機の攪拌翼が山留工にあたるため施工が不可能なことから、補助工法として高速噴射攪拌工法（JSG）により行った。

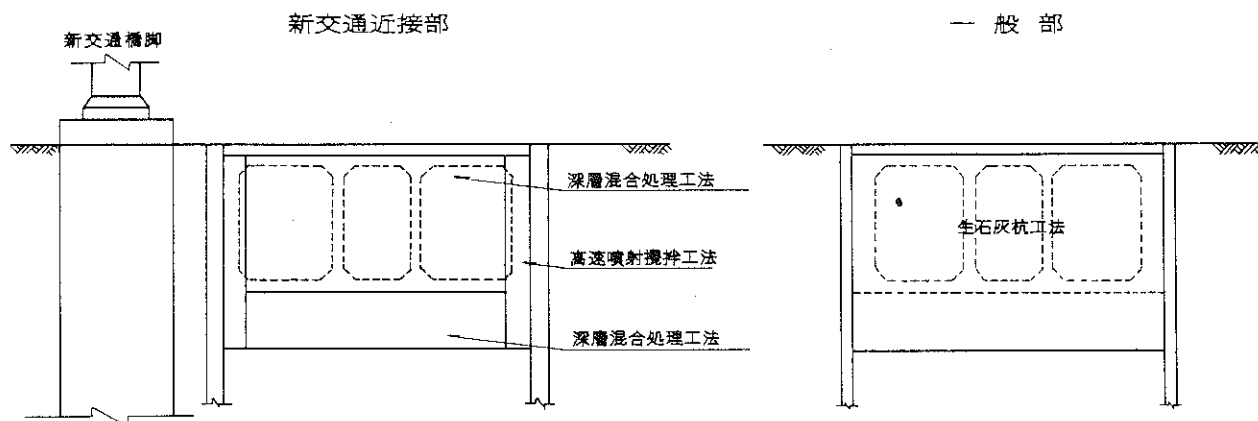


図 3—6—10 地盤改良断面図

改良径、強度、固化材の種類等は、表 3—6—7 のとおりである。なお、改良材の添加量は、室内試験により決定した。強度の確認は、コアボーリングにより採取した供試体により行い、いずれも条件を満足していた。

表 3—6—7 新交通部地盤改良諸元

工 法 別	改良径 (m)	改良強度 (kg/㎡)	固化材の種類	改良材添加量 kg
(掘削底面以深) 深層混合処理工法 (掘削範囲内)	1.0	$q_u = 6$	高炉セメント B 種	改良地山 1㎡当り 140 (W140)
		$q_u = 2$		—#— 95 (W 95)
高速噴射攪拌工法	2.0	$q_u = 10$		改良材 1㎡当り 760 (W740 混12)

オ 中間くい・仮設栈橋

中間くい、仮設栈橋の施工は、地盤改良の影響による変形を避けるため地盤改良の施工後行うこととし、三点式杭打機でオーガー穿孔し、クローラクレーン(50t級)にてバイプロハンマーを使用して行った。

カ 開さく・仮土留支保工

開さくは、1次～4次及び床付掘削の5段階で行った。

一般部の掘削は、生石灰杭で改良した地山をバックホウ及びクラムシェルにより行った。

新交通近接部の掘削は、新交通構造物への影響を与えないようセメント系による地盤改良を行ったため、掘削内の改良強度がCDM で4～5.5kg/㎡であり、また、JSG では39～41kg/㎡となった。このため、掘削機械はバックホウのみでの施工は困難であったため、補助機械としてブレーカ付バックホウを使用した。

表 3—6—5 に使用機械を示す。

表 3—6—8 掘削機械一覧

掘削順次	使 用 機 械
1 次	バックホウ 0.7級 0.2級
2 次	バックホウ 0.7級 0.4級
3 次	パイプクラム 0.8級 バックホウ0.25級
4 次	パイプクラム 0.8級 バックホウ0.4・0.2 級
床 付	人 力

土捨ては、臨海副都心開発エリア内で処理することとしており、「臨海副都心地域での残土要領」（東京都）により、臨海副都心地域内（中央防波堤内地を含む）に設けた(財)東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬出した。なお、平成5年以降は、臨海副都心開発の基盤整備事業による他企業の工事と競合し搬出に支障が出たため、一部（約7,00㎡）については、大田区城南島（(財)東京港埠頭公社管理）への搬出を行った。

仮土留支保工の設置は、土留の変位を極力抑えるため、各段とも設置前の掘削は切梁下端から0.5mとし、計算上変位の大きくなる1・2段には油圧ジャッキを使用してプレロードを加えた。新交通近接部は、油圧ジャッキの使用によるプレロードを1～3段で行った。

架設機械には、クローラークレーン30t 級とラフタークレーン20t 級を併用した。

キ く体構築

く体構築は、工区延長320.7mを15ブロックに分割し、順次切梁をてっ去しながら行った。

防水工は、く体上下面を防水シートt=3.2mm で施工し、側部は鋼矢板を残置することから、その遮水性に期待して鋼矢板とく体の間にく体コンクリートと同一配合のコンクリートを間詰めとして直打ちした。

ク 埋戻し

埋戻しは、構造物の側部は間詰めコンクリートの直打ちのため、トンネル上部のみの施工である。

埋戻し材料は、隣接工区に仮置きしていた開削発生土砂、及び一部現場内発生土を使用した。仮置きしていた土砂の一部に含水比が約60% に達するものがあり、そのまま使用することは施工上困難なため、試験施工に基づき、ブルドーザが走行可能な程度にセメント系固化材を添加し、安定処理を行って施工した。

埋戻し土の締固め度は、平板載荷試験法による K_{30} 値が30kg/㎡ 以上とした。

4 ひび割れ防止対策

地下構造物においてひび割れを防止することは、漏水、耐久性及び安全性から重要な課題となる。

本構造物のく体構築計画における、ひび割れ対策としては、以下に示す理由から側壁部に10m 程度の間隔でひび割れ誘発目地を設置し、制御するとともに、同箇所と打ち継ぎ目に止水板を設置して漏水の発生を防止することとしている。

- ・構造物のく体厚が大きいためコンクリートの水和熱によるひび割れ発生のおそれがあること。

- ・仮土留工を残置して間詰めコンクリートを直打ちすることから、仮土留工の凹凸などによりく体が拘束を受け、ひび割れの発生が すること。

しかし、当初設計に基づき施工したく体コンクリートに側壁部を中心として誘発目地以外の部分にもひび割れの発生が認められた。そこで、現状を調査し、データを収集するとともに、当面の対策として目地間隔、構造（欠損率）を改良した数ケースの案を選定し、試験施工を行ってその効果を調査検討した。

また 以降の施工分については抜本的なひび割れ制御対策として、次の事項について検討を行い、設計の見直しを行った。

①材料の検討

- ・超低発熱セメントの使用
- ・膨張性混和材の使用

②施工方法の検討

- ・誘発目地の改良（目地間隔、構造）
- ・パイプクーリングの採用
- ・1打設ブロックの検討

この結果、効果、施工性及び経済性を考慮して、施工途中より表3—6—〇に示す設計の変更を行った。

表3—6—9 ひび割れ制御対策

		当 初 設 計	変 更 設 計
数 量		6,321 m ³	2,942 m ³
配 合 (セメント)		高炉B種	高炉B種+膨張材 (水和熱抑制型)
設 計 (誘発目地)	間 隔	10m	5m
	断 面 欠損率	10~13 %	20 % 以上

5 計測管理（新交通近接部）

既設の新交通橋脚基礎に近接した施工となるため、施工の影響による変位を計測により監視して不測の事態を未然に防ぎ、施工の安全を確保することを目的に計測管理を行った。その管理項目を表3—6—9に示す。

表 3—6—10 計測管理項目

項 目		使 用 計 器	目 的	設置箇所
山留 支保工	山 留 壁	埋設型傾斜計	施工に伴う山留壁の 変形把握	1 か所
		挿入式傾斜計		1 か所
	切梁の応力・軸力	切 梁 軸 力 計	側圧の安定性確認	3 か所
	切 梁 の 温 度	切 梁 温 度 計	切梁の温度応力把握	1 か所
新交通 橋脚	橋脚傾斜（沈下）	固定式傾斜計	橋脚の傾斜把握	1 か所
	橋 脚 水 平 変 位	トランシット	橋脚の水平変位把握	1 か所
	橋 脚 沈 下	レ ベ ル	橋脚の沈下変位把握	4 か所
	橋脚側面地盤変位	挿入式傾斜計	橋脚の傾斜把握	1 か所

図 3—6—5 に計測機器配置図を示す。また、図 3—6—○～○に各計測の結果を示す。

計測の結果、新交通橋脚に取り付けた「橋脚傾斜計」、「橋脚水平変位」及び「橋脚沈下」の変位は些少で、工事による新交通橋脚への影響はほとんど無かった。

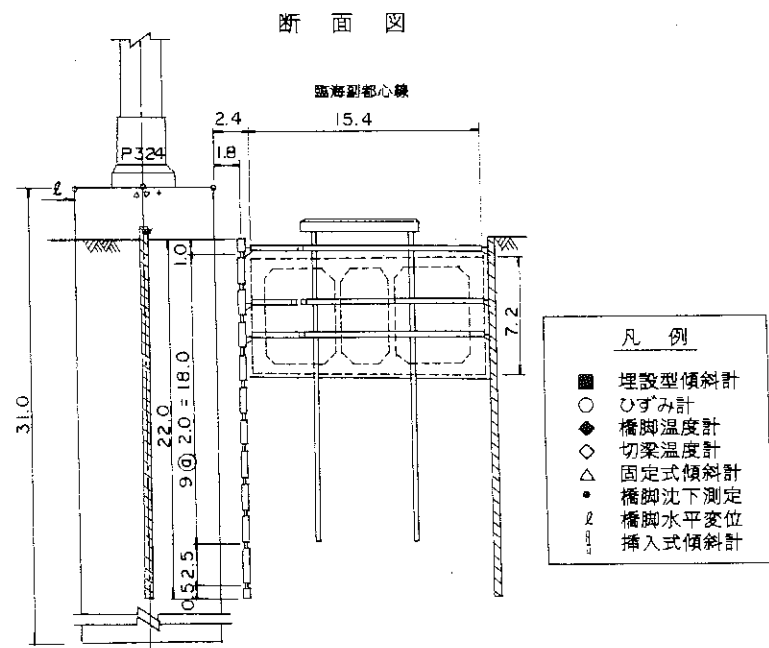
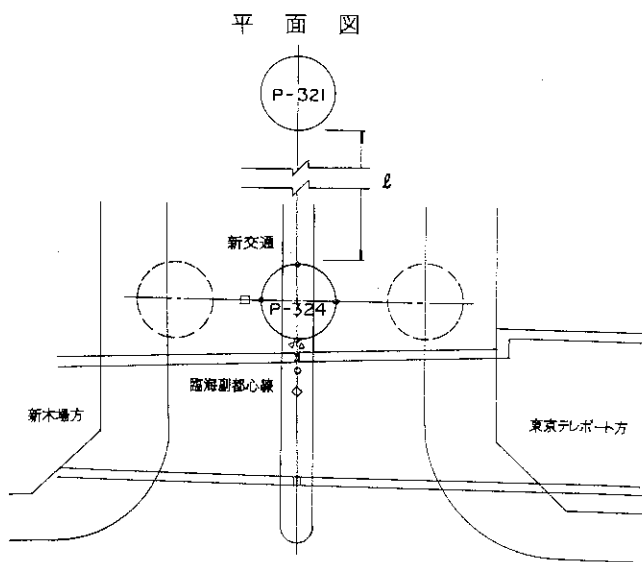
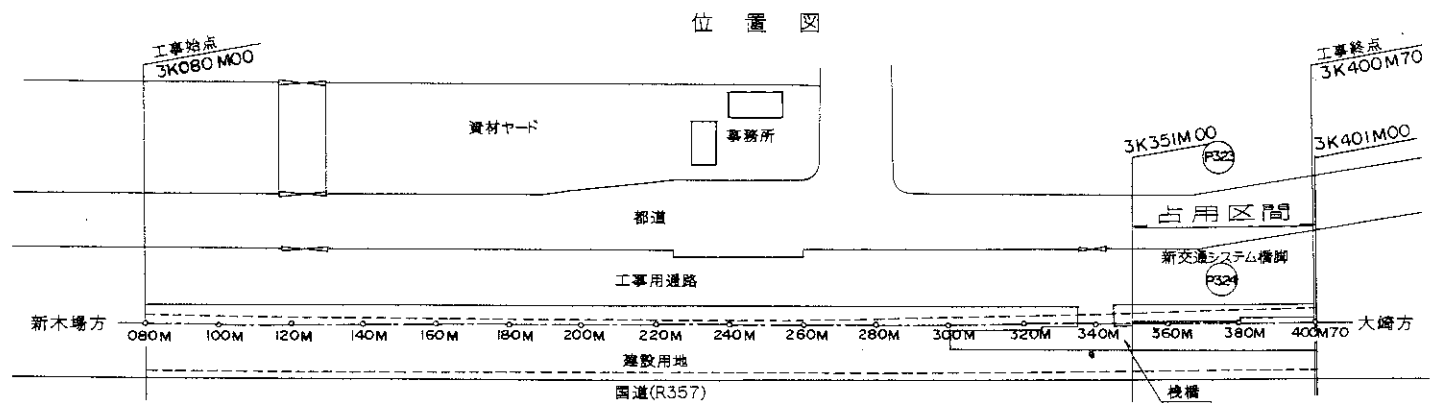


図 3 - 6 - 11 計測機器配置図

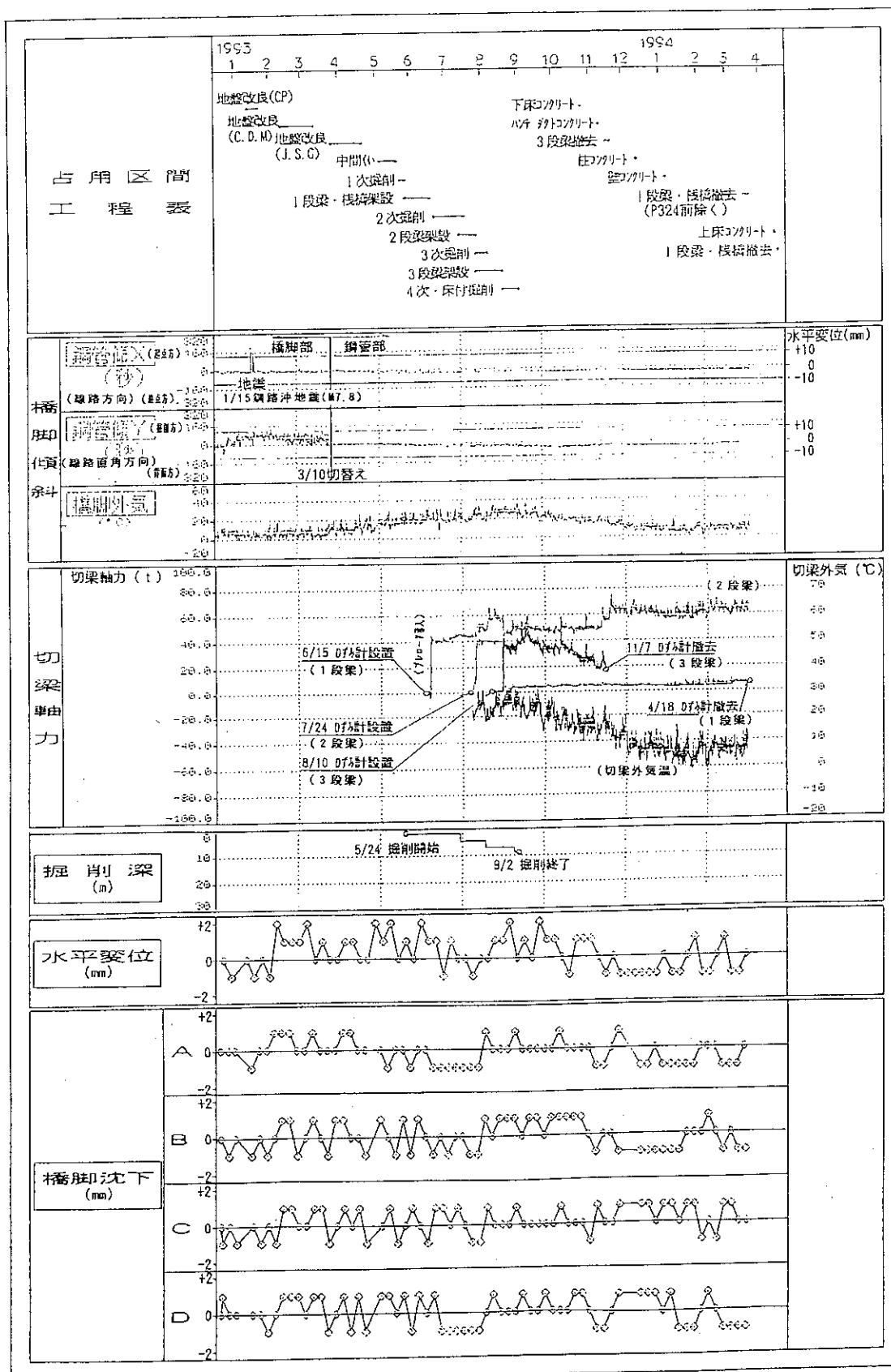
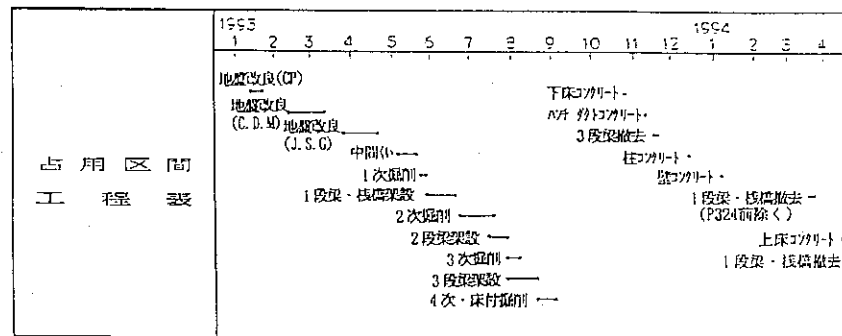
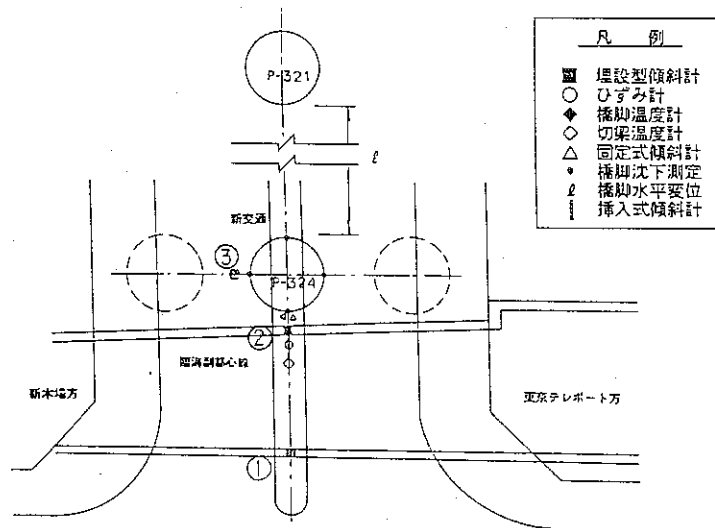


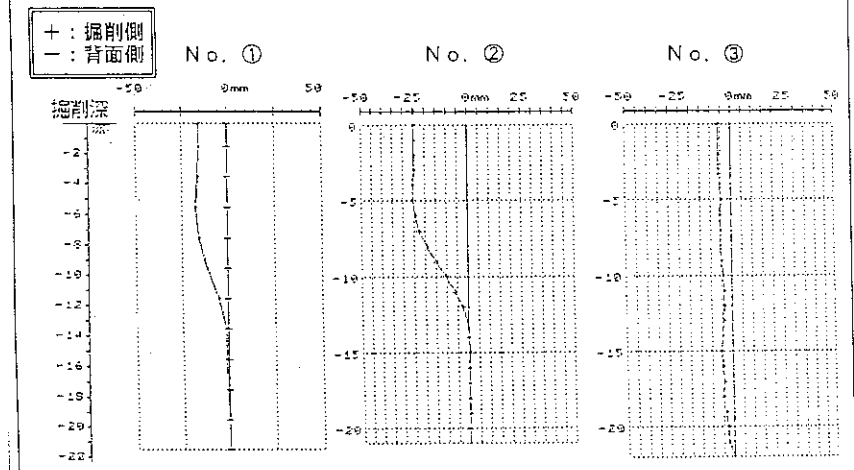
図 3 - 6 - 12 橋脚傾斜・切梁軸力・橋脚水平及び沈下経時変化図



平 面 図



1993年 3月10日 【地盤改良(C.D.M終了)】



1993年 6月17日 【1次掘削・1段梁・仮設橋架設終了】

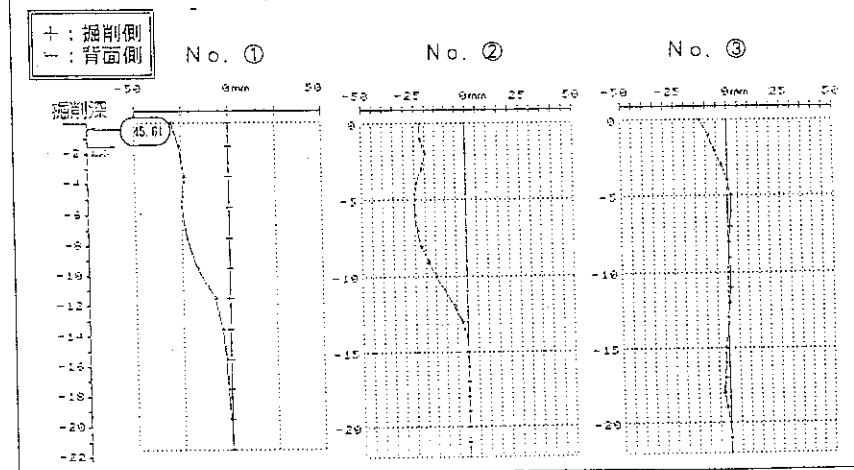


図 3 - 6 - 13 地中水平変位 経時変化図 (3の1)

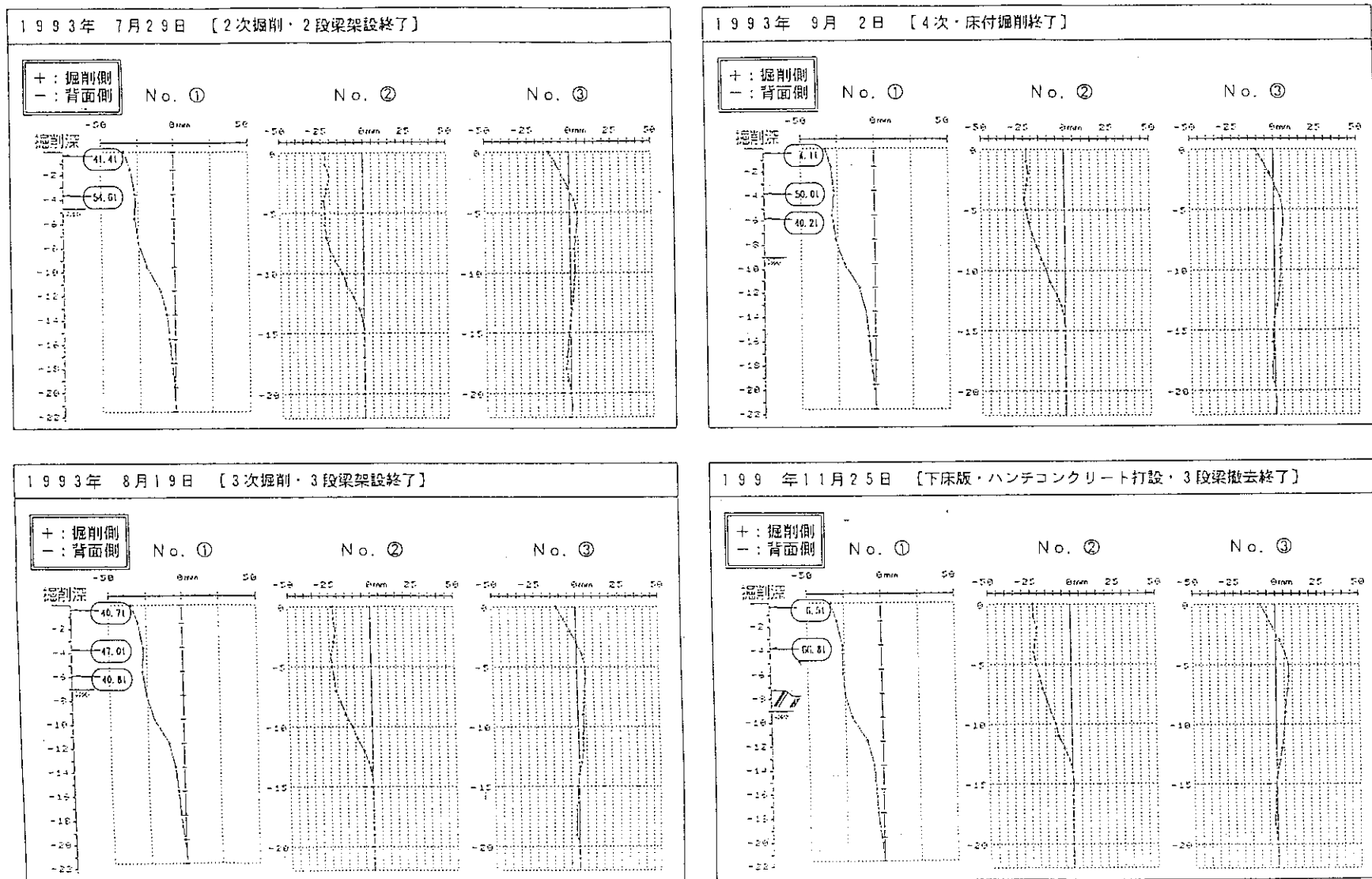


図3-6-14 地中水平変位 経時変化図(3の2)

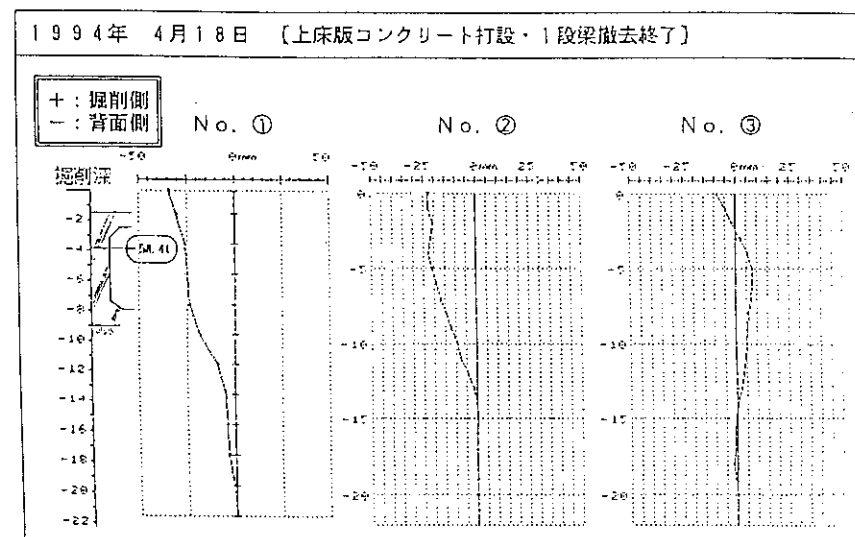
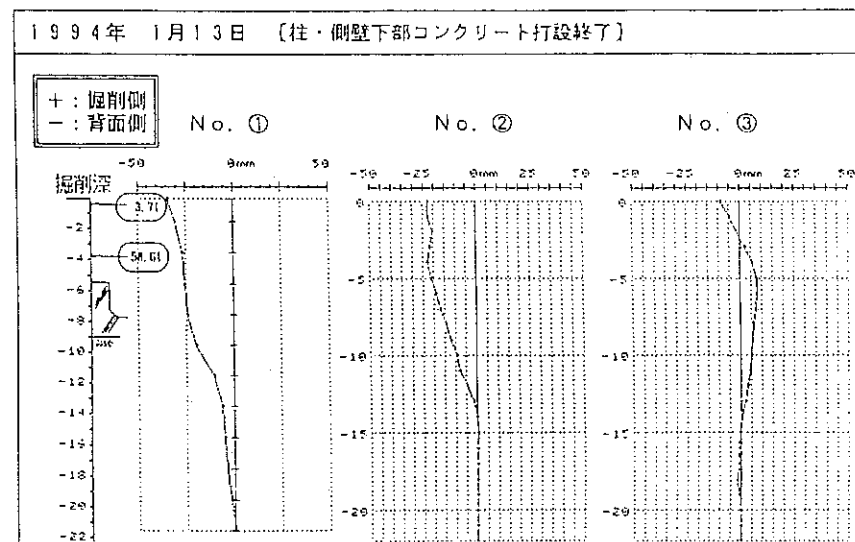


図3-6-15 地中水平変位 経時変化図(3の3)

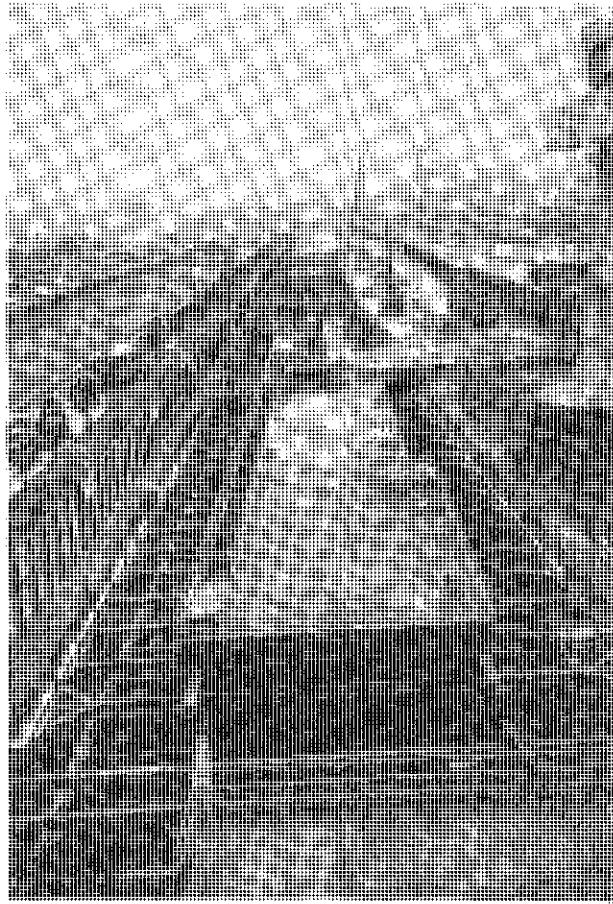


写真 3 - 6 - 7 有明T-2 開さく全景

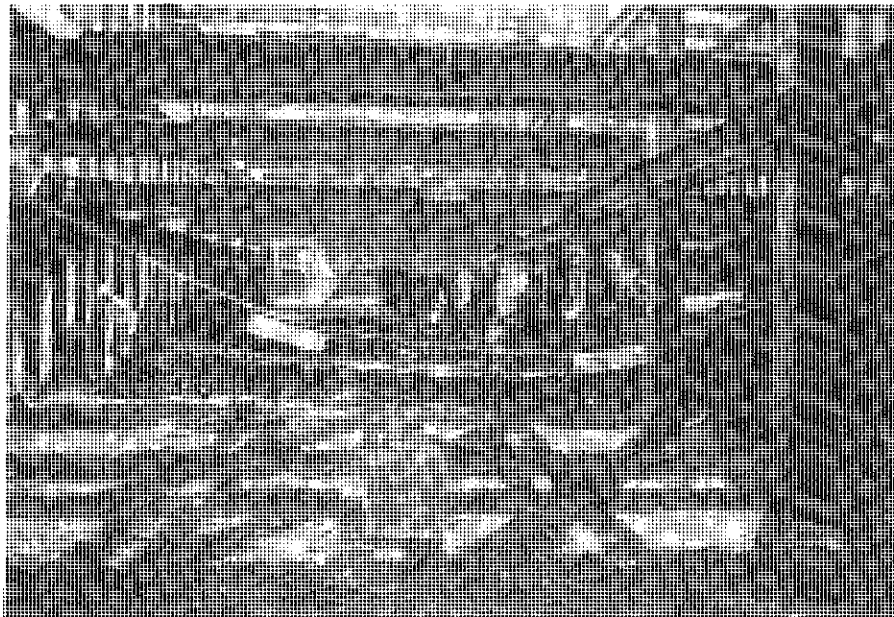


写真 3 - 6 - 8 有明T-2 開さく（坑内）

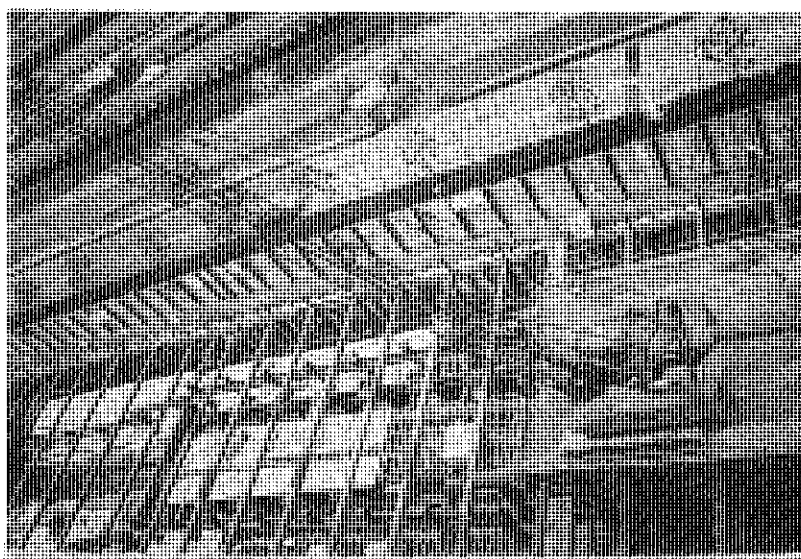


写真 3 - 6 - 9 有明 T - 2 く体構築 (上床)

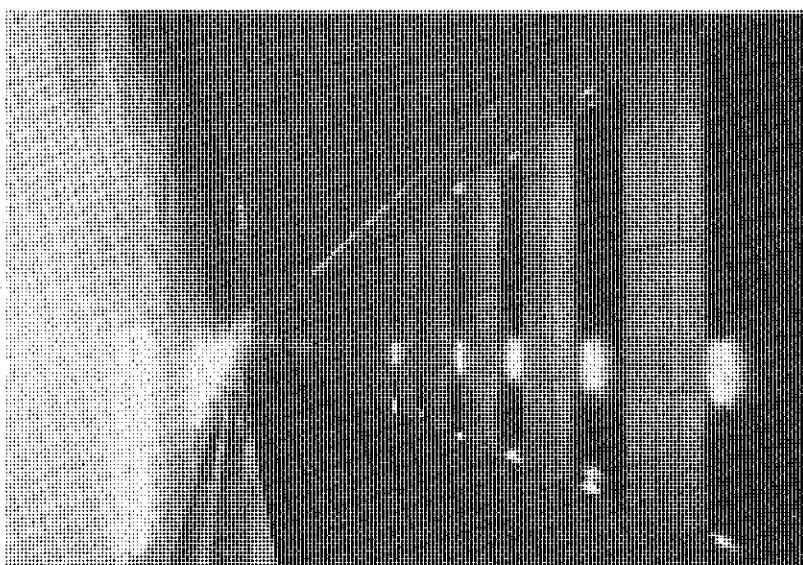


写真 3 - 6 - 10 有明 T - 2 T - 2 完成

第5節 有明トンネル第3

1. 概要

(1) 工区概要

本工区は、新木場起点 3 km 630m00～4 km 065m80間 ($\ell = 435\text{m}80$) の開さく工事（開さく深さは、10.6～14.5m）であり、平成4年3月31日着手し、平成6年12月18日しゅん功した。

路線は、国道357号に近接・並行しており、4 km 040m付近では、通称豊洲・有明埠頭連絡道路（幅40.0m）と交差する。この道路交差部では東京臨海副都心建設(株)施行の共同溝（シールドトンネル・鉄道構築下2.0mで交差）工事と同時期の施工となるため、3 km 860m付近に迂回路を設置し、全面交通止めにより施工した。また、既設の洞道、上・下水道等の埋設物があるためこれらを防護しながら施工した。

工事は、複線箱型トンネル（国際展示場駅取付部一層3径間 $\ell = 17.00\text{m}$ 、一般部一層2径間 $\ell = 418.80\text{m}$ ）を開さく工法により構築するものである。施工内容は、その1工事では、鋼矢板工、鋼管矢板工、中間くい、仮土留支保工、地盤改良工、開さく、土捨等であり、その2工事では、く体鉄筋コンクリート、防水工、中間くいてっ去、仮土留支保工てっ去、埋戻し等である。

(2) 地質概要

現地は、昭和30年代から40年代にかけて施工されたいわゆる10号埋立地に位置し、地質は、GL-5～6m程度までは埋土層で、コンクリート塊等を多量に含むF層及び浚渫土を主体とするFc、Fs層で構成され、ほとんどがN値2以下の軟弱な地層である。GL-12m程度までが沖積層（有楽町層）で、腐食物や細砂を不規則に混入するN値0～1の非常に軟弱な粘性度層であるAc層と、N値4～6程度のゆるい細砂を主体とするAs-2層とからなっている。更にその下部、開さく床付付近以深は洪積層となっており、上から順にN値3～9程度の砂混じり粘土質シルト及び粘土質シルトで構成されるD ℓ 層（埋没立川ローム層）、N値50以上の非常に密な細砂を主体とするDs-3層（東京層）、N値5～15程度の均質なシルト質粘土及び粘土質シルトからなるDc-3層（東京層）、N値50以上の密な砂礫層であるDg-2層（東京礫層）へと続いている。

各粘土層の一軸圧縮強度は、Fc層及びAc層が0.5～0.6 kgf/cm²程度、D ℓ 層が0.7 kgf/cm²程度、Dc-3層が0.8～1.2 kgf/cm²程度を示している。また、各粘土層とも圧密降伏応力は有効応力以上であり、すべて過圧密状態にあると判断される。

なお、地下水位はGL-2m程度である。

2. 設計

(1) 仮土留工の設計について

イ 軟弱粘性土地盤（N値0～1）であるため、深い掘削土留工設計指針（案）により、弾塑性法により解析。一般的な切梁式土留工を採用する。

ロ 掘削時における土留工の許容水平変位量は、近接する国道等の沈下量を30mm程度以下に抑えることとした。このため過去の施工事例等を参考にして60mm程度とする

ハ 一般部は、土留材として剛性及び遮水性を確保するため鋼矢板VL型を使用。

ニ 豊洲・有明埠頭連絡道路との交差部は、洞道、上・下水道等の地下埋設物と交差

する箇所はH鋼杭 400による親杭式土留。道路中央部の共同溝（シールドトンネル）と交差する部分は、根入れ長が制限されており、変位や強度の面で十分な安全性を確保するため鋼管矢板φ800を使用。その他の部分は、一般部と同様に鋼矢板V L型を使用。

(2) 地盤改良の設計について

イ 一般部

- ① 本施工区間の地質は、軟弱粘性土地盤（N値0～1）であるためバックホウ及びブルドーザ等の施工機械の走行・運行に耐えうる能力（トラフィカビリティ）がない。このトラフィカビリティの確保として、平均複合地盤強度 $\tau = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 以上の地盤改良を必要とした。工法として生石灰杭工法を採用し、使用する生石灰は、小野田ケミコ C-130と同等品以上とした。杭径及び打設ピッチは、それぞれφ400 及び1.4mである。
- ② 掘削時における仮土留鋼矢板の変形防止対策（許容水平変位量＝60mm程度）として、受働土圧を確保するため上記①と同様に平均複合地盤強度 $\tau = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 以上の地盤改良を必要とした。工法等は、上記①と同様である。

ロ 豊洲・有明埠頭連絡道路交差部

- ① 本施工区間の地質は、一般部と同様に軟弱粘性土地盤（N値0～1）であり、施工機械のトラフィカビリティが確保できない。また、洞道、上・下水道等の地下埋設物があり、施工にあたっては、これらの埋設物に変状を与えてはならない制約がある。更に、近接する国道等の沈下に対しても一般部と同様に土留工の変形防止対策（許容水平変位量＝60mm程度）を考慮しなければならない。

以上のことから、検討の結果、一般部で採用した生石灰杭工法では、杭打設により側圧を生じることから埋設物に対して変状を与える恐れがあるため、埋設物に変状を与える恐れが最も少ないと考えられる高速噴射置換工法（C J G工法）による先行地中梁工法（改良長＝1.5m× 2段＋3.1m× 1段、改良間隔＝鋼管矢板区間4.8m、その他の区間2.4m）によることとし、複合地盤として評価した。改良径はN値から1.6m、強度は砂質土30kg/cm²、粘性土10kg/cm²である。

- ② 共同溝シールド（複円形、H＝9.1m・W＝15.6m 掘削断面積 124.3m²）との交差部については、シールド通過によって、直上の開さく土留工に生じると想定される変位及び周辺地盤のゆるみをシールド直上及び側部にシールドを囲む形で門形に地盤改良を施し、開さく土留工の鋼管矢板の根入れ不足の補完、及びシールド通過に伴う周辺地盤変位抑制対策とした。

改良範囲は、厚肉円筒理論を応用して塑性領域から求める方法を参考に、改良厚T＝3.9mとした。また、側部の改良は、下層の良好なDg－2層のシールド下端まで行うこととし、改良幅は上層改良厚にシールドと門形の隅角部の未改良範囲を少なくするためシールド掘さく断面内に一部改良部がくい込む5.2mとした。

改良方法は、現地盤条件で安定した信頼性のある改良が得られること、比較的高強度が期待できること、①と同様に近接構造物等に対する変位の影響が少ないこと、鋼管矢板の根入れ不足に対する受働側地盤の強度増加対策に有効であること、等を考慮し、①との施工上の連続性も勘案して高速噴射置換工法（C J G工

法)を採用した。改良径及び強度は①と同様である。

- ③ 洞道、上・下水道等の地下埋設物と交差する箇所の親杭式土留工については止水対策として、また、親杭間隔が広がる箇所については止水及び土圧低減対策として背面側に①と同様に近接構造物等に対する変位の影響が少ない工法である高速噴射置換工法(C J G工法)で地盤改良を行った。改良径及び強度は①と同様である④ 有明洞道下については、止水及び地盤強化対策として薬液注入を施工した。工法は、洞道に変状を与えないよう薬液注入の中でも信頼性の高い2重管ダブルパッカー工法を採用した。

(3) 箱型トンネルの設計について

イ 応答変位法による。

ロ 浮上がりに対する検討。(H. W. L : TP + 2. 3 5)

ハ 下床版付近で地層が沖積層から洪積層に変化するため、地盤変動による影響を考慮。

ニ 地盤に対する検討。

ホ 縦方向の検討。

ヘ 荷重の組合せと許容応力度の割増係数

常 時	ケース①	死荷重+活荷重	割増係数	1. 0 0
地震時	ケース②	死荷重+地震時荷重	割増係数	1. 2 0

(4) 箱型トンネルの仮土留工との離隔について

イ 構造物の配筋に支障しない範囲まで仮土留工を離し(40cm)、コンクリートを直打。(掘さく及び型枠組立作業量の減少により、工期短縮が図れる。)

(5) 仮土留工の存置について

イ 側部埋戻し及び仮土留工引抜きによる、近接国道への影響を軽減させる。

ロ 液状化対策として液状化層を固定し、液状化発生の軽減を図るとともに、仮土留によって周辺からの過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みを遮断する。

ハ 将来整備計画の盛土荷重載荷時に生じる周辺圧密沈下による構造物への影響を軽減させる。

3. 施 工

(1) 一般部の施工

イ 準備工

① 工事現場の周囲に防護堀(H=3.0m)を設置して第3者の安全に配慮するとともに、防護堀には彩色を施し、建設現場のイメージアップを目指した。

② 工事現場内の不陸改正後、工事用通路の施工に入るが、現地は軟弱地盤のため、あらかじめ地耐力試験を実施した。その結果、地耐力(TL-20)が不足したためセメント系固化材を1㎡当たり70kg添加し、深度0.5mまで路床改良を施工した。

③ 仮土留鋼矢板、中間くい及び地盤改良(生石灰杭工法)の施工に先立ち、これらの施工に支障する埋立土層内(GL-4m程度)のコンクリート塊等をスケルトンバケット付きバックホウでてっ去し、その後、重機械の地耐力(40t/㎡)を確保するため、工事用通路と同様にセメント系固化材で開さくエリア内の表層改良を施工した。改良深度は、1.5mで、固化材添加量は120kg/㎡である。

ロ 鋼矢板・中間くい工

- ① 鋼矢板は、VL型を使用し、長さは18.0～20.5mとした。打設工法は、鋼矢板の根入れ部分にN値50以上の砂質土層があるため、通常のバイプロ工法では打込みが困難と判断し、ウォータージェット併用のバイプロ工法とした。
- ② 中間くいは、H形鋼 300を使用し、長さは起点方の工事用栈橋部21.0m、3 km 860m付近の付替道路（迂回路）部16.5m、その他は掘さく深度に従い12.0～14.5 mである。打設工法は、N値により判断し通常のバイプロ工法及びウォータージェット併用のバイプロ工法とした。

ハ 地盤改良工

- ① 軟弱な掘さく地盤のトラフィカビリティの確保及び仮土留鋼矢板の変形防止対策として、生石灰杭（ケミコパイルφ 400）を施工するが、事前に改良強度の確認をするため、打設ピッチを変えて試験施工を行った。打設ピッチの種類は、1.2m、1.4m及び1.6mの3種類である。試験の結果、所定の改良強度は原設計の1.4mで得られることを確認した。
- ② 施工は、改良柱1m当たり $163\text{kg} \times 1.03 = 168\text{kg}$ の固化材（生石灰）を直結3点式ケミコパイル打設機により地盤中に圧入した。施工数量は、改良長 $\ell = 10.0 \sim 12.5\text{m/本} \times 2,507 \text{ 本} = 28,718.5\text{m}$ で、作業は2編成で施工した。

なお、施工後に地盤面の盛り上がりが20cm程度生じた。

ニ 掘さく・土捨工

- ① 掘さくは、1次掘削をバックホウにより、それ以深の2～5次掘さくは、油圧パイプクラムシェルと補助機械（ショートリーチバックホウ）により施工した。施工数量は、60,422.9 m^3 である。

- ② 土捨は、臨海副都心開発エリア内で処理するという原則の基に、東京都作成の「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、臨海副都心地域内（中央防波堤内地を含む。）に設けた財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬入した。

なお、平成5年1月以降は、臨海副都心開発の基盤整備事業による他企業の工事と競合したため、残土置場への搬入に多大な時間を要し、工事工程にも影響を与えた。このため、工事現場内に一時仮置するなどの処置を要した。

なお、一部（約 6,200 m^3 ）については、協議により中央防波堤内地にある東京都建設残土再利用センターへ搬入した。

ホ く体構築・防水工

- ① 臨海副都心線のボックストンネルの駅部及び一般部ともに、く体構築後の仮土留の扱い、く体の防水工、く体の鉄筋コンクリートの鉄筋許容応力度等については、以下の前提条件に基づき、設計を行った。
 - 1) 構造物の概ね側部に位置する沖積層の砂質土が、地震時に液状化する可能性があることから、液状化による周辺からの過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みによる構造物の浮き上がりや沈下を、仮土留工を残置することで構造物と液状化地層を遮断し、構造物の安定化を図る。
 - 2) 国道 357号等と並行・近接しているため、矢板引き抜き時における地盤沈下の防止や将来整備計画の盛土荷重載荷時に生じる周辺圧密沈下による構造物へ

の影響を軽減させるためにも仮土留工を残置することとした。

3) 仮土留工の残地に伴い、トンネルの防水工や開さく幅等については、経済比較や工期短縮等を踏まえて検討し、次のとおりとした。

- ・ 防水工は、上床版と下床版はシート防水を施工することとし、側部は鋼矢板及び鋼管矢板を残置すること、仮土留とく体間は直接本体と同配合のコンクリートを打設することから、相当の遮水性が期待できるとして防水工は施工しないこととした。
- ・ トンネルの開さく幅は、仮土留工を残置することから、く体の配筋と腹起し等を考慮してく体から仮土留工までの最小離隔を40cmを基本とし、開さく幅を設定した。

4) く体鉄筋コンクリートの設計計算においては、く体全周について防水工を施工するものとして、鉄筋の許容引張応力度は $2,000\text{kgf/cm}^2$ (SD345) とした。

5) 仮土留工残置区間の側壁鉄筋コンクリートは、仮土留矢板の凹凸による背面拘束やコンクリートの温度及び乾燥収縮の応力によりひびわれの発生が懸念されることから、10m程度の間隔でひびわれ誘発目地を設けてひびわれを制御するとともに、同箇所止水板を設置して漏水の発生を防止することとした。

以上のような当初設計に基づき、く体鉄筋コンクリートの構築を行っていたが、側壁部に当初設計の誘発目地以外の箇所に多数のひびわれ発生が認められた。そこで当面の対策として、目地間隔及び目地の構造（断面欠損率）を改良して試験施工を行い、その効果を調査するとともに、未施工区間のひびわれ対策の検討を行った。

試験施工箇所では、当初設計と比較すると目地間隔の縮小と断面欠損率の増加に伴い、誘発目地部以外のひびわれ発生は減少しているが、誘発目地間隔を 3～5m、目地の断面欠損率を20%以上確保しても誘発目地部以外へのひびわれ発生が認められた。従って、目地間隔の縮小と断面欠損率の増加で完全にひびわれを制御可能な状態にするには至らなかった。また、ひびわれ幅については、最大で0.2～0.5 mm程度のものも発生しており、この値については当初設計と試験施工とは顕著な差は認められなかった。

ひびわれ発生原因の推定については、前述したとおり、仮土留壁（SP・SKY）は液状化対策、周辺地盤変状防止、工期短縮等を考慮して残置することとしており、く体側壁コンクリートは、側壁本体から仮土留壁まで一体で打設することになっている。このため、側壁部コンクリートの部材厚さが115～160 cmとなり、土木学会コンクリート標準示方書で定義する「マスコンクリート」の範疇に入り、セメントの水和熱の蓄積により内部温度はかなり上昇し、さらにコンクリートの背面は、仮土留壁の凹凸により大きな拘束を受けていることになる。従って、こうした内部と表面の大きな温度差による内部拘束応力と以降の冷却によるコンクリートの収縮変形が仮土留壁の拘束を受けることにより、ひびわれが発生したものと推定される。

ひびわれ対策としては、「マスコンクリートの温度ひびわれ」の制御前提として、設計条件、生コンクリートプラントの対応性、工事工程への影響等を踏まえ

て現実的に対応可能な対策を選択し、その各対策について東京テレポート S t 工区を代表例として温度応力解析し、対策の有効性の評価を行った。

検討の結果は次のとおりである。

1) ひびわれ誘発目地間隔の縮小

誘発目地間隔を2.5mに縮小した場合、ひびわれ指数は改善されるが、構造的弱点が増大するので5.0m程度を基本とする。

2) 配合の変更

a 高性能 A E 減水剤の使用

若干の改善効果はあるが、効果は少ない。

b 中庸熱ポルトランドセメントの使用

若干の改善効果はあるが、強度発現が遅いため工程上の問題を生じる。

c 超低発熱セメントの使用

改善効果はあるが、強度発現が遅いため工程上の問題を生じる。

d 水和熱抑制型膨張材の使用

顕著な改善効果があり、超低発熱セメントのように管理材令の問題もない

3) パイプクーリング

前ピークひびわれ指数（表面ひびわれ）は改善されるが、後ピークひびわれ指数（貫通ひびわれ）の改善効果は少ない。

以上から、臨海副都心線のボックスカルバートンネルのひびわれ対策として種々の条件、ひびわれ対策の効果、工程の問題、経済性等から水和熱抑制型膨張材を使用した膨張コンクリートを施工した。（下床版・中柱を除く。）

なお、く体鉄筋コンクリート総数量（設計数量）12,528.2m³の内、膨張コンクリートの施工数量は2,622.4 m³である。

- ② く体鉄筋コンクリートの施工は、工期等を考慮して1ブロック長を30mとした。また、打設は、すべてコンクリートポンプ車である。

ハ 埋戻し工

- ① 埋戻し土は、土捨てと同様に臨海副都心開発事業により発生した残土を原則として使用し、「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場から搬入した。

- ② 搬入土について、あらかじめ土質試験を実施した結果、埋戻し土としては軟弱であり、強度不足であったため、施工機械のトラフィカビリティ及び所定の土の締固め度（平板載荷試験法によるK₉₀値5kg/cm²以上）を得るため、セメント系固化材を1m²当たり50kg添加した。なお、施工数量は23,151m³である。

- ③ 埋戻しの施工に当たっては、所定の締固め度を得るため、締固め厚さ、施工機械の締固め回数等を事前に試験施工して定め、本施工に入った。

ト 後片付け工他

- ① 工事用通路は、東京都港湾局との協議によりアスファルト舗装部分を産業廃棄物としててっ去し、処理した。

- ② 近接する国道 357号の歩道部にクラック等の変状が若干生じたため、建設省と協議を行い、補修を行った。

(2) 豊洲・有明埠頭連絡道路交差点の施工

イ 準備工

- ① 開さく工事に伴う全面交通止め（フェリー埠頭第一交差点～フェリー埠頭第三交差点）を道路管理者及び警視庁の許可を得て、平成5年3月14日から実施した
- ② 工事に支障する東京電力、N T T、上・下水道及び信号機の移設・てっ去等は、協議に基づき施工した。
- ③ 道路下の各種埋設物の位置確認を行うため、試掘を施工した。なお、下水道管φ1,000については、埋設位置が深く、施工上、地下水位を低下させる必要が生じたため、ウェルポイント工を施工した。
- ④ 仮土留工及び地盤改良に支障する埋立土層内（GL-4m程度）のコンクリート塊等は、スケルトンバケット付きバックホウでてっ去した。

ロ 仮土留工

- ① 道路中央部は、東京臨海副都心建設(株)施行の共同溝（シールドトンネル、複円形、H=9.1m・W=15.6m 掘削断面積 124.3㎡）と構築下2.0mで交差するため、根入れ長が制限された。仮土留は、鋼管矢板φ800で、長さは16.0m、34本である。施工は、国道や埋設物等に変状を与えないよう中掘圧入工法とした。
- ② 洞道、上・下水道等の地下埋設物と交差する箇所は、400Hで長さ18.5mの親杭式土留工で、施工は、①と同様に国道や埋設物等に変状を与えないようアースオーガ併用機による圧入工法とした。
- ③ その他の地下埋設物に支障しない区間は、鋼矢板V L型長さ18.5mを使用し、施工方法は、②と同様にアースオーガ併用機による圧入工法とした。なお、間隔300Hの施工も同工法である。

ハ 地盤改良工

- ① 掘さく地盤の施工機械のトラフィカビリティの確保及び土留工の変形防止対策としての先行地中梁、親杭式土留工の止水及び土圧低減用、また、共同溝シールドの掘さく途中における通過及び鋼管矢板の根入れ不足の補強対策として、高速噴射置換工法（C J G工法）による地盤改良を施工した。施工数量は、改良径1.6mで延長5,486.3mである。

施工機械の編成は、工程上から4編成とし、作業は昼夜間2方施工とした。施工に伴う排泥廃液の処理は、一部（約10,000㎡）については現場内に固化ピットを設置して固化し、臨海副都心地域内の残土置場は満杯で搬入が困難であったため、大田区城南島の財団法人東京港埠頭公社が管理する残土受入れ基地へ搬入し捨土として処理して経済化をはかった。その他の排泥廃液（約24,000㎡）は、産業廃棄物として処理した。

改良強度の確認は、ボーリングにより試料を採取し、土質試験で所定の強度に達していることを確認した。

- ② N T T・東京電力の共同溝である有明洞道の下部については、止水及び地盤強化対策として、洞道に変状を与えないよう薬液注入の中でも信頼性の高い2重管ダブルパッカー工法で施工した。注入材は、溶液型無機浸透タイプで、ゲル化時間は5～10分とした。注入量は165㎡である。施工に当たっては、計測記録をみ

ながら慎重に施工したが、洞道に若干の隆起を生じさせた。これについては、管理者と立会い、洞道内の状況等に変化がなかったため、問題なしとの回答を得ている。なお、作業は工程上、昼夜間2方とした。

ニ 掘さく・土捨工

- ① 掘さくは、1次掘削をバックホウにより、それ以深の2～6次掘さくは、油圧パイプグラブと補助機械（ショートリーチバックホウ及び先行地中梁・根入れ補強地盤改良取壊し用ブレイカ）により施工した。施工数量は、10,274.8 m^3 である。なお、共同溝シールドトンネルの施工事業者と工程調整した結果、鉄道側の施工を開さく深さ約7mの3段切梁設置の状態で一時中断し、シールドの通過後、掘さくを再開した。
- ② 土捨は、一般部と同様「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬入を予定していたが、残土置場が満杯状態で受入れが困難であったため、財団法人東京港埠頭公社が管理する大田区城南島の残土受入れ基地へ搬入した。

ホ 埋設物防護工

- ① 東電管路、上・下水道管については、協議により管理者の立会いを受け、吊り防護により施工した。
- ② 有明洞道については、協議により鋼管杭 $\phi 600$ 及び400H杭によるアンダーピニングで施工した。杭の打ち込みは、洞道に変状を与えないよう中堀圧入工法とした。仮受ジャッキは、100t $\times$ 6台及び20t $\times$ 6台を使用した。

ヘ 共同溝シールド通過・有明洞道計測工

- ① シールド通過に伴う開さく土留工の挙動を把握し、その施工の安全を確保するため、各種の計測機器による計測管理を実施した。計器は、鋼管矢板、切梁及び切梁支持杭に固定式傾斜計32台、土圧計8台、水圧計6台、沈下計6台、切梁軸力測定としてひずみ計10台及び切梁温度計を使用した。

計測内容は、鋼管矢板と中間杭の相対沈下量 δ 、切梁軸力 N 、鋼管矢板の曲げモーメント M とし、それぞれに管理基準値を設定し、施工管理を行った。

1) 鋼管矢板と切梁支持杭との相対沈下量； δ

鋼管矢板と切梁支持杭との間に発生する相対沈下量は、曲げモーメントとして切梁に付加されるので、設計最大軸力作用時に許容される相対沈下量 $\delta = 2.47\text{cm}$ を求め、これを管理基準値とした。土留工の挙動は、シールドマシン先端との離隔が約22mの時点で鋼管矢板に影響が現れ、シールドの接近に伴って鋼管矢板、中間杭に0.5～1.5mm隆起する現象が見られた。その後、シールド通過前後から沈下傾向に変わり、最大で8mmの沈下が生じた。この結果、鋼管矢板と中間杭の相対沈下量の最大値は5mm程度、で管理基準値の20%であった。また、各測点の沈下量に大差はなく、その挙動は同傾向を示していることから、鋼管矢板と中間杭は地盤改良により一体化された結果と考えられる。

2) 切梁軸力

土圧・水圧の増減が少なかったことから、切梁軸力の増減は外気温の影響が大きく、シールド掘進による影響はほとんど無いものと思われた。切梁軸力の

実測最大値は30.9t/本であり、管理基準値に対し48%であった。

3) 鋼管矢板の曲げモーメント；M

鋼管矢板の応力には、開さくの全工程を通じて発生する最大曲げモーメントに対し若干の余裕があるが、シールド通過時における設計曲げモーメントにこの余裕を加算した値 $M=39.42\text{tm}$ を管理基準値とした。土留工の挙動は、シールドマシン先端との離隔が約29mの時点で鋼管矢板の曲げモーメントに影響が現れ、シールド通過までに本線左側で最大約15tmの変化が観測されたが、本線右側では前者の1/3～1/5程度であった。これは、シールド掘進に伴う周辺地盤の緩みの波及が地盤改良により遮断された結果と考えられる。また、鋼管矢板根入れ部付近は、負の曲げモーメントが増加傾向にあるが、これも地盤改良により杭体が固定に近い状態にあることが窺われる。なお、曲げモーメントの実測最大値は27.7tmで、管理基準値の70%であった。

非常に軟弱で地下水位の高い厳しい地盤条件下の施工であったが、双方の工事は無事終了し、事前の地盤改良による防護対策工並びに施工の安全を確保するための計測管理が妥当であったことが確認された。

② 工事施工中の有明洞道の計測については、N T T及び東京電力(株)との協議によりN T Tに施行委託し、管理基準値についてもN T Tの基準によった。

管理基準値は、仮受防護工完了前の沈下については $\pm 10\text{mm}$ 、傾斜については ± 10 分で、仮受防護工完了後の沈下については $\pm 5\text{mm}$ 、傾斜については ± 5 分である。

1) 沈下について

沈下計5台を洞道内に設置して測定したが、地盤改良工（薬液注入工・C J G工）の施工により最大変位量7.5mmを生じた。仮受防護工完了後は管理値以内に収まり問題ない値であった。

2) 傾斜について

傾斜計7台を洞道内に設置して測定したが、仮受防護工完了前及び完了後を通じ最大値で3.0分であり、管理値以内に収まり、問題ない値であった。

ト く体構築・防水工

く体構築・防水工については、一般部の施工と同内容であるが、親杭式土留工区間のく体側部の防水工については、防水パネル（ボルクレイパネルI型・耐塩水用）を横矢板に張り付け、施工した。数量は407.3 m²である。

チ 埋設物受防護工

洞道、上・下水道管については、協議により、軟弱地盤であるため、鋼材またはコンクリートによる受防護とせず、発砲モルタルによる施工とした。なお、設計基準強度は3 kgf/cm²で、生比重は1.05以上である。配合は1 m³当たりセメント143 kg、水 172kg、細砂 715kg、起泡剤2.01kgとした。東電管路については、協議により、梯子胴木工で施工した。

リ 埋戻し・道路復旧工他

① 埋戻し材料は、建設省に提出した施工計画書により、山砂を使用し入念に締固めた。施工数量は、3,481 m³である。なお、締固め度は、現場C B R試験法によ

る設計 C B R 3 以上とした。

- ② 道路復旧は、道路管理者（建設省・東京都）との協議により、原形復旧を基本として施工した。なお、路床土については、所定の C B R 値 8 を得るため、セメント系固化材を山砂に 1 m^3 当たり $50 \text{ kg} / \text{m}^3$ 添加した。
- ③ 協議により仮土留工を GL-3.5m の位置まででっ去する施工は、鋼管矢板については水中切断機により、また、H 鋼杭及び鋼矢板は盛替梁を施工、しランサー工法にて切断した。
- ④ 全面交通止めの開放日は、平成 6 年 10 月 23 日であり、道路交差部の施工期間は約 19 ヶ月を要した。

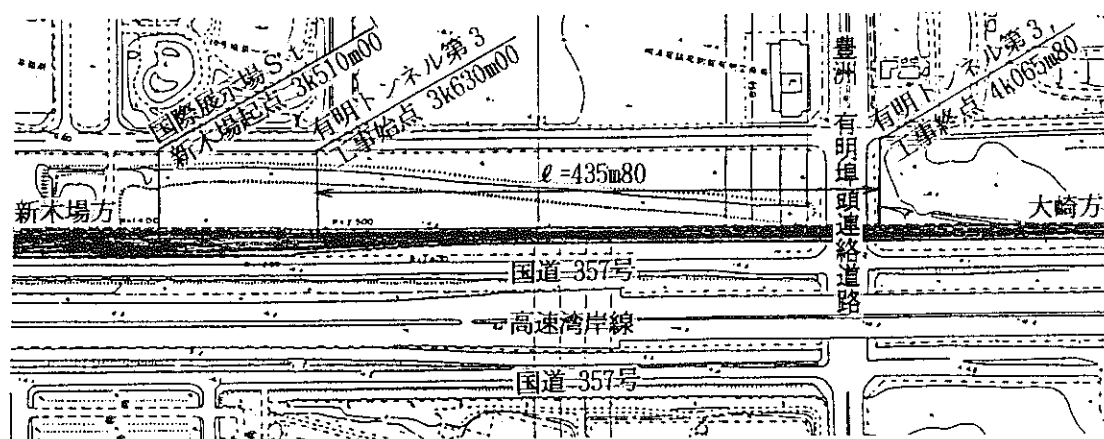


図 3-6-16 線路平面図

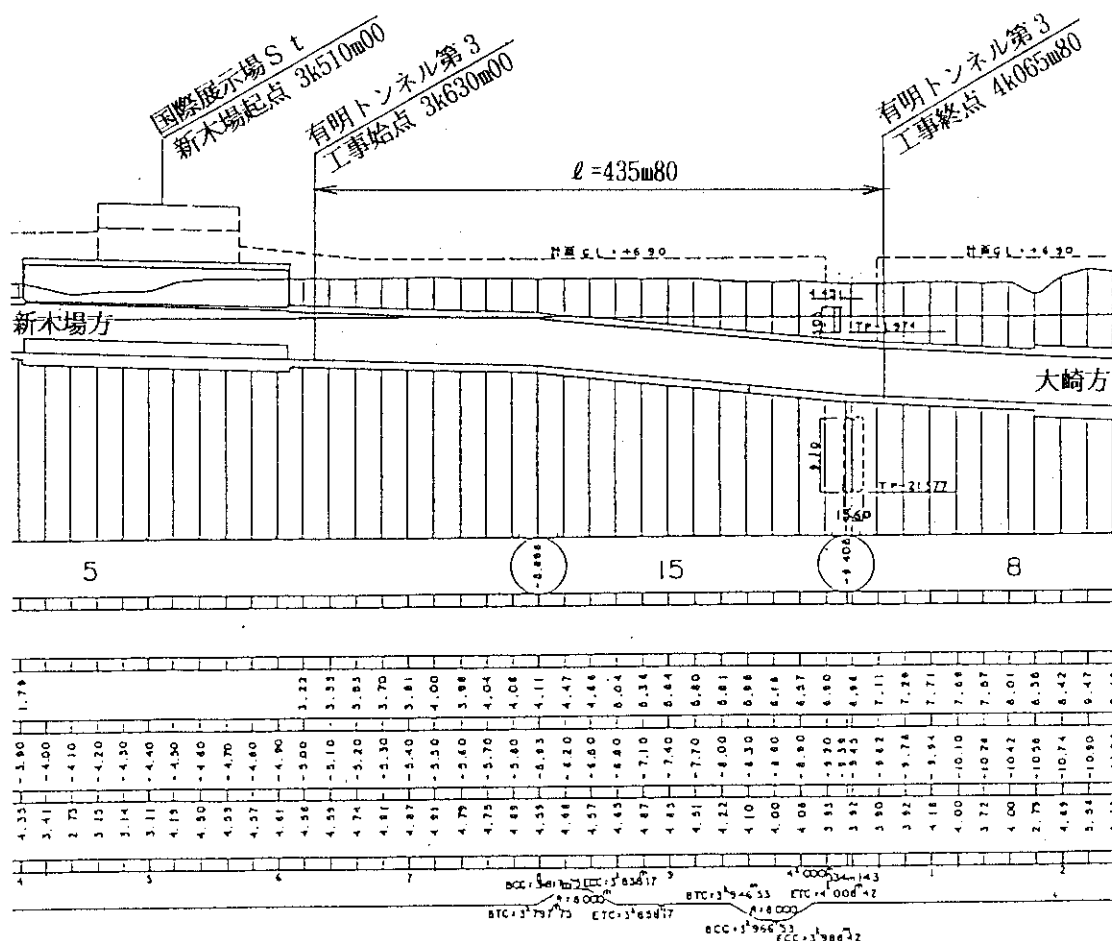


圖 3-6-17 線路縱断面圖

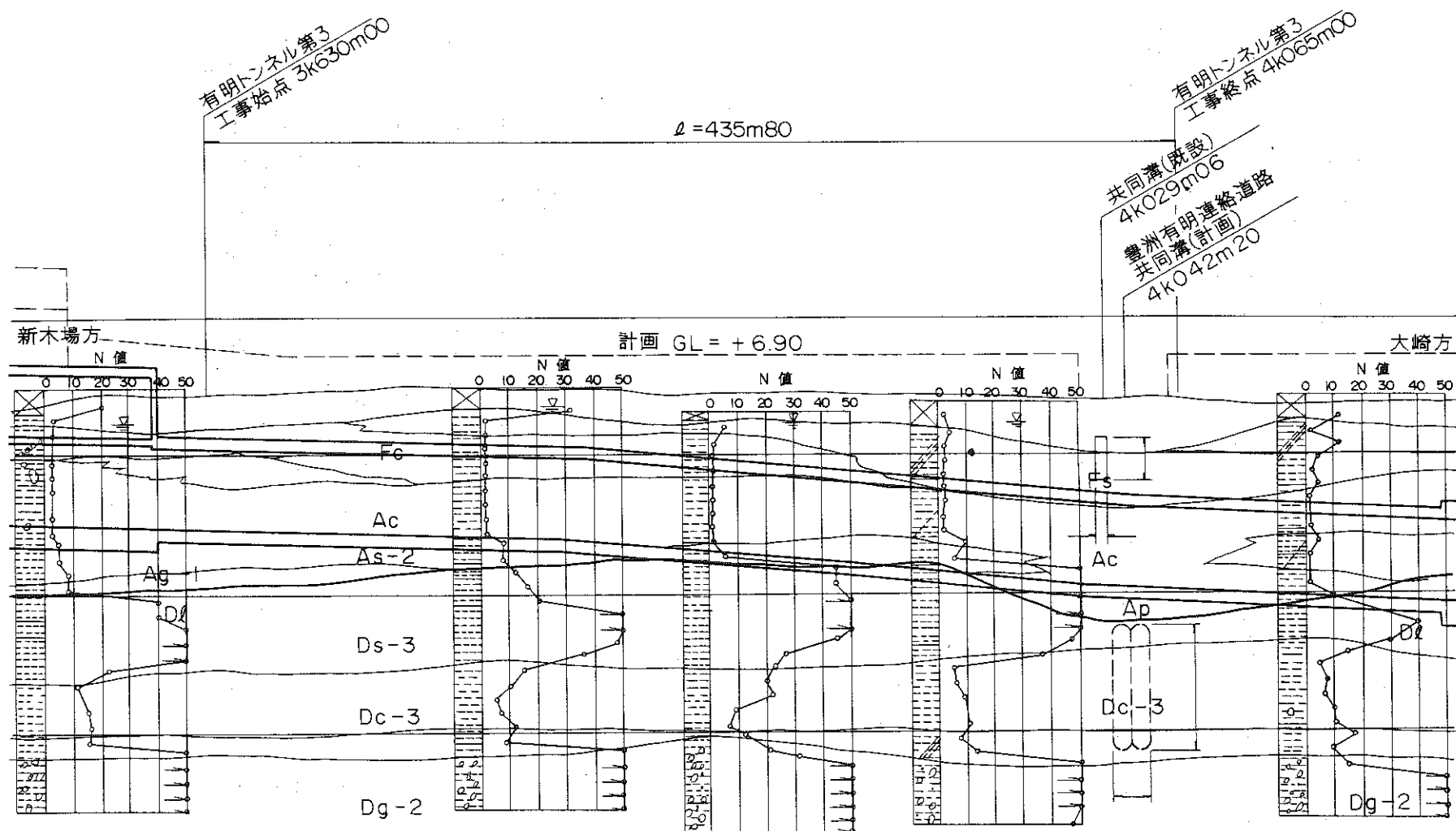
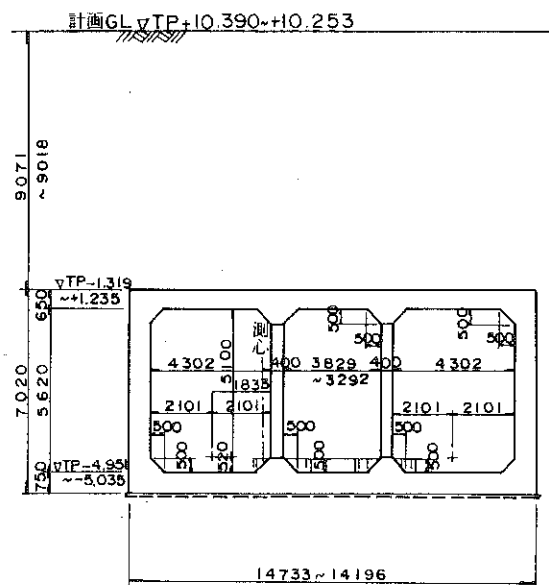
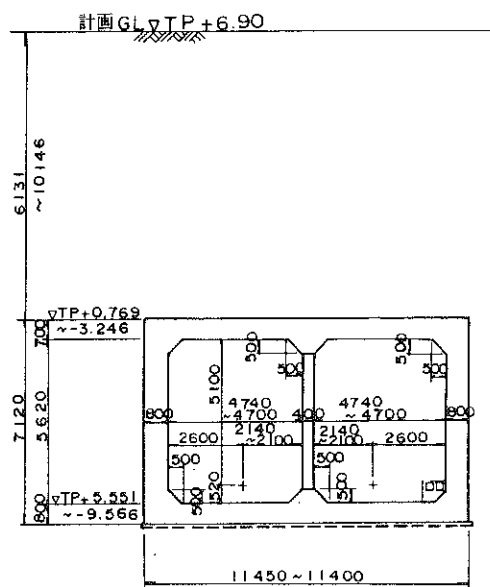


図3-6-18 地質縦断面図

3k638m00~3k647m00

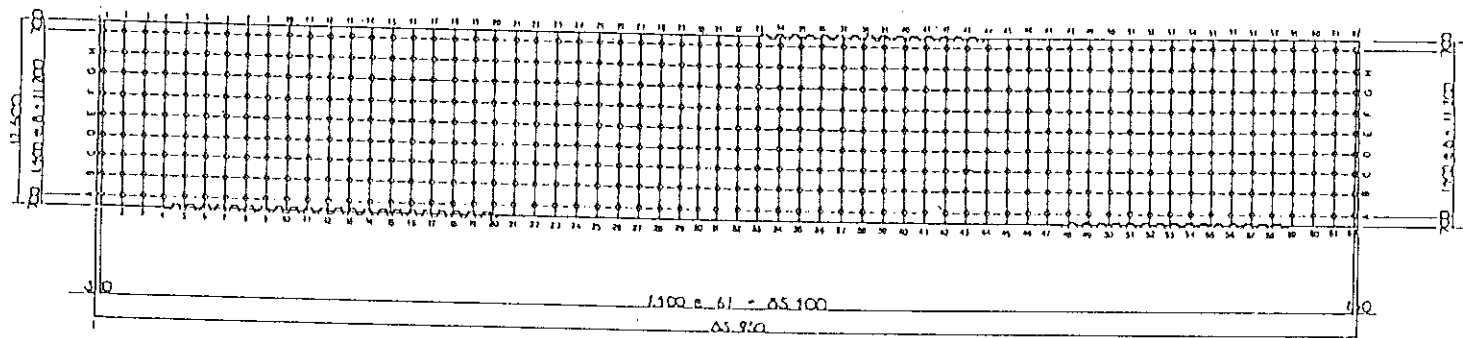


3k760m00~4k065m80



— 175 —

平面



断面

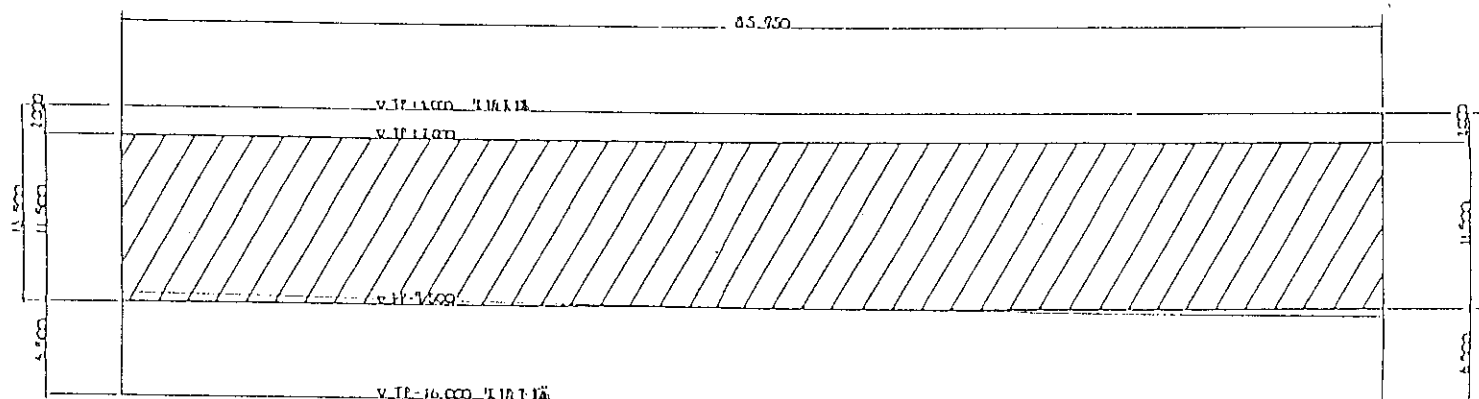


图 3 - 6 - 2 1 地盤改良（生石灰杭工法）图

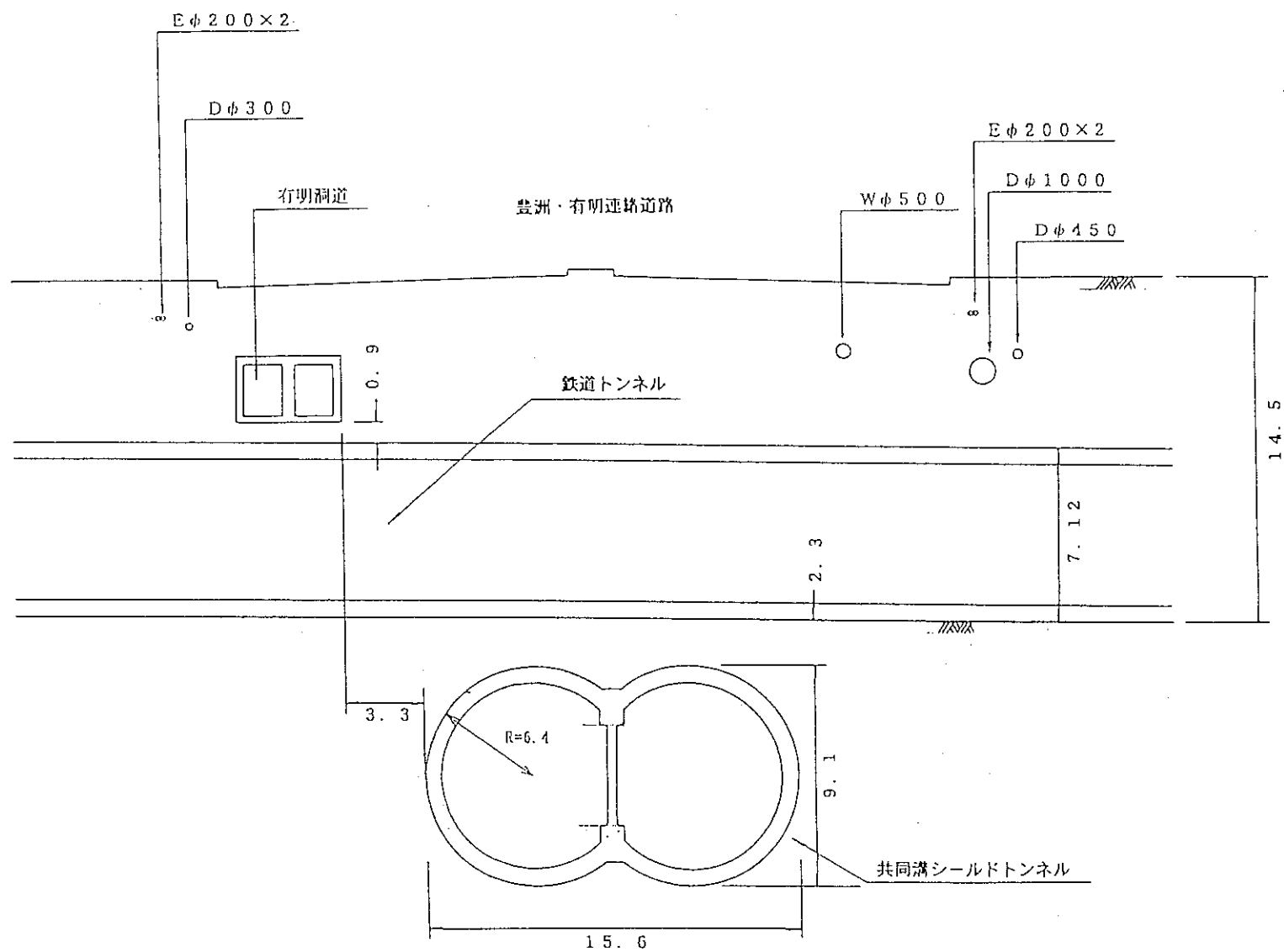


図 3 - 6 - 2 2 豊洲・有明埠頭連絡道路交差部構造物位置図

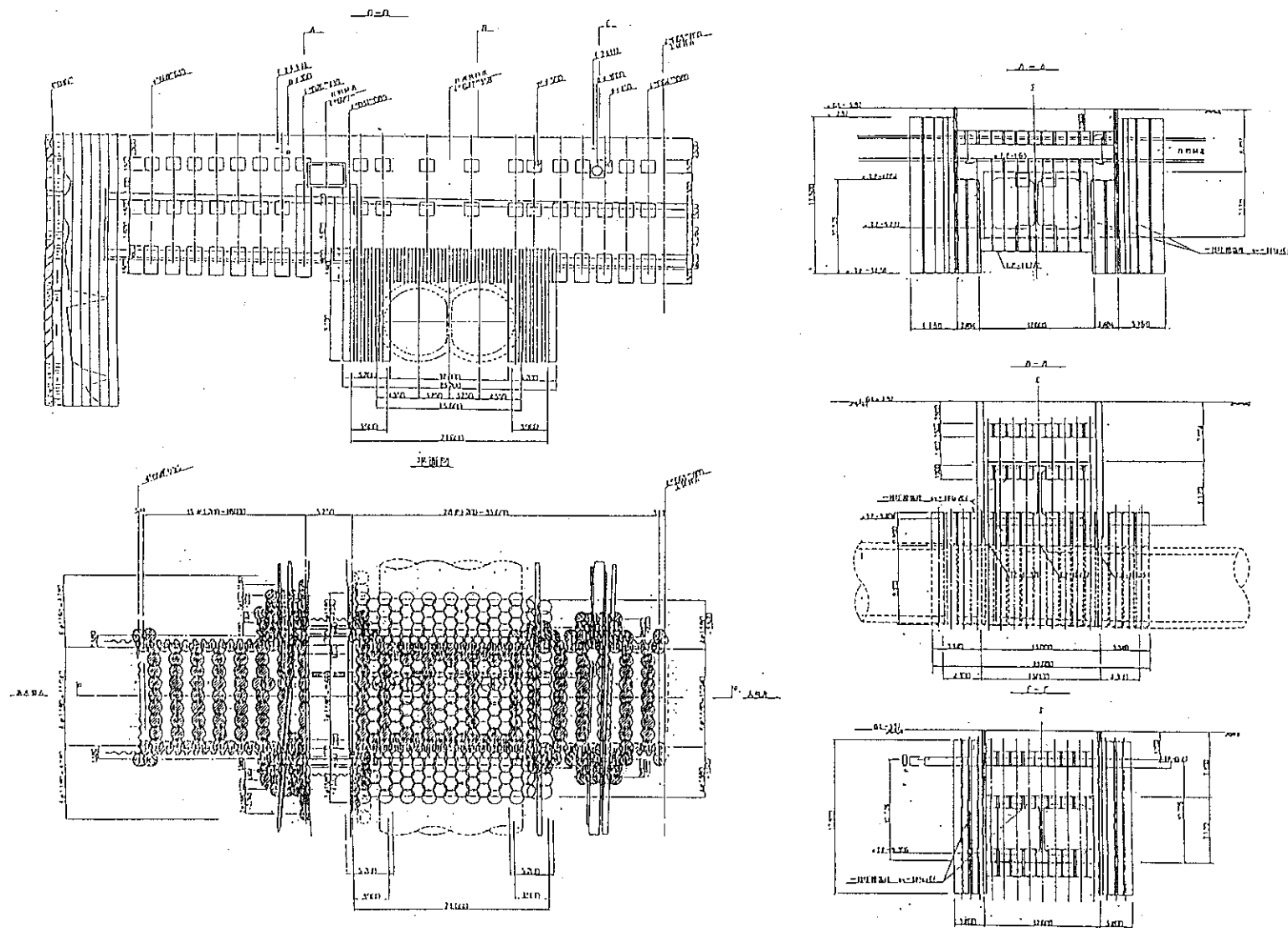


図 3 - 6 - 23 豊洲・有明埠頭連絡道路交差部地盤改良 (C J G 工法) 図 1

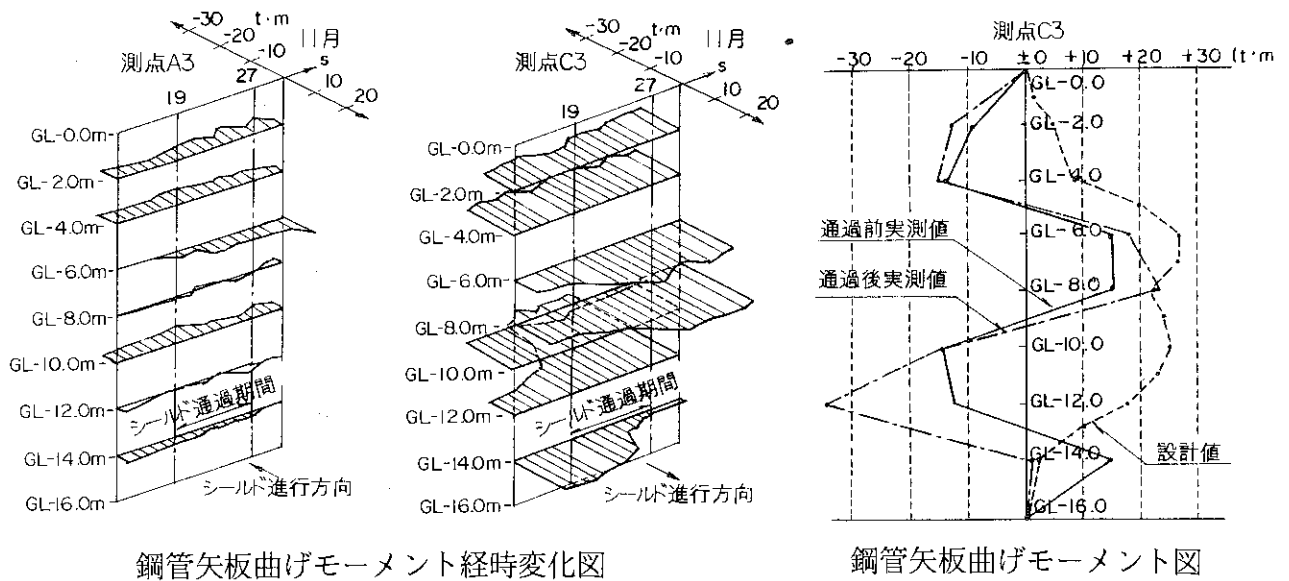
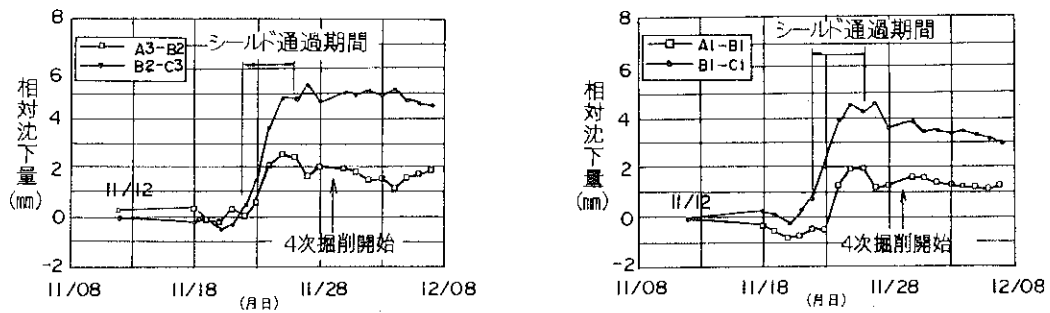
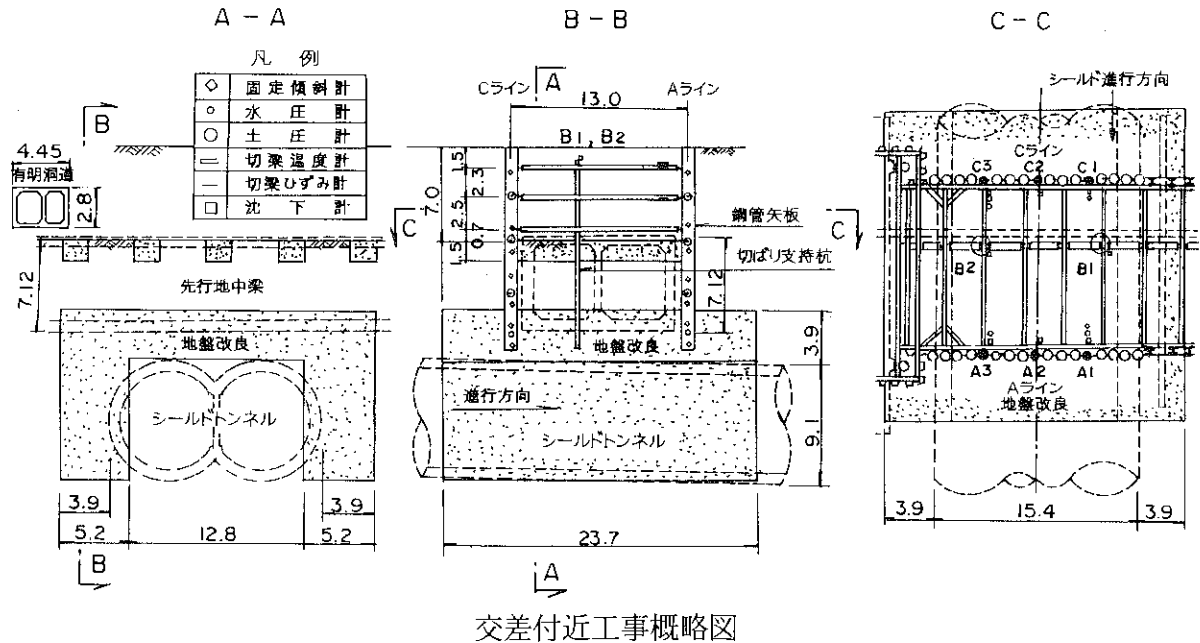


図 3 - 6 - 24 共同溝シールドに伴う開さく土留工計測管理図

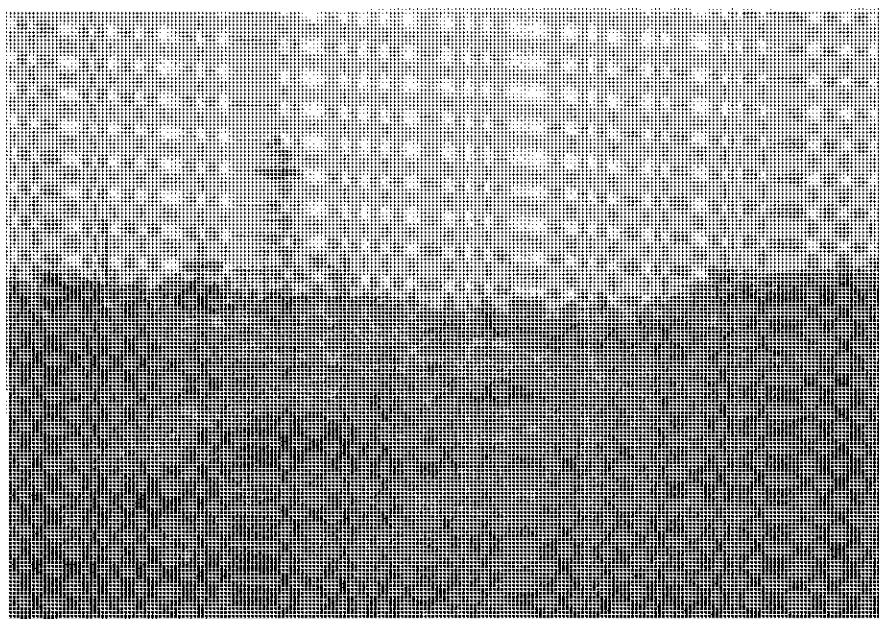


写真 3 - 6 - 11 着手前（起点方から終点方を望む）

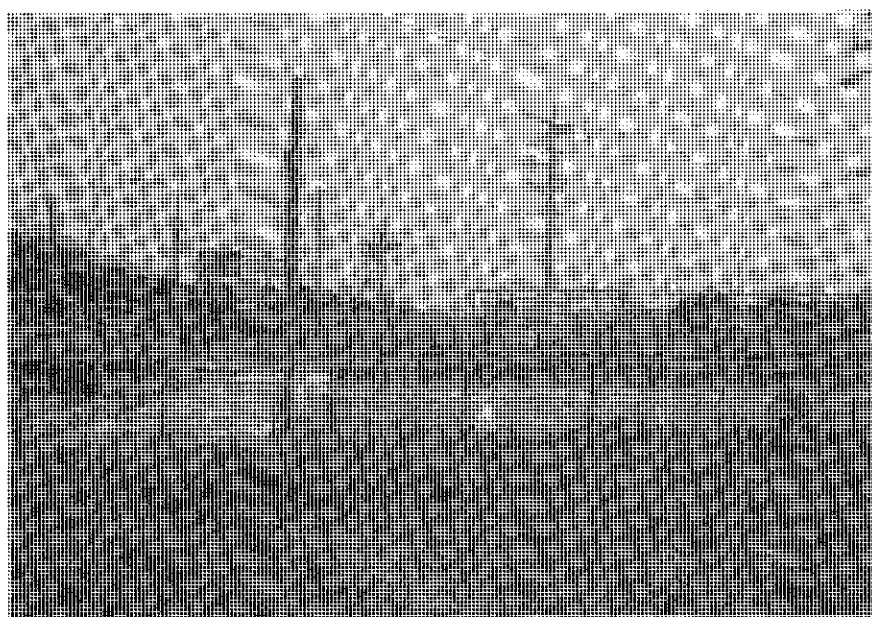


写真 3 - 6 - 12 着手前（終点方から起点方を望む）



写真 3 - 6 - 13 鋼管矢板 V L 型打設状況

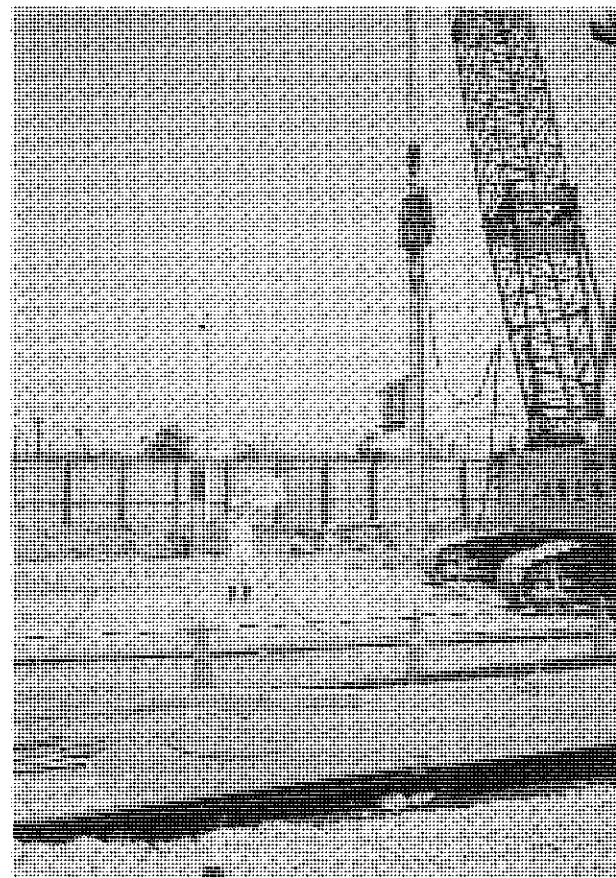


写真 3 - 6 - 14 鋼管矢板 $\phi 800$ 打設状況

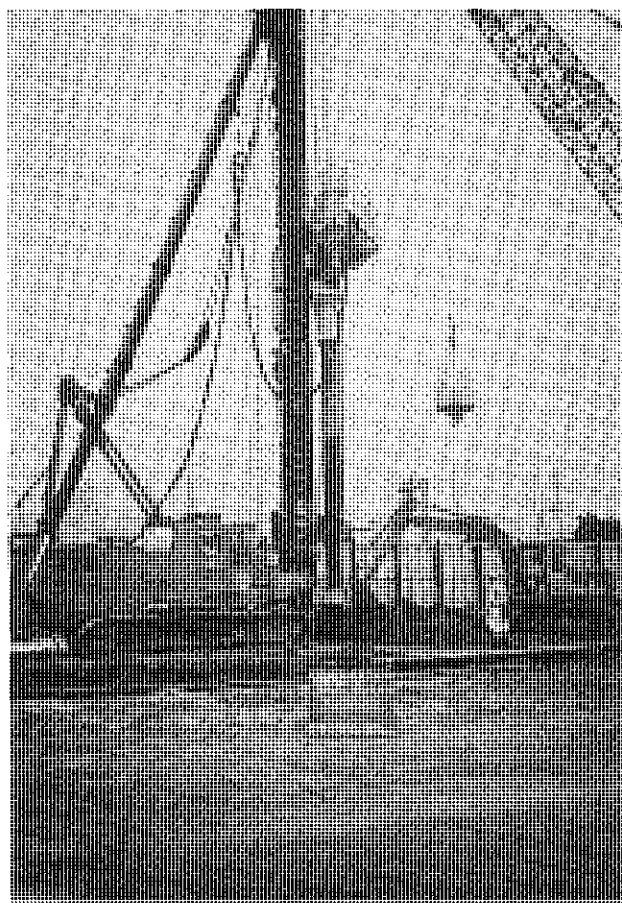


写真 3 - 6 - 15 生石灰杭施工状況

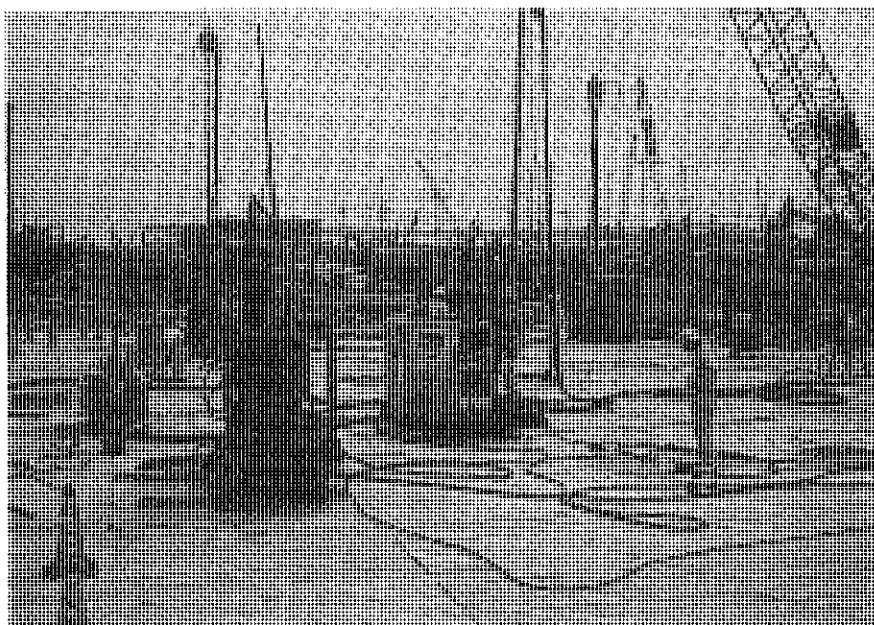


写真 3 - 6 - 16 C J G 施工状況

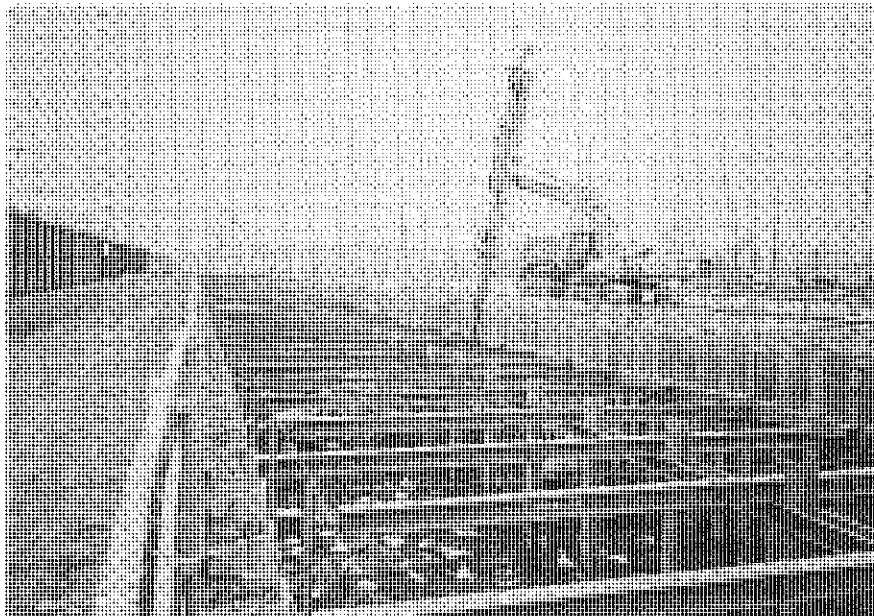


写真 3 - 6 - 17 掘さく施工状況

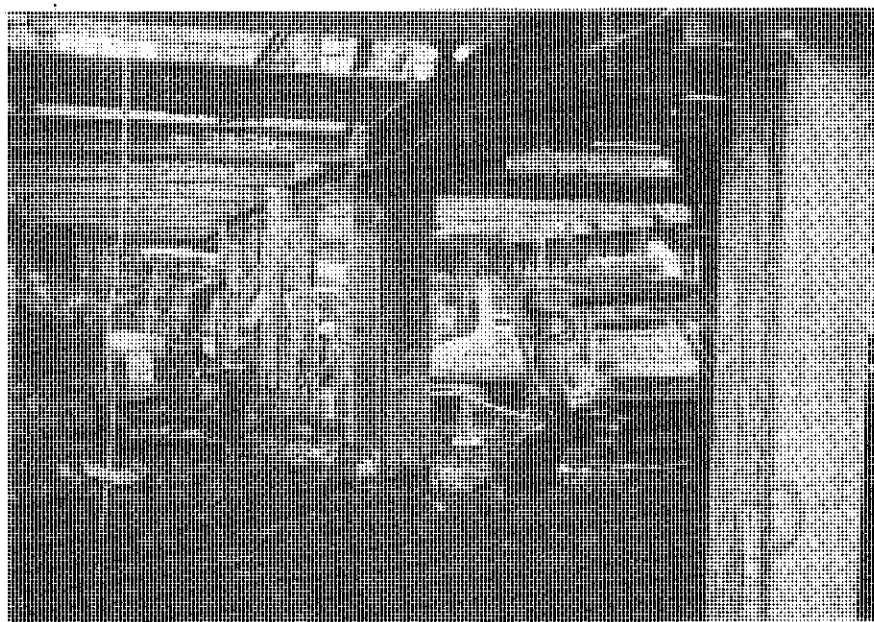


写真 3 - 6 - 18 掘さく施工状況

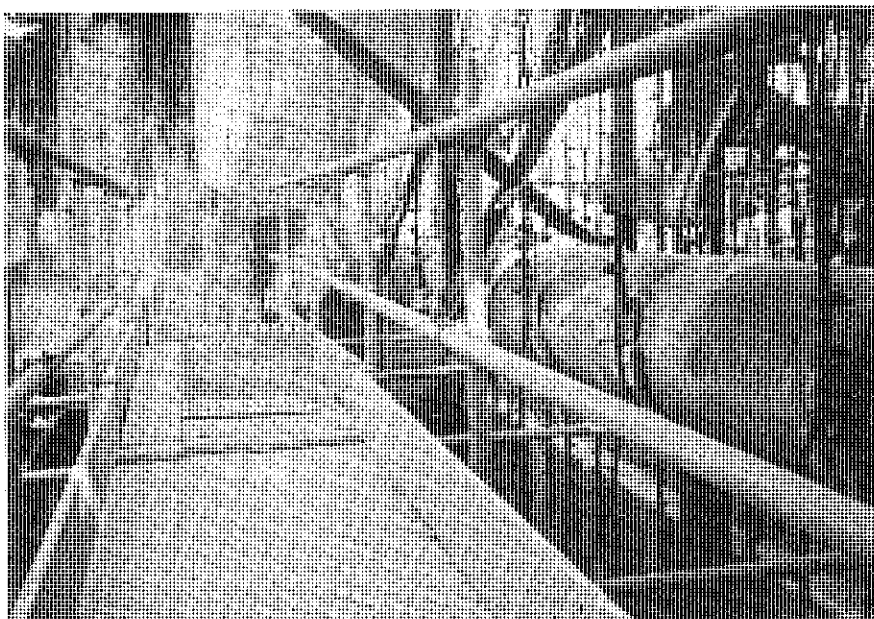


写真 3 - 6 - 19 埋設物吊防護施工状況

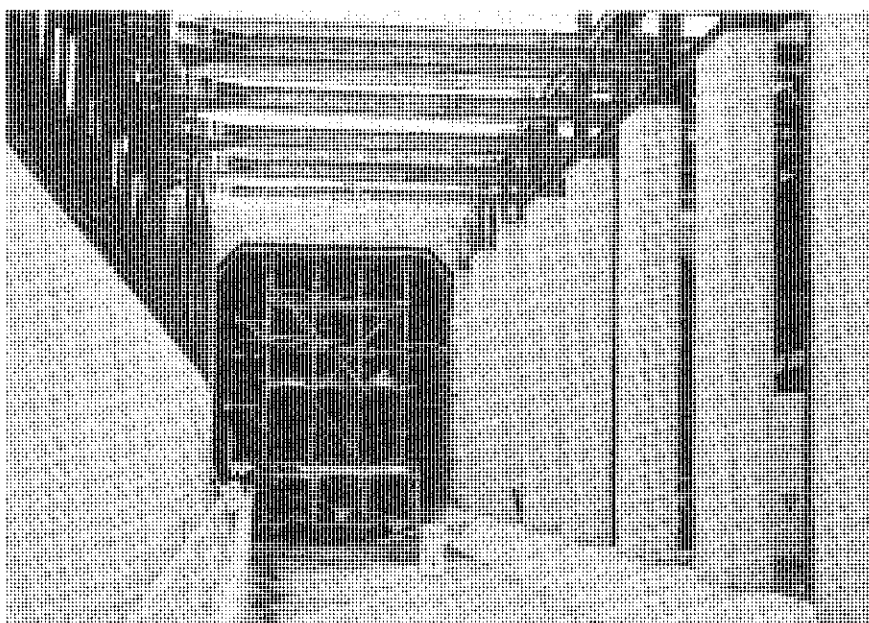


写真 3 - 6 - 20 く体鉄筋コンクリート施工状況



写真 3 - 6 - 21 防水工施工状況

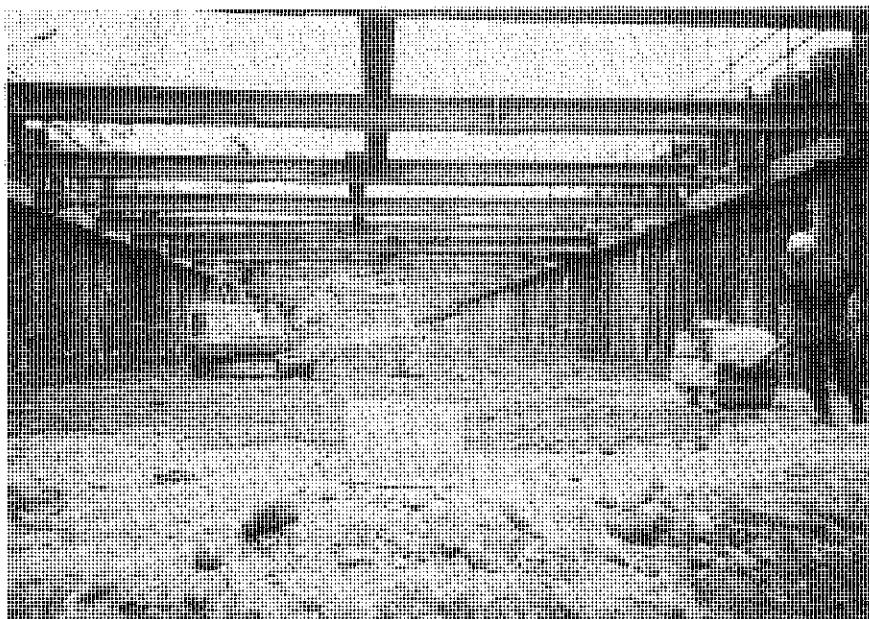


写真 3 - 6 - 22 埋戻し施工状況

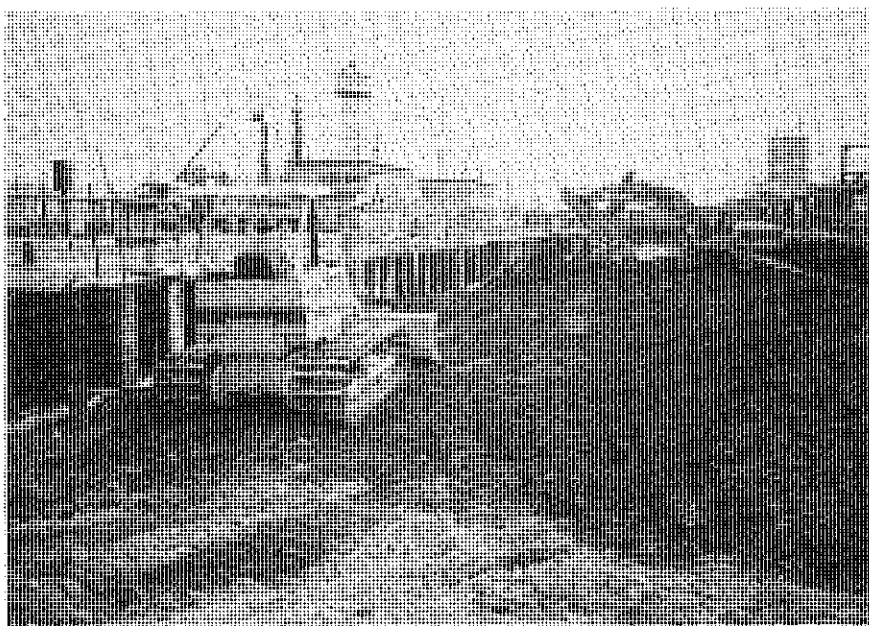


写真 3 - 6 - 23 埋戻し施工状況

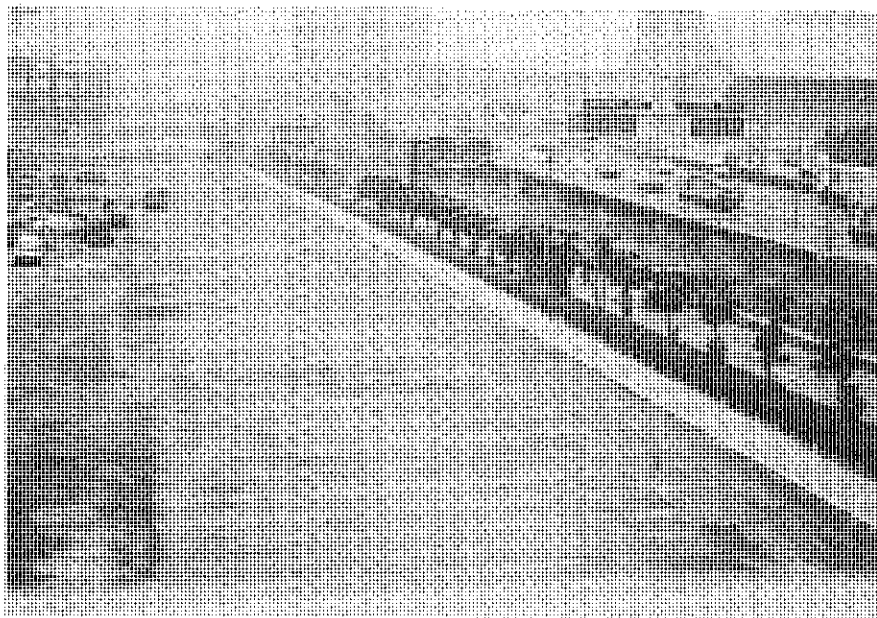


写真 3 - 6 - 24 しゅん功（起点方から終点方を望む）

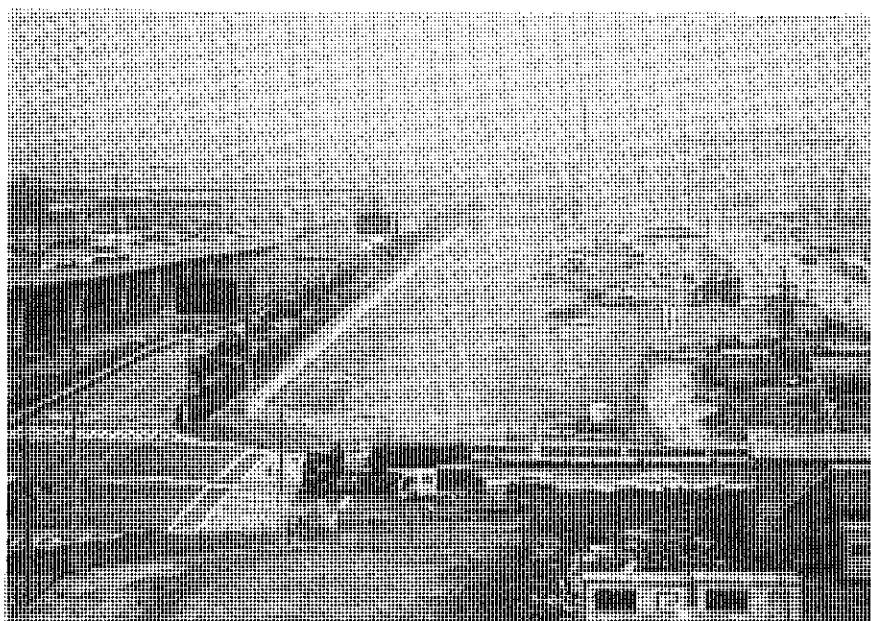


写真 3 - 6 - 25 しゅん功（起点方から終点方を望む）

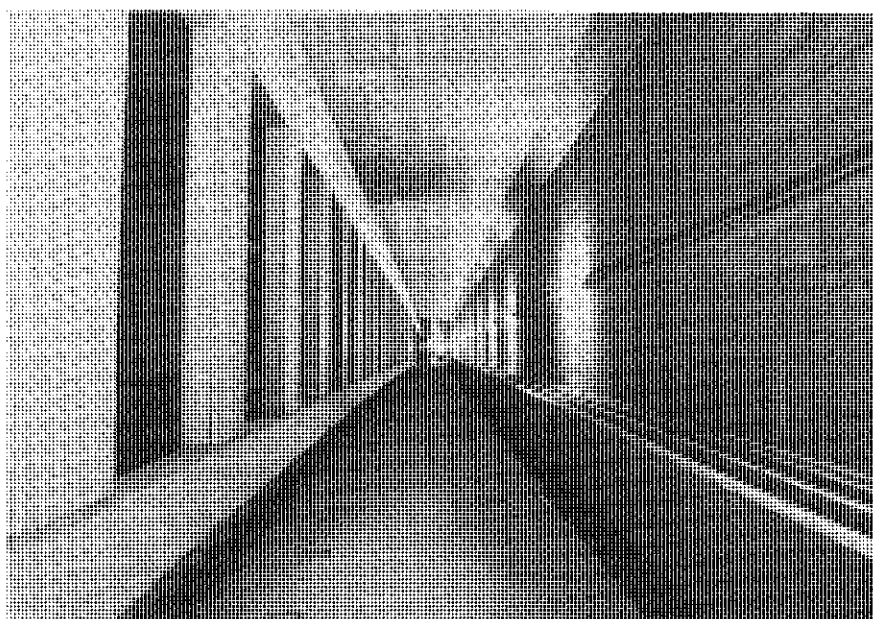


写真 3 - 6 - 26 しゅん功（ボックスカルバートトンネル）

第6節 有明トンネル第4

1. 概要

(1) 工区概要

本工区は、新木場起点 4km065m80～ 4km303m15間 ($\ell=237\text{m}35$) の開さく工事（開さく深さは、15.0～17.0m）であり、平成4年3月31日着手し、平成6年11月9日しゅん功した。

路線は、本線右側は国道357号に、左側は 4km176m～ 4km278m間において、東京臨海副都心建設(株)施行の給水所工事と近接・並行している。また、工区の始点方には通称豊洲・有明埠頭連絡道路があり、終点方は有明西運河と近接して工事用通路の設置ができないため、全面覆工として作業スペースを確保した。

工事は、複線箱型トンネル（一般部一層2径間 $\ell=132.35\text{m}$ 、シーサス部一層1径間 $\ell=105.00\text{m}$ ）を開さく工法により構築するもので、工区終点において、昭和56年6月に完成している既設の有明西運河部ケーソンと接続させる。施工内容は、その1工事では、鋼管矢板工、矢板工、中間くい、仮土留支保工、地盤改良工、仮設栈橋、開さく、土捨等であり、その2工事では、く体鉄筋コンクリート、防水工、中間くいてっ去、仮土留支保工てっ去、埋戻し等である。

(2) 地質概要

現地は、昭和30年代から40年代にかけて施工されたいわゆる10号埋立地に位置し、地質は、GL-5～6m程度までは埋土層で、コンクリート塊等を多量に含むF層及び浚渫土を主体とするFc、Fs層で構成され、ほとんどがN値2以下の軟弱な地層である。GL-13m程度までが沖積層（有楽町層）で、腐食物や細砂を不規則に混入するN値0～1の非常に軟弱な粘土層であるAc層と、N値4～6程度のゆるい細砂を主体とするAs-2層からなっている。更にその下のトンネル底版部は、洪積層の比較的良好な砂質土（Ds-3層）・粘性土（Dc-3層）である東京層より構成されており、N値50以上の密な砂礫層であるDg-2層（東京礫層）へと続いている。

2. 設計

(1) 仮土留工の設計について

イ 軟弱粘性土地盤（N値0～1）であるため、深い掘削土留工設計指針（案）により、弾塑性法により解析。一般的な切梁式土留工を採用する。

ロ 掘削時における土留工の許容水平変位量は、近接する国道等の沈下量を30mm程度以下に抑えることとした。このため過去の施工事例等を参考にして60mm程度としたが、隣接する給水所工事との同時施工区間については、給水所連続壁の許容変位量等から地盤改良とあわせ別途詳細検討を行った。また、切梁設置位置については、給水所連続壁の切梁とほぼ同じ位置とし、所要のプレロードを導入する。

ハ 掘削長が深くなり、土留材としての剛性及び遮水性を確保する必要があるため、鋼管矢板φ800を使用し、継手はP-T連結継手とする。

(2) 地盤改良の設計について（一般部）

イ 本施工区間の地質は、軟弱粘性土地盤（N値0～1）であるため、バックホウ及びブルドーザ等の施工機械の走行・運行に耐えうる能力（トラフィカビリティ）が

ないため、この対策として平均複合地盤強度 $\tau = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の地盤改良を必要とした。工法としては生石灰杭工法を採用し、使用する生石灰は、小野田ケミコC-130と同等品以上とした。杭径及び打設ピッチは、それぞれ $\phi 400$ 及び 1.4m である。

- ロ 掘削時における仮土留鋼管矢板の変形防止対策（許容水平変位量＝60mm程度）として、受動土圧を確保するため、上記①と同様に平均複合地盤強度 $\tau = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の地盤改良を必要とした。工法等は、上記①と同様である。

(3) 給水所近接区間の設計について

- イ この給水所は、臨海副都心地区に上水道を供給するため新設されるもので、供用開始を平成8年3月を目途とし、東京臨海副都心建設㈱が施工を進めていたが約3,000 m^2 の配水池2面と約2,600 m^2 のポンプ所1面を有する掘削深度約20mの大規模なものである。本線との関係は、線路横断方向の相互の土留壁間の離れが約4mと近接し、その延長も115mで工区延長の約半分に達している。

給水所工事は、鉄道事業認可の約1年前に先行着手され、給水所の設計に鉄道の近接施工による影響は考慮されいない。また、鉄道工事発注前の非公式協議(H3.12)においても、給水所連続壁の土留支保工の詳細実施設計が完了しておらず、具体的な検討は不可能であった。このため、工事契約後に、給水所の詳細設計に基づき細部の検討を行った。

- ロ 給水所との近接区間の開さく工法の選定において最も留意する事項は、地盤改良施工時の側圧及び掘さくの進行に伴うの影響が、給水所土留壁並びに支保工の許容変位及び応力値を越えないことである。なお、それぞれの許容値は、次に示すとおりである。

・連続壁	変位量	70mm
・連続壁	コンクリート曲げ圧縮応力度	$90 \times 1.25 = 113\text{kgf/cm}^2$
・連続壁	鉄筋曲げ引張応力度	$1,800 \times 1.25 = 2250\text{kgf/cm}^2$
・支保工	鋼材引張応力度	2100kgf/cm^2
	せん断応力度	1200kgf/cm^2

- ハ 開さく工法の選定は、表3-3-11に示す工法を中心に検討した。

① 当初工法（生石灰杭＋鋼管矢板（ $\phi 800$ ））の検討

1) 生石灰杭施工に伴う増加側圧の影響

掘さくの進行に伴う影響の検討前に、その前段で施工される生石灰杭（トラフィカビリティの確保と鋼管矢板の変位低減目的）の増加側圧による影響を検討する必要がある。なお、検討にあたっては、給水所の掘さくが完了している状態とした。増加側圧は公団の「深い掘削土留工設計指針」に示されている推定式により求めた。

検討の結果、鋼管矢板は増加側圧により最大33mm給水所側に押し出され、それに伴い連壁が16mm変位し、給水所支保工の腹起し4～7段、切梁6～7段の応力度が許容値をオーバーする。

2) 掘さくによる連続壁への影響検討

掘さくの進行に伴う土留壁への影響は、鉄道の掘さく開始前に給水所は掘さくを完了しているため、給水所の連続壁は既に $\delta 0$ の変位を生じている。

鉄道の掘さくが進むと、鉄道側の土留壁は $\delta 1$ の変位が生じ、その影響で給水所の連続壁は、相対的に鉄道側に $\delta 2$ 倒れ込む挙動を示し、鉄道に近い壁は変位量が減少($\delta 0 - \delta 2$)、遠い側は変位量が増大($\delta 0 + \delta 2$) することになる。従って給水所が掘さく完了の状態、鉄道の掘さくSTEP毎にFEM解析を行い、給水所連続壁の増加変位量($\delta 2$) を求め、連続壁の変位量と応力度を検討した。

検討の結果、鉄道の掘さく範囲内が生石灰杭で一様に改良($C=0.5\text{kgf/cm}^2$)されたとしても、連続壁の変位量、鉄筋応力度ともに許容値をオーバーする。また、掘さくの影響により、連続壁と鋼管矢板間の中間地盤の砂層がせん断破壊を生じることが判明した。

② 開さく各工法の比較検討(A、B、C案)

表3-3-11のA、B、C案ともに、せん断破壊を生じる中間地盤の地盤改良と、掘さく範囲内は鋼管矢板の変位抑制のために必要最小限の地盤改良を施工し土留支保工には所要のプレロードを導入(切梁反力の60%)する。

3案を比較検討の結果、増加工事費が若干かさむが、給水所構造物の変位並びに応力度の許容値をいずれも満足するC案(CJGによる先行地中梁)が近接施工区間の工法として最も適当であると判断した。

③ C案(CJG工法)の検討

工法の比較検討にあたっては、給水所の掘さく完了の状態で行ったが、給水所との工程調整を行い、給水所のく体(底版部)の施工を先行させると、連続壁の剛性が増した状態で掘さくが開始できることになる。従って、先行地中梁の段数の低減が可能と考えられ、表3-3-12に示すように先行地中梁3段と2段の場合について検討を行った。

検討の結果、先行地中梁は2段でも施工可能であり、表3-3-13に示すように工程の調整を行い、工費の節減を図ることとした。

二 掘さくによる連続壁への影響解析

① 解析の考え方

解析は、鉄道の掘さくが開始されてから給水所の変位が最大となる施工段階と鉄道側の変位が最大となる施工段階で行った。

② 解析結果

解析結果は、次に示すように、いずれも許容値を満たしている。

・変位量	61.2mm	<	70mm
・コンクリート曲げ圧縮応力度	58kgf/cm ²	<	113 kgf/cm ²
・鉄筋曲げ引張応力度	2021kgf/cm ²	<	2250 kgf/cm ²

(3) 箱型トンネルの設計について

イ 応答変位法による。

ロ 浮き上がりに対する検討。(H. W. L : + 2. 3 5)

ハ 下床版付近で地層が沖積層から洪積層に変化するため、地盤変動による影響を考慮。

二 地盤に対する検討

ホ 縦方向の検討

ヘ 荷重の組合せと許容応力度の割増係数

常 時	ケース①	死荷重+活荷重	割増係数	1. 0 0
地震時	ケース②	死荷重+地震時荷重	割増係数	1. 2 0

(4) 箱型トンネルの仮土留工との離隔について

イ 構造物の配筋に支障しない範囲まで仮土留工を離し（40 cm）、コンクリートを直打。（掘さく及び型枠作業量の減少により、工期短縮が図れる。）

(5) 仮土留工の存置について

イ 側部埋戻し及び仮土留工引抜きによる近接国道への影響を軽減させる。

ロ 液状化対策として液状化層を固定し、液状化発生の軽減を計るとともに仮土留によって周辺からの過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みを遮断する。

ハ 将来整備計画の盛土荷重載荷時に生じる周辺圧密沈下による構造物への影響を軽減させる。

3. 施 工

(1) 準備工

イ 工事用の進入路については、東京臨海副都心建設㈱との協議により、給水所工事で使用していた豊洲・有明埠頭連絡道路の歩道部からとし、共用することとした。

ロ 国道357号側に防護塀（H=3.0m）を設置して第3者の安全に配慮するとともに防護塀には彩色を施し、建設現場のイメージアップを目指した。

ハ 仮土留鋼管矢板、中間くい及び地盤改良（生石灰杭工法）の施工に先立ち、これらの施工に支障する埋立土層内（GL-4m～5m程度）のコンクリート塊等をスケルトン付きバックホウでてっ去し、その後、重機械の地耐力（40 t/m²）を確保するため、セメント系固化材で開さくエリア内の表層改良を施工した。改良深度は、2.0mで固化材添加量は 120kg/m³である。

(2) 鋼管矢板・鋼矢板・中間くい工

イ 鋼管矢板は、φ800(t=9)を使用し、長さは22.5m（234本）及び24.5m（256本）とした。打設工法は、国道及び給水所等への影響及び地質を考慮し、中掘圧入工法とした。

ロ 鋼矢板は、起点方の隣接工区（有明T第3）との工程調整により、工区境にVL型 $\ell=20.5\text{m}$ をウォータージェット併用のバイブロ工法で打設した。また、終点方の既設ケーソン部の上部については、VL型 $\ell=8.0\text{m}$ を通常のバイブロ工法で打設した。

ハ 中間くいはH形鋼 300を使用した。長さは全面覆工の関係から支持杭とし、 $\ell=27.0\text{m}$ (39本) 及び $\ell=28.0\text{m}$ (42本)をN値により判断し、ウォータージェット併用のバイブロ工法により打設した。

(3) 地盤改良工

イ 給水所との近接区間を除く一般部は、軟弱な掘さく地盤のトラフィカビリティ確保及び仮土留工の変形防止対策として、生石灰杭（ケミコパイルφ400）を、他工区の試験施工の結果から、打設ピッチ1.4mで直結3点式ケミコパイル打設機により地盤中に打設した。固化材（生石灰）数量は、改良柱1m当たり 163kg×1.03＝

168kgとした。なお、終点方（延長約10m区間）については、既設護岸に変状を与えないよう、排土式生石灰杭工法を採用した。施工数量は、改良長 $\ell = 13.45 \sim 14.45\text{m}$ / 本 $\times 792\text{本} = 10,778.4\text{m}$ である。

- ロ 給水所との近接施工区間については、給水所連壁の変位防止対策として、鉄道と給水所との中間地盤及び鉄道開さくエリア内の先行地中梁を、高速噴射置換工法（C J G工法）によって地盤改良をした。施工数量は、改良径2.0mで延長2,186.4mである。改良地盤強度は、砂質土 $= 30\text{kgf} / \text{cm}^2$ 、粘性土 $= 10\text{kgf} / \text{cm}^2$ とし、固化材の配合は、1 m^3 当たり高炉セメントB種 760kg、水 750 ℓ 、混和剤12kgとした。

スライム等の排泥は、現場内に固化ピットを設置して固化し、一般土として臨海副都心地域内の土捨場に処理した。改良強度と造成長の確認は、ボーリングにより試料を採取し、所定の強度等を確認している。

- ハ 起点方有明T第3側工区境の仮土留工端部の止水対策としては、高速噴射攪拌工法（J S G工法、改良径1.2m、 $\ell = 34.0\text{m}$ ）を施工した。また、工区終点側既設ケーソン取付部の仮土留工及びケーソン下部の止水・地盤強化としては、高速噴射攪拌工法（J S G工法、改良径1.4m、 $\ell = 150.0\text{m}$ ）及び高速噴射置換工法（C J G工法、改良径1.8m、 $\ell = 89.6\text{m}$ ）を施工した。改良地盤強度及び固化材の配合並びに排泥の処理等については、上記ロと同様である。

(4) 掘さく・土捨工

- イ 掘さくは、1次掘さくをバックホウにより、それ以後の2～6次掘さくは、クラムシエルと補助機械（ショートリーチバックホウ等）により施工した。施工数量は50,972.0 m^3 である。

- ロ 土捨は、臨海副都心開発エリア内で処理するという原則の基に、東京都作成の「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、臨海副都心地域内（中央防波堤内地を含む。）に設けた財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場に搬入した。

なお、平成5年1月以降は、臨海副都心開発の基盤整備事業による他企業の工事と競合したため、残土置場への搬入に多大な時間を要した。このため、工事工程にも影響を与えた。また、残土置場容量の状況から一部（9,634 m^3 ）については、財団法人東京港埠頭公社が管理する大田区城南島の残土受入れ基地へ搬入している。

(5) く体構築・防水工

- イ 臨海副都心線のボックストンネルの駅部及び一般部ともに、く体構築後の仮土留の扱い、く体の防水工、く体の鉄筋コンクリートの許容応力度等については、以下の前提条件に基づき、設計を行った。

① 構造物の概ね側部に位置する沖積層の砂質土が、地震時に液状化する可能性があることから、液状化による周辺からの過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みに構造物の浮き上がりや沈下を、仮土留工を存置することで構造物と液状化地層を遮断し、構造物の安定化を図る。

② 国道357号と並行・近接しているため、矢板引抜時における地盤沈下の防止や将来整備計画の盛土荷重載荷時に生じる周辺圧密沈下による構造物への影響を軽減させるためにも仮土留工を残置することとした。

③ 仮土留工の残置に伴い、トンネルの防水工や開さく幅等については、経済比較

や工期短縮等を踏まえて検討し、次のとおりとした。

- 1) 防水工は、上床版と下床版はシート防水を施工することとし、側部は鋼矢板及び鋼管矢板を残置すること、仮土留とく体間は直接本体と同配合のコンクリートを打設すること、から、相当の遮水性が期待できるとして防水工は施工しないこととした。
- 2) トンネルの開さく幅は、仮土留工を残置することから、く体の配筋と腹起こし等を考慮してく体から仮土留工までの最小離隔を40cmを基本として開さく幅を設定した。
- ④ く体鉄筋コンクリートの設計においては、く体全周に防水工を施工するものとして、鉄筋の許容引張応力度は、 $2,000 \text{ kgf/cm}^2$ (SD345)とした。
- ⑤ 仮土留工残置区間の側壁鉄筋コンクリートは、仮土留矢板の凹凸による背面拘束やコンクリートの温度及び乾燥収縮の応力によりひびわれの発生が懸念されることから、10m程度の間隔でひびわれ誘発目地を設け制御するとともに、同箇所止水板を設置して漏水の発生を防止することとした。

以上のような当初設計に基づき、先行していた3工区（有明T第2、国際展示場St、有明T第3）においてはく体鉄筋コンクリートの施工を行っていたが、側壁部に当初設計の誘発目地以外の箇所にも多数のひびわれ発生が認められた。そこで、当工区の対策としては、先行3工区の試験施工（誘発目地間隔3～5m、目地の断面欠損率20%以上）の結果を踏まえて、施工を行ったが、他工区と同様に完全にひびわれを制御するには至らなかった。

ひびわれ発生原因の推定については、前述したとおり、仮土留壁（SKY）を残置することとしており、く体側壁コンクリートは、側壁本体から仮土留壁まで一体で打設することになっている。このため、側壁部コンクリートの部材厚さが120～210cmとなり、土木学会コンクリート標準示方書で定義する「マスコンクリート」の範疇に入り、セメントの水和熱の蓄積により内部温度はかなり上昇し、さらにコンクリートの背面は、仮土留壁の凹凸により大きな拘束を受けていることになる。

従って、こうした内部と表面の大きな温度差による内部拘束応力と以降の冷却によるコンクリートの収縮変形が仮土留壁の拘束を受けることにより、ひびわれが発生したものと推定される。

ひびわれ対策としては、「マスコンクリートの温度ひびわれ」の制御前提として現実的な対策を選択し、その各対策について東京テレポートSt工区を代表例として温度応力解析し、対策の有効性の評価を行った。

検討の結果は、次のとおりである。

① ひびわれ誘発目地間隔の縮小

誘発目地間隔を2.5mに縮小した場合、ひびわれ指数は改善されるが、構造的弱点が増大するので5.0m程度を基本とする。

② 配合の変更

a 高性能AE減水剤の使用

若干の改善効果はあるが、効果は少ない。

b 中熱ポルトランドセメントの使用

若干の改善効果はあるが、強度発現が遅いため工程上の問題を生じる。

c 超低発熱セメントの使用

改善効果はあるが、強度発現が遅いため工程上の問題を生じる。

d 水和熱抑制型膨張材の使用

顕著な改善効果があり、超低発熱セメントのように管理材令の問題もない。

③ パイプクーリング

前ピークひびわれ指数（表面ひびわれ）は改善されるが、後ピークひびわれ指数（貫通ひびわれ）の改善効果は少ない。

以上から、臨海副都心線のボックスカルバートンネルのひびわれ対策として、水和熱抑制型膨張材を使用した膨張コンクリートを施工するものとした。（下床版・中柱を除く。）

しかしながら当工区は、工程上の問題が少ない（仮土留工の設計上から、側壁・上床版が同時打設できる等。）こと、また、過去に超低発熱セメントによる施工実績があること、などから、承諾のうえ、超低発熱セメントを使用したコンクリートを施工した。なお、く体鉄筋コンクリート総数量（設計数量）9,150.0 m^3 の内、超低発熱セメントを使用したコンクリートの施工数量は、2,627.1 m^3 である。

ロ く体鉄筋コンクリートの1ブロック施工長は20mとし、コンクリート打設はすべてポンプ車である。また、現地には鉄筋加工の作業スペースが確保できないため工場加工とした。

(6) 給水所近接区間の施工管理（計測管理）

イ 当工事の施工は、給水所連続壁の変位量や応力度に関し、許容値内であるか確認しながらの慎重な施工監理が必要である。従って、計測機器を配置し、施工に伴う挙動を常に把握しながら、その情報を即時に反映させるため計測監理フローを定め施工管理を行った。

ロ 各計測項目の目的及び計測方法の概要は、次のとおりである。

① 土留壁の変形測定

土留壁の変形挙動を把握し、設計時の予測値から設定した管理値と対比することにより安全を管理する。変形の測定は、土留壁の鋼管矢板に設置された測定管の単位長当たり傾斜角を挿入式傾斜計で自動測定（自動巻上げ装置）し、傾斜角を水平変位量に変換して土留壁下方から順次上に累積して、全体の変形（分布）を求める方法である。なお、測定管は鋼管矢板下端より約12mまで設置し、最下端を不動点とした。

② 土留壁の応力測定

土留壁の応力状態を把握し、部材の許容応力度と対比することにより安全を管理する。応力の測定は、鋼管矢板の内外両側に設置したひずみ計により測定した鋼管矢板のひずみを、応力に換算する方法である。

③ 土留に作用する土圧・水圧測定

土留壁に作用する土圧・水圧を把握し、設計時に仮定した値と対比することにより安全を管理する。土圧・水圧の測定は、土留壁背面及び掘さく側根入れ部に並べて設置した。

④ 切梁の軸力・温度測定

切梁の軸力変動を把握し、設計時の予測値から設定した管理値と対比することにより安全を管理する。軸力の測定は、切梁ウェブ両側にひずみ計を設置し、測定値を軸力に換算する。温度の測定は、ひずみ計近辺に設置した温度計で測定し、切梁の温度変動と軸力の変動を対比した。

ハ 計測管理

計測を実施するにあたり、計測項目毎の管理基準値を東京臨海副都心建設㈱との協議により決定した。基準値は、給水所側鋼管矢板のFEM解析結果による最大応力及び最大水平変位量を管理基準の指標とした。

管 理 基 準 値

計 測 値 に よ る 対 応 策

計測項目	壁 体 応 力	壁 体 変 位
管理基準 の指標値	1015kgf/cm ²	11.1 mm
第 1 次管 理基準値	指標の80% 812kgf/cm ²	指標の80% 8.9 mm
第 2 次管 理基準値	指標の 100 %	指標の 100 %

状 況	対 応 策
実測値 ≤ 第 1 次管理値	工事を続行する。
第 1 次管理値 < 実測値 ≤ 第 2 次管理値	実測値がこの範囲内であれば問題ないが、次の掘さく段階で第 2 次管理値を上回るか否か十分検討し、上回るおそれがある場合は、工事を一時中断し対策を検討・協議する。
第 2 次管理値 < 実測値	工事を一時中断し対策を協議・決定する。

ニ 計測頻度

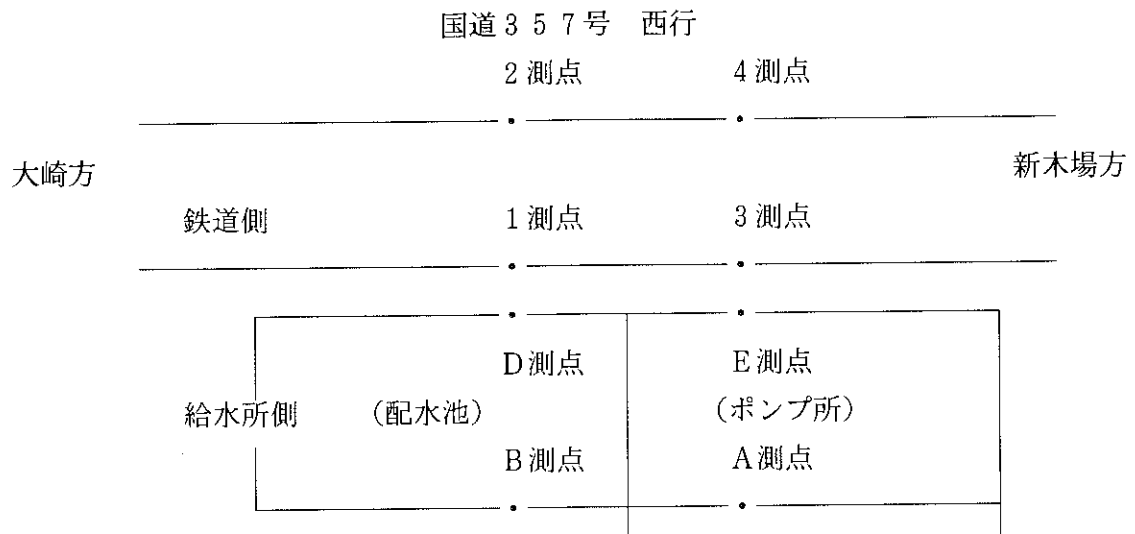
計測の頻度は基本的に 1 回／日としたが、工事の施工位置が給水所に近接し、工程上も影響を与える可能性がある場合は、2 回／日とした。

なお、測定時刻は次のように定めた。

- ・ 1 回／日 午前 6 時 (作業開始前)
- ・ 2 回／日 午前 6 時 (作業開始前)
- 午後 0 時 (午前の作業終了時)

ホ 計測位置の関係

測点の配置は、次のとおりである。



へ 実施工と計測結果

① 地盤改良の施工と変位

C J G工法による地盤改良の結果、対面する測点の変位は次のとおりである。

なお、→は変位の向きを示す。

給水所連壁		鋼管矢板	
D 測点	2.8mm	17.6mm	1 測点
掘削断面側へ ←		← 給水所側へ	
E 測点	1.7mm	21.3mm	3 測点
鉄道側へ →		← 給水所側へ	

このように、各土留壁の変位量と方向は必ずしも一致しておらず、給水所連壁の変位が地盤改良の影響とは断定できなかった。

② 開さくの施工と変位

鉄道側の傾斜計は、掘さくの影響を明確化するために、掘さく開始時の変位を0として計測を開始した。なお、変位量は掘さく側を正として表している。

各ステップ毎の主な変位状況は次のとおりである。

1) 1次掘さく完了時 (GL-3.0m まで)

各土留壁の掘さく開始から1次掘さく完了までの最大変位量を次に示す。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 5.4	↓ 14.4
	給水所側	↓ -2.1	↑ 5.3
給水所連続壁	鉄道側	↑ -1.1	↑ -3.5
	海 側	↑ 0.6	↑ 3.5

変位量は解析値の17～38%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果の反対側に変位している。些少ではあるが、中地盤が圧縮力を受けた結果になっている

2) 3次掘さく完了時 (GL-8.75mまで)

掘さく開始から3次掘さく完了までの累計変位量は、次のとおりである。なお、この掘さく範囲には先行地中梁1段目のてっ去が含まれている。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 8.3	↓ 23.3
	給水所側	↓ -1.9	↑ 9.0
給水所連続壁	鉄道側	↑ -1.7	↑ -8.6
	海 側	↑ 1.1	↑ 8.6

変位量は解析値の13～36%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果の反対側に変位している。この傾向は1次掘さくと同じである。

3) 4次掘さく完了時 (GL-11.7mまで)

掘さく開始から4次掘さく完了までの累計変位量、次のとおりである。なお、この掘さく範囲には先行地中梁2段目のてっ去が含まれている。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 11.6	↓ 37.3
	給水所側	↓ -3.3	↑ 10.2
給水所連続壁	鉄道側	↑ -1.7	↑ -9.9
	海 側	↑ 1.1	↑ 9.9

変位量は解析値の8～32%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果と反対側に変位している。この傾向は1～3次掘さくと同じである。今回の掘さくで、先行地中梁は2段ともてっ去したが、特別な影響は確認できなかった。これは、切梁に導入されたプレロードによる効果で、土留壁の変位が抑制されたと考えられる。

4) 5次掘さく完了時 (GL-14.7mまで)

掘さく開始から4次掘さく完了までの累計変位量は次のとおりである。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 17.4	↓ 45.3
	給水所側	↓ -6.4	↑ 10.7
給水所連続壁	鉄道側	↑ -0.5	↑ -10.3
	海 側	↑ 1.8	↑ 10.3

変位量は解析値の5～38%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果の反対側に変位している。この傾向は1～4次掘さくと同じである。

5) 掘さく完了時 (GL-16.97m まで)

掘さく開始から掘さく完了までの累計変位量は次のとおりである。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 24.5	↓ 49.2
	給水所側	↓ -9.2	↑ 10.8
給水所連続壁	鉄道側	↓ 2.0	↑ -10.3
	海 側	↑ 1.1	↑ 10.3

変位量は解析値の11~50%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果の反対側に変位している。この傾向は1~5次掘さくと同じである。また、給水所連壁の鉄道側も解析結果の反対側に変位している。これは給水所の切梁てっ去が行われた影響と考えられる。

6) 掘さくによる変位のまとめ

鉄道側鋼管矢板の変位は、解析結果の約30~50%であり、C J G工法による地盤改良と切梁に導入したプレロードが十分機能したものと考えられる。

また、給水所連壁の変位も解析結果の約 8~30%と小さく、これは鉄道側の変位を最小限に抑制できた効果と考えられる。

更に、変位の方向について解析結果と比較すると、次のようなことが考えられる。解析結果からは、鉄道の掘さくに伴い給水所の土留全体が、鉄道側に引き寄せられる傾向を示していたが、計測の結果からは給水所と鉄道の開さくが、一体化して変位したのではないかと推測される。

7) 4段切梁てっ去

掘さく開始から4段切梁てっ去までの累計変位量は次のとおりである。

(単位:mm)

項 目	土留位置	変 位 量	解 析 値
鉄道鋼管矢板	国道側	↓ 30.3	↓ 51.1
	給水所側	↓ -11.8	↑ 11.1
給水所連続壁	鉄道側	↓ 2.7	↑ -10.5
	海 側	↑ 3.1	↑ 10.5

変位量は解析値の30~60%であるが、鋼管矢板の給水所側は、解析結果と反対側に変位している。この傾向は1次掘さく~掘さく完了までと同じである。給水所連壁の鉄道側も、掘さく完了時と同じように解析結果の反対側に変位している。これは、切梁がてっ去されたため掘さく完了時と同じ傾向を示していると考えられる。

8) 切梁てっ去による変位のまとめ。

5段、4段切梁てっ去は、トンネルの下床版及び側壁の一部を構築後行っているため、変位の傾向に特別な変化はみられなかった。

9) その他の計測結果

a 土圧・水圧

掘さく開始～切梁てっ去完了までの計測値は、土圧は10～12tf/m²、水圧は3～4tf/m²であり、施工の進捗による大きな変化は認められなかった。

b 切梁軸力

切梁の軸力は、温度差による線膨張等の影響を考慮して、弾塑性計算より算出した切梁反力の60%をプレロードとして載荷した。

導入荷重及び計測結果を次に示す。

設 定 荷 重			計 測 結 果			
段 数	設 計	導 入	4 次	5 次	床 付	梁 撤
1 段	1 4	1 0	6	7	8	9
2 段	1 1 6	7 0	4 5	4 1	3 7	4 1
3 段	1 9 6	1 2 0	1 2 5	1 1 8	1 1 4	1 5 1
4 段	1 0 2	6 5	—	8 0	8 7	—
5 段	8 4	5 0	—	—	9 4	—

以上のように、設計荷重と比較して異常な値は計測されなかった。

ホ 考 察

① 地盤改良（C J G工法）

C J G工法による地盤改良終了後の土留壁の最大変位は、鉄道の鋼管矢板で21.3mmと比較的大きく、給水所連続壁で2.8mmと微小であった。地盤改良の施工順序は、先行地中梁と中間地盤の改良を同時並行で行い、改良パターンは分散施工として構造物への影響低減を図ったが、鋼管矢板は前述のような変位となった。C J G工法は、改良時の増加側圧が小さいと言われているが、今回は鋼管矢板で仕切られた範囲を施工したことで改良時の側圧が蓄積され、変位が増加したと考えられる。

② 掘さく開始から切梁てっ去

4段切梁てっ去までの各土留壁累計変位量は、次に示すようにいずれも解析値を下回っている。

	解析値		計測値
鋼管矢板	1 1 mm	>	— 1 2
連続壁	7 0 mm	>	5 9 (3 mm)

* () 内は掘さくによる変位量

このような結果となった大きな要因は、次のように考えられる。

F E M解析結果から、せん断破壊を生じると思われた中間地盤（鋼管矢板と連続壁に挟まれる地盤）の砂質土をC J G工法で改良した効果が大きいのと、改良材がそれぞれの壁体を伝い、改良範囲が設計範囲より大きくなったことが、大きな変位を生じさせなかった要因と思われる。

また、掘さく範囲内の先行地中梁及び切梁に導入したプレロードが効果的に機

能し、総合的に土留壁の変位を抑制したと思われる。

(7) 埋戻し工

- ① 埋戻し土は、原則として土捨てと同様に臨海副都心開発事業により発生した残土を使用し、「臨海副都心地域での残土処理要綱」により、財団法人東京港埠頭公社が管理する残土置場から搬入した。
- ② 搬入土については、あらかじめ土質試験を実施した結果、埋戻し土としては軟弱であり強度不足であったため、施工機械のトラフイカビリティ及び所定の土の締固め度（平板載荷試験法による K_{30} 値 5 kg/cm^2 ）を確保するため、セメント系固化材を 1 m^3 当たり 50 kg 添加した。
- ③ 埋戻しの施工に当たっては、所定の土の締固め度を得るため、締固め厚さ、施工機械の締固め回数等を事前に試験施工して定め、本施工に入った。
- ④ 終点方既設護岸に近接する箇所（ $4\text{ km}280\text{ m}95\sim 4\text{ km}304\text{ m}50$ 間、 $\text{TP}+0.566$ 以下）については、東京都港湾局高潮対策事務所との協議により、千葉県安房郡鋸南町産の砂岩ずりを使用して埋戻した。なお、施工数量、は残土使用が $24,474\text{ m}^3$ 、砂岩ずり使用が $1,632\text{ m}^3$ である。

(8) 後片付け工他

- ① 近接する国道 357号の歩道部にクラック等の変状が若干生じたため、建設省と協議を行い、補修を行った。
- ② 東京都港湾局との協議により、終点方既設護岸から 30 m の範囲及び $4\text{ km}160\text{ m}$ 付近の予定道路位置の鋼管矢板については、頭部を $2.5\text{ m}\sim 3.0\text{ m}$ てっ去した。
- ③ 鋼管矢板については、埋戻し土の沈下防止のため、頭部にあと埋めコンクリートを施工した。

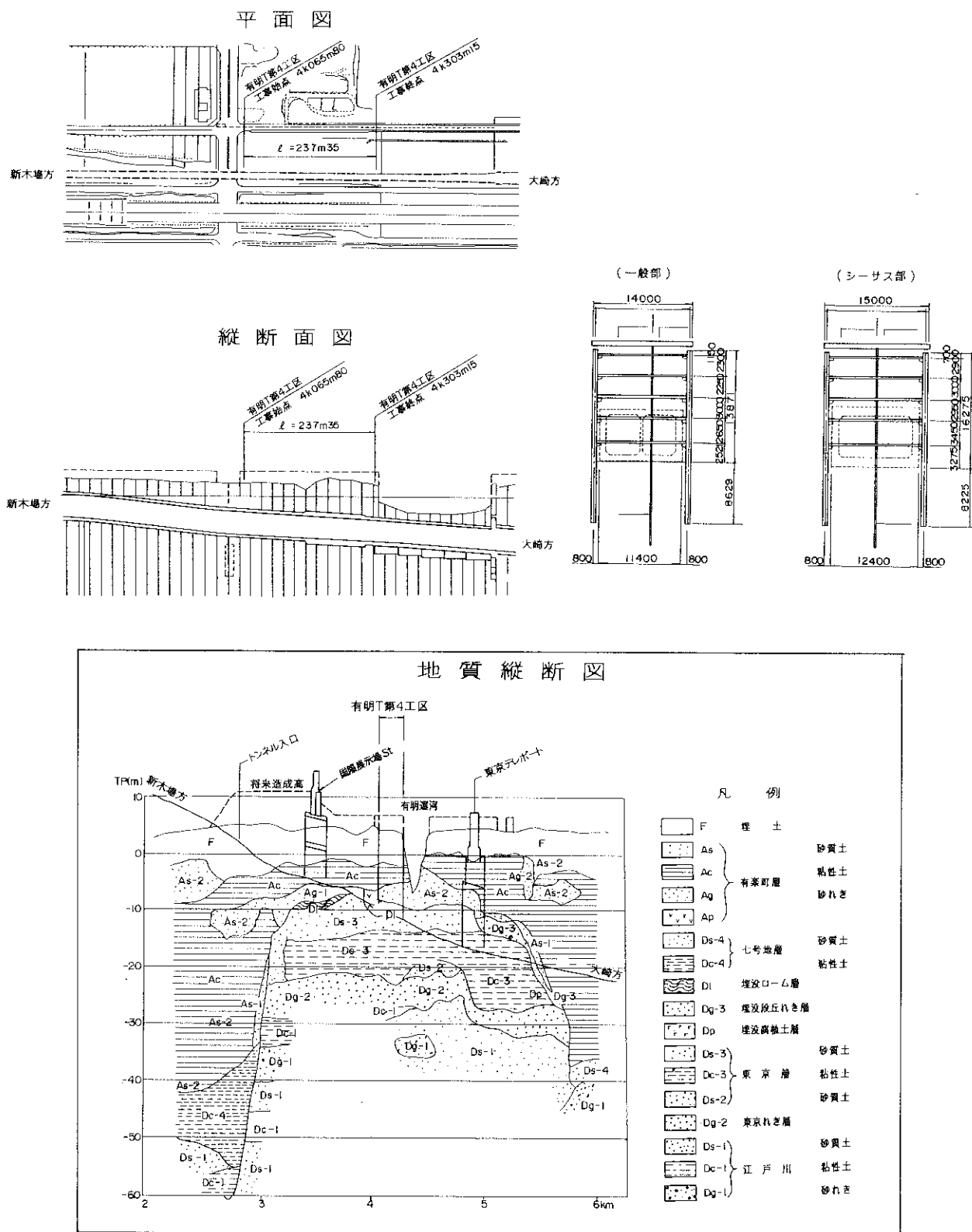
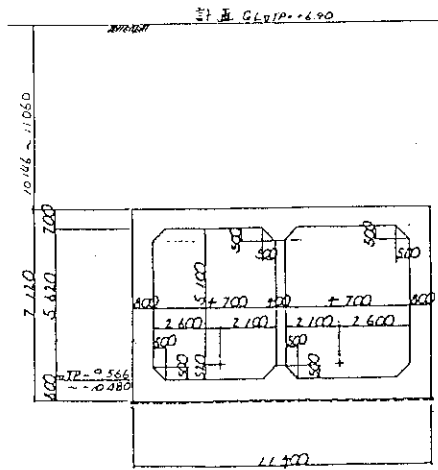
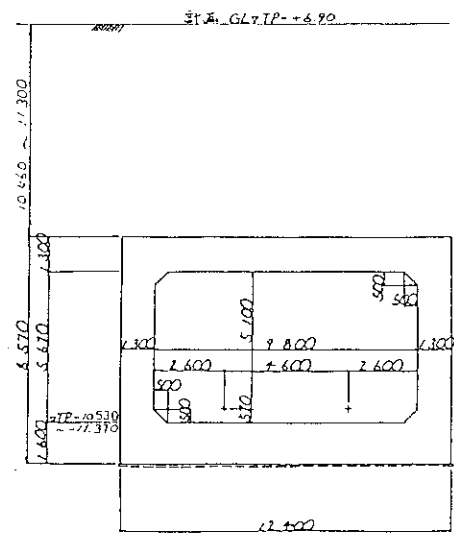


図3-6-25 概略図

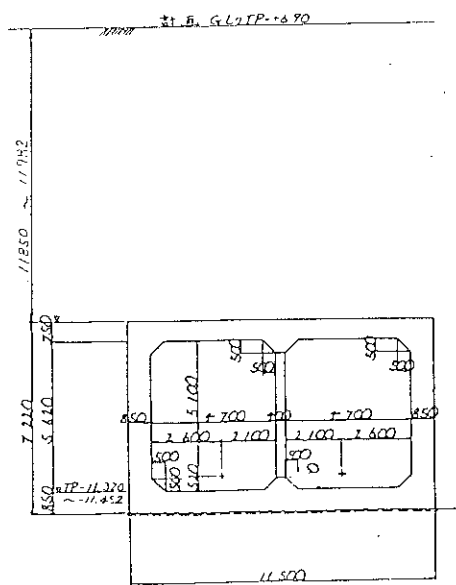
4K065m80~4K180m10



4K180m10~4K285m10



4K285m10~4K301m25



4K301m25~4K303m25

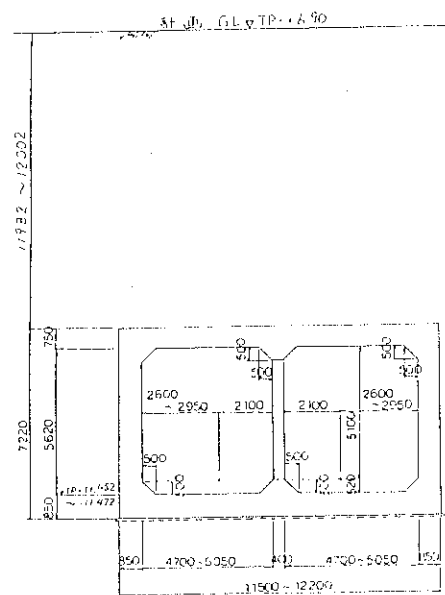
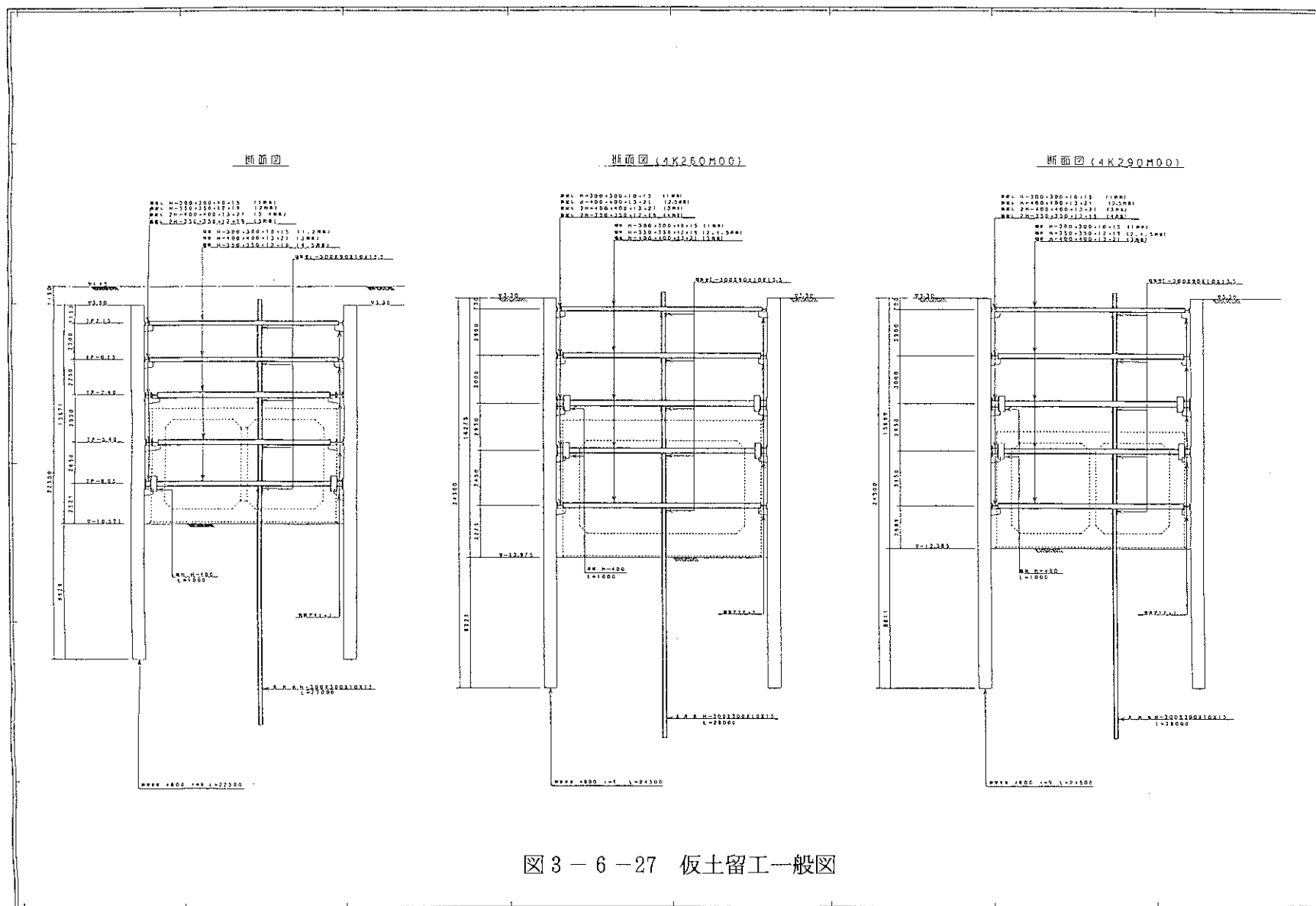
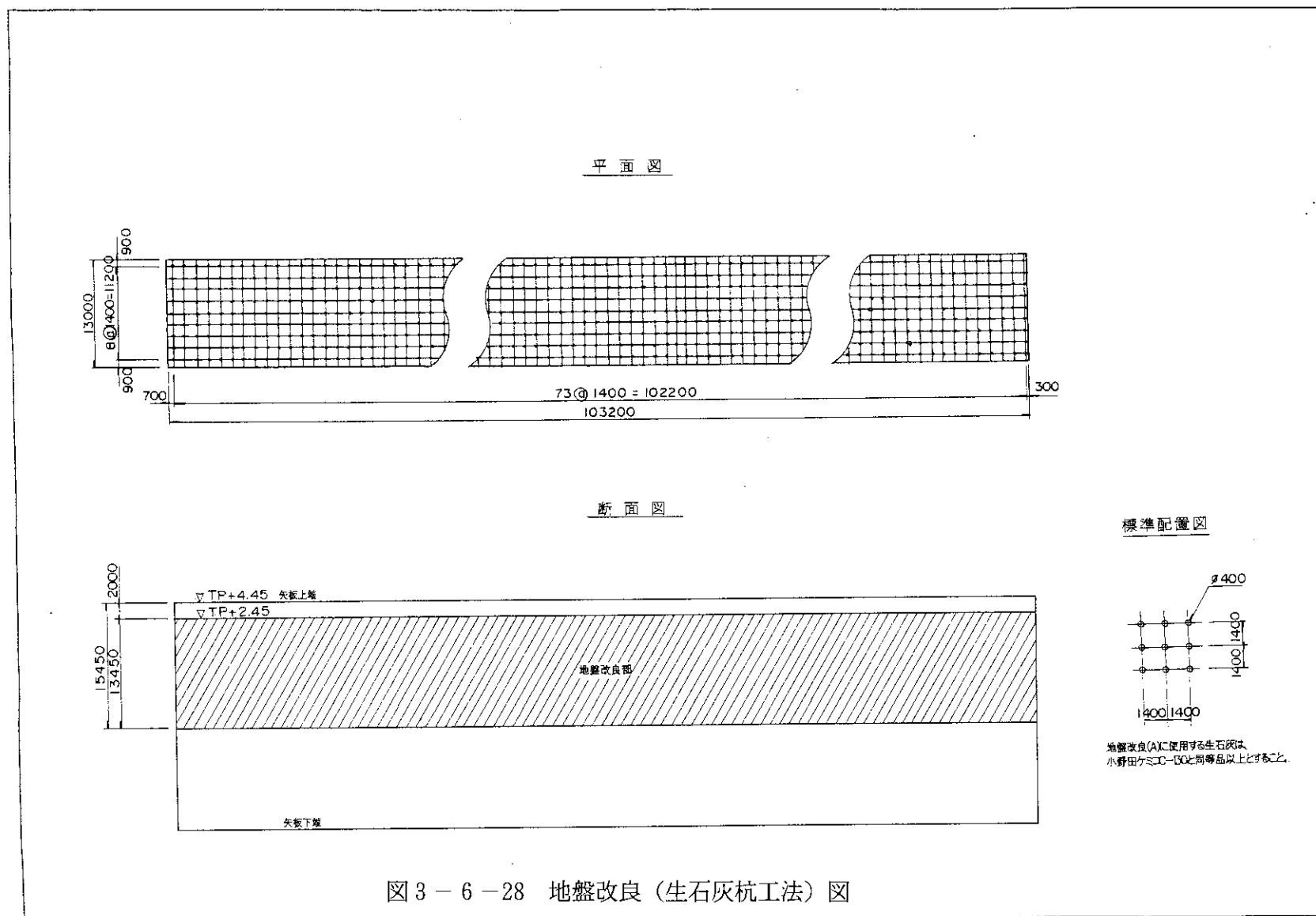
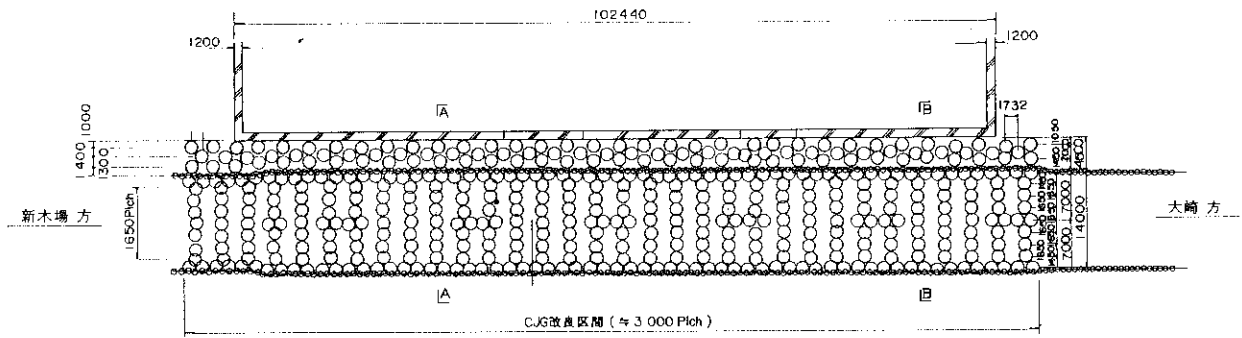


図 3-6-26 ボックスカルバートンネル一般図

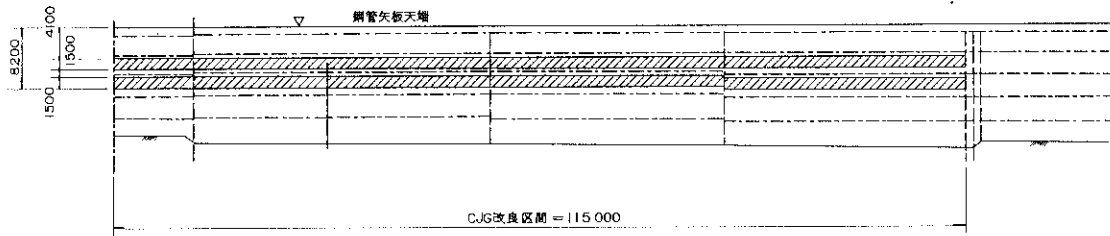




平面図



縦断面図



横断面図

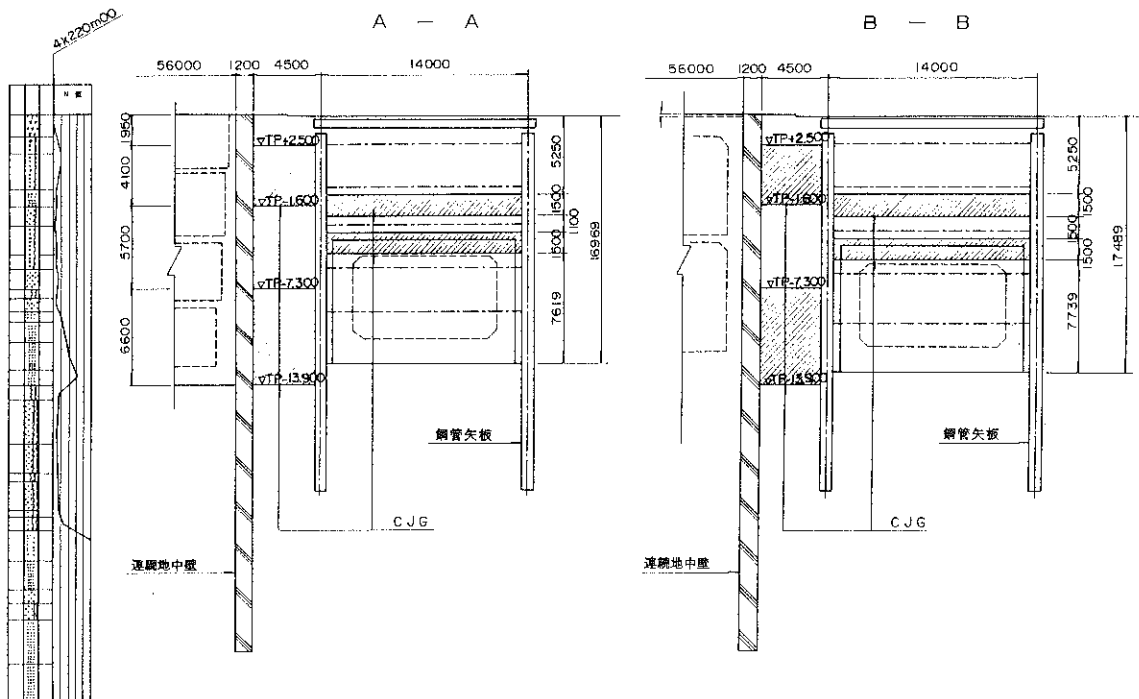


図 3 - 6 - 29 地盤改良（給水所近接区間 C J G 工法）図

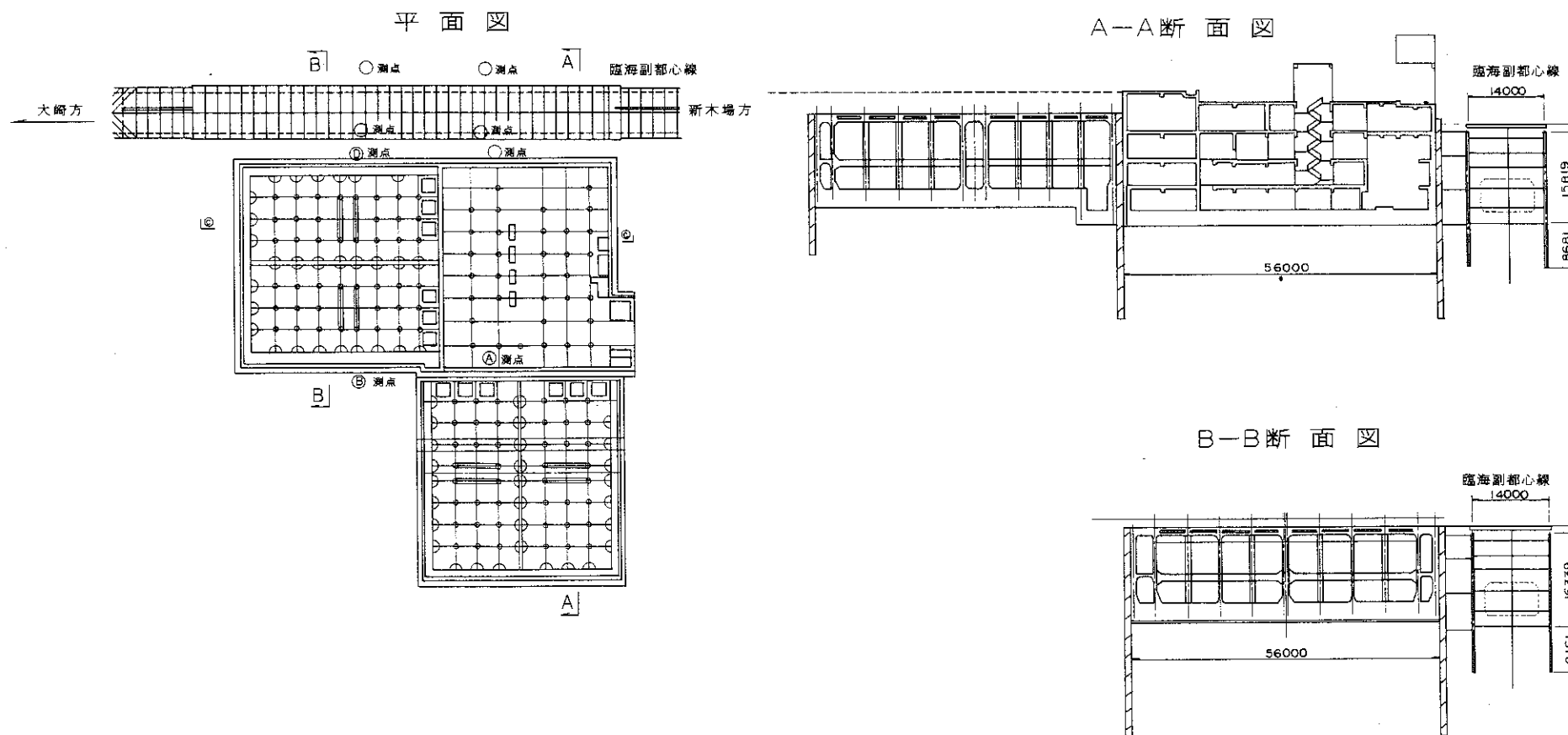


図 3 - 6 - 30 臨海副都心線給水所近接一般図

工 法		当 初 生石灰杭 + 鋼管矢板φ800 (プレロード無)	A 案 生石灰杭 + C J G (プレロード有)	B 案 CDM + C J G (プレロード有)	C 案 C J G (プレロード有)
項 目					
工 法 概 要 図					
地よの 盤る影 改連壁 良壁 にへ	腹 起 し	× (4 ~ 7 段)	× (7 段)	○	○
	切 梁	× (6 ~ 7 段)	○	○	○
	連壁本体	○	○	○	○
開 閉 変 に 位 よ る 応 連 力 壁 の	変 位 (mm)	83.1 > 70 NG	65.8 < 70 OK	66.4 < 70 OK	62.8 < 70 OK
	コンクリート応力 (kgf/cm ²)	98.0 < 112.5 OK	101.0 < 112.5 OK	101.8 < 112.5 OK	94.6 < 112.5 OK
	鉄筋応力 (kgf/cm ²)	2625 > 2250 NG	2393 > 2250 NG	2415 > 2250 NG	2243 < 2250 OK
工事費 (百万円)		±0	+327	+369	+399
工 期 (月)		14	15.7	16.9	14.7
評 価		×	×	△	○

表 3-3-11 給水所近接区間開さく工法比較表

工 法		C J G 先行地中梁工法 (プレロード有)																																																		
項 目		当初案 先行地中梁 4 段		第2次案 先行地中梁 3 段		実施工 先行地中梁 2 段																																														
工 法 概 要 図																																																				
施 工 条 件		○ 給水所連続壁を支持するものは、土留支保工と地盤のみと考える。 ○ 鉄道の掘さくは、給水所工事の進捗に影響を受けないで施工できる。		○ 給水所連続壁は、土留支保工・底版・地盤に支持されていると考える。 ○ 給水所の底版 (厚さ 3 m) の打設完了後に鉄道の掘さくを開始する。 (当初工程より 1.5 ヶ月遅延)		○ 鉄道の掘さく開始時に給水所連続壁を支持するものは、土留支保工・B 4 階までのく体・地盤と考える。 ○ 鉄道の 4 次掘さく (先行地中梁下段の範囲) 開始は、給水所の 3 B 階上床梁 (5.75×5.75 格子状、桁高 1.20、桁幅 0.90) の施工完了後とする。 (当初工程より 2.0 ヶ月遅延)																																														
最大 変位 量		<table><tr><th></th><th>解析値</th><th>許容値</th></tr><tr><td>給水所連続壁</td><td></td><td></td></tr><tr><td>合成変位</td><td>62.8mm</td><td>< 70.0mm OK</td></tr><tr><td>FEM 変位</td><td>9.8mm</td><td>鉄 道</td></tr><tr><td>弾塑性変位</td><td>53.0mm</td><td>給水所</td></tr></table>			解析値	許容値	給水所連続壁			合成変位	62.8mm	< 70.0mm OK	FEM 変位	9.8mm	鉄 道	弾塑性変位	53.0mm	給水所	<table><tr><th></th><th>解析値</th><th>許容値</th></tr><tr><td>給水所連続壁</td><td></td><td></td></tr><tr><td>合成変位</td><td>60.7mm</td><td>< 70.0mm OK</td></tr><tr><td>FEM 変位</td><td>7.4mm</td><td>鉄 道</td></tr><tr><td>弾塑性変位</td><td>53.3mm</td><td>給水所</td></tr></table>			解析値	許容値	給水所連続壁			合成変位	60.7mm	< 70.0mm OK	FEM 変位	7.4mm	鉄 道	弾塑性変位	53.3mm	給水所	<table><tr><th></th><th>解析値</th><th>許容値</th></tr><tr><td>給水所連続壁</td><td></td><td></td></tr><tr><td>合成変位</td><td>61.2mm</td><td>< 70.0mm OK</td></tr><tr><td>FEM 変位</td><td>7.8mm</td><td>鉄 道</td></tr><tr><td>弾塑性変位</td><td>53.4mm</td><td>給水所</td></tr></table>			解析値	許容値	給水所連続壁			合成変位	61.2mm	< 70.0mm OK	FEM 変位	7.8mm	鉄 道	弾塑性変位	53.4mm	給水所
		解析値	許容値																																																	
給水所連続壁																																																				
合成変位	62.8mm	< 70.0mm OK																																																		
FEM 変位	9.8mm	鉄 道																																																		
弾塑性変位	53.0mm	給水所																																																		
	解析値	許容値																																																		
給水所連続壁																																																				
合成変位	60.7mm	< 70.0mm OK																																																		
FEM 変位	7.4mm	鉄 道																																																		
弾塑性変位	53.3mm	給水所																																																		
	解析値	許容値																																																		
給水所連続壁																																																				
合成変位	61.2mm	< 70.0mm OK																																																		
FEM 変位	7.8mm	鉄 道																																																		
弾塑性変位	53.4mm	給水所																																																		

表 3 - 3 - 12 給水所近接区間開さく工法検討経緯表

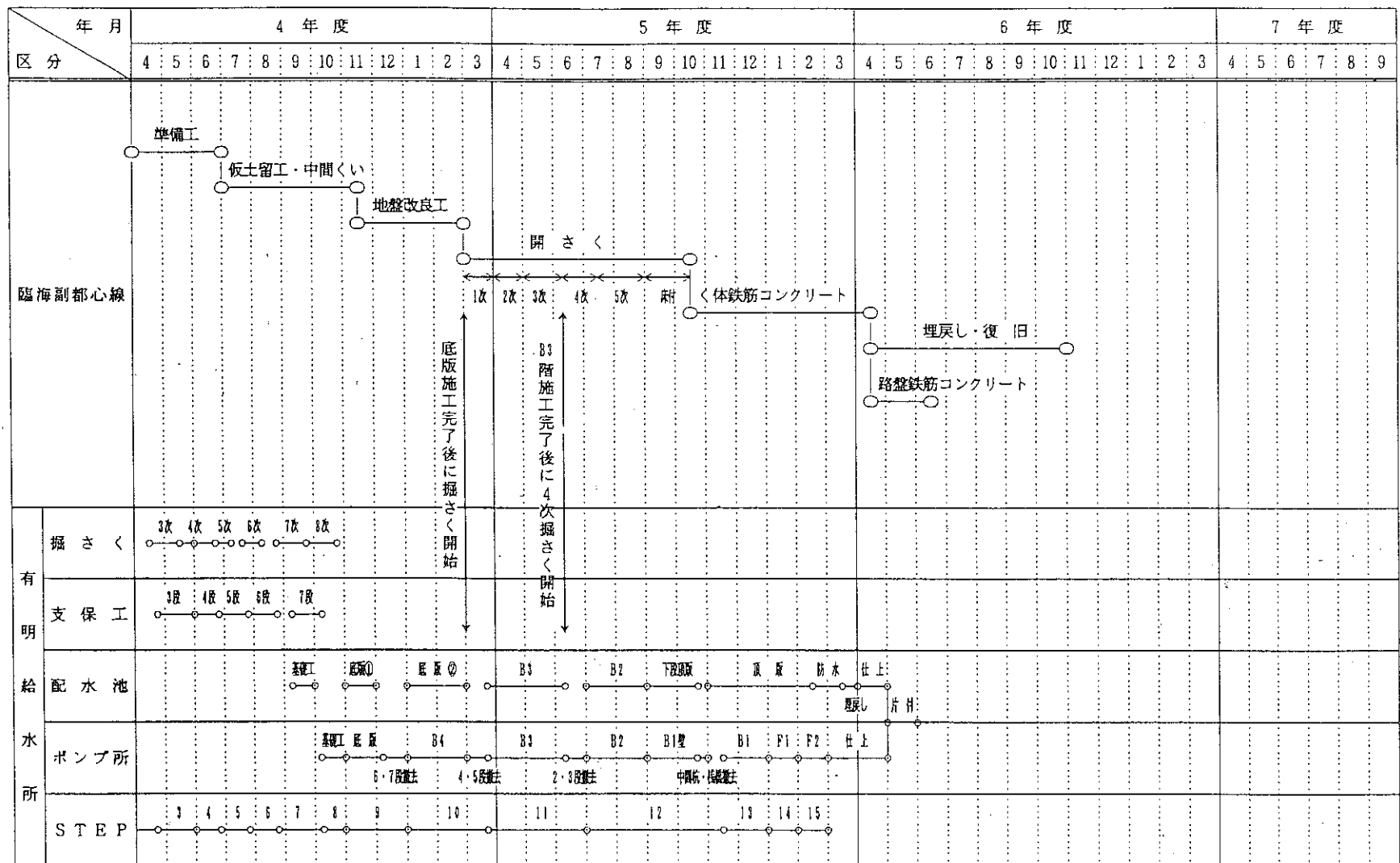


表 3 - 3 - 13 給水所近接区間工事工程表



写真 3 - 6 - 27 着手前（終点方から起点方を望む）

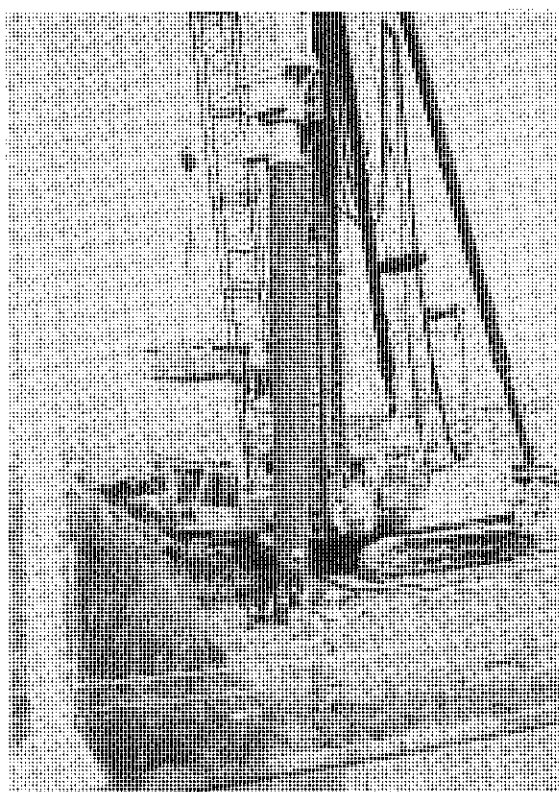


写真 3 - 6 - 28 鋼管矢板 $\phi 800$ 打設状況

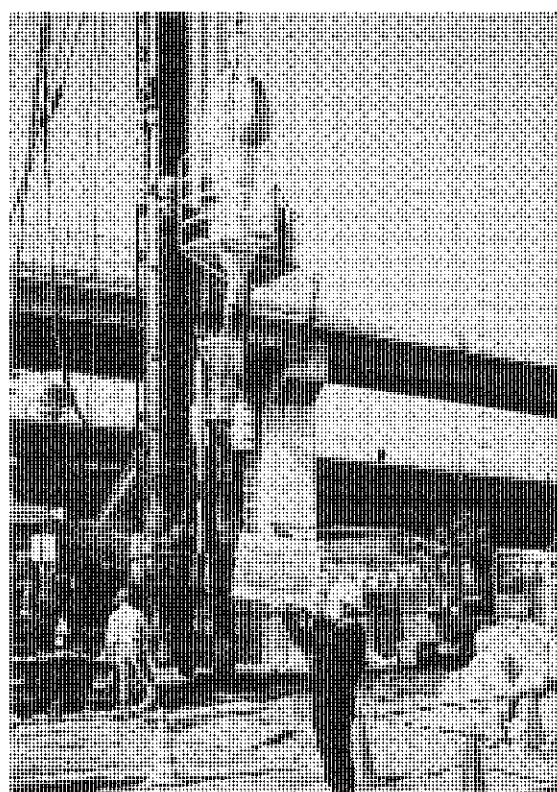


写真 3 - 6 - 29 生石灰杭施工状況

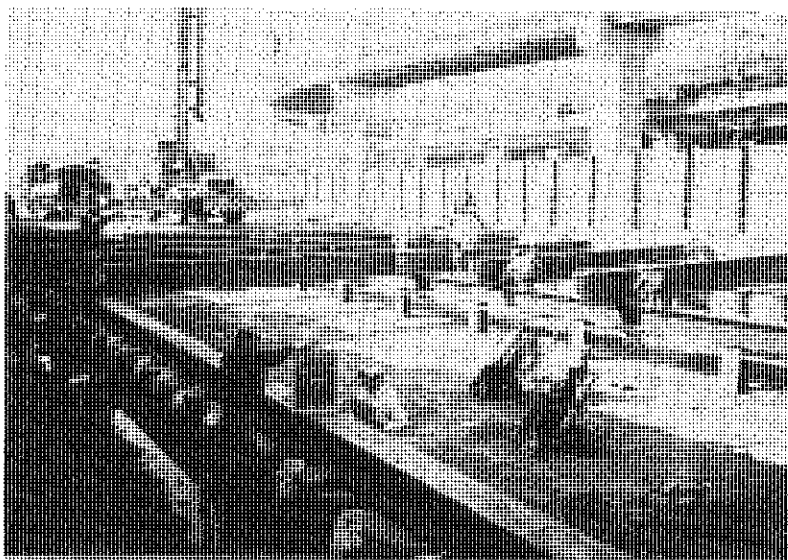


写真 3 - 6 - 30 仮設栈橋（全面覆工）施工状況



写真 3 - 6 - 31 C J G 施工状況

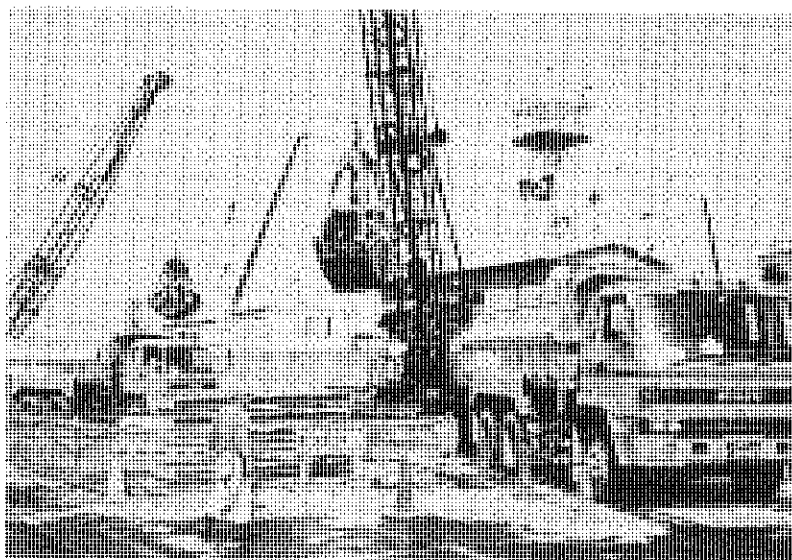


写真 3 - 6 - 32 掘さく施工状況

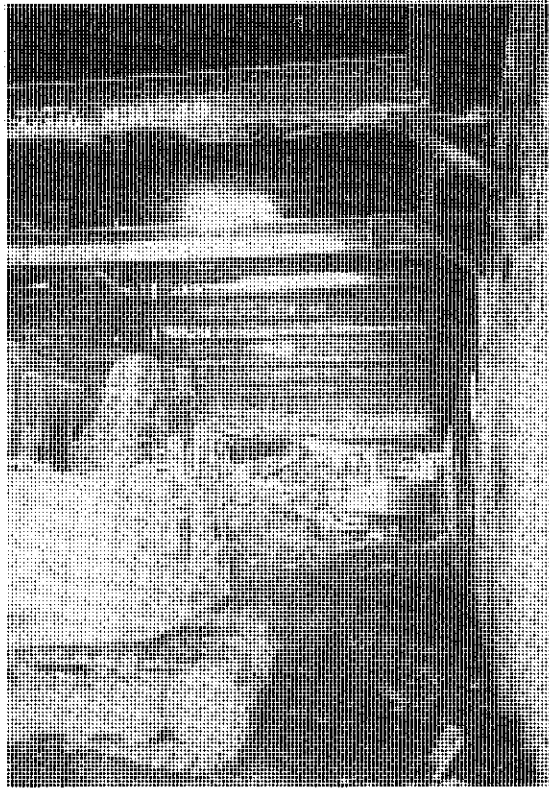


写真 3 - 6 - 33 掘さく施工状況

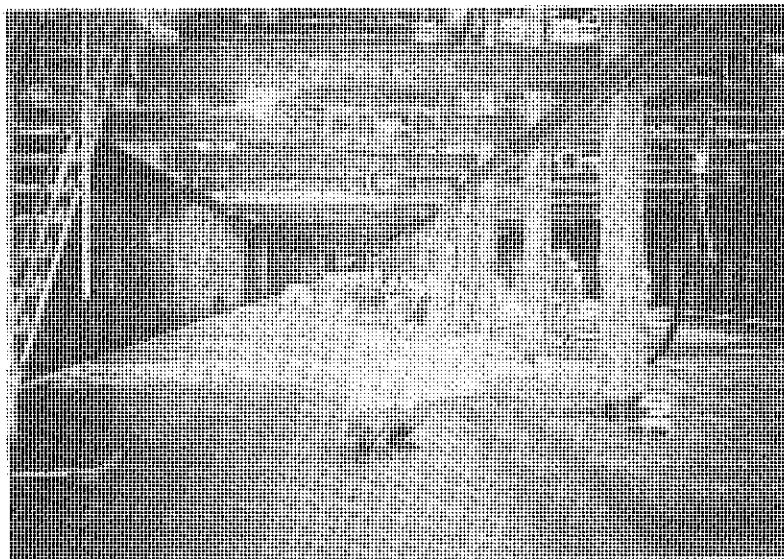


写真 3 - 6 - 34 掘さく完了状況

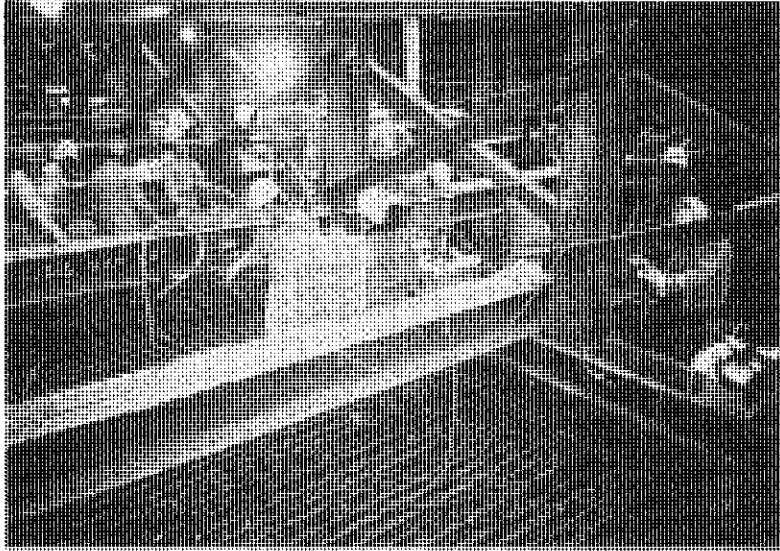


写真 3 - 6 - 35 く体鉄筋コンクリート打設状況



写真 3 - 6 - 36 防水工施工状況

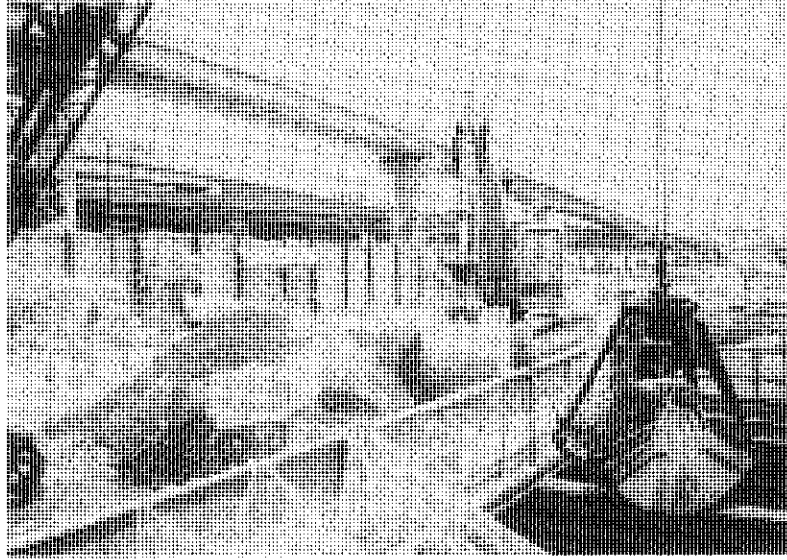


写真 3 - 6 - 37 埋戻し施工状況

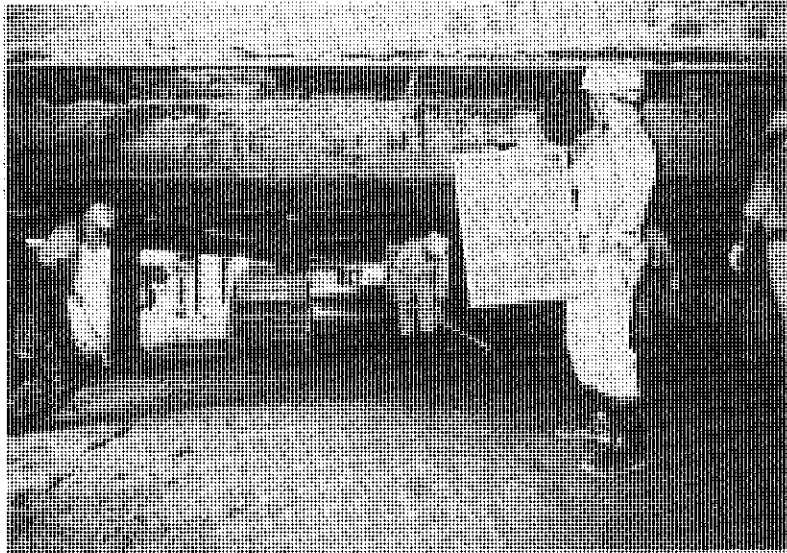


写真 3 - 6 - 38 埋戻し施工状況

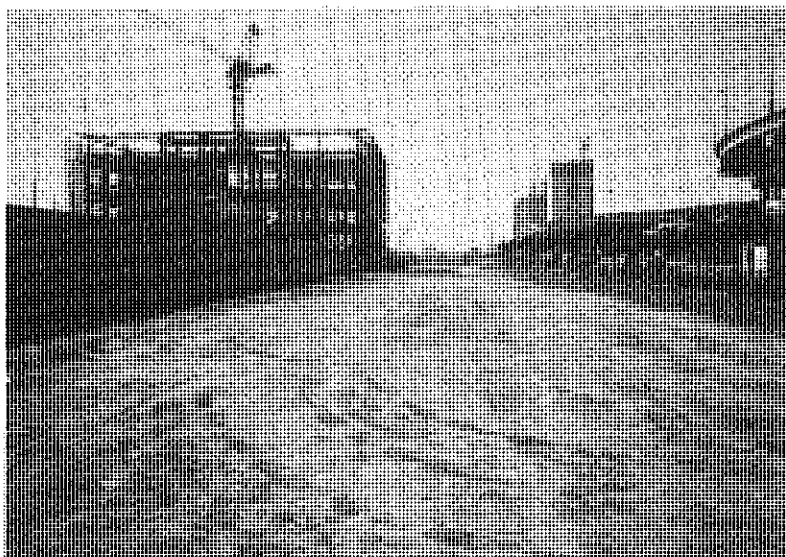


写真 3 - 6 - 39 しゅん功（起点方から終点方を望む）

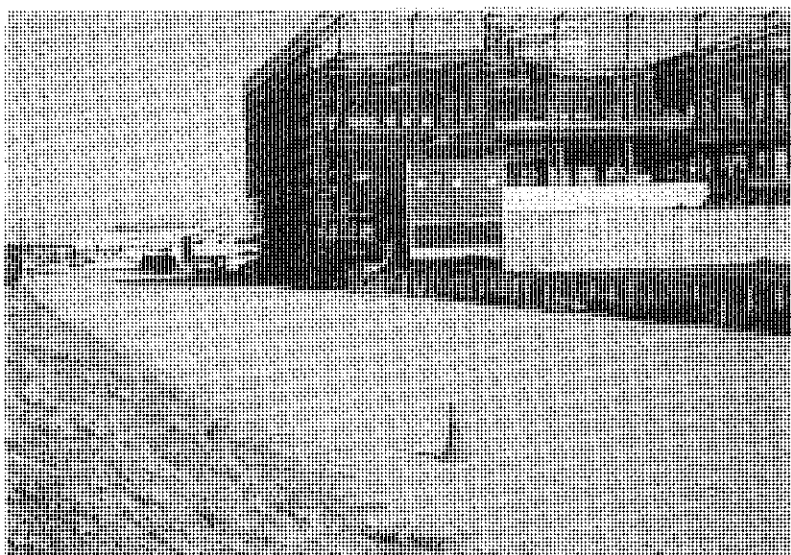


写真 3 - 6 - 40 しゅん功（終点方から起点方を望む）

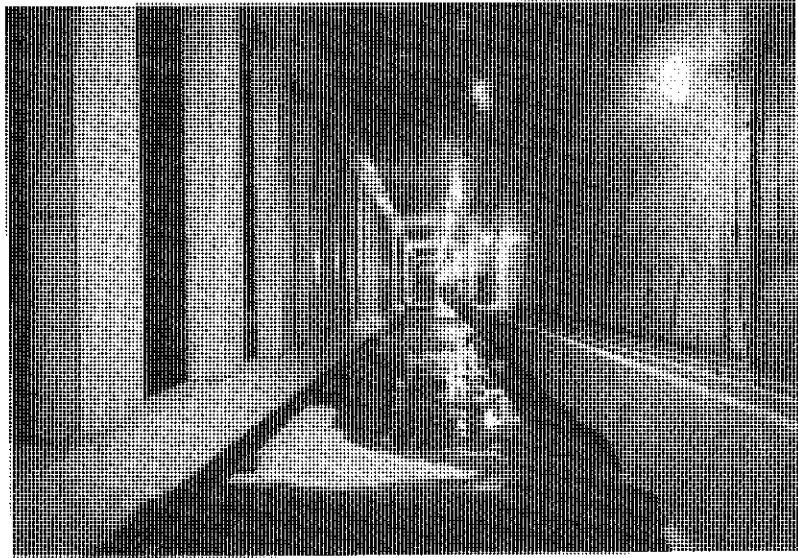


写真 3 - 6 - 41 しゅん功 (ボックスカルバートンネル)

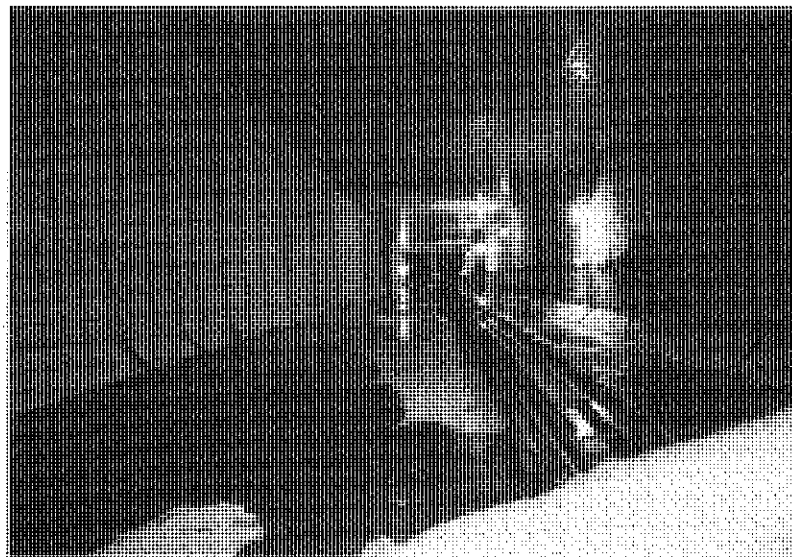


写真 3 - 6 - 42 しゅん功 (ボックスカルバートンネル)

第7章 高架駅

第1節 概要

臨海副都心線における明かり区間の駅は、始発駅となるJ R新木場駅と新木場起点2K180m00 に設置する東雲駅の2駅である。

この区間の本線構造物は京葉線当時に建設が完了しており、新木場から曙運河左岸までの区間は鉄道公団からJ R東日本へ事業資産として貸し付けられており、J R東日本が管理している。曙運河左岸から終点方の東雲駅区間を含む高架橋は、東京臨海高速鉄道(株)が清算事業団から取得した構造物で、昭和50年代に完成している。

新木場駅はJ R京葉線の下に新設するもので、営業線下の工事となることから、施工は東京臨海高速鉄道(株)からJ R東日本東京工事事務所に委託している。

東雲駅は、桁式高架橋部分に島式ホームを構築する構造となっている。



写真3-7-1-(a) 新木場駅に入線した車輛（平成7年11月22日深夜）

第2節 新木場駅

新木場駅は、J R 京葉線新木場駅に併設して設置した。

J R 京葉線新木場駅は、R C 高架橋の4階に乗降場、3階にコンコースがありラチ外コンコースは営団有楽町線の新木場駅のコンコースを共同使用し、地平にはエスカレーターにより連絡している。

臨海副都心線新木場駅は、2階部分の線路敷は、京葉貨物線として既に完成していたため乗降場を新設して、3階J R コンコースの千葉方に専用コンコースを新設した。

ラチ外コンコースは、J R きっぷ売り場及び営団電気室等を移設して増設し、三社による共同使用とした。

1. 設 計

・設計項目

(1) 橋けた補強 (J R 施設)

R C 単Tけた 1 = 19.8 m 2 連

分岐器設置のため1線2主けたを2線4主けたとする。

(2) 床版受け鉄筋コンクリート (J R 施設)

R C 構造とし、既設高架橋にさっ孔後、鋼棒にて取り付ける。

(3) 床版受けはり鉄筋コンクリート

R C 構造とし、P C 版を受ける単純はり構造とする。

(4) R C 床版

臨海副都心線電気室設置に伴い、コンコースレベルに現場打ちR C 床版及びR C はりを設計する。

(5) 乗降場

けた式鋼構造とし、スラブはP C 版とする。

(6) 接合工 (J R 施設)

高架橋の接合部の設計を行う。

(7) 砂利止め、ダクト、高らん

砂利止め、ダクト及び高らんを計画配置する。

・設計条件

(1) 死荷重

死荷重は、材料の実重量によることを原則とする。

(2) 活荷重

列車荷重 K-12、S-16

群衆荷重 床版、床組 500 kg/m²

はり、柱 350 kg/m²

仮眠室荷重 200 kg/m²

電気室荷重 1300 kg/m²

2. 施 工

新木場駅は、J R京葉線新木場駅（4 F）高架橋の2階に桁式乗降場を新設し、3階に駅本屋及びコンコースを新設するものであり、千葉方高架下に工事用基地を確保し、工事用資材を搬入した。

主要工事数量

・乗 降 場 新 設	1, 8 8 5 m ²
・床 版 新 設	1, 0 5 2 m ²
・防 風 壁 新 設	1, 5 2 7 m ²
・パイプ高らん新設	4 5 3 m
・砂利止め新設	2 0 7 m
・ダ ク ト 新 設	1 9 9 m
・落下防護網新設	4 7 m ²
・手すり（門扉含む）	1 0 m ²

工 期：平成6年1月～平成8年3月

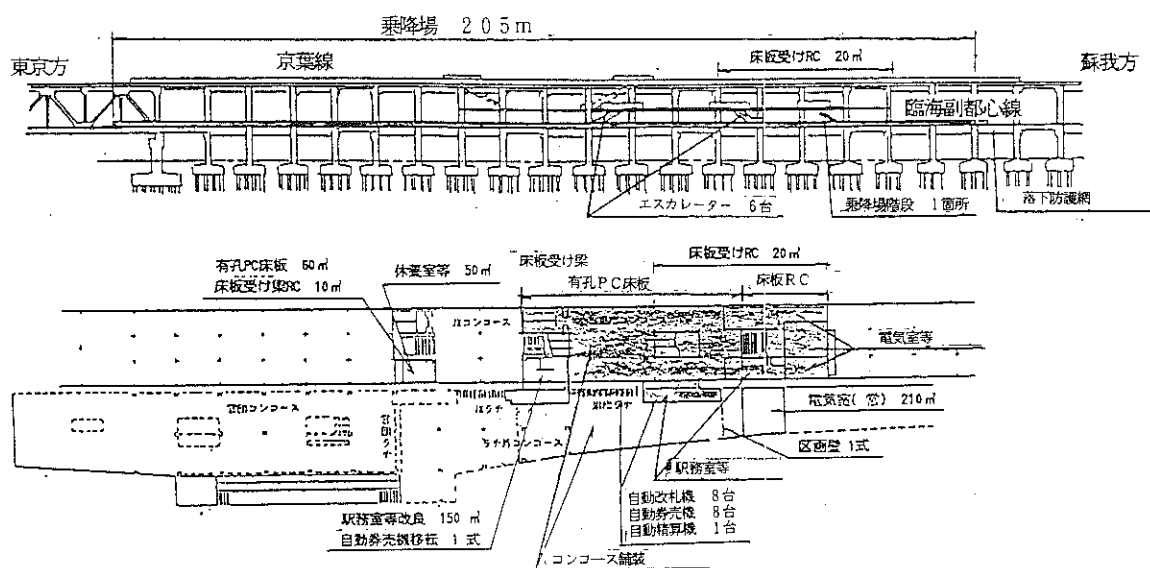


図3-7-1 (a) 新木場駅概要図

第3節 東雲駅

東雲駅は、旧京葉貨物線時に完成した桁式高架橋（単T桁 $\ell = 19.10\text{m}$ ）部分に相対式ホーム（ホーム長205.0m）を建設するもので、構造は既設橋脚の間に新たな橋脚を設置し、ホーム桁として単純鋼桁18連（片側9連 $\times$ 2）を並べている。本屋部分は4径間ラーメン構造で、駅構造物は既設高架橋に対し独立したものとなっている。

施工の手順は

- ①既設高架橋の高らん切断、てっ去
- ②新規橋脚に支障する既設高架橋スラブの一部切断、てっ去
- ③杭打設
- ④躯体構築
- ⑤ホーム桁架設

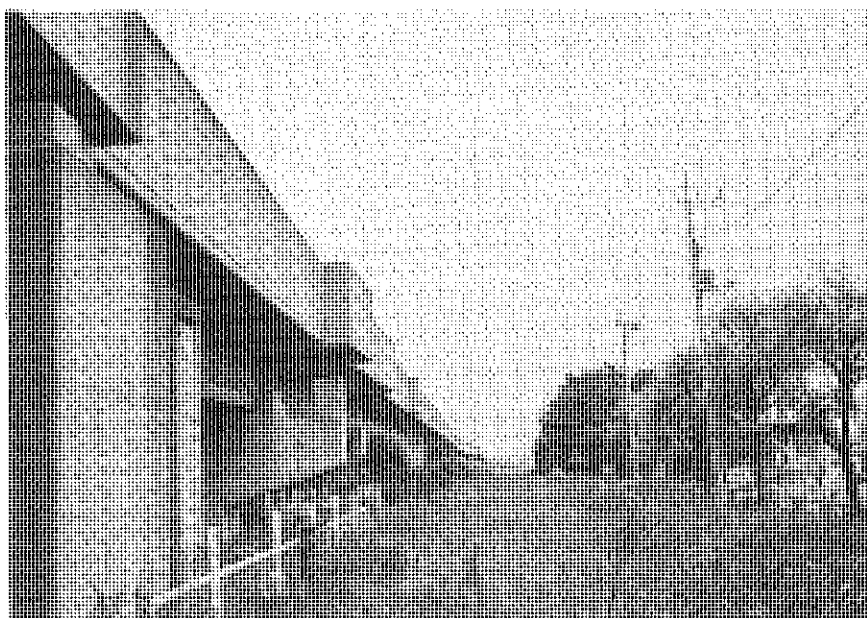


写真3-7-1-(b) 着手前 本屋部分

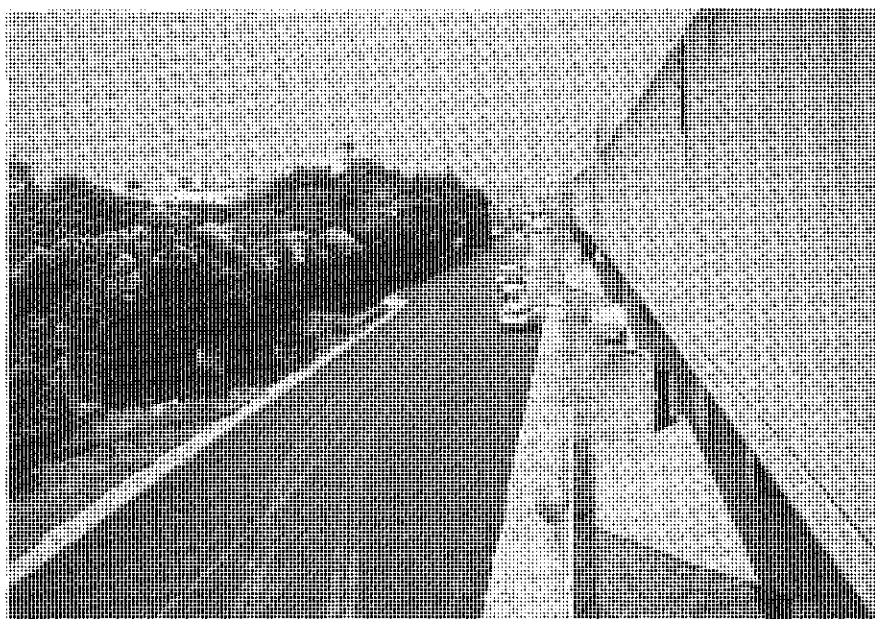


写真3-7-2 本線左側 工事用道路

施工に必要な工事用道路は、本線右側が一般国道357号に隣接しているため、本線左側の都港湾局用地を借地した。従って、すべての施工は本線左側及び既設高架橋桁下からとなり、上り線の施工は既設高架橋越しとなった。工事用道路巾は大型機械の使用やホーム桁の地組場所、軌道工事との競合から10mを確保した。

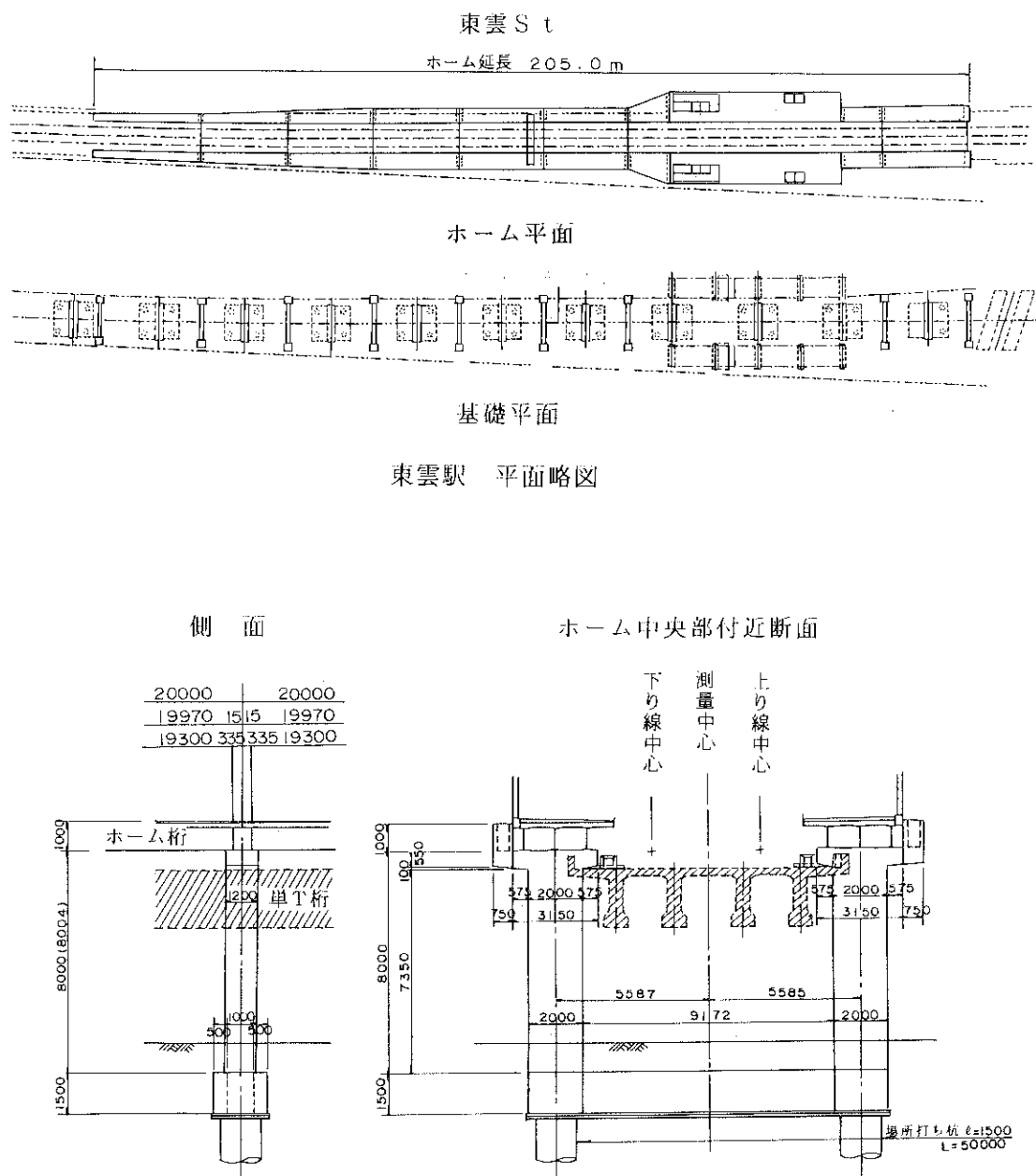


図 3 - 7 - 1 東雲駅横断面

1. 既設高らん及び床版の切断、てっ去

駅ホーム部分となる既設高架橋には、コンクリート高らんH=1.98m が両側に設置されている。ホーム主桁との高さ関係からスラブ面より0.12m の位置で切断、てっ去した。

また、図3-7-1に示すとおり橋脚の脚部がスラブの一部と重なること、また、基礎杭の施工に必要なスペースを確保する必要があることから既設高架橋のスラブを部分的に切断てっ去した。切断はワイヤーソーイング工法を採用した。この工法は、切断用ビーズを嵌め込んだエンドレス状ワイヤーソーを切断体に巻きつけ、駆動機により張力を与え、高速循環させることにより鉄筋も含めて切断するものである。

高らんの切断は2.5mの長さとし、スラブは最大1.4m×1.2mの大きさとなったが、重量があるため、あらかじめ高らん、スラブを削孔して吊上げ用の穴をあけ、切断ブロックをクレーンで吊り上げることにした。

高らん及びスラブの切断面はコンクリート保護材を塗布したが、使用した保護剤及び塗布量は、下記のとおりである。

表3-7-1 コンクリート保護材

	材 料	塗 布 量
下 地 再 生 材	エポキシ樹脂プライマー	0.1kg/m ²
パ テ 材	エポキシ樹脂パテ	2.0 "
中 塗 り 材	特殊ウレタン樹脂系	0.2 "
中 塗 り 材	特殊ウレタン樹脂系	0.2 "
上 塗 り 材	フッソ樹脂塗料	0.2 "

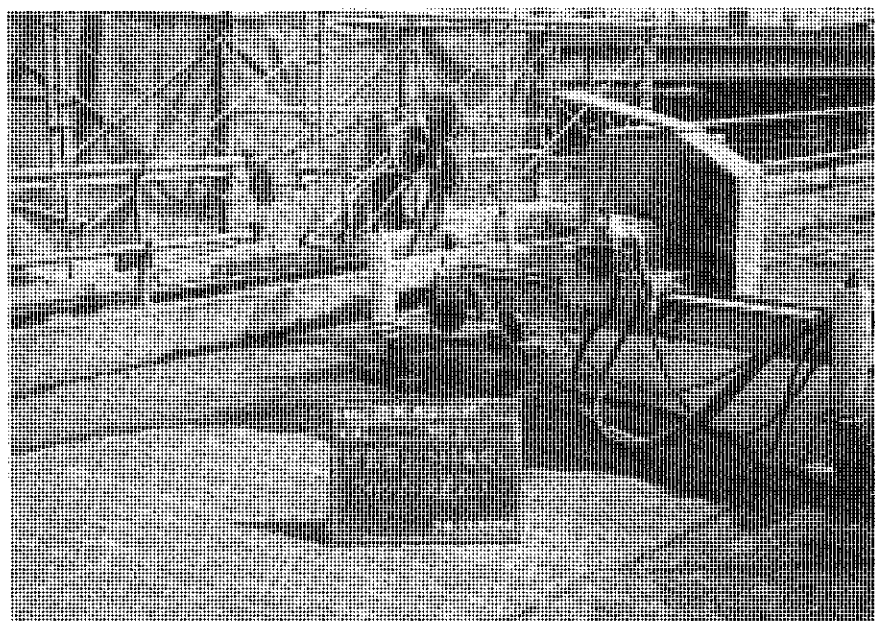


写真3-7-3 ワイヤーソーイングによるスラブ切断中



写真 3-7-4 切断したスラブのてっ去

2. 基礎杭及びく体

杭は既設高架橋と同様にリバース杭を採用した。杭長及び杭本数は下記のとおりである。杭先端の支持層は、設計どおりの杭長で良好な洪積砂層を確認した。

表 3-7-2 杭 長 と 杭 径

	杭 径	杭 長	本 数
P 1～P 5	1,500mm	50.0m	2 本／基
P 6～P 7	1,500mm	51.0m	2 本／基
4 径間ラーメン	800mm	51～52.0m	1 0 本
P 8～P 9	1,500mm	52.0m	2 本／基

く体の施工は、起点方の橋脚から着手した。

橋脚フーチング部分の仮土留は最小限の範囲とし、経済性を考慮して検討した結果、国道側と工事用道路側にコの字にⅢ型の鋼矢板と火打梁を施工し、線路直角方向は 1:0.5 の法勾配の素掘りとした。

打設したコンクリート量は、

場所打ち杭	3 8 本	1, 9 3 0 m ³
橋脚コンクリート	9 基	5 5 0 m ³
ラーメンコンクリート	2 基	4 6 0 m ³

である。

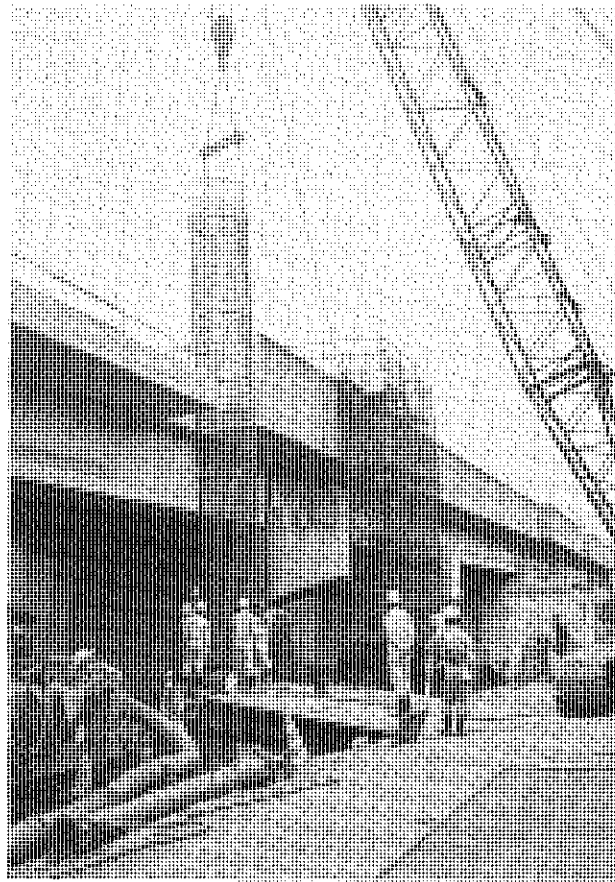


写真 3 - 7 - 5 橋脚 P 1 基礎杭施工中

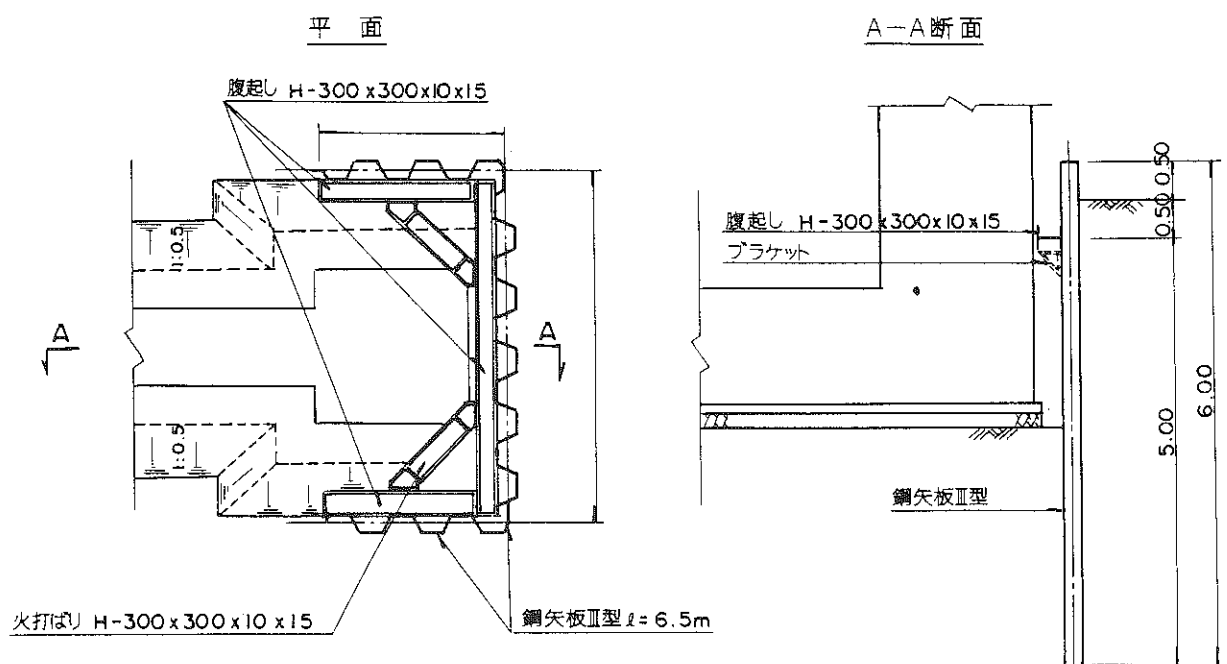


図 3 - 7 - 2 仮土留標準図

3. ホーム桁の架設

ホームは、鋼桁に穴あきP C版を敷き、調整コンクリートを打設する構造となっている。鋼桁はホーム巾（2.0m～7.3m）により2主桁から3主桁で構成され、主桁の断面はH-800×300×14×26となっている。

工場で製作された部材は現地に搬入後、起点方側14連（7×上下線）については工事用道路上で地組し、1連毎の一括架設で施工した。本屋部分より終点方の4連（2×上下線）は、スペースの関係から大型クレーンが使用できず、単材架設となった。

架設に使用したクローラークレーンは、高架橋越しの施工となる上り線の架設では、最大160t吊りの使用となった。一括架設の桁重量は10.2t～18.2tである。

施工にあたり、特に上り線側では交通量の多い国道との離隔がほとんどない状況での架設となり、細心の注意を要した。

鋼桁の塗装は特殊環境用J-2を採用し、上塗りの色は東京臨海高速鉄道㈱との協議でブルー系に決定した。（日本塗装工業協会：91年度版 R14-739）

柵は可動側がゴムシュー、固定側がアンカーボルトとなっている。また、桁には耐震連結装置を取り付けている。

上下線18連の架設は約3ヶ月で完了した。

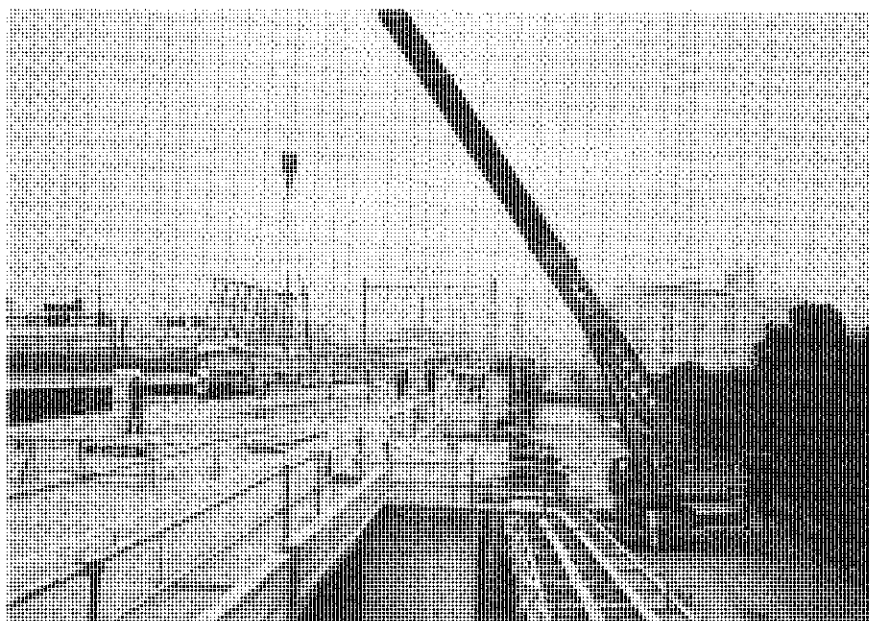


写真3-7-6 上り線ホーム桁の一括架設

第8章 地下駅

第1節 国際展示場駅

1 工事概要

本駅は、東京臨海新交通の有明駅に近接し相互の乗換駅としており、有明南交通ターミナルの中心となるとともに、国際展示場や有明テニスの森公園などへのレジャー乗降客の玄関口となる駅である。

工事区間は、新木場起点3Km400m7～3Km630m0間（ $\ell=229\text{m}$ 3）の駅部（2層2～3径間）及びトンネル部（1層3径間）の構築工事であり、開さく工法により施工した。路線は、国道357号線に近接・並行しており、国道が本区間では仮土留の鋼矢板まで1.6mと最近接となる。施工は、これらの近接する施設への影響を極力制御し、安全に施工を行うため、掘削内の軟弱な地盤を改良して補強するとともに、掘削底面以深の軟弱層は、将来の駅建物荷重を考慮した地盤改良を行った。図3—8—1に工事概要図を示す。

工事の契約は、仮設工から開さく・土留支保工、く体構築から埋戻しまでの2分割として行った。工事の契約の概要を表3—8—1に示す。

表3—8—1 工事の契約の概要

契約番号 件 名		東支3第52号 臨海、国際展示場S t 他	東支5第7号 臨海、国際展示場S t 他2
期 限	契 約	平成4年 3月25日	平成5年 6月10日
	着 手	平成4年 3月26日	平成5年 6月11日
	しゅん功	平成5年10月25日	平成7年 3月10日
請負金額 〔当初〕 〔しゅん功〕		950,690,000円 1,433,600,279円	1,812,800,000円 2,114,328,000円
請 負 者		大成、飛島、日産 J V	

2 地質概要

この地区は、1961年から1970年にかけて埋め立てられた人工地盤であり、埋め土の下部には軟弱な粘性土、あるいは緩い砂質土からなる沖積層（有楽町層）が堆積している。沖積層以深は洪積層で、砂質土と粘性土の互層よりなる七号地層上部である。その下部は、砂質土あるいは硬い粘性土からなる東京層（上部東京層）、礫主体の東京礫層、極密の砂層よりなる江戸川層（下部東京層）の順序で堆積している。

本工区の構造物底面は、深さ9.5～10.5mであり、軟弱な有楽町粘土層及び有楽町砂層に位置している。図3—8—2に地質概要図を示す。

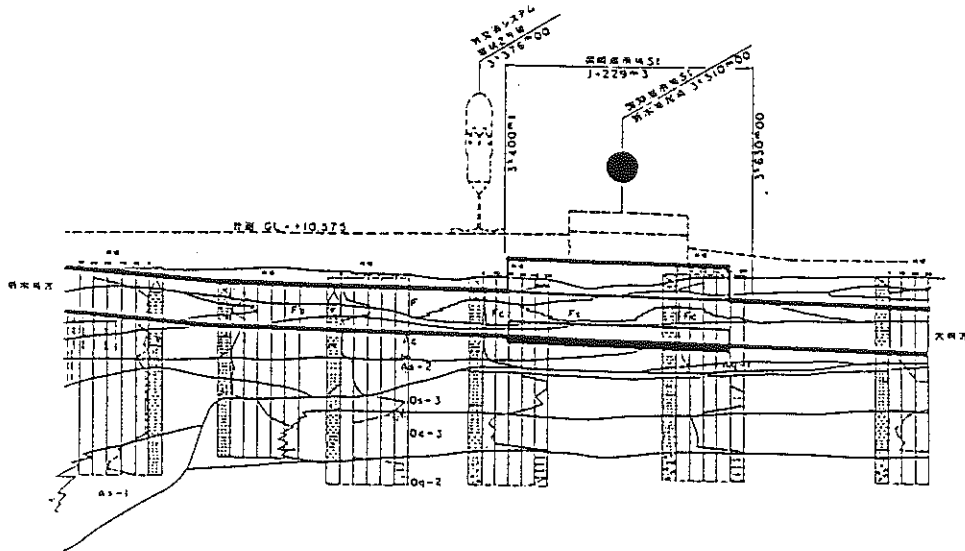


図 3—8—2 地質概要図

3 駅の構造計画と配置計画

本駅の構築位置は、東京臨海新交通の有明駅との相互の乗換及び有明テニスの森方面への連絡通路となるイーストプロムナード橋への利便性等を考慮して決定されている。

駅の構造形式は、駅設備の配置計画、乗降客の利便性等を考慮し、島式ホーム（1面2線）形式とし、く体構造は、周辺基盤の整備計画高さ調整して地下2階を土木構造物とし、地上部は建築構造物とした。土木構造物は2層2～3径間である。 図3—8—3に駅概要図を示す。

4 設 計

(1) 駅本体

駅本体は、次の条件を考慮して設計している。

- ①駅構造物と並行している国道357号線の将来計画に、現地盤高さより最大約6mの嵩上があり、その構造形式によっては、本構造物に偏土圧として影響する。
- ②将来駅ビル建設の可能性として5階程度の荷重（10t/m²）を想定する。
- ③地盤は耐震設計上、特殊地盤に属し、地震時応答解析を行う。
- ④構造物の上床版が地表面に露出するため、温度変化の影響を考慮する。
- ⑤当該地区は、将来盛土計画があるため、その影響を考慮する。
- ⑥地震時に液状化の可能性の地質（As-2）があるためそれを考慮する。

仮土留の残置、地盤改良。

- ⑦防水性に配慮する。

防水工、クラック防止に一部膨張コンクリート使用。

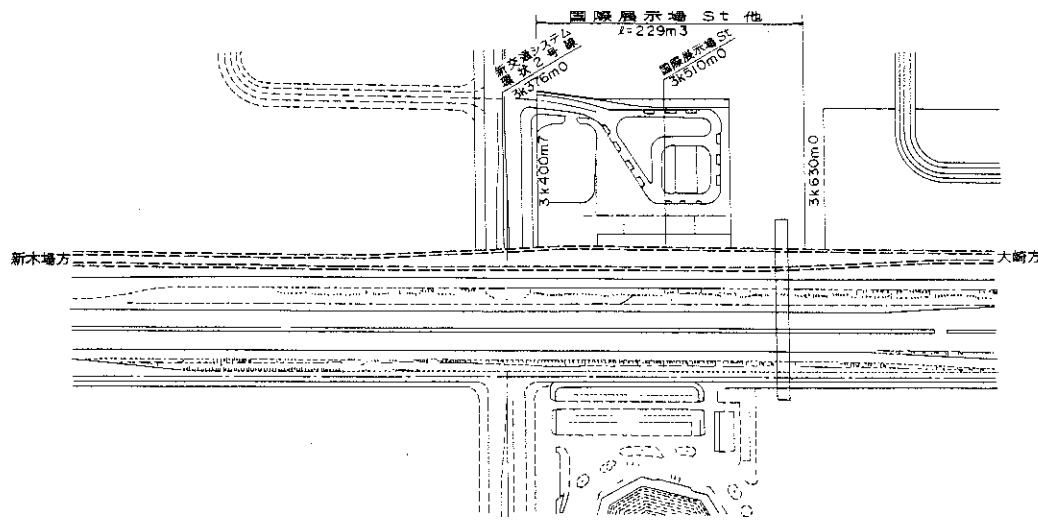
- ⑧工期短縮に配慮する。

(2) 仮土留・地盤改良

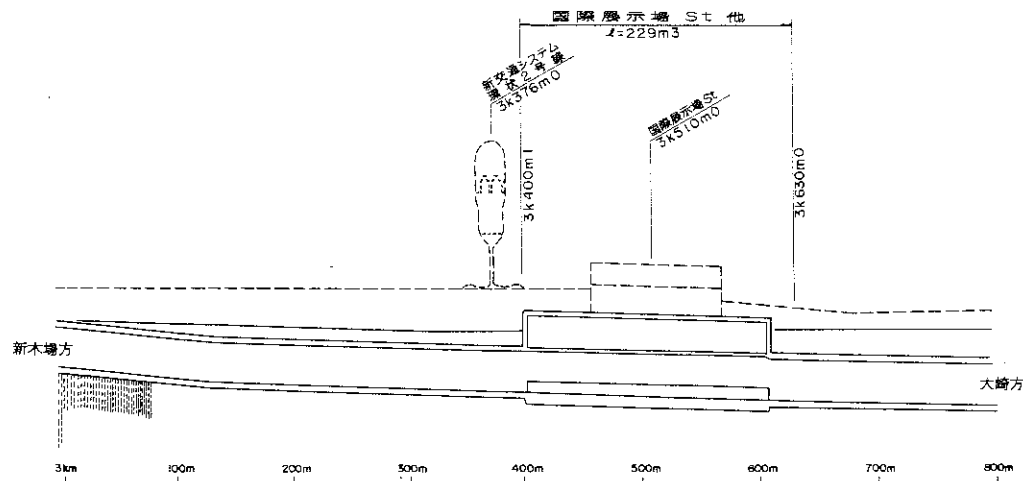
仮土留・地盤改良は、次の条件を考慮して設計している。

- ①開さく範囲は、軟弱地盤であり、土留の変位防止、トラフィカビリティに配慮する。

平面図

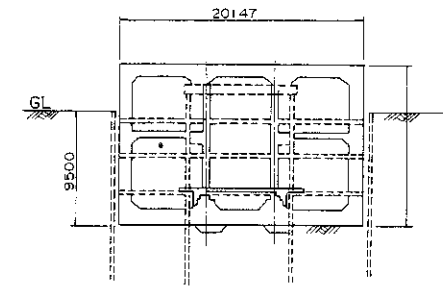


縦断面図



断面図

駅部



トンネル部

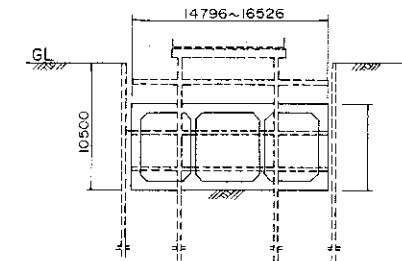
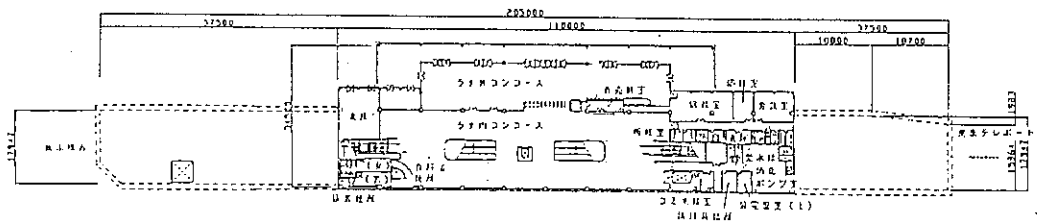
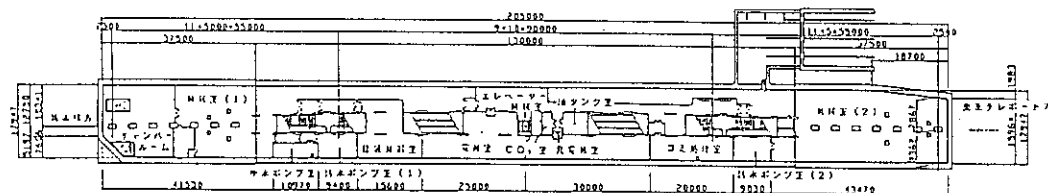


図3-8-1 工事概要図

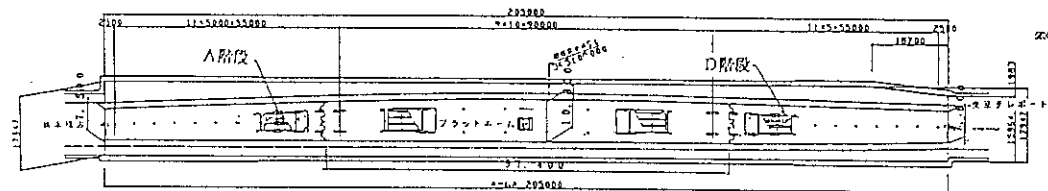
1 階平面図



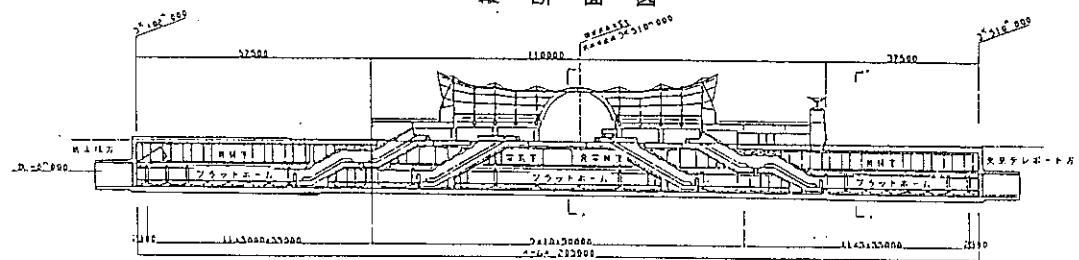
地下1階平面図



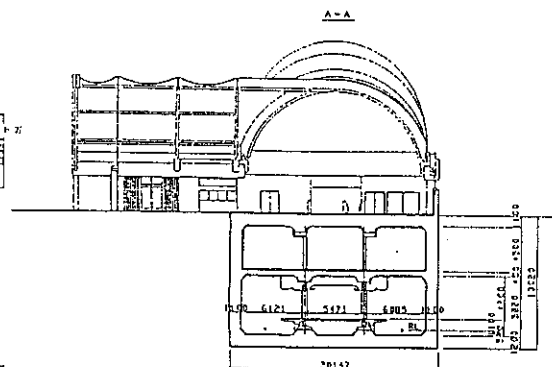
地下2階平面図



縦断面図



横断面図



B-B

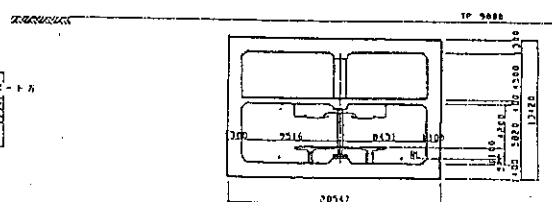


図3-8-3 国際展示場駅概要図

地盤改良工法の選定（駅部：深層混合処理工法、トンネル部：生石灰杭工法）

②近接、並行する国道３５７号線の許容沈下量が協議により30mmとしている。

③掘削底面の安定検討で「盤膨れ」が危惧されている。

④地震時に液状化の可能性の地質（As-2）があるためそれを考慮する。

⑤支持地盤は、将来の駅ビル荷重を考慮したものとする。

⑥仮土留の残置の検討

仮土留引き抜きによる近接国道への影響軽減、過剰間隙水圧の伝播と土砂の回り込みを遮断することによる液状化防止対策、及び将来盛土計画に対する周辺圧密沈下による構造物への影響を軽減。

⑦く体と仮土留の離隔の検討

構造物の配筋作業に支障しない範囲まで仮土留を離し、コンクリートを直打ちとする（型枠作業量の軽減により工期短縮を図る）。

これらを比較検討し、経済性、施工性、工期等を考慮して工法を選定した。

表３－８－２に比較検討の概要を示す。

表３－８－２ 仮土留・地盤改良の工法等比較

項 目	検 討 事 項	採 用 工 法	
		仮土留	地盤改良
軟弱地盤 地表面沈下 支持地盤	・部材の剛性 ・掘削時のトラフィカビリティの確保 ・受動土圧の増加による仮土留の変位の通減 ・地耐力不足の改良	SP Ⅲ～Ⅴ _L	駅部 CDM トンネル部 CP
盤 膨 れ	・被圧水の遮断（山留材の延伸） ・被圧水の揚水等による通減 ・被圧水層部の固化（地盤改良等）	山留材の 延伸	——
液 状 化	・地盤の締固 ・置換や固結 ・地下水の低下 ・過剰間隙水圧の消散	山留材の 残置	CDM

4 施 工

(1) 表 3—8—3 に施工の主要数量を示す。

表 3—8—3 施工主要数量

その 1 工 事			その 2 工 事		
工 事 種 類	単 位	数 量	工 事 種 類	単 位	数 量
工 事 用 通 路	式	1	防 護 堀 て っ 去	m	400
防 護 堀 H=3.0m	m	400	く 体 RC(プレソコ)	m ³	10,700
支 承 物 て っ 去	式	1	〃 (膨張コン)	〃	8,200
表 層 改 良 工	〃	1	〃 (鋼道く体)	〃	630
鋼 矢 板 III～V _L	m ²	10,381	鋼 管 柱	本	30
中 間 く い	本	172	防 水 工	m ²	6,070
地 盤 改 良 (CDM他)	m ³	53,074	乗 降 場 R C	m ²	510
仮 設 栈 橋	式	1	階 段 R C	〃	180
開 さ く	m ³	47,396	歩 道 橋 基 礎	式	1
仮 土 留 支 保 工	式	1	洞 道 開 さ く 他	〃	1
土 捨	m ³	47,396			

(1) 施工順序

図 3—8—4 に施工順序図、図 3—8—4 に標準断面図を示す。

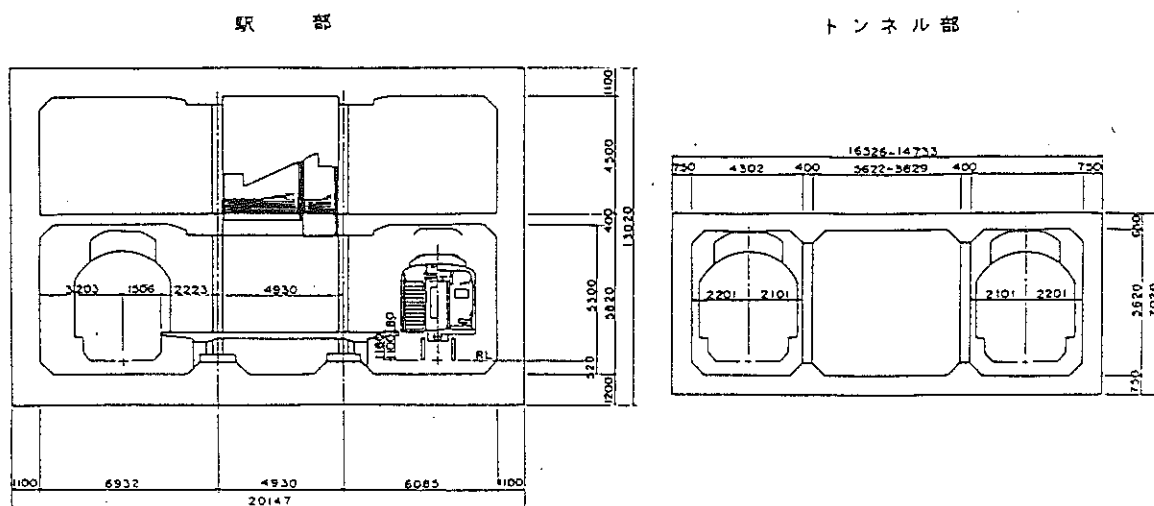


図 3—8—4 標準断面図

ア 準備工

本工事に先立ち、工事用車両、資材の迅速な搬入出のための工事用通路、また、環境保全のための防護堀の施工を行った。防護堀には、彩色を施し、建設現場のイメージアップを目指した。

工事用通路は、軟弱な埋戻し土のため、あらかじめ地耐力試験を実施した。その結果地耐力が不足したため路床にセメント系固化材による安定処理を行った。目標強度は、TL-20 に耐えられるものとし、固化材の添加量は、改良土 1m³当り70kg、改良深さは、0.5mとした。

イ 支障物てっ去・表層改良

当該地区の埋め土には、近隣する工事の実績から土砂のみでなく、コンクリートガラ、建設廃材等が混入している可能性があった。

当工区でも試掘の結果、地表より 4m 付近までガラ等支障物の存在が確認された。

このため、開さく範囲内で次段階に施工する山留工、地盤改良、中間杭等の工事に支障するこれらの支障物のてっ去を行った。

施工は、バックホウ 0.7m³で掘削スケルトンバケット付バックホウ 0.7m³でガラ等の選別を行い、発生したガラ約 800m³はバックホウ（ニブラ付）で細かく破碎して場内で再利用し、残りは埠頭公社の土捨場へ運搬した。

開さく範囲内の地表面は、前述のように軟弱な埋戻し土であり、地盤改良等の機械施工に必要な地耐力が不足していたため、開さく範囲内の表層をセメント系固化材で安定処理を行った。目標強度は、40t/m²の重機荷重に耐えられるものとし、固化材の添加量は、改良土 1m³当り 110kg、改良深さは、1.5mとした。

ウ 山留工

鋼矢板Ⅲ型、Ⅳ型、Ⅴ_L型を杭打機（クローラーノ80t級）でバイプロハンマーとウォータージェットカッターにより施工した。鋼矢板長さは、掘削底面の「盤脹れ」対策として被圧地下水層を突き抜ける長さ $l=22.0\text{m}$ とした。また、打設した鋼矢板は、液状化対策と、引き抜きによる周辺地盤の影響を考慮して残置することとした。

エ 地盤改良

地盤改良は、駅部とトンネル部で改良目的により工法を変えている。

表 3—8—4 に改良目的及び工法を、図 3—8—5 に断面を示す。

表 3—8—4 地盤改良改良目的及び工法

	駅 部	トンネル部
掘削部	掘削時のトラフィカビリティの確保 受動土圧の増加による仮土留の変位の逡減	
掘削底面 以深	建物荷重による地耐力不足の改良	
工 法	深層混合処理工法（CDM） 補助 高速噴射攪拌工法（JSG） 生石灰杭工法（CPOS）	生石灰杭工法（CP）

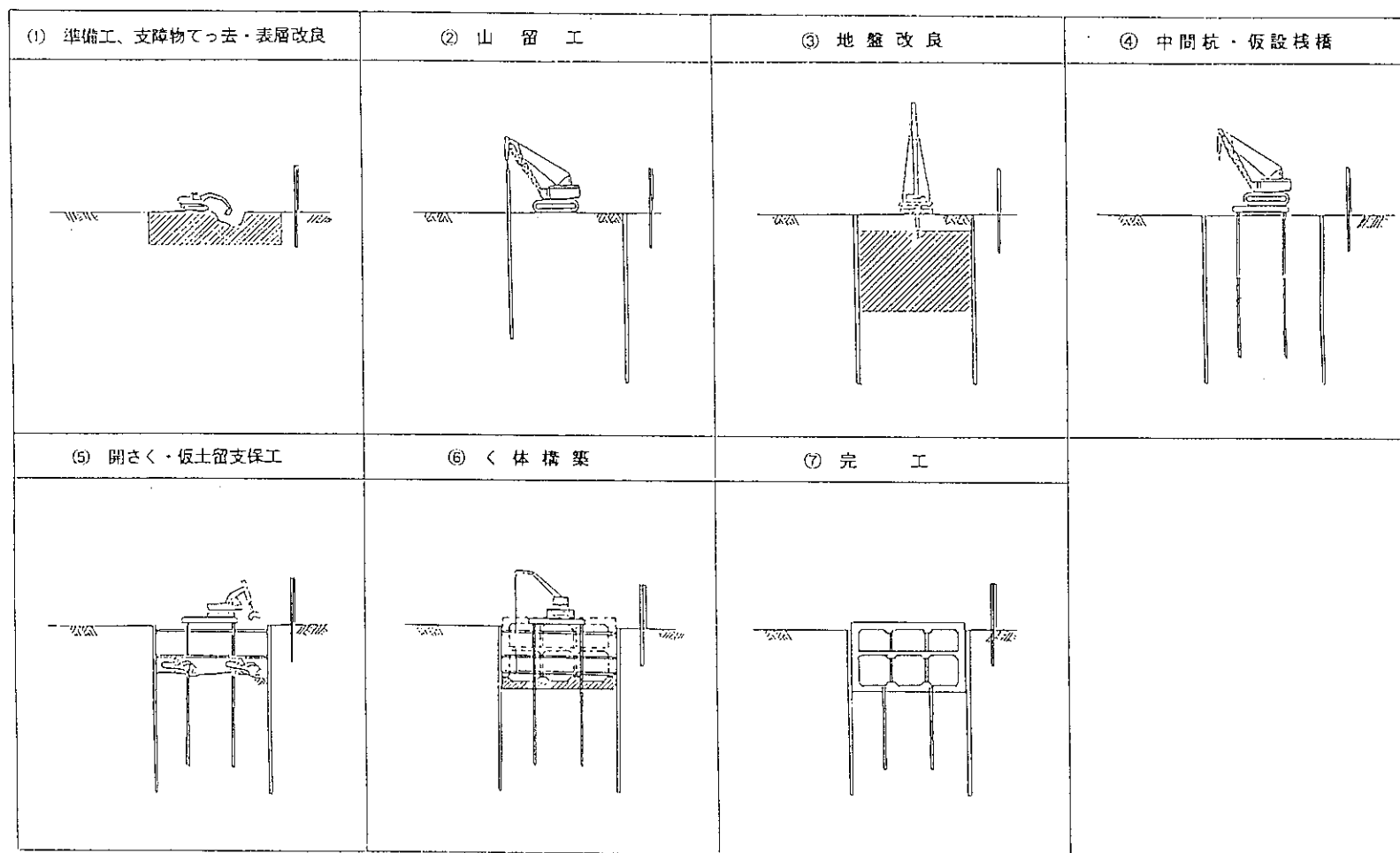


図 3 - 8 - 5 施工順序図

(ア) 駅 部

駅部の地盤改良は、将来の建物荷重を考慮した地耐力を確保するため、掘削底面以深は深層混合処理工法（CDM）により行った。また、掘削部は、トラフィカビリティの確保と仮土留の変位の逓減のためこの工法で改良材の配合を変えて行った。この工法は、地中にセメントミルクを吐出しながら軟弱土と攪拌混合する工法である。

深層混合処理工法の施工が出来ない山留工周辺は、補助工法として高速噴射攪拌工法及び生石灰杭工法（排土型）で行った。

改良径、強度、固化材の種類等は表 3—8—5 のとおりである。なお、改良材の添加量は、室内試験により決定した。強度の確認は、コアボーリングにより採取した供試体により行ったが、いずれも条件を満足していた。

表 3—8—5 駅部地盤改良諸元

工 法 別	改良径 (m)	改良強度 (kg/㎡)	固化材の種類	改良材添加量 kg
(掘削底面以深) 深層混合処理工法 (掘削範囲内)	1.0	$q_u = 10$	高炉セメント B 種	改良地山1㎡当り 130 (W130)
		$q_u = 1$		—# — 80 (W 80)
高速噴射攪拌工法	2.0	$q_u = 10$		改良材1㎡当り 760 (W750 混12)
生石灰杭工法(排土型)	0.4	(平均複合地盤強度) $\tau = 0.5$	生石灰	改良土1㎡当り 163

(イ) トンネル部

トンネル部の地盤改良は、トラフィカビリティの確保と仮土留の変位の逓減のため、改良効果、経済性及び施工性から生石灰杭工法（ケミコパイル）とした。改良径、強度、固化材の種類等は駅部で行った（排土型）と同一である。

打設間隔は、土性値が類似する隣接工区での試験施工結果を参考に $P=1.4\text{m} \times 1.4\text{m}$ として施工した。強度の確認は、コアボーリングにより採取した供試体により行ったが、いずれも条件を満足していた。

オ 中間くい・仮設栈橋

中間くい、仮設栈橋の施工は、地盤改良の影響による変形を避けるため地盤改良後行うこととし、三点式杭打機でオーガー穿孔しクローラクレーン(50t級)にてバイプロハンマーを使用して行った。

カ 開さく・仮土留支保工

開さくは、1次～4次及び床付掘削の5段階で行った。
駅部の掘削は、セメント系による地盤改良を行ったため、改良強度がCDM で4 ～5.5kg/㎡であり、また、JSG では39～41kg/㎡であった。
このため、バックホウのみでの施工は困難となり補助機械としてブレーカ付バックホウを使用した。

表 3—8—6 に使用機械を示す。

表 3—8—6 掘削機械一覧

掘削順次	使 用 機 械
1 次	バックホウ 0.7級 0.2級
2 次	バックホウ 0.7級 0.4級
3 次	クラムシェル 0.8級 バックホウ 0.25 級
4 次	クラムシェル 0.8級 バックホウ 0.25 級 ブレーカ付ショートリーチ 0.25 級
床 付	人 力

土捨は、臨海副都心開発エリア内で処理することとしており、「臨海副都心地域での残土要領」（東京都）により、臨海副都心地域内（中央防波堤内地を含む）に設けた(財)東京港埠頭公社が管理する残土置場へ搬出した。なお、平成5年以降は、臨海副都心開発の基盤整備事業による他企業の工事と競合し搬出に支障が出たため、一部（約6,00m³）については、地域外への搬出を行った。

仮土留支保工の設置は、土留の変位を極力抑えるため、各段とも設置前の掘削は切梁下端から0.5mとし、計算上変位の大きくなる1・2段には油圧ジャッキを使用しプレロードを加えた。架設機械には、クローラクレーン30t 級とラフタークレーン20t 級の併用で行った。

キ く体構築

く体構築は、工区延長229.3mを11ブロックに分割し順次切梁をてっ去しながら行った。防水工は、く体上下面を防水シートt=3.2mm で施工し、側部は鋼矢板を残置することから、その防水性に期待して鋼矢板とく体の間にく体コンクリートと同一配合のコンクリートを間詰めとして直打ちした。

ク 埋戻し

埋戻しは、駅部は地上にく体が露出する構造のため、トンネル部の上部の施工である。埋戻し材料は、臨海地区より工事で発生した土砂をストックヤードより運搬し使用した。この埋戻し材料は含水比が約60% あり、そのまま使用することは施工上困難なため、ブルドーザが走行可能な程度にセメント系固化材を添加して安定処理を行って施工した。

埋戻し土の締固め度は、平板載荷試験法によるK₃₀値が30kg/cm²以上とした。

5 ひび割れ防止対策

地下構造物においてひび割れを防止することは、漏水、耐久性及び安全性から重要な課題となる。

本構造物のく体構築計画における、ひび割れ対策としては、いかに示す理由から側壁部に10m 程度の間隔でひび割れ誘発目地を設置し、制御するとともに、同箇所と打ち継ぎ目に止水板を設置して漏水の発生を防止することとしている。

- ・ 構造物のく体厚が大きいためコンクリートの水和熱によるひび割れ発生のおそれがあること。
- ・ 仮土留工を残置して間詰めコンクリートを直打ちすることから、仮土留工の凹凸など

によりく体が拘束を受け、ひび割れの発生が懸念されること。

しかし、当初設計に基づき施工したく体コンクリートに側壁部を中心として誘発目地以外の部分にもひび割れの発生が認められた。そこで、現状を調査してデータを収集するとともに、当面の対策として目地間隔、構造（欠損率）を改良した数ケースの案を選定し、試験施工を行ってその効果を調査検討した。

また 以降の施工分については抜本的なひび割れ制御対策として、次の事項について検討を行い、設計の見直しを行った。

①材料の検討

- ・超低発熱セメントの使用
- ・膨張性混和材の使用

②施工方法の検討

- ・誘発目地の改良（目地間隔、構造）
- ・パイプクーリングの採用
- ・1打設ブロックの検討

この結果、効果、施工性及び経済性を考慮して、施工途中より表3—8—7に示す設計の変更を行った。

表3—8—7 ひび割れ制御対策

		当 初 設 計	変 更 設 計
数 量		10,700 m ³	8,200 m ³
配 合 (セメント)		高炉B種	高炉B種＋膨張材 (水和熱抑制型)
設 計 (誘発目地)	間 隔	10m	5m
	断 面 欠損率	10～13 %	20 % 以上

6 計測管理

施工に伴う周辺への影響と安全管理のため、表3—8—8の項目の監視を行いながら施工した。いずれも所定の基準内におさまっている。

表3—8—8 計測管理項目

区 分	内 容	測点等
地表面	歩道及び車道の沈下測定	20m 間隔 計12点
地下水位	駅南側及び国道側の水位観測	3測線計 15 点
鋼矢板	鋼矢板の変位（天端、中間、下部）	3測線
仮土留支保工	土圧測定	3測線（1・2 段）
近接構造物	既設洞道変位観測	鉛直、水平

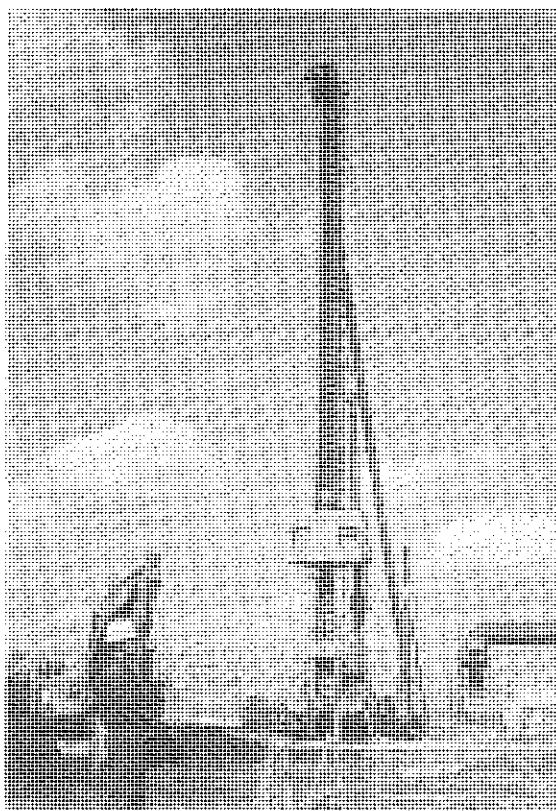


写真 3 - 8 - 1 国際展示場駅地盤改良 (CDM)



写真 3 - 8 - 2 国際展示場駅地盤改良 (CDM)



写真 3 - 8 - 3 国際展示場駅開さく（坑内）

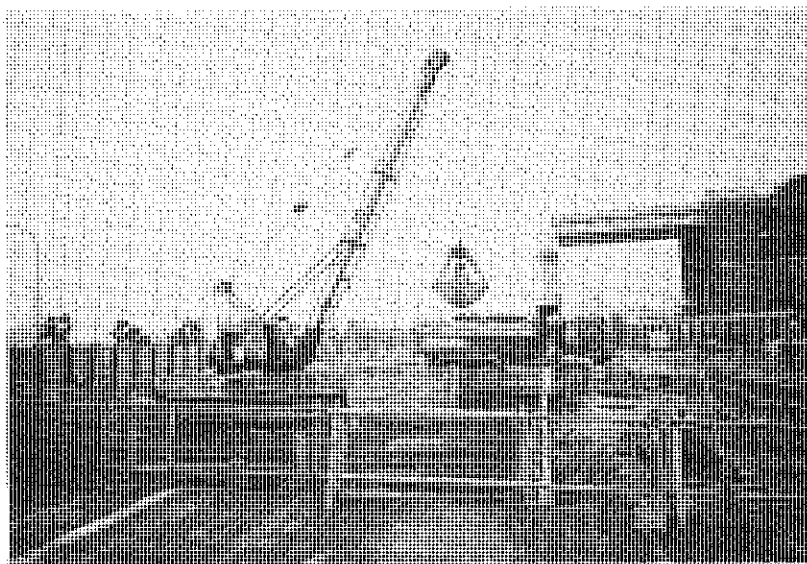


写真 3 - 8 - 4 国際展示場駅開さく

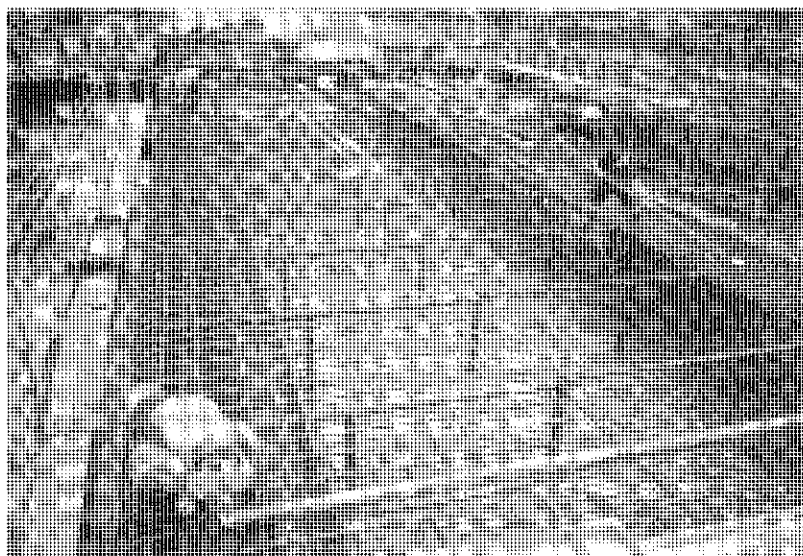


写真 3 - 8 - 5 国際展示場駅く体構築（上床）

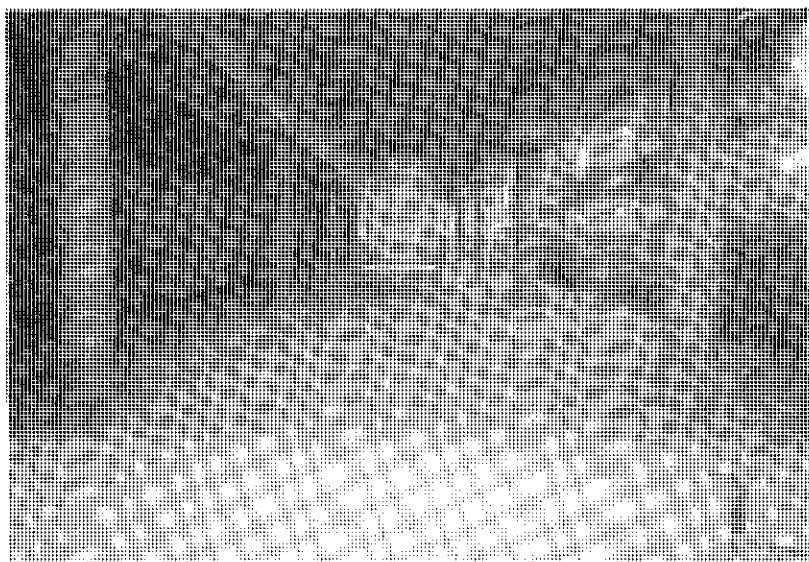


写真 3 - 8 - 6 国際展示場駅完成（軌道階）

第2節 東京テレポート駅

1 工事概要

東京テレポート駅は、新木場起点4Km900に位置し、臨海副都心の青海・台場地区のビジネスゾーン、及びお台場海浜公園などへの最寄り駅として建設されたものである。

工事は、昭和51年から昭和57年にかけて建設された旧国鉄京葉貨物線の既設シールドトンネルを開さくにより大規模に解体・撤去し、地下駅を構築したものである。

既設シールドトンネルは、内径6.40mの単線並列、その中心間隔は約18.0m、土被りは約14.0m、覆工は鉄筋コンクリートの内空側に厚さ2.3mmのスキンプレートを施した厚さ30cmの合成セグメントと、二次覆工として厚さ25cmの鉄筋コンクリートで構成されている。

開さく工事は、軟弱な地盤条件・高い地下水位・約25mの深度・近接並行する国道365号線への影響の抑制・解体シールドトンネルの安全性の確保などから、遮水性・剛性に優れた鋼管矢板を用いる切梁工法を基本とし、シールドトンネル解体・撤去時の施工性と国道下の一時占用を考慮して、一部除去式のグラウンドアンカーを採用して施工した。

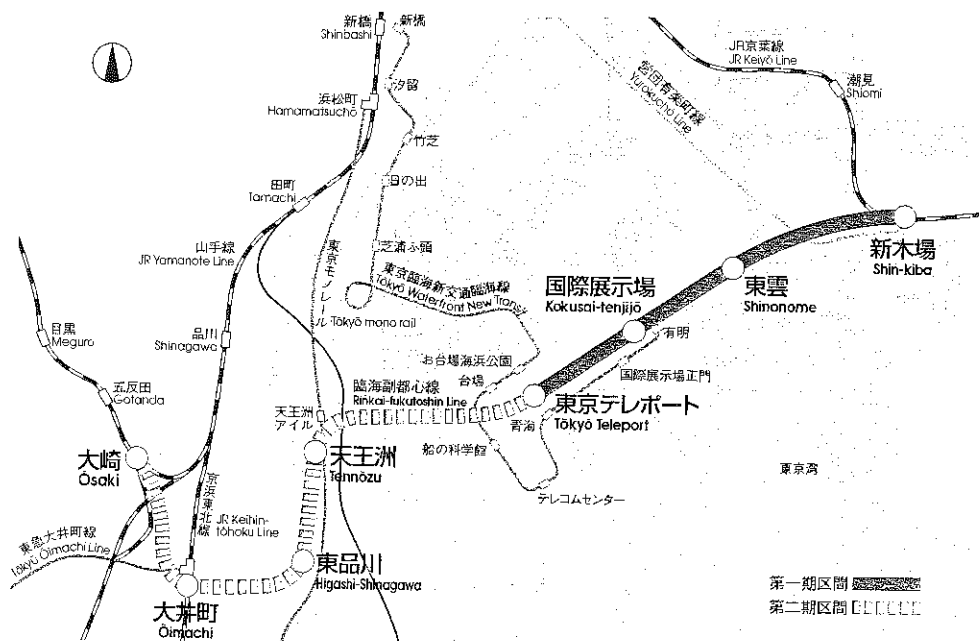


図3-8-6 東京テレポート駅位置図

2 地形・地質概要

荒川と隅田川に挟まれて形成された三角洲地帯の先端部に位置するこの地域は、三角洲上の比較的浅い海を利用して江戸時代より埋立が行われている。

東京テレポート駅が位置する13号埋立地は、昭和37年～昭和44年にかけて埋立造成された比較的新しい地盤である。

13号埋立地は、洪積層の江戸川砂層と東京礫層を支持層として、その上部に東京層下部粘土層、沖積層の有楽町層が分布している。

表層部を構成する埋土・盛土層は、浚渫した砂によって埋め立てられ、その上部に建設残土などの材料が盛土されている。

地表から 2～5m 程度までの埋土層、それ以深 14m 程度までの沖積層は、N 値 1 以下の極めて軟弱な粘性土層と緩い砂質土層、その下部は洪積層の N 値 10 程度以下の粘性土層と比較的締まった砂質土層からなり、地下水位は地表下 2.0m 程度である。

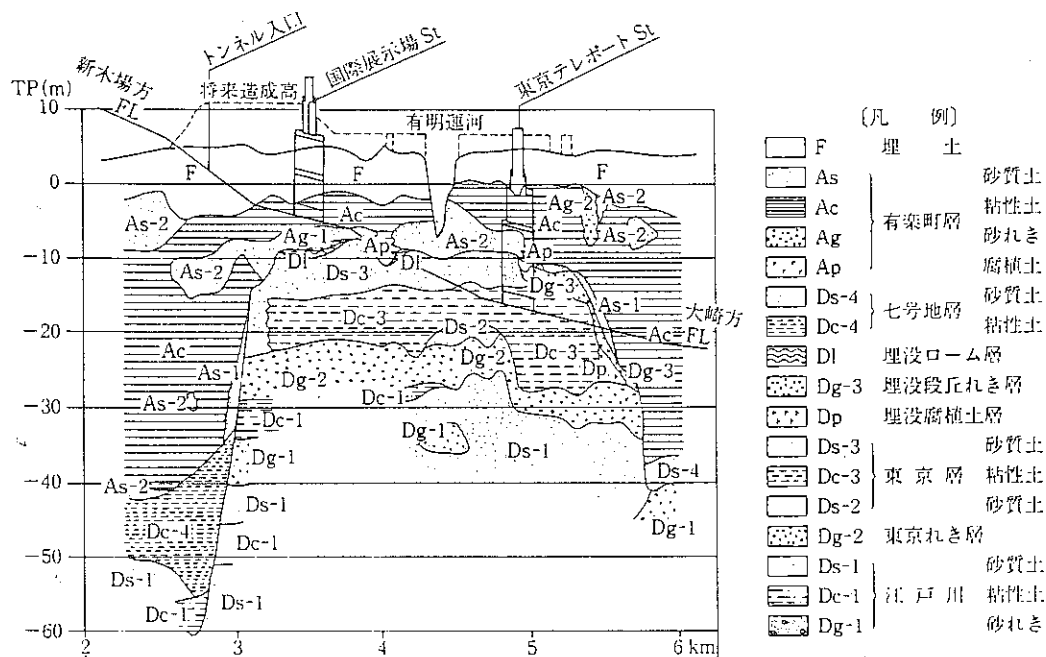


図 3-8-7 トンネル区間地質縦断図

3 駅構造選定と設計

駅構造については、単線並列シールドトンネル区間に構築することから、既設シールド撤去による開さく工法と、既設シールド活用による開さくシールド間切り掘削工法の 2 案が比較検討された。

①シールドトンネル全面撤去案

既設シールドトンネル全面撤去による開さく工法案は、開さく土量が多く・セグメントの取り壊しが困難である等の欠点があるものの、作業性が単純であること、実績のある工法であること、から、施工管理・工程管理が容易で安全性に優位である。

②既設シールドトンネル活用案

既設シールドトンネル活用による開さくシールド間切り掘削工法案は、開さく土量に若干の優位があるものの、作業性が複雑であること、既設シールドが切り掘削を考慮した構造でないこと、から、セグメント補強・内空断面等の制約を受けることとなる。

また、実績のない工法のため施工管理が難しく、安全性にも疑問があり、さらに掘削開放面が長期間にわたることから高強度の地盤改良が必要である。

本駅工事の最大の課題は、既設シールドトンネルの処置であることから、望ましいことは既設シールドトンネルを有効活用し、駅を構築することであり、計画当初からその活用方について施工性・経済性・工期等、総合的な検討を加えた。

しかし、元来、駅を想定したトンネル構造ではないため、力学的安定のみならず、補助工法の複雑性・施工性・限られた工期の面でも問題点が多く、最終的には通常の開さく工法によりシールドトンネルを露出させ、撤去することとした。

シールドトンネルを取り壊すことについては、駅部等で当初から計画してセグメントを取り外し、撤去した例はあるが、本工事のように深い軟弱層中にあるシールドトンネルを全面的に取り壊した工事は前例がないことから、事前にセグメントの取り壊し実験を行い、工法・機種選定・工期の設定、など、慎重に検討した。

既設シールドトンネル活用案

既設シールドトンネル全面撤去案

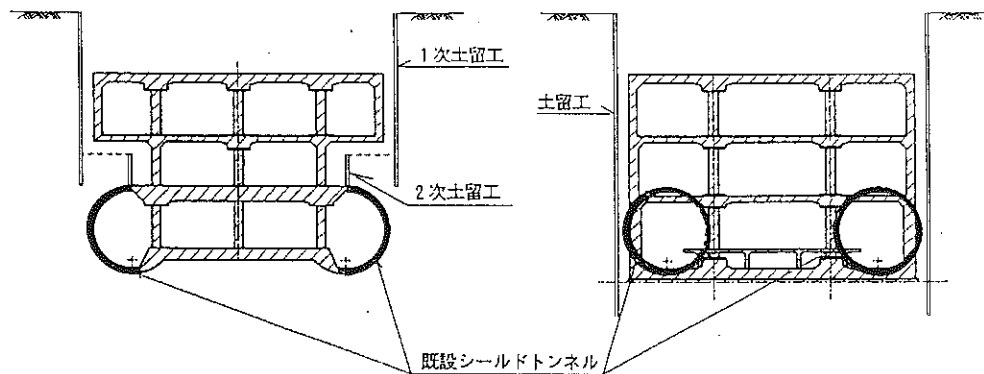


図 3 - 8 - 8 駅構造の比較案

4 駅設備の概要

東京テレポート駅は、大崎までの全線開業時で日あたりの乗降人員は 13 万人程度見込まれ、列車編成は最大10両で計画されている。

駅本体構造は、図 3 - 8 - 9 に示すように地下 3 層構造で、B3階はホーム階（島式ホーム延長 205m）、B2階は機械・電気室、B1階はコンコース及び駅務室となっている。

駅構造の設計方針は、地下駅の「暗く閉鎖的」なイメージから、「開放的で明るい」イメージの創出を基本としていることから、B3階から地上までの吹き抜け構造空間（幅約 9m、延長 90 m）を設けているのが特徴的である。

また、ホーム幅は、既設シールドトンネルの線間の関係から約 15 mと比較的広い空間をもつ駅構造となっている。

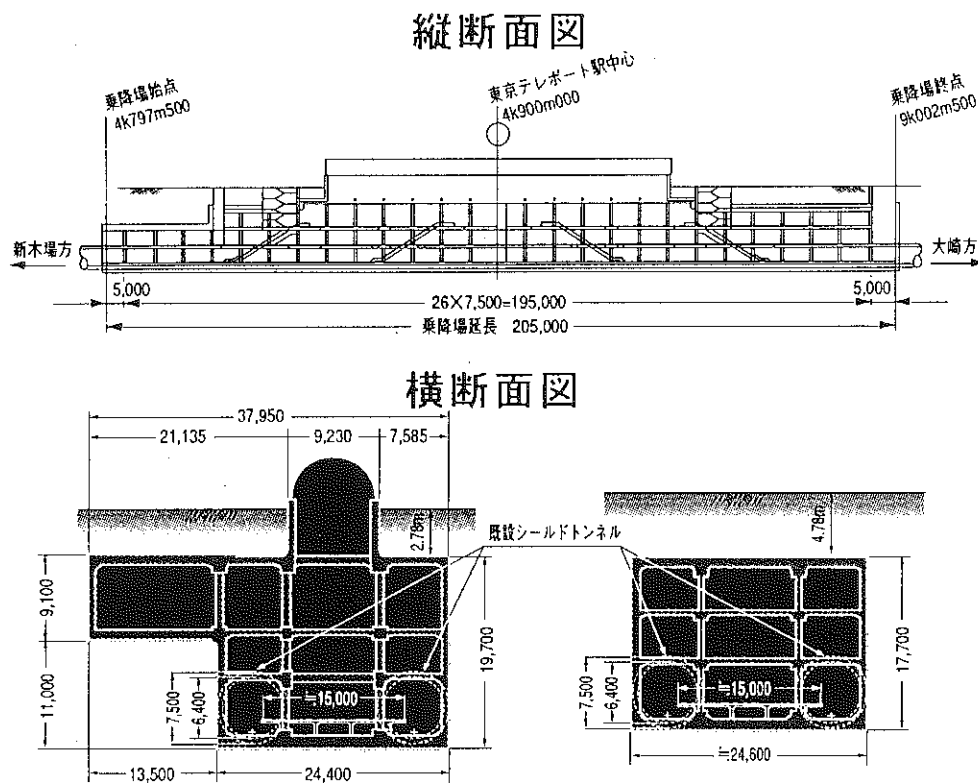


図 3 - 8 - 9 東京テレポート駅設備

5 開さく工事の概要

開さく工事は、軟弱な地盤条件・高い地下水位、約 2.5 m の深度、近接並行する国道への影響の抑制、解体トンネルの安定性の確保等から、図 3 - 8 - 10 に示すように遮水性・剛性に優れた鋼管矢板を用いる切り梁工法を基本としたが、シールドトンネル解体・撤去の施工性を考慮し、一部は除去式のグラウンドアンカーを採用した。

なお、開さく工事の山留め工選定の前提条件としては、

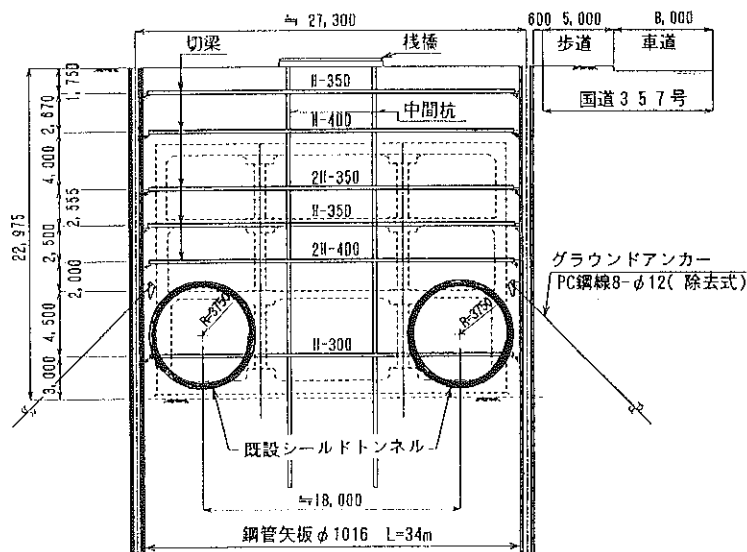


図 3 - 8 - 10 開さく施工断面図

(1) 既設シールドトンネル撤去までの間、山留め工壁体に大きな変位が発生せず、かつ既設シールドトンネルの安定が図れる剛性の大きい山留め工であること。

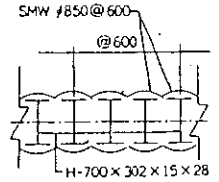
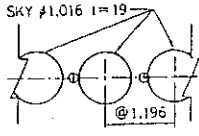
(2) 近接している幹線道路 (国道 357 号線) に極力変状を与えない剛性の大きい山留め工であること。

(3) 地下水位が高いため止水性に優れていること。

(4) 工期に制約があることから施工性に優れ、かつ経済的であること。

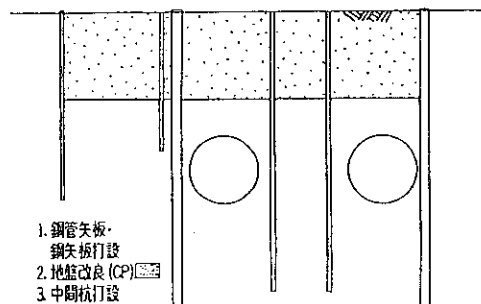
などが主要なものであり、これらの条件を満たす山留め工として、表3-8-9に示すとおり、柱列式連続壁(SMW)及び鋼管矢板($\phi 1,016$)工法を比較検討した。

表3-8-9 山留め選定比較表

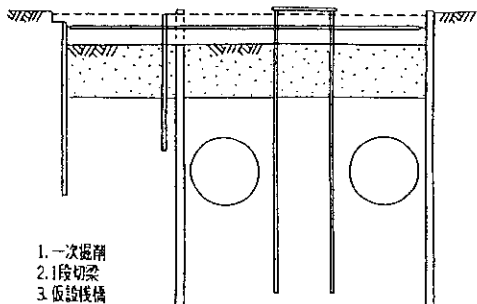
比較項目	柱列壁 (SMW)	鋼管矢板
工法概要断面図		
壁体剛性	89	100
工期	230	100
工事費	95	100

注：剛性、工期、工事費の数値は鋼管矢板を100とした場合の比率である。

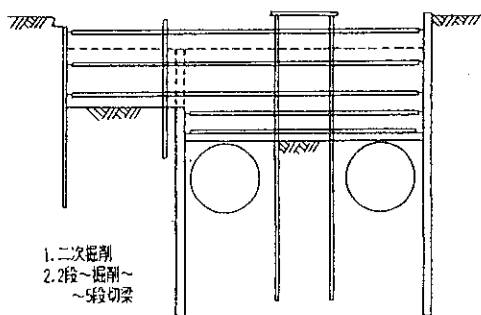
STEP-1



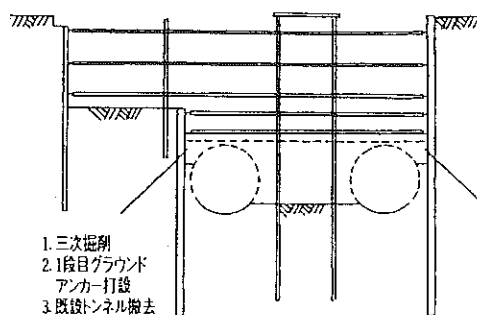
STEP 2



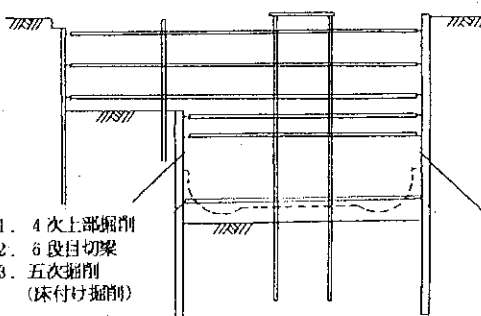
STEP-3



STEP-4



STEP-5



STEP-6

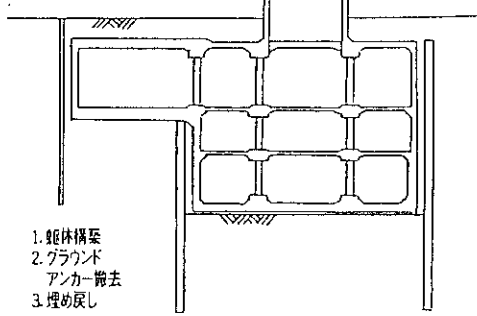


図3-8-11 駅施工順序図

開さく工事の施工順序は、図3-8-11に示すとおりであるが、開さく施工前に軟弱な沖積層を対象として、主に掘削機械のトラフカビリティ確保のため、試験施工を実施し、生石灰杭による地盤改良（ $\phi 40\text{cm}$, 1.40m間隔）を行った。

土留め支保工は、トンネル直上までは切梁方式（5段目）とし、下方はシールドトンネルの解体・撤去の効率性などから、広い作業空間の確保が可能なグラウンドアンカー（8- $\phi 12$.7）を配置した。

開さく（掘削土量約 120,000 m^3 ）は、開さく部にショートリーチ及び小型ブルドーザーを配置し、栈橋上からクラムシェルを使用して施工したが、床付け面が不透水性の洪積粘性土層とその下部に洪積砂礫層に豊富な被圧地下水をし、盤膨れのおそれがあることから、鋼管矢板管内に 24 本のディープウィルを配置し地下水位の低下を図った。また、ディープウィルによる地下水の放流は、港湾局（臨海副都心建設株式会社）施工の仮排水路（仮設下水道）を使用した。

6 既設シールドトンネルの取り壊し

く体構築完了まで実質3年の厳しい工期の中で、既設トンネルの取り壊しに充てられるのは、3か月と極めて短期間であった。

取り壊し工法の選定にあたっては、経済性を考慮しながら、短期間で確実に解体・撤去可能な工法が要求されたことから、種々の工法（表3-8-10）を検討したが、工法を大別すると、

- ①開削によりトンネルを露出後、一気にトンネルを解体撤去する（発破、破碎、切断等工法併用）。
- ②開削作業と並行して二次覆工コンクリートを坑内で先行して取り壊し、一次覆工コンクリート（セグメント）は、トンネル露出後に継ぎ手ボルトを切断し、解体撤去する（切断・静的破碎剤などの併用工法）。

の2工法を比較検討した。①案は、安全性において疑問があることに加え、地上における類似セグメントの取り壊し実験を行った結果、当初想定工期の三倍を要することが判明したことから、②案の二次覆工先行取り壊し案を採用することとした。また、事前の二次覆工取り壊し試験施工結果を踏まえ、静的破碎剤を使用する補助工法を用いて二次覆工を先行して取り壊しその後セグメント継ぎ手ボルトを切断し、ピースごとにセグメントを引き上げ、地上にて取り壊す方法とした。

また、トンネル函体は、開さく施工の進行に伴い、上載荷重の土の除荷により、側方土圧が卓越し、楕円形に変形することが想定され、掘削の初期段階にトンネルが破壊すると山留め工の受動抵抗が一気に低下することが懸念されるため、セグメントの応力検討を行った。

その結果、4・5段切梁設置時に破壊状態に達することから、二次覆工の取り壊しは3・4段切梁設置時までに行うとともに、安全確保のため後述するようにシールドトンネルのSL部に補強支保工を施工した。

表 3 - 8 - 1 0 トンネル取り壊し（全体）工法の比較表

工法名	使用機材	補助機材	長 所	短 所	工期	本工事への適否	理 由
発 破 工 法	ダイナマイト	削岩機 点火具	・破砕力が高い。	・振動、騒音が大 きい。 ・衝撃が大 きい。 ・破砕片が飛散 する。 ・火薬消費許可 が煩雑である。	2 か月	×	・振動、衝撃が大 きく近接構造物に影 響を及ぼす。 ・開削部の土留め壁が崩 壊する可能性がある。 ・市街地での施工は問 題がある。
	コンクリート破 砕器 (CCR, SLB) 低爆速火薬	削岩機 点火具	・破砕力が高い。 (ダイナマイトよ りは小さい)	・振動、騒音が大 きい。 ・衝撃が大 きい。 ・破砕片が飛散 する。 ・火薬消費許可 が煩雑である。	4 か月	×	・ダイナマイトより影 響は小さいが、効果 も少なく同様の問題 点は残る。
機 械 工 法	油圧ブレーカー	油圧ショベル 本体	・作業が単純で簡 単である。	・機械が大型であ る。	8 か月	△	・切欠間隔などから 大型機械の使用は困 難なため工期が大 幅に延びる。
	コンクリート圧 砕機	同 上	同 上	同 上	8 か月	△	同 上
切 断 工 法	ダイヤモンド ワイヤー工法	駆動モーター ガイドプーリー	・大断面の切断が 可能	・ダイヤ埋め込み ワイヤーの単価が 非常に高い。 ・鉄筋量が多く損 耗が早い	5 か月	△	・ワイヤーによる切 断だけで取り壊すと 工事費は高くなる。
	ウォールソー工 法	ダイヤモンド カッター	・切断方向は自由 自在である。	・最大切断厚さは 約 50cm である。 ・ダイヤモンドブ レードの単価が高 い。	5 か月	△	・切断だけで取り 壊すと工事費は高 い。 ・切断厚さが 55cm であるため切断す るには、数回のくり 返し作業となる。
削 岩 機	油圧削岩機 (タルダ、パッ カーなど)	削岩機	・損耗が少なくくり 返し使用が可能な ためコストは安い。	・本体が重いため上 向きの孔には施工 が困難。	8 か月	×	・鉄筋コンクリートの 場合クラックが発生 するだけでブレーカ ーによる二次破砕が 必要となる。 ・孔長が短い場合 ウェッジが挿入でき ない。
一次覆 工二次 覆工・ 分割施 工	切断機械・穿孔 機械 静的破砕剤 破砕機械など	カッター 削岩機 ブレーカなど	・各工法の長所を組 み合わせた施工が 可能である。 ・二次覆工の取り 壊しは、開削作業の 工程に左右されず に施工できる。	・トンネル内作業が 複雑する。	3 か月	○	・全体工程の確保が 可能である。 ・二次覆工取り壊し 工期は 6 か月である が、開削作業と平行 作業となるため全 体工程に影響しない。

(1) 二次覆工コンクリートの取り壊し

二次覆工は、厚さ 25cm、鉄筋量 42 Kg/ m²、取り壊し数量 2,250 m³である。

二次覆工の取り壊し工法は、どの工法も単独での採用は一長一短があって決定的な要素がないことから、現場の条件に合わせて静的破砕剤を用いることとし、具体的には次の手順と工法の組合せによることとした。

(図 3 - 8 - 1 2 (a)取り壊し方法 (b)取り壊し順序)

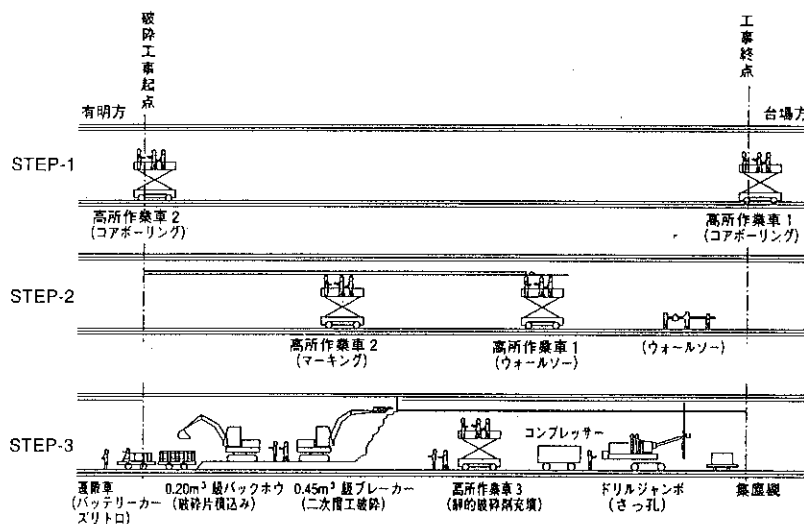


図 3 - 8 - 1 2 (a)取り壊し方法

ア、軌道敷設

バッテリーロコを用いて資機材の運搬及び二次覆工破砕ガラの搬出を行うため有明立坑より取り壊し区間（ $\ell \approx 400\text{m}$ ）に 22 kg レールを敷設した。

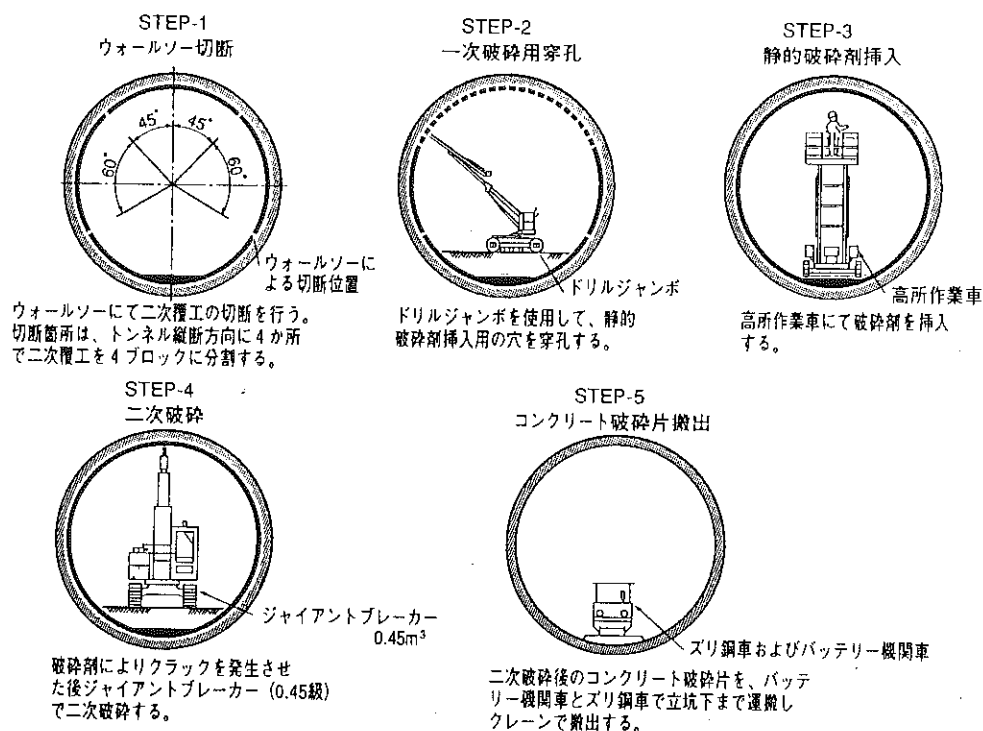


図 3 - 8 - 1 3 取り壊し順序

イ、ダイヤモンドコア及びウォールソーによる縁切り

残置する覆工コンクリートに悪影響を及ぼさないためと自由面を作って静的破砕剤の効果を促進させるために、上下線始点及び終点棲部の4箇所の円周方向をダイヤモンドコアドリルによって縁切り（φ110 mm）を行った。

また、短期間での取り壊しを容易にするための自由面の作成、及び鉄筋を切断しブロックで取り壊すことを可能にするために、ウォールソーを用いてトンネルの縦断方向にそれぞれ時計の2・4・8・10時方向に縁切りを行った。

表 3 - 8 - 1 1 装薬孔配置比較

記号	穿孔パターン	一次破砕後の状況	ブレイカ作業への影響
A	@300×300	縦横にクラックが発生 し数も多い	取り壊しは 容易、鉄筋 と破砕片は 簡単に分離 する 一次覆工へ の影響は少 ない
B	@300×400	縦横にクラックが発生 し数はやや多い	
C	@300×450	縦横にクラックが発生 し数はやや多い	
C'	@300×450(空穴)	縦方向のみクラック発 生（切断面に沿って）	
D	@300×600	縦方向のみクラック発 生（切断面に沿って）	取り壊しは 可能だが鉄 筋の分離に 手間がかか る 一次覆工に 悪影響があ る
D'	@300×600(空穴)	縦方向のみクラック発 生（切断面に沿って）	
E	@450×600	クラックの発生はない	取り壊し困 難、破砕剤 の効果はほ んどない
F	@600×600	クラックの発生はない	

ウ、ドリルジャンボによる穿孔

ドリルジャンボによる穿孔間隔は、ウォールソーによる縁切りの組合せにより、円周方向に 300mm、縦断方向に 300mm の間隔で実験を行った結果、密なクラックの発生を得ることができた。

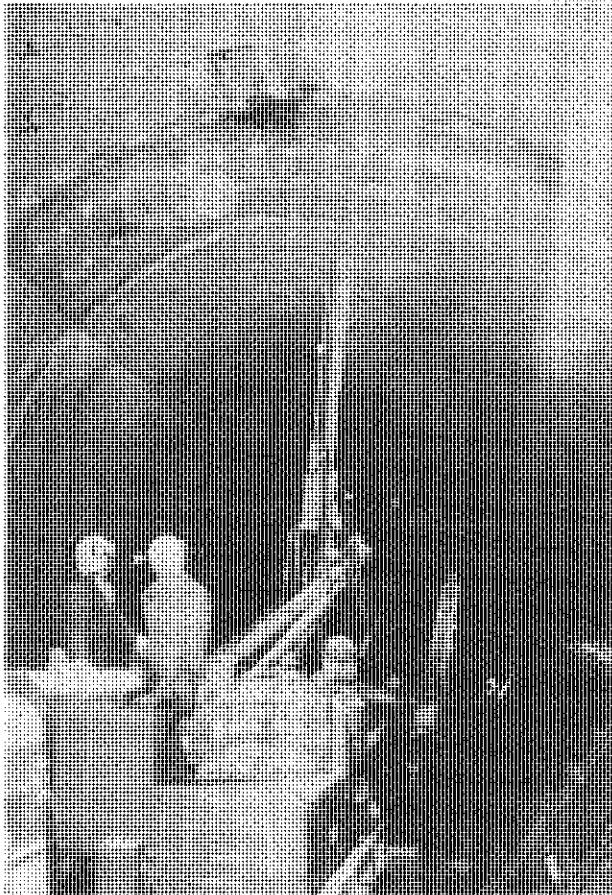
しかし、密なクラックの発生はトンネルの上部においてコンクリートガラ落下が想定され、作業の安全性を欠く恐れがあることから、実施段階においても種々の間隔で試験施工を行い、経済性・破砕効果を考慮して検討した結果円周方向に 300mm、縦断方向に 450mm の間隔で穿孔を実施した。

エ、静的破碎剤充填（一次破碎）

ドリルジャンボで穿孔後、静的破碎剤をハンマードリルを使用して人力で充填した。使用した速効性の静的破碎剤は15min 程度で反応することから、充填は迅速に施工された。その後、最大一昼夜放置し、破碎箇所のコソクを行った。一次破碎の状況は、静的破碎剤を充填した孔を中心としてかなり大きなクラックが発生しており、静的破碎剤の効果・二次破碎の容易性が発揮された。（写真3-8-7）

（写真3-8-7）

破碎剤装薬孔穿孔



破碎剤装薬



オ、ブレーカーによる破碎（二次破碎）

二次破碎は、0.45 m³クラスのバックホウに900Kg級油圧ブレーカーを装備したものをを用いて施工されたが、静的破碎剤による事前破碎が効果的であり、容易に取り壊すことができた。

（写真3-8-7）

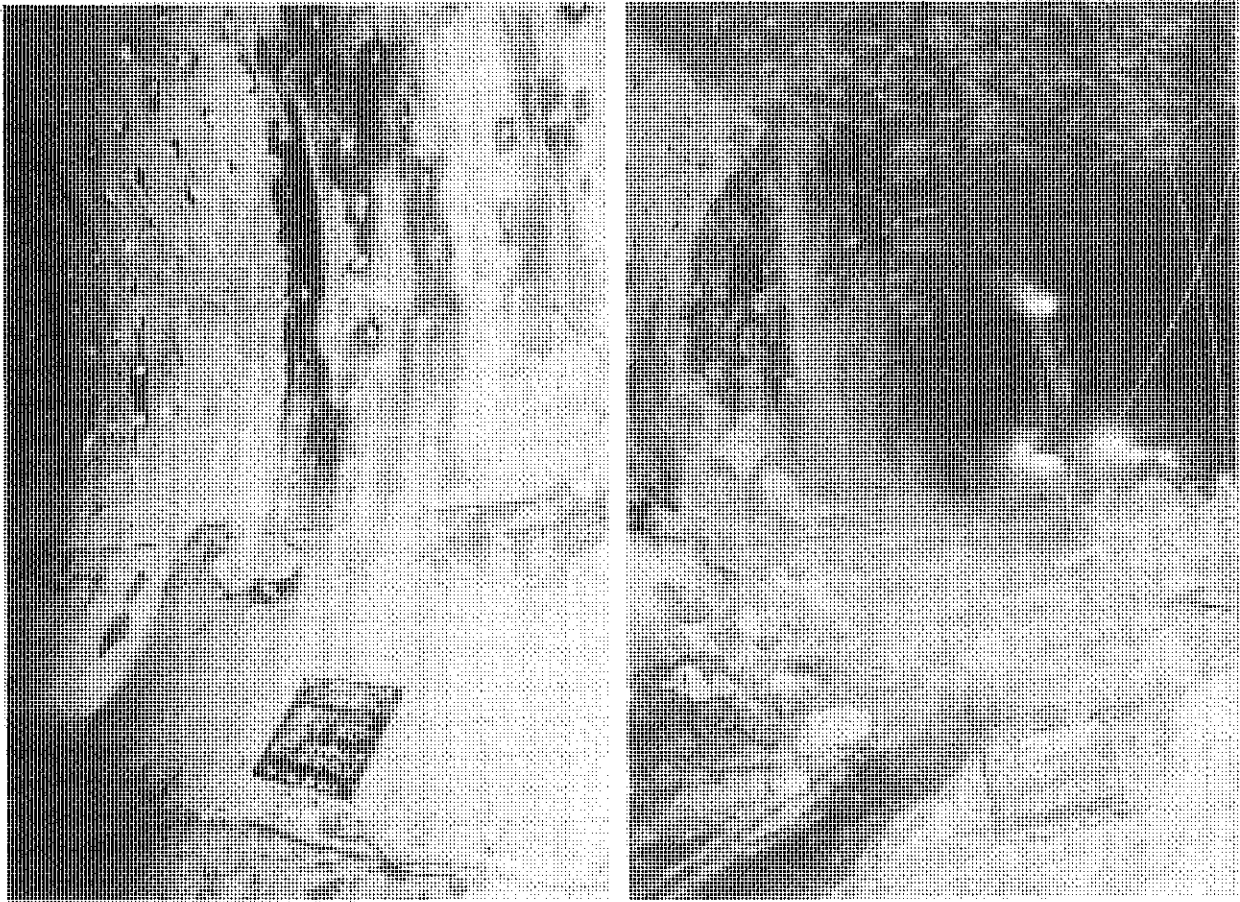
カ、コンクリートガラ搬出

破碎された二次覆工をコンクリート内で大まかに鉄筋とコンクリートに大別してズリ鋼車に積み込み、有明立坑上に設置したクローラクレーン（50t 吊り）で引き上げ、立坑上において圧碎機を使用してより細かく分離し、コンクリート塊は15cm 程度に破碎して搬出した

(写真 3 - 8 - 8)

破碎剤による一次破碎状況

ジャイアントブレーカーによる破碎状況



キ、止水注入

トンネル取り壊し区間の始終点部は、トンネル周囲が水道となっていることが予想されたことから、取り壊し区間以外のトンネル端部において薬液注入を行い、トンネルと土留め間の止水対策を実施した。

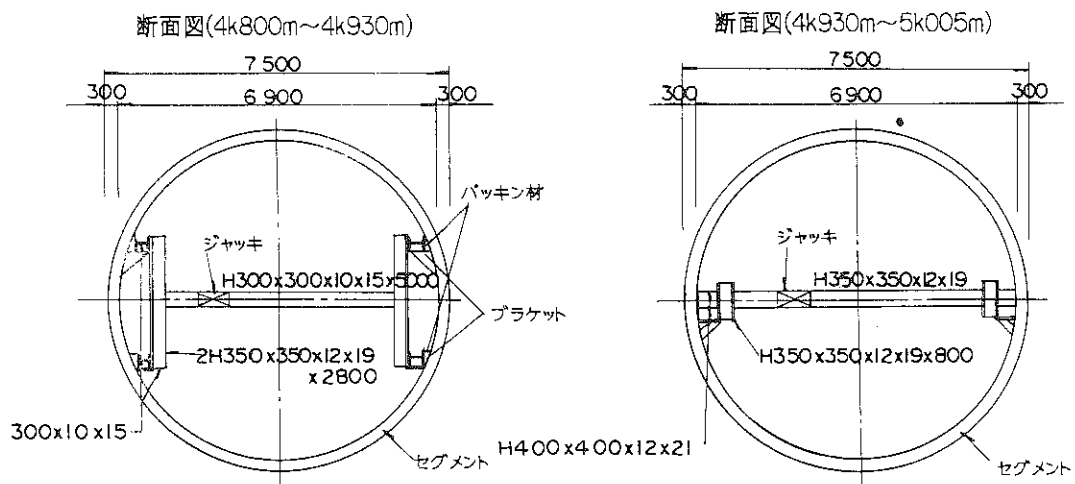


図 3 - 8 - 1 4 トンネル補強梁概要図

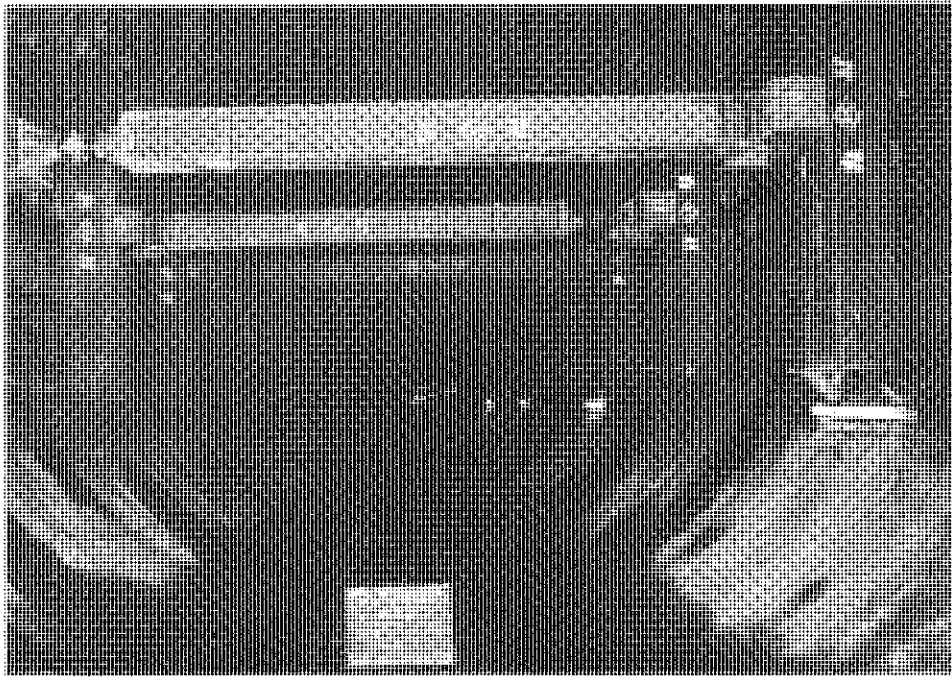


写真 3 - 8 - 9 トンネル補強梁設置

ク、トンネル補強梁設置

開削の進行に伴いトンネル上の土荷重が減少してトンネルく体が変形し、土留め壁の変形・崩壊のおそれがあるから、トンネルの二次覆工を撤去後、4次掘削（第4段切梁）前にトンネル補強梁を施工した。（図3-8-14）

ケ、トンネル縁切り

掘削の進行によってトンネル撤去部の上載荷重が減少し、トンネルが浮き上がることが想定された。その結果、取り壊し区間以外の既存のトンネルに対して悪影響が懸念されたことから、トンネルの取り壊し作業に先行してリング間のセグメントボルトを切断し、セグメント間の縁切りを行った。

(2) 一次覆工コンクリート（セグメント）の取り壊し

図3-8-15の(a)、(b)は、一次覆工コンクリート（セグメント）の取り壊しの具体的な施工手順をまとめたものである。

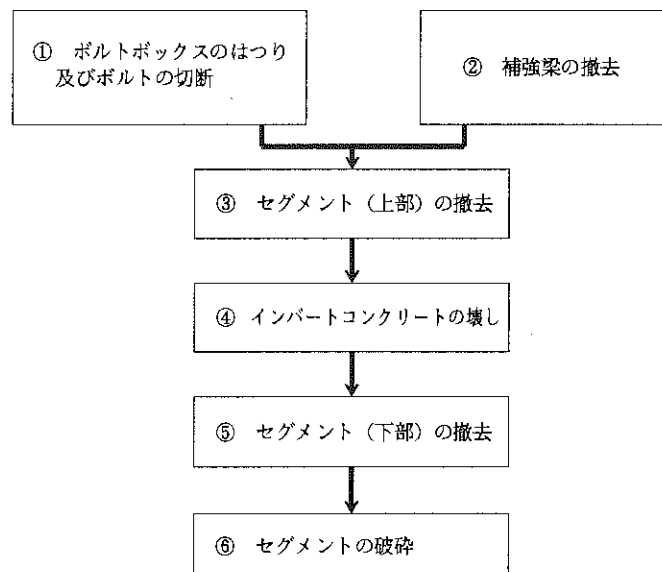


図 3 - 8 - 1 5 (a)一次覆工取り壊しフロー

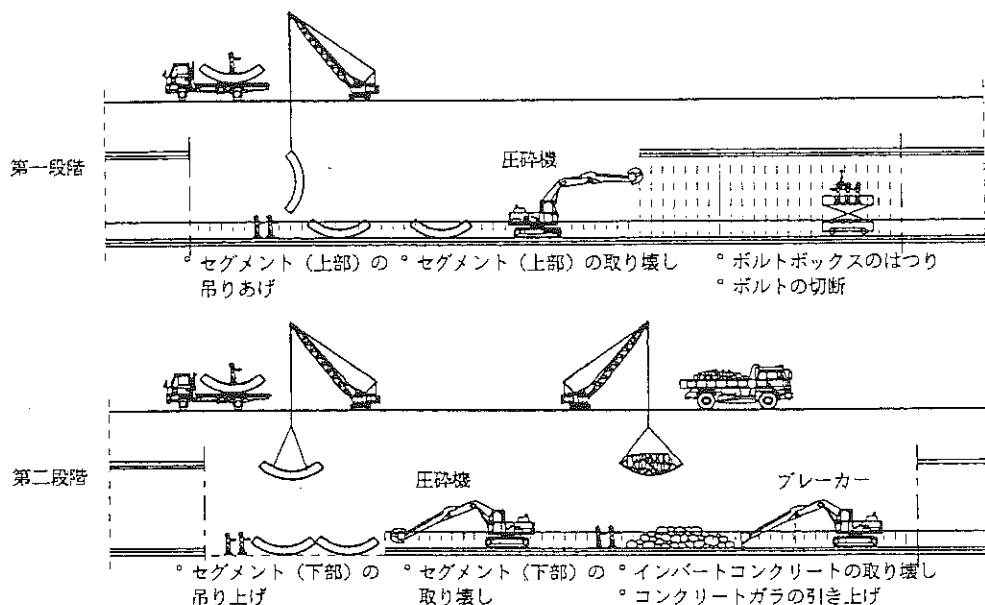


図 3 - 8 - 1 5 (b) 一次覆工取り壊し順序図

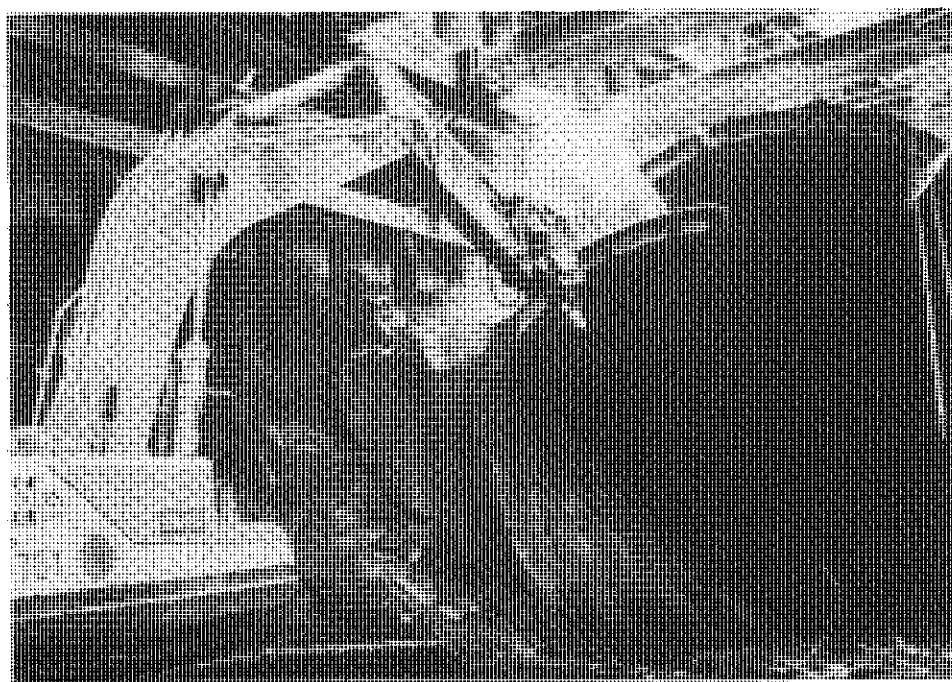


写真 3 - 8 - 1 0 セグメント（上部）取り壊し

ア、ボルトボックスのはつり及びボルトの切断

一次覆工の取り壊しは、作業環境が狭隘・搬出方法・工程等を考慮して、セグメントをピースごとに引き揚げ、地上で破砕することとした。

インバートコンクリートで覆われたセグメント（軌道下部）を除いて二次覆工時に充填されたセグメントボルトボックスを人力によってはつり出し、ボルトの切断を行った。

イ、トンネル補強梁の撤去

7次掘削終了後にジャイアントブレイカーを用いて上下線始点及び終点棲部の4ヵ所に開口部を設置し、トンネル内に設置した補強梁の撤去を行った。

ウ、セグメント（上部）の撤去

写真 3-8-10 に示すように破碎機（0.45 m^3 級）を用いて、セグメント（上部）をピースごとに撤去した。セグメント間ボルトを先行して切断したため容易に撤去することができ、平均施工数量は単線シールド約 11 m /台・日であった。

エ、インバートコンクリートの取り壊し

インバートコンクリートの取り壊しは、油圧ブレーカー（0.45 m^3 級）を用いて行い、コンクリートガラは、ワイヤーモッコで地上へ引き揚げた。

オ、セグメント（下部）の撤去

セグメント（下部）の撤去は、油圧ブレーカー（0.45 m^3 級）を使用してセグメント（下部）間のボルトボックスをはつた後に、圧碎機（0.70 m^3 級）を用いてセグメント（下部）を解体撤去した。

カ、セグメントの破碎

クローラークレンを用いて地上へ引き揚げたセグメントをトラックで破碎場に搬送した後、圧碎機（0.70 m^3 級）を使用してセグメントを破碎し、鉄筋とコンクリート塊（15 cm 程度）を仕分けして搬出した。

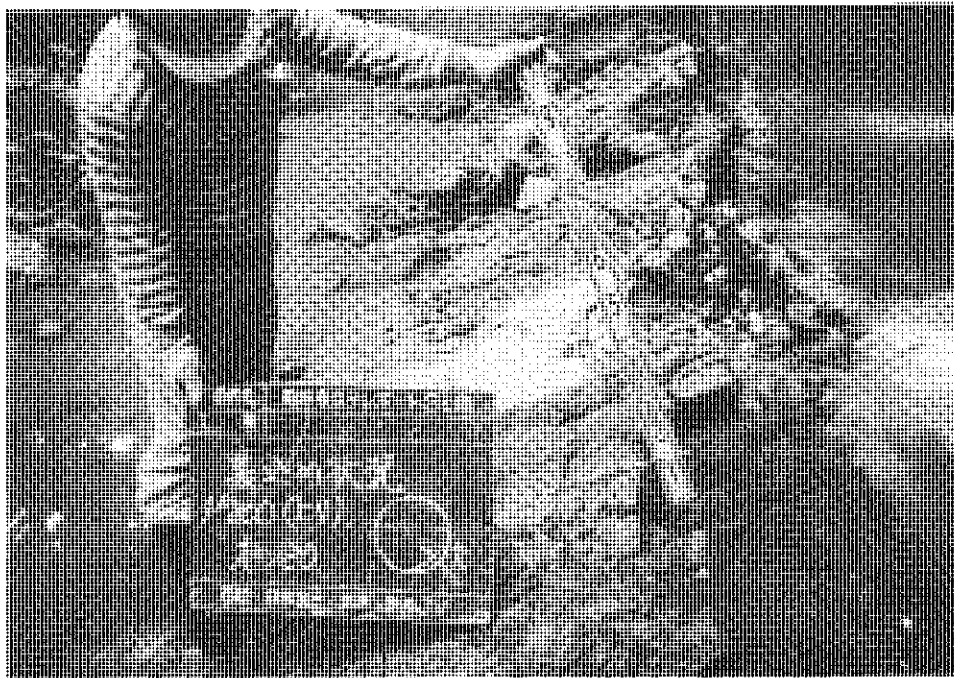


写真 3-8-11 セグメント裏込め状況

(3) セグメントシール材の経時劣化とセグメント裏込め注入状況

通常、把握することが困難であるセグメントシール材及びセグメント裏込め注入の状況について、シールド取り壊し時に試験及び測定調査した。

セグメントシール材の形状は厚さ方向に若干の変化は見られるものの、幅方向はほぼ原寸法であり、変化は見られなかった。一方、引張試験においては、引張強度の低下が 30 ～ 70 %程度みられたが、これは試料採取時の現品表面のキズの影響もあり、設置後 13 ～ 15 年経過による経時劣化度は特定できなかった。

総じて、セグメント組立時初期のシール形状は、ほぼ保持されており、また著しい物性低下も見られなかったことから、シール性は十分に確保されているものと考えられる。

次に、シールドトンネル施工時に注入した裏込め材の注入厚さは、各断面において 40mm ～ 300mm とバラツキは見られるものの、同一断面内においては概ね均等に分布しており、平均すると約 130mm程度である。施工当時の注入実績から推定される厚さは150mm 程度であることから、確実に裏込め注入されており、初期の目的を達しているものと判断される。（参考資料参照）

7 計測による施工管理

(1) FEMによる挙動予測

開さくによる上載土荷重の減少、さらには鋼管矢板の変形の影響等で応力のバランスが崩れ、トンネル（セグメント）が破壊した場合には、土留め工の受動土圧が急減し、その安定性が損なわれることから、施工中のこれらの挙動を把握して安全な施工法を検討するとともに、計測管理における基準値設定の目安とするため、二次元弾性FEM解析により、逐次解析を行った。その主要な解析ステップを図3-8-16に示す。

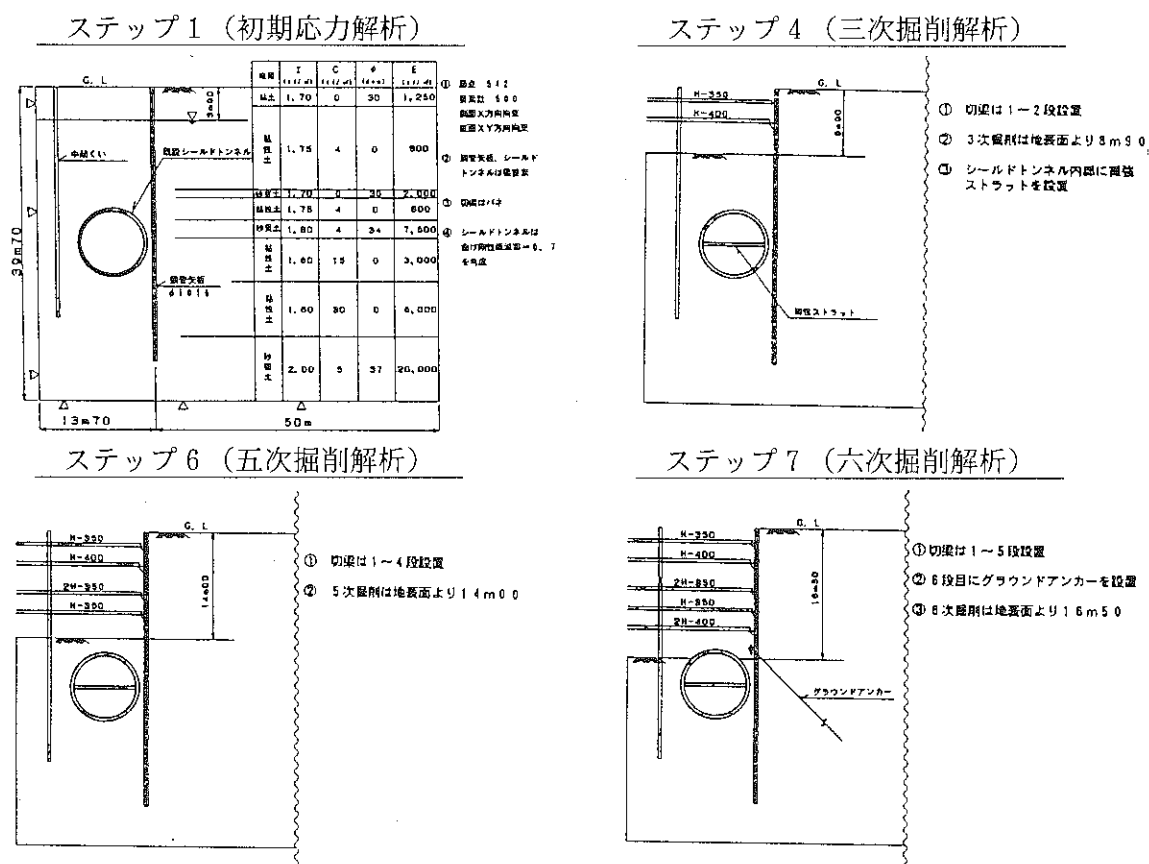


図3-8-16 FEM解析の代表的ステップ図

(2) 計測

開さく施工中のセグメントと鋼管矢板の変位を計測・把握し、その安全性を確認するため、前者については4測線による内空変位および天端・下盤の沈下測定、後者については固定式傾斜計による水平変位の測定を実施した。

(3) 計測結果と考察

三次掘削完了時から五次掘削完了時（セグメントリング解体直前）までのセグメントリングの内空変位と鋼管矢板の変位について、計測値とFEM解析を比較して図3-8-17に示す。また、セグメントリングの変位をひずみに換算し、図3-8-17に示す。

なお、セグメントリングの内空変位計測は、二次覆工の取り壊し後となるため、FEM解析から求めたこの時点までの変位量を加算して初期値として整理している。

ア、セグメントリングは、開さくの進ちょくに伴って楕円形状に変位しながら浮き上がりを生じており、その挙動は上載土荷重の減少・下部地盤のリバウンド、特に鋼管矢板とセグメントリングの最小離隔が45cmと近接しているため、鋼管矢板の変形の影響を大きく受けていることが推測され、総体的にはFEM解析の予測とよく合致している。

イ、FEM解析においては、解析の手法やセグメントリングの剛性の評価等に仮定の条件も多く、また、内空変位も解析値を上回る値が計測され、セグメントリングの急激な破壊が最も懸念されたが、現地の観察からは、局部的にもその破壊は視認されなかった。

ウ、下り線の鋼管矢板の変位は、四次掘削後半から管理基準値（約20mm）を上回りはじめ、セグメント解体直前には約30mmに達したが、鋼管矢板の応力及び切梁軸力には計測できない異常値を考慮しても十分な余裕があり、またセグメントのひずみについてもその破壊ひずみ（ 4.1×10^{-3} ）までに至っていないことから、慎重な計測管理と観察・調査の下で施工が継続され無事しゅん功したものである。

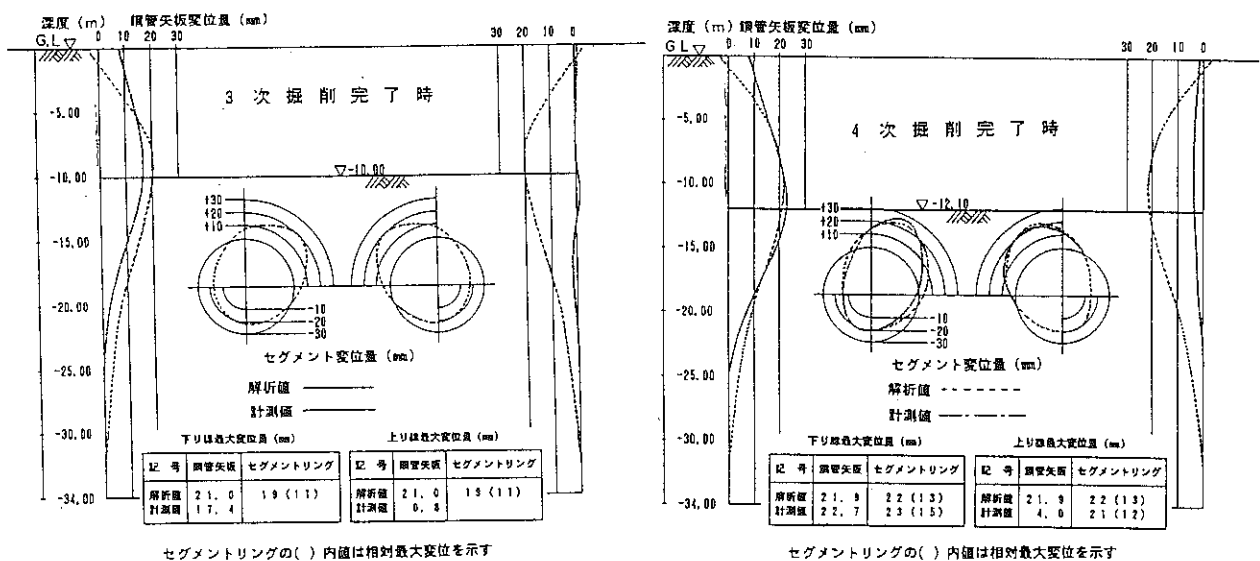


図3-8-17 (a) セグメント及び鋼管矢板変位比較図

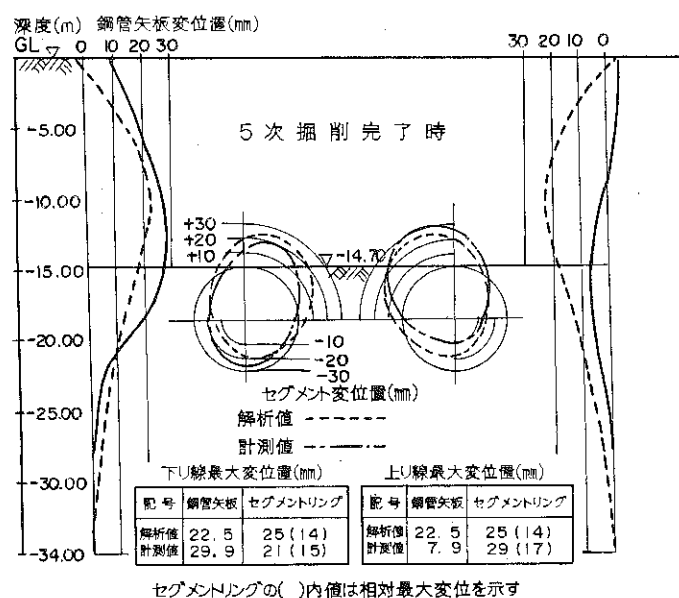


図 3-8-17 (a) セグメント及び鋼管矢板変位比較図

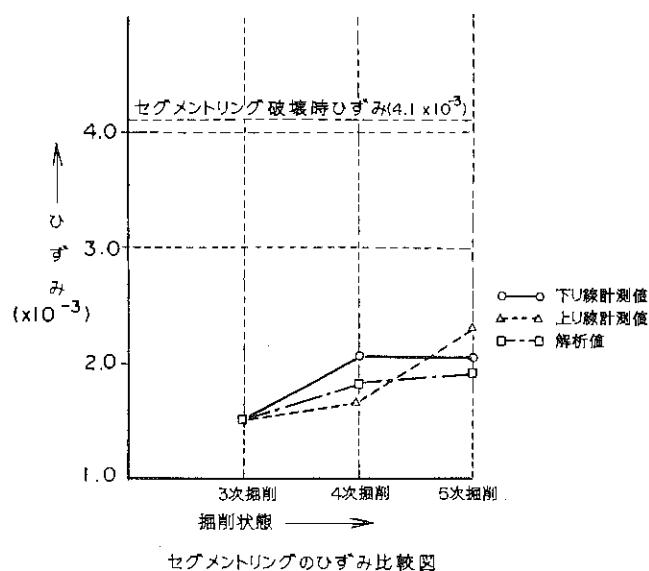


図 3-8-18 セグメントリングのひずみ比較図

(参 考)

シールドトンネル裏込め注入調査について

1. はじめに

東京テレポート駅構築のため、単線並列シールドトンネル (約 200m × 2)を取り壊すこととなったことから、通常把握することが困難なシールドトンネルの裏込め注入の施工状況 (施工昭和 51.4 ～昭和 57.3 施工)について調査した結果を記載する。

2. シールドトンネル諸元

工 法 : 泥水加圧式, シールド外径 : 7,690
 セグメント外径 : 7,500 mm, セグメント内径 : 6,900
 リング構成 : 7 ピース, セグメント桁高 : 300
 セグメント設計強度 : 550kgf/cm², 二次覆工厚さ : 250(RC)

3. 裏込め注入設計諸元

(1) 配 合

区 分	A 液				B 液	
	BBセメント	フライッシュ	砂	水	珪酸ソーダ	水
冬季配合	280 kg	120 kg	650 kg	280 ℓ	180kg/3号	140 ℓ
夏季配合	180 kg	100 kg	650 kg	420 ℓ	150kg/1号	170 ℓ

(2) 設計特性値

ゲルタイム : 60 秒前後

圧縮強度 : 10 kgf/cm²以上 (今回採取試料 = 18 kgf/cm²程度の強度)

注入圧力 : 3 kgf/cm²

(3) 設計注入量

テールボイド相当量 2.265 m³/m、オーバーカット及び地山の緩み等の割増を、24.5 %とし、約 2.820 m³/m と設定している。

(注入材の逸脱、脱水及び硬化収縮がないものとして、注入厚を換算すると 118mm となる。)

4. 注入実績による注入厚

(下り線シールドトンネルの注入実績から想定)

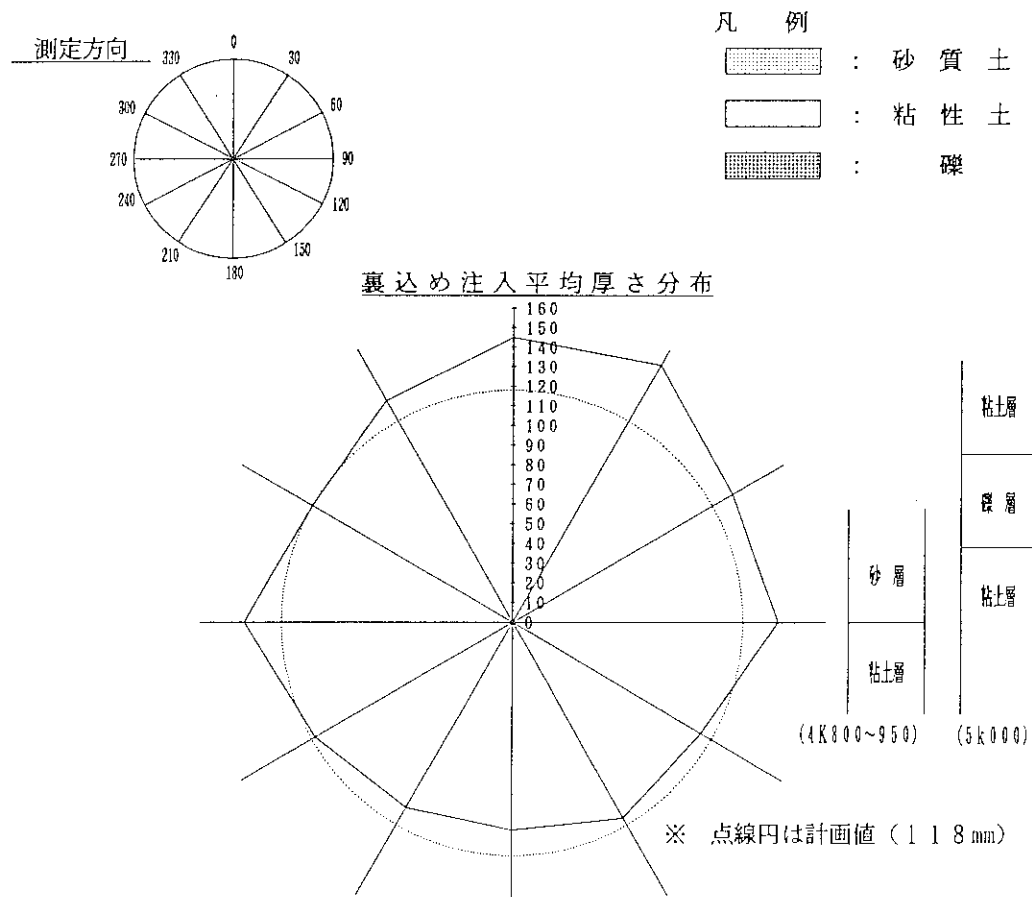
位 置	注入率 (%)	注入厚さ (mm)
① 4 km 800 m	170	162
② 4 km 850 m	150	143
③ 4 km 900 m	260	147
④ 4 km 950 m	300	285
⑤ 5 km 000 m	190	181

※ 注入材の逸走・脱水及び硬化収縮がないものとして、注入厚に換算した。

5. 裏込め注入厚測定結果

シールドトンネル裏込め測定厚 (mm)

位置	方向	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	平均
上り線	4k800m	200	150	130	100	100	120	140	150	180	220	240	300	169
	4k850m	60	80	70	60	80	100	90	100	100	90	60	40	78
	4k900m	50	90	60	80	80	90	100	100	80	70	40	40	73
	4k950m	250	230	200	170	150	150	120	120	170	250	200	190	183
	5k000m	150	180	140	150	130	120	100	140	160	250	200	180	158
下り線	4k800m	140	100	150	180	110	90	90	80	110	120	130	120	118
	4k850m	150	200	180	150	130	130	100	90	70	60	40	60	113
	4k900m	180	250	200	220	120	140	120	120	100	110	90	120	148
	4k950m	150	80	70	120	110	100	90	80	100	110	80	100	99
	5k000m	120	150	100	130	110	100	100	100	90	90	100	150	112
平均厚		145	151	130	136	112	114	105	108	116	137	118	130	125



6. 測定結果の考察

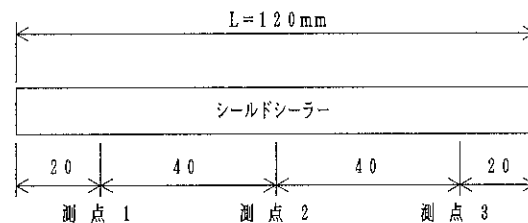
- (1) 裏込め注入管の配置がトンネル上部を主体（5孔程度）に配置していることや、下部の地盤が安定した粘性土であることから、レーダーチャートに示すとおり、トンネル上部に注入材料が厚く注入されている傾向にある。
- (2) 4Km900m ～ 950m 付近で 300%と大きな注入記録がある区間は、実際の開さく時の確認でも、シールドトンネルから数メートル離れた位置で、注入材の大きな塊が確認されており、相当量が脈状に逸走したといえる。
- (3) 裏込め注入の設計強度 10 kgf/cm²以上に対して、採取サンプルによる測定強度は18kgf/cm²程度を確認しており、強度の面では適切な配合であったといえる。

セグメントシール材シールドシーラー経時劣化調査

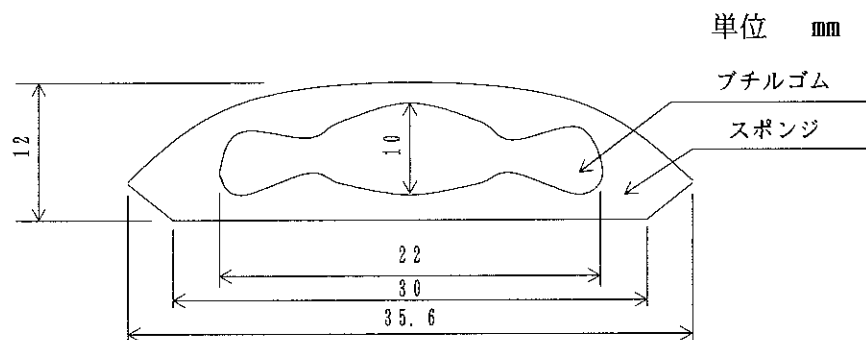
1. はじめに

テレポート駅建設にあたり昭和53年から55年に施工した京葉線シールドトンネルの一部を撤去することとなったことから、当時使用されたセグメント用シール材「シールドシーラーA-30-WT」の経時劣化状況を調査した。

2. シールドシーラー断面寸法測定



シールドシーラーA-WT断面寸法（原寸法）



(1) 測定結果（ブチルゴム＋スポンジ）

（単位 mm）

サンプル番号	測定 1		測定 2		測定 3		硬 度
	幅	厚 さ	幅	厚 さ	幅	厚 さ	
1	35	10.5	35	9.5	34	9.7	35
2	34	9.5	33	9.7	36	9.2	40
3	37	9.4	36	9.3	36	9.7	40
4	36	9.8	36	9.6	35	10.0	35
5	34	9.3	35	8.0	34	8.8	45
6	35	7.7	34	8.3	35	9.0	40
7	36	10.0	35	10.0	35	9.7	45
8	37	8.2	36	9.5	35	8.9	45
9	35	9.2	36	8.4	36	8.5	45
10	33	9.7	32	10.0	37	9.7	40
11	37	7.3	36	7.6	36	8.2	40

(2) 測定結果（スポンジのみ）

（単位 mm）

サンプル番号	測定 1		測定 2		測定 3		硬 度
	幅	厚 さ	幅	厚 さ	幅	厚 さ	
2 1	28	6.2	28	5.9	28	5.9	50
2 2	25	8.3	25	8.0	26	8.0	50
2 3	23	7.2	23	7.0	25	6.9	50
2 4	26	6.2	26	6.5	26	6.3	50
2 5	25	7.0	25	6.8	25	7.0	50

2. 物性試験

ブチルゴム＋スポンジ及びスポンジのみの物性試験として、引張試験による引張強さ及び伸びの測定を行った。

初期の物性値（引張強さ・伸び）

	ブチルゴム	スポンジ
引張強さ	1.5Kgf/cm ²	23.0Kgf/cm ²
伸 び	2,500 %	220 %

注）シートサンプルの物性

(1) 試験結果（ブチルゴム＋スポンジ）

（採取試料物性）

サンプル番号	引 張		伸び (%)	切断部
	力 (Kgf)	強度 (Kgf/cm ²)		
1	34.6	12.1	170	チャック切れ
2	34.9	12.2	155	チャック切れ
3	31.2	10.9	185	チャック切れ
4	26.8	9.4	149	本体切れ
5	32.7	11.5	168	本体切れ
6	29.2	10.2	165	チャック切れ
7	36.3	12.7	166	チャック切れ
8	35.6	12.5	158	チャック切れ
9	34.7	12.2	155	チャック切れ
10	34.7	12.2	157	チャック切れ
11	17.2	6.0	121	本体切れ

注）断面積は 2.85 cm²として算定した。

(2) 試験結果（スポンジ）

（採取試料物性）

サンプル番号	引 張		伸び (%)	切断部
	力 (Kgf)	強度 (Kgf/cm ²)		
2 1	26.7	13.35	163	本体切れ
2 2	31.7	15.85	139	チャック切れ
2 3	15.5	7.75	130	本体切れ
2 4	15.3	7.65	94	本体切れ
2 5	31.2	15.60	168	チャック切れ

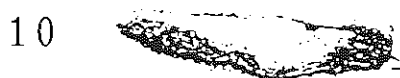
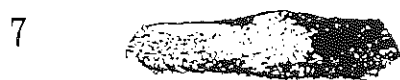
注）断面積は 2.0 cm²として算定した。

3. まとめ

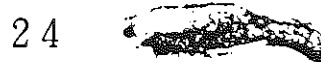
- (1) シールドシーラーの形状変化は厚さ方向は圧縮力の方向性の関係から若干の変化が見られるが、幅方向はほぼ現寸法を確保している。
- (2) スポンジについての引張試験においては、引張強さは 30%から 70%の強度低下が見られた。
また、伸びについては初期の数値より伸び率約 100% 程の低下が見られた。
- (3) スポンジの物性低下は初期の値がシートサンプルであるのに対し、回収品は現品表面のキズによる影響もあり設置後、13～15年経過による経時劣化度は特定しがたい。
- (4) 総じてセグメント組立時初期のシール材形状は、ほぼ保持されており、また著しい物性低下も認められないことから、シール性は充分確保されているものと思われる。

採取試料（シール材）断面

スポンジとブチルゴム



スポンジ



第 4 編 軌道・工事用機械

第4編 軌道及び工事に用機械

第1章 概 要

臨海副都心線は、東京湾沿いのJR京葉線新木場駅とJR山手線大崎駅を結ぶ全長12.2kmの鉄道である。このうち第一期工事は、新木場駅から東京テレポート駅までの約4.9kmの区間である。平成3年3月12日東京都を中心とした第三セクターの東京臨海高速鉄道株式会社が設立され、同年11月1日に第一種鉄道事業免許を取得した。平成4年2月26日に工事施工認可を受けたのち、同月27日に工事の施工を公団が会社から受託し、同年3月31日に着工した。平成8年3月30日に開業した第一期工事の軌道延長は、本線12.5km、側線0.2kmの総延長12.7kmである。

なお、臨海副都心線の建設基準は将来、当線の大崎でJR東日本との接続及びこれに伴う車両の乗り入れを考慮してJR東日本が定める線路等級区分のうち「2級線」の基準を基本に計画した。

線路建設基準のうち軌道構造関係は次のとおりである。

1. 線 路 規 格	2 級 線
2. 最 小 曲 線 半 径	8 0 0 m
3. 最 級 こ う 配	1 5 ‰
4. 軌 道 の 中 心 間 隔	3. 8 m 以上
5. 軌 条 の 種 類	6 0 kg レール
6. マ ク ラ ギ の 間 隔	定 尺 区 間 PC39本(25m当たり) ロングレール区間 PC38本(25m当たり)
7. 道 床 の 厚 さ	2 5 0 mm 以上
直 結 軌 道 の 場 合	マクラギ下の道床コンクリート厚さ100mm 以上

第2章 軌道構造

新木場駅構内から保守基地付近の間は、埋立地の軟弱地盤上に建設された高架橋区間である。この区間の構造物の基礎は摩擦杭を用いており、沈下が予想される区間であることからバラスト軌道としている。なお、バラスト軌道区間にはバラストの細粒化防止、騒音振動の低減を考慮しバラストマット（バネ定数0.7tf/cm）を敷設した。保守基地付近から国際展示場駅間は、地平から土被りの小さい区間であり地上の土地利用を考えて、有道床弾性マクラギを使用している。

国際展示場駅から東京テレポート駅間は、沈下対策の必要がないことから保守の省力化を図り直結軌道とした。振動低減対策区間は防振マット（バネ定数4tf/cm）を取り付けた防振マクラギ直結軌道、分岐器は合成マクラギを使用した直結分岐器、その他の区間はPCマクラギ直結軌道とした。

なお、東京テレポート駅終点から第一期工事終点までの区間は、検修・洗浄線（下り線）及び留置線（上り線）として使用すること及び第2期工事での施工を考慮し、バラスト軌道構造としている。

臨海副都心線の軌道構造概要を図4-2-1に、軌道構造別数量一覧表を表4-2-1に示す。

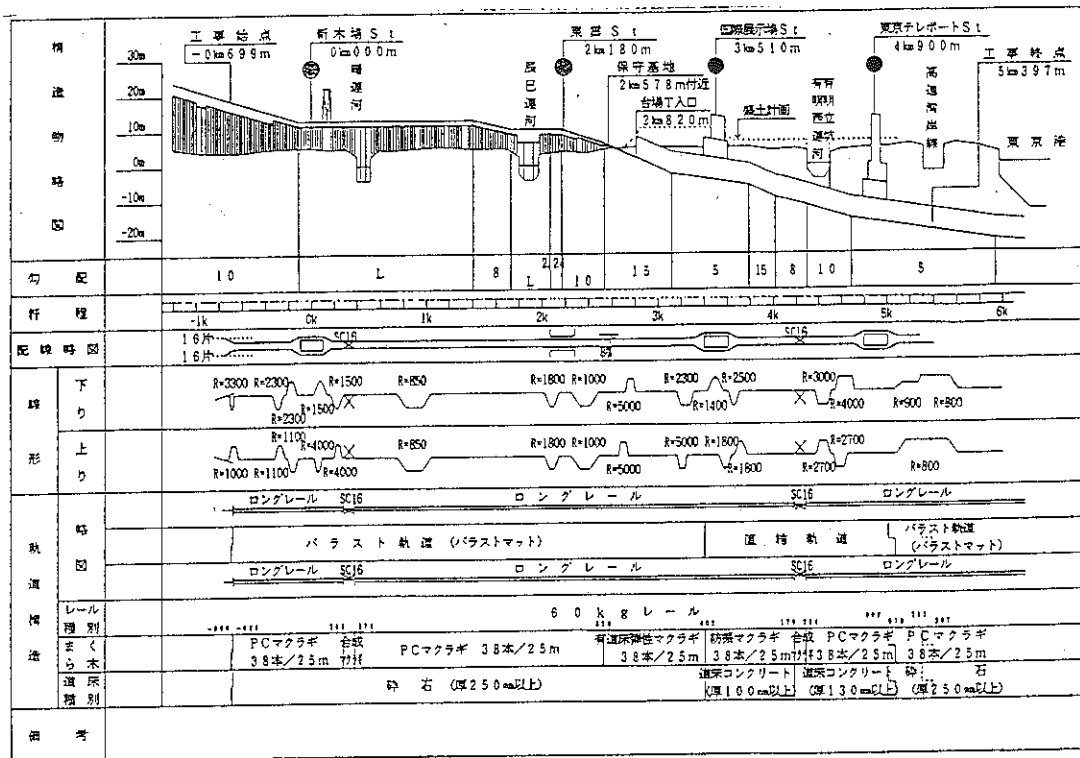


図4-2-1 臨海副都心線軌道構造概要図

表4-2-1 軌道関係数量一覧表

項目	単位	本線			合 計	記 事
		本線	保 守 区 間	保 守 区 間		
軌道敷延長	m	12,067	421	225	12,713	
バラスト軌道	m	8,795	221	200	9,216	
PCマクラギ	本	6,851	0	0	6,851	伸縮継目を含む
鋼性PCマクラギ	本	1,699	0	0	1,699	
鋼性合成マクラギ	本	55	40	0	95	可動式横成設置
合成マクラギ	本	150	181	0	331	分岐器
木マクラギ	本	0	0	200	200	分岐器を含む
直結軌道	m	3,272	200	25	3,497	
防振マクラギ	本	1,555	0	0	1,555	
PCマクラギ	本	1,504	0	0	1,504	
合成マクラギ	本	213	200	0	413	分岐器及びバラスト止め
コンクリート直結	本	0	0	25	25	横置状
伸 縮 継 目	組	6	0	0	6	
PCマクラギ	本	6	0	0	6	(道床用)
分 岐 器	組	2	0	1	3	
合成マクラギ	本	2	0	0	2	SC50-16# (道床・道床用)
木マクラギ	本	0	0	1	1	T50N-1# 8# (道床)
レール	kg	994	0	0	994	
ガス圧注(-2)	本	862	0	0	862	
2700-21-1 部材(2本)	本	92	0	0	92	
2700-21-1 部材(2本)	本	40	0	0	40	

第1節 バラスト軌道その他

1. バラスト軌道

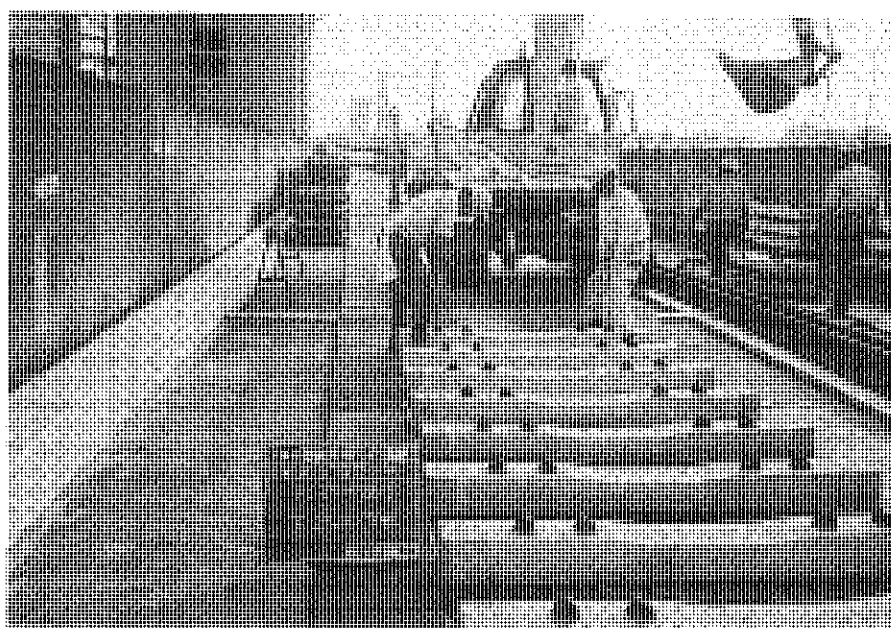
埋立地の軟弱地盤上に構築された高架橋区間及び一部トンネル区間は、バラスト軌道としバラストの細粒化防止及び振動低減対策として、トンネルを含むバラスト区間全線にたりバラストマットを敷設した。バラスト軌道は全体の72%である。

締結装置はパンドロールを採用した。

バラスト軌道の断面を図4-2-2に示す。

バラスト軌道の施工状況を写真4-2-1に示す。

高 架 橋 区 間



シールドトンネル区間

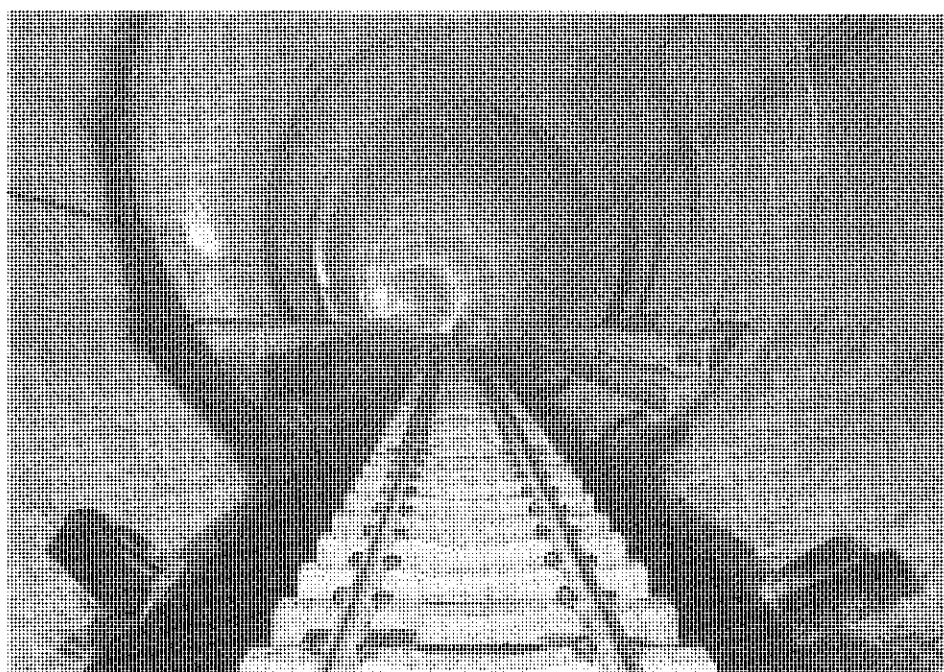
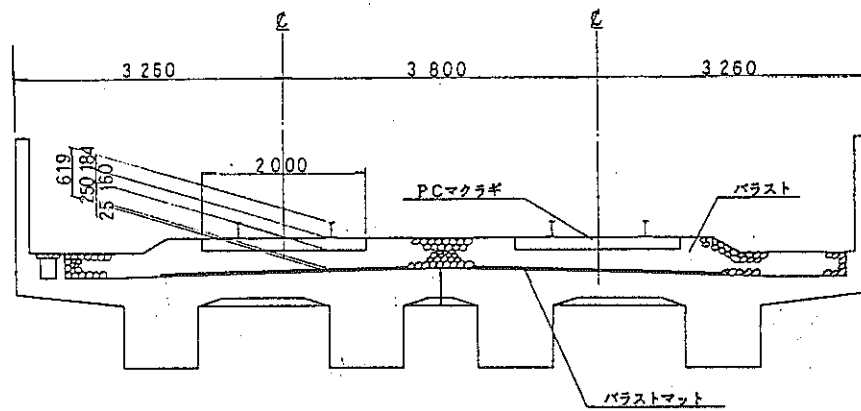
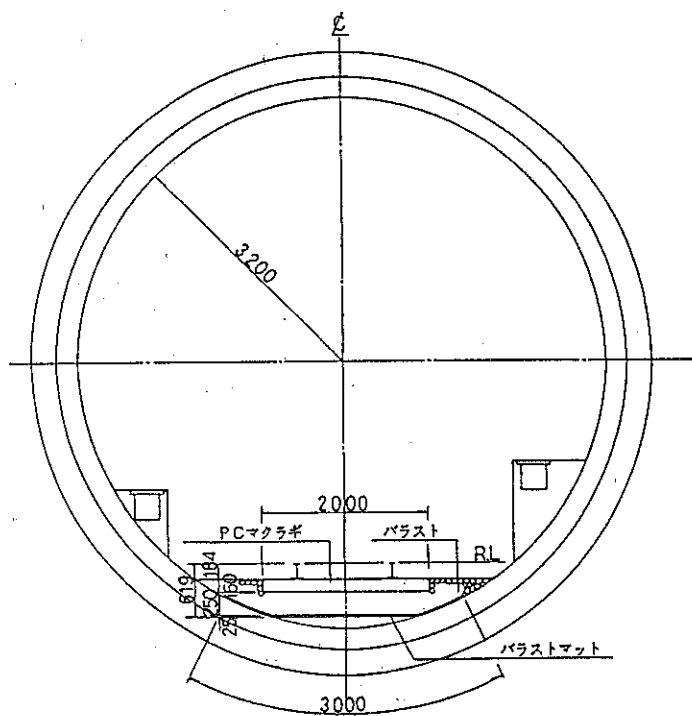


写真4-2-1 バラストマット敷設状況

高架橋区間（バラスト軌道）



単線シールド区間（バラスト軌道）



箱型トンネル区間（バラスト軌道）

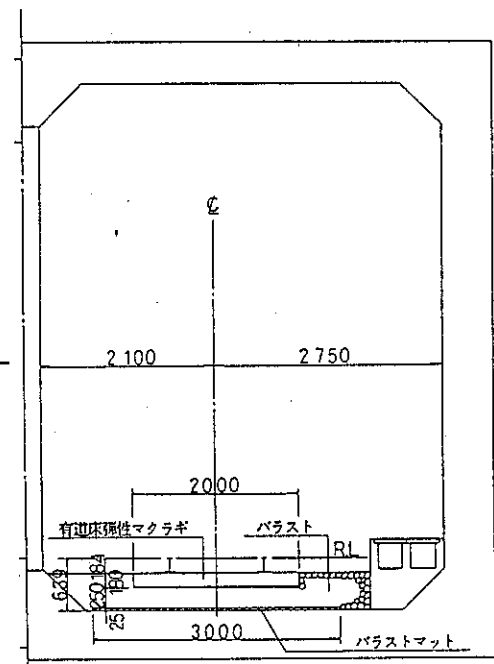


図 4 - 2 - 2 バラスト軌道の断面

2. 弾性マクラギ直結軌道（防振マクラギ軌道）

防振マクラギ軌道の構造は、P Cマクラギ下部に防振マット(4tf/cm)を取り付けることによって振動低減効果を得られるものである。

当初、臨海副都心線では、振動低減対策区間に営団型の防振マクラギを採用する計画であったが、その後、比較的安価で同程度の振動低減効果が期待できる防振マクラギを公団で開発したことから、公団型防振マクラギを採用した。

防振マクラギ軌道の施工延長は全体の12%である。

防振マクラギ軌道の断面を図4-2-3に示す。

防振マクラギ軌道の施工状況を写真4-2-2に示す。

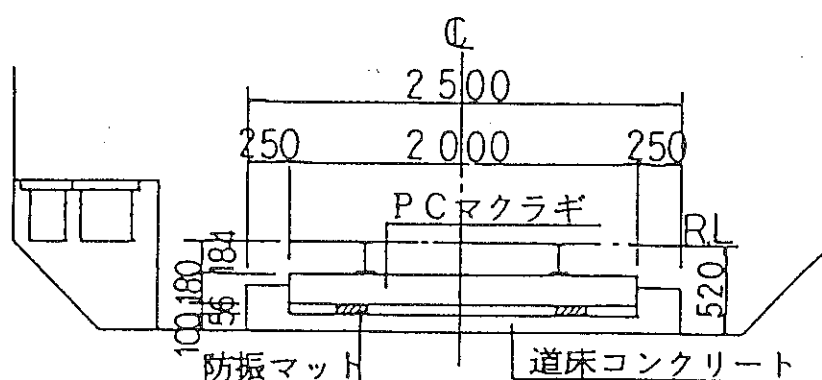


図4-2-3 防振マクラギ軌道の断面

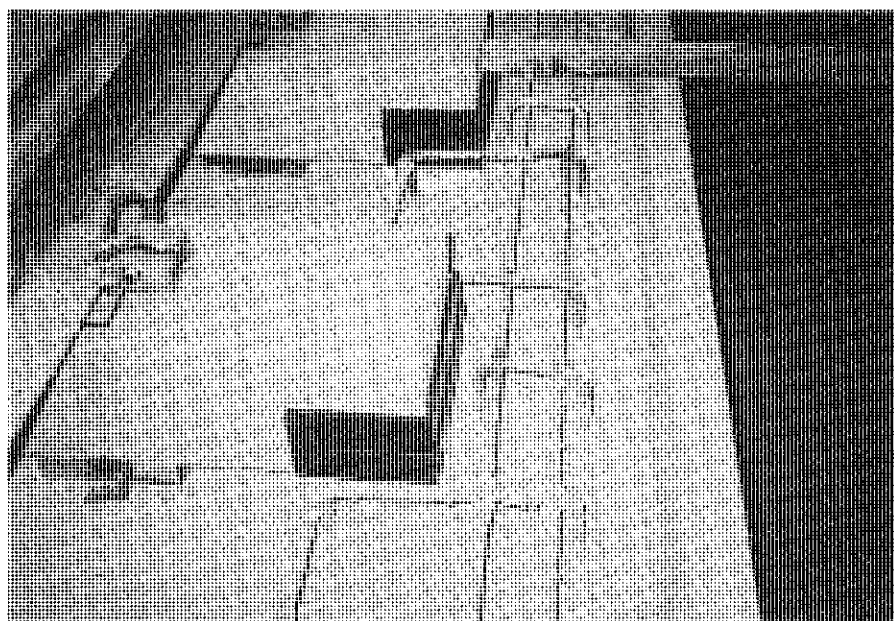


写真4-2-2 防振マクラギ軌道の施工状況

3. バラスト軌道と直結軌道等の接続

軌道は構成する材料によって、軌道ばね定数が異なるため、異種の軌道構造が接続する箇所に於いてなめらかな車両走行（輪重変動の軽減）を確保するために軌道ばね定数の調整を行った。軌道ばね定数の調整を表4-2-2に示す。

表4-2-2 軌道ばね定数の調整

軌 道 構 造	一締結当たりの ばね定数 (t/cm)	調整ばね定数 (t/cm)	緩衝区間長 (m)	調 整 方 法
有道床弾性マクラギ 軌道	20	—	—	
合成橋マクラギ (バラスト止め)	—	20	0.9	含浸パット長 を580 とした
防振マクラギ直結 軌道 (緩衝区内)	—	12	5.0	防振パット15 t/cmを使用
防振マクラギ直結 軌道	4.5	—	—	
防振マクラギ直結 軌道 (緩衝区内A)	—	12	5.0	防振パット15 t/cmを使用
防振マクラギ直結 軌道 (緩衝区内B)	—	25	5.0	防振パット50 t/cmを使用
合成マクラギ分岐器 直結軌道	62	—	—	
P C マクラギ直結 軌道	50	—	—	
合成橋マクラギ (バラスト止め)	—	24	0.9	含浸パット をマ ジ全長に施工
P C マクラギ軌道	22	—	—	

第2節 レール及び分岐器

1. レール

レールの種別及び使用区分は次の通りとした。

本線（検修線、洗浄線、留置線を含む） 60Kg レール

側線（保守基地） 50N レール

レール種別軌道延長を表4-2-3に示す。

表4-2-3 レール種別軌道延長

線路種別		レール種別		計
		60	50N	
本線	下り線	6,082	—	6,082
	上り線	5,981	—	5,981
側線	保守基地	—	171	171
計		12,063	171	12,234

2. ロングレール

乗り心地の確保及び保守省力化を図るためロングレール化を基本とした。レールの輸送は陸送で、本線へのレール授受は2Km600m付近の地平部分でおこなった。素材レールは別途運搬することなく同地点の本線上で一次溶接（ガス圧接）を行った。

一次溶接は、分岐器、IJ及びEJの敷設位置を考慮しながら所定の長さになるまで溶接を行い、低ローラを使用して順次送り出しを行なってレールを敷設した。また、二次溶接及び三次溶接はエンクローズアーク溶接とした。

なお、ロングレールの敷設延長は、本線の90%であり、敷設箇所を表4-2-4に示す。

3. 伸縮継目（EJ）

伸縮継目は、JR京葉線の取付部（0Km660m付近）に2組、0Km330m付近のシーサスクロッシング前後部に4組の計6組を敷設した。また、4Km230m付近のトンネル内に敷設したシーサスクロッシングに対しては緩衝レールで対応することとした。EJの締結装置はパンドロール形（PCマクラギ付）とした。

パンドロール形伸縮継目の敷設状況を写真4-2-3に示す。

表 4 - 2 - 4 ロングレール敷設箇所

駅 間	線別	位 置						延 長	レール 種 別
		K M			K M				
葛西臨海公園～新木場	下	-0	657	25	0	219	47	876.7	60
	上	-0	657	34	0	219	35	876.8	60
新木場～東 京 テレポート	下	0	423	13	4	106	71	3683.3	60
	上	0	431	76	4	109	71	3678.0	60
東京レポート ～終 点	下	4	358	57	5	283	64	925.1	60
	上	4	360	18	5	398	90	1038.7	60

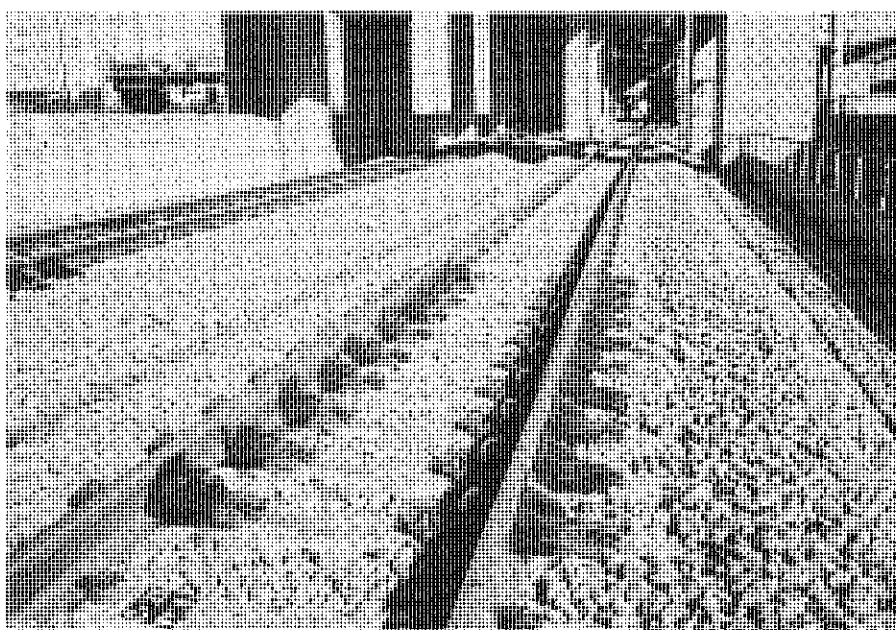


写真 4 - 2 - 3 パンドロール形伸縮継目

4. 分岐器

本線上の分岐器類の敷設は、両端駅で列車の折返しのために敷設したシーサスクロッシングの2組である。シーサスクロッシングは、60Kgレールで線間が、4.6m及び4.0mであることから今回は新規設計を行った。形式はRSC6016#(特)で合成まくら木付となっている。

本線から保守基地への横取については、可動式横取装置60-8#ロング用(弾性合成まくら木、安全報告器付)を採用した。また、保守基地に使用した分岐器は、T50N片8-102(木まくら木付)である。

5. マクラギ及び締結装置

マクラギは、PCマクラギを基本としているが、シーサスクロッシング及び横取装置部では、合成マクラギを使用している。

本線に使用したPCマクラギは、パンドロール形60一般用、パンドロール形60有道床弾性用、パンドロール形直結弾性用及びパンドロール形60直結用である。

締結装置は、シーサスクロッシングを除き、総てパンドロール形60用を使用した。

第3章 軌道敷設

第1節 施工方法

1. 軌道基地

仮設の軌道基地としては、特別な施設を設置しなかったが、2Km600m付近の本設の施設である横取装置を設置する事によって、工事車両の運行を行い軌道基地としての能力を持たせた。バラストマット、PCマクラギ及びバラスト等の材料は、本線に隣接している空地から随時トラッククレーンを使用して、本線上の工事車両に積込・運搬を行った。

第2節 バラスト軌道

1. 基準点の設置

既設構造物の路盤面に於ける現況を把握して、軌道中心及びレール面高を計画するために、中心測量及び水準測量を行い、計画線形を決定した。軌道中心については路盤面上に点描写を行い、硬質塩ビ管で防護を行った。

水準については、防音壁または側壁に基準高を黒線で明記した。

2. バラストマット敷設

2Km000m及び2Km700m付近高架橋上で取卸したバラストマット(10A07K)をフォークリフト(3t)にて現場まで運搬した。

バラストマットの敷設は、軌道中心より線路直角方向1.5mの路盤上に隅出しを行い人力により幅3mに敷並べ、接合部分をRCテープにより接着した。マットの敷設はマクラギ運搬の関係により片線ごとに行った。

3. バラスト散布

バラスト散布は、新木場駅構内をA法で、それ以外はB法により施工した。

下まきバラストの散布は、2 Km 0 0 0 m付近のバラスト置き場より、タイヤショベル（1. 2 m³）で鉄製バケット（2. 5 m³）に積み込み、ラフタークレーン（2 5 t）で高橋上に待機するダンプトラック（4. 0 t 及び 2. 0 t）に積み替えて現場まで運搬した。また、バラストの敷均し及び転圧は、ブルドーザー（3 t）で行った。

上まき及び補充バラストの散布は、三方ホッパー車（1 5 t, 1 0 t）2両編成に積み込み散布し、軌道整備後、のり面整理をランマー仕上げで行い、道床の横抵抗を確保した。

4. 軌きょう敷設

P Cマクラギは、2 k m 0 0 0 m付近高架上に搬入・集積したものをトラック（4 t 及び 2 t）に積み込み運搬して、バックホウ（0. 3 m³, フック付）により取卸し仮置した。下まきバラストが終わった所から、バックホウを使用してマクラギを配列した。

軌きょうの組立は、レール溶接工事にて運搬されたレールを山越器により敷設し、マクラギの通り・間隔の調整を行ったのち、レールの締結をした。

なお、B法のフローチャートを図4-3-1に、施工写真を4-3-1～4に示す。

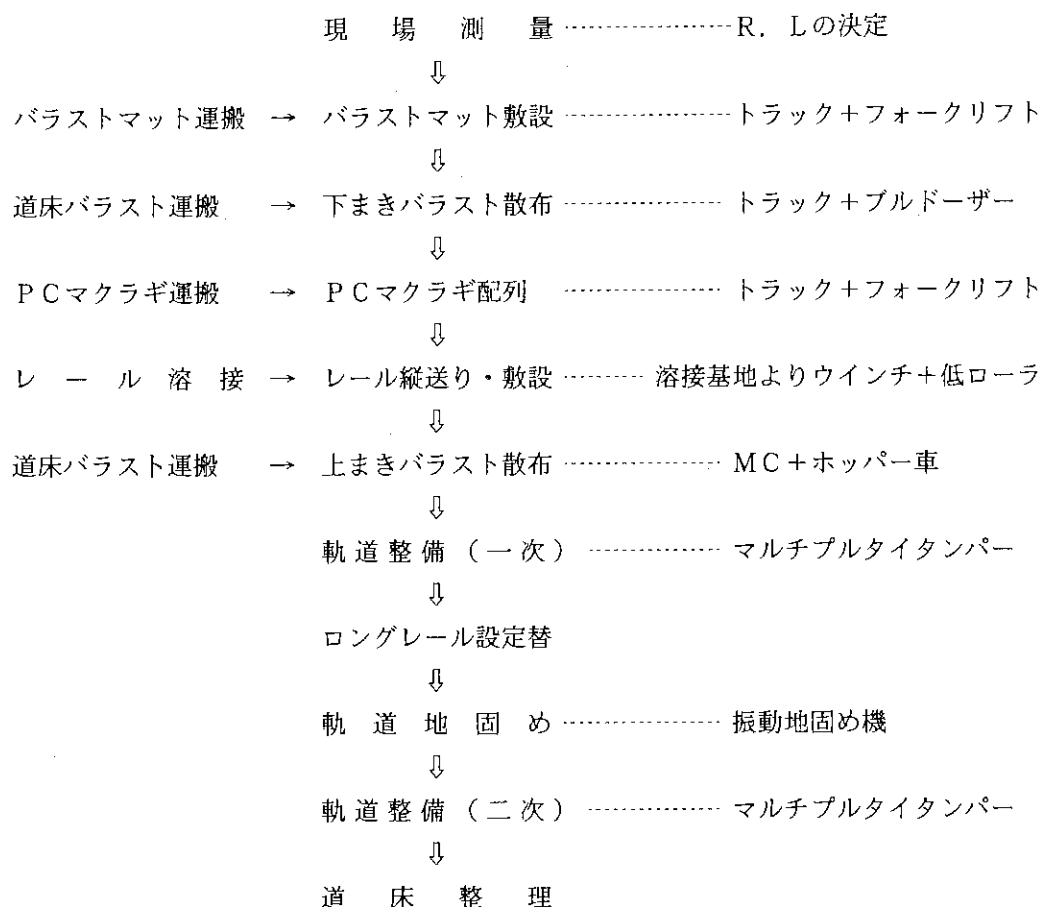


図4-3-1 B法フローチャート図



写真 4-3-1 下まきバラスト散布

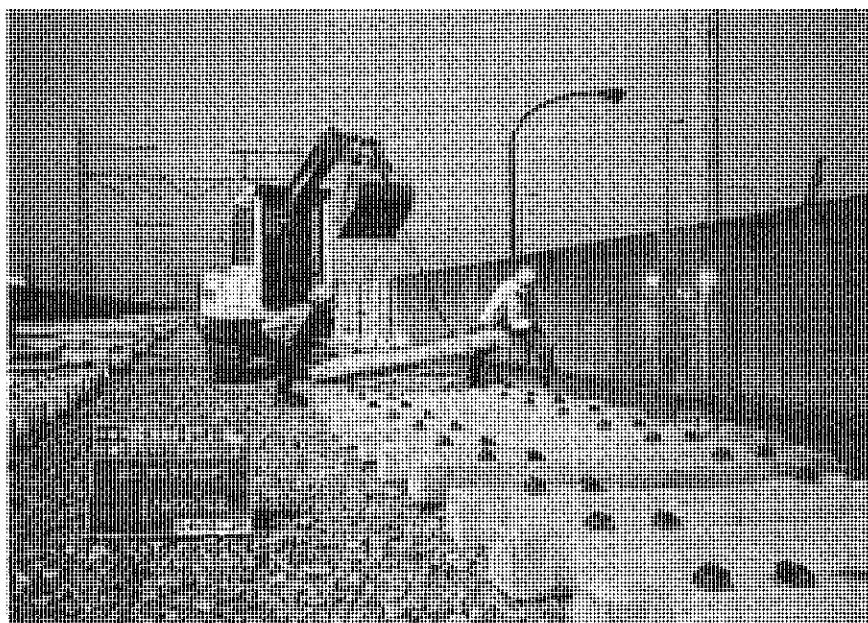


写真 4-3-2 PCマクラギ配列

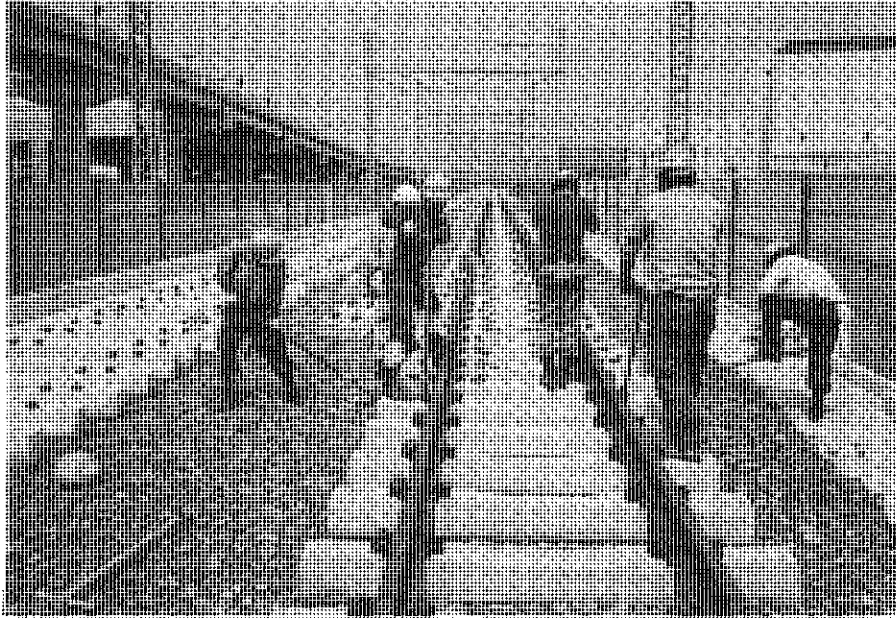


写真 4 - 3 - 3 レール縦送り・敷設

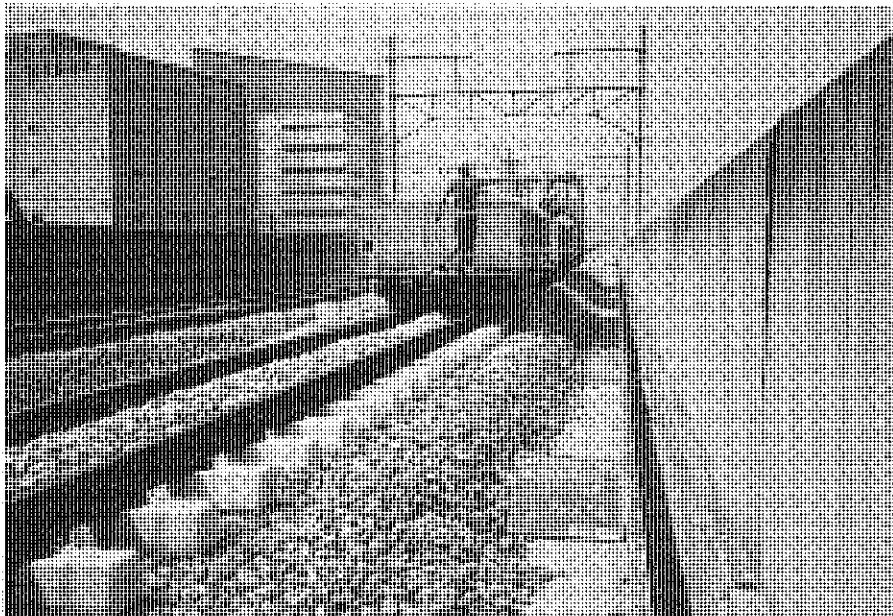


写真 4 - 3 - 4 上まきバラスト散布

第3節 直結軌道

1. 基準点の設置

軌道工事の施工に先立ち、路盤工事で使用した測量中心及びベンチマークのチェックを行った。

基準器は5 m毎に設置し、各点の軌道中心及びレール下面の路盤高さを測定し、道床コンクリート厚及び建築限界を考慮しながら一連の平面・縦断線形となるよう、コンピューターによる修正計算を行った。それに基づき測量を行い、基準器から軌道中心までの距離（W）、レールレベルまでの高さ（HR）及びカント（C）の修正数値をコンピューターにより計算し決定した。

このデーターをもとに専用ゲージを使用し、軌きょう整正を行った。

図4-3-2に基準器及び諸元シールを示す。

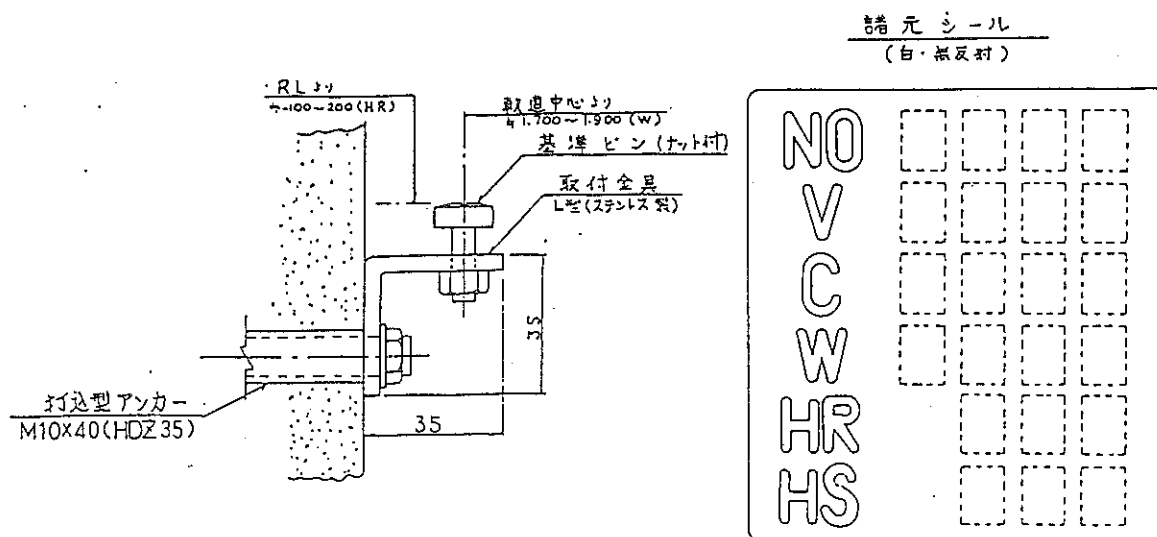


図4-3-2 基準器及び諸元シール

2. 防振マクラギ直結軌道の敷設

① 軌きょう組立・整正

軌きょう組立は、現地工法で行った。2 km 6 0 0 m付近のレール溶接基地で溶接（ガス圧接）したロングレールをウインチ及び低ローラで縦送りした後、仮軌きょうを組み立て、仮軌きょうでマクラギを運搬し軌きょうの組立を行った。

軌きょう整正は、現地で組み立てた軌きょうを専用のゲージを用いて基準器にもとづき調整した。離れについてはパイプサポート、高さについては軌条支承装置をそれぞれ2.5 m間隔に配置し調整、固定した。また、10 m弦により糸張り軌道用ゲージを用い、再調整した。

② 型枠・鉄筋組立

一次コンクリートの道床コンクリート側面は木枠を用い、二次コンクリートのPCマクラギ下面は浮き型枠として発泡スチロールを使用した。また、道床肩部の鉄筋は、定着長をとるため路盤面に削孔を行い差筋し組立を行った。

③ コンクリート打設

コンクリートを打設する前作業として、高圧洗浄器による路盤清掃後、ウエス、ビニルシート等で締結装置、レール、マクラギを覆い、汚れ防止措置を行った。構造物の変換点に目地を20m間隔で設け、横断排水溝を100m間隔で設置した。

コンクリートは、2 km 6 0 0 m付近からポンプ車にてコンクリートバケットに積み込み、モーターカーで運搬し打設した。また、締め固めはバイブレーターで行い、表面仕上げは木ゴテ及び金ゴテで行った。

養生としては、散水養生を行った。

④ 可変パット注入

軌きょうの最終調整として、一次コンクリート打設終了後、再度軌きょうを調整し、ケミカルポンプにて樹脂を注入した。

今回使用した可変パットは、不織布を使ったにじみ出し接着型となっている。樹脂は2液混合樹脂を使用し、注入6時間で載荷可能となっている。

図 4-3-3 に防振マクラギ直結軌道の断面を示す。

また、防振マクラギ直結軌道のフローチャートを図 4-3-4 に、施工写真を写真 4-3-5～10 に示す。

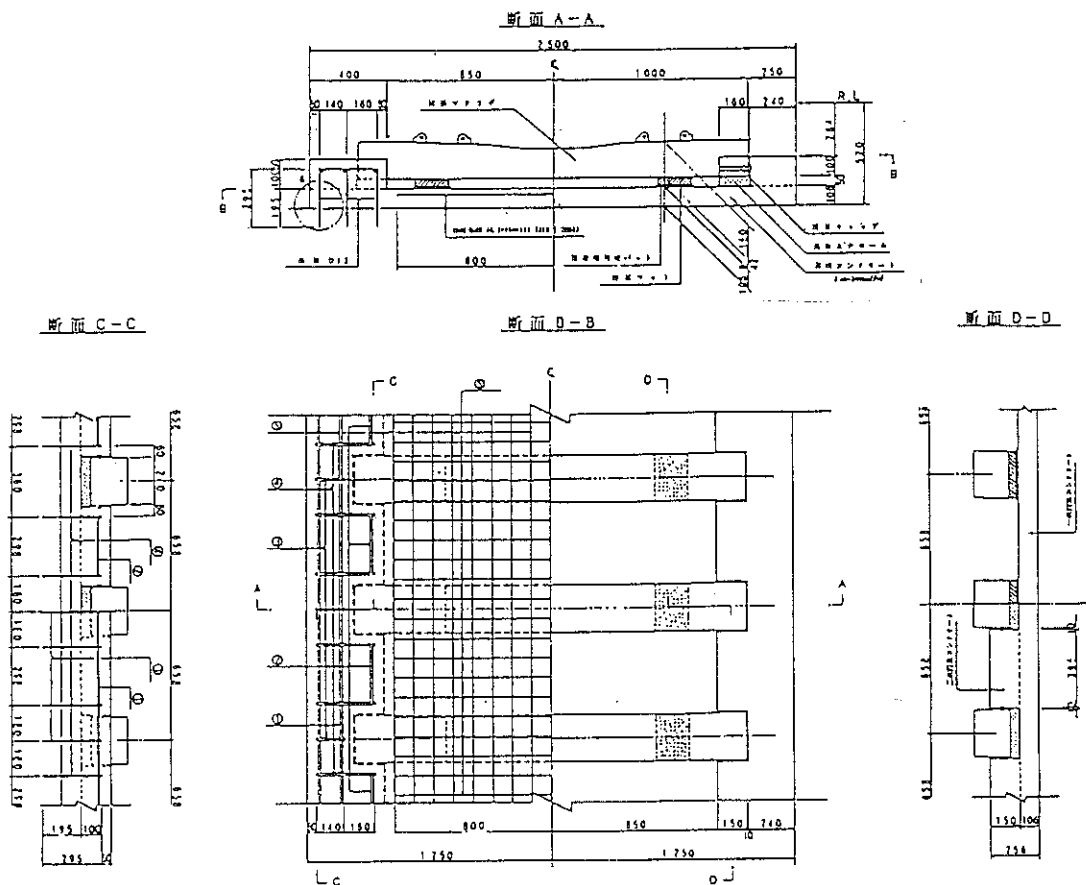


図4-3-3 防振マクラギ直結軌道の断面

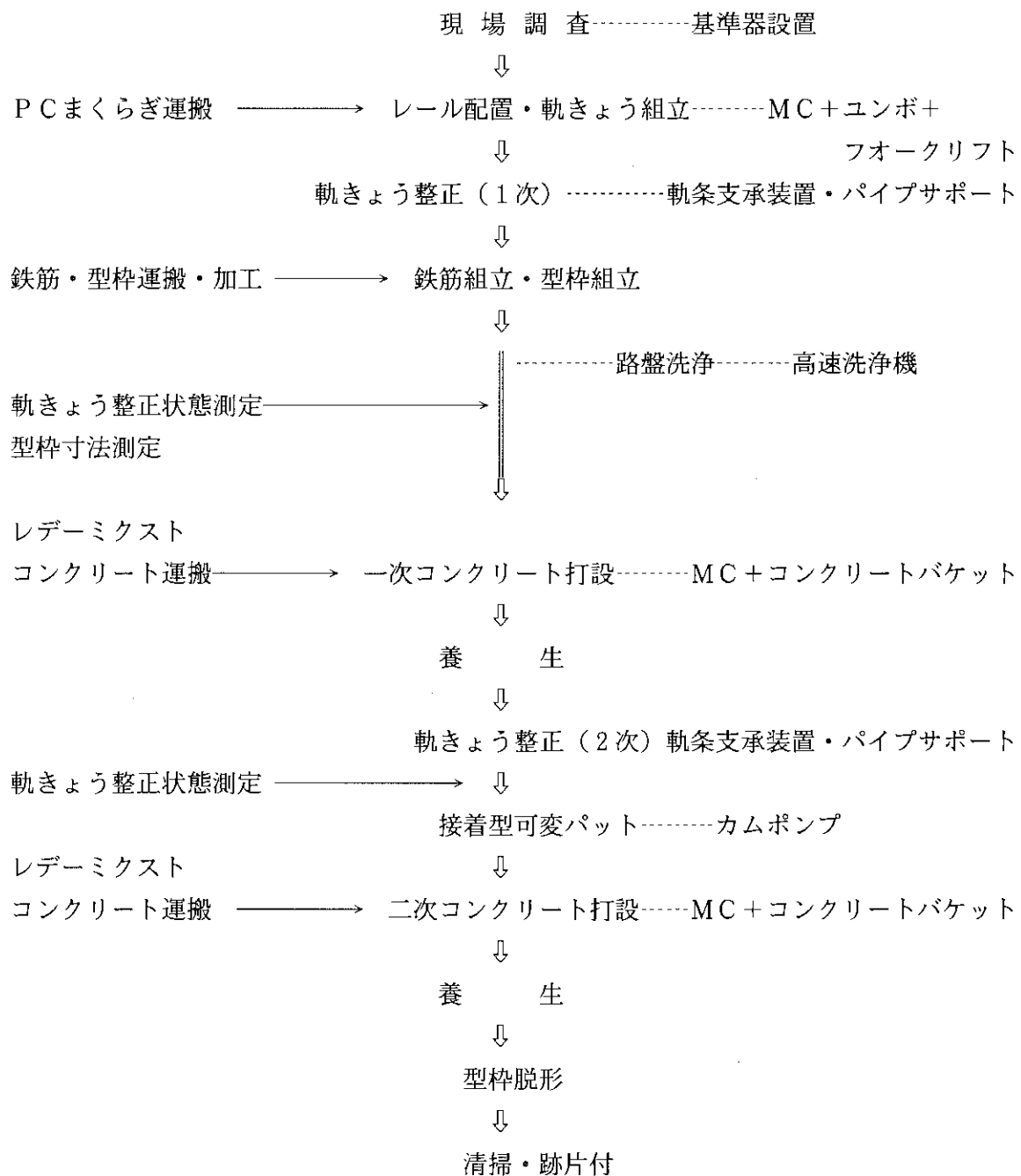


図 4 - 3 - 4 防振マクラギ直結軌道のフローチャート

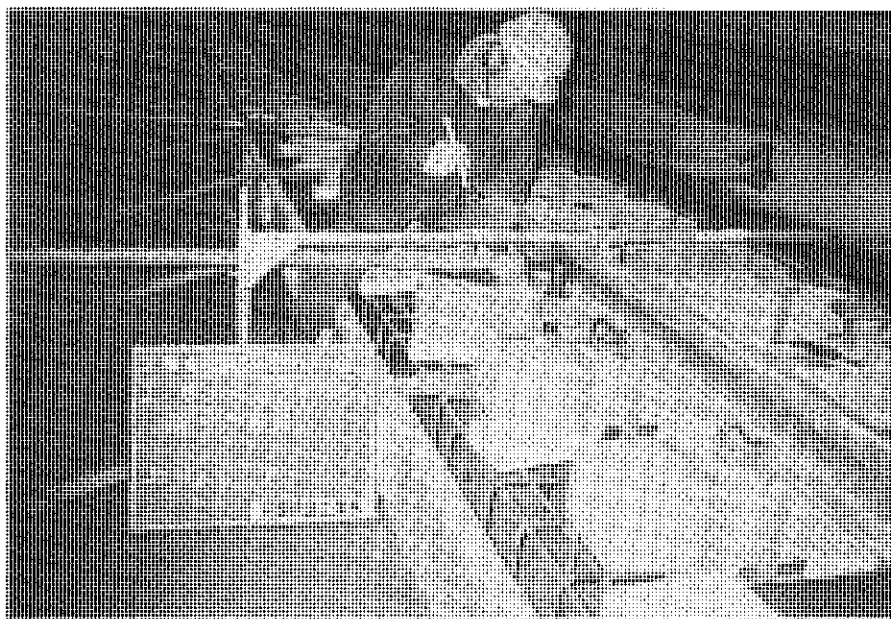


写真4-3-5 軌きょう整正（一次）

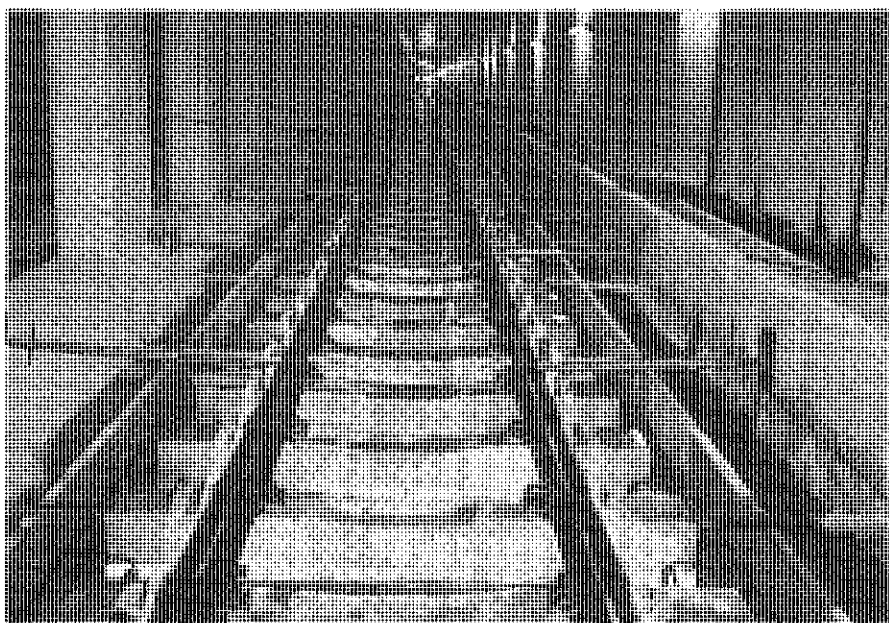


写真4-3-6 型枠・鉄筋組立

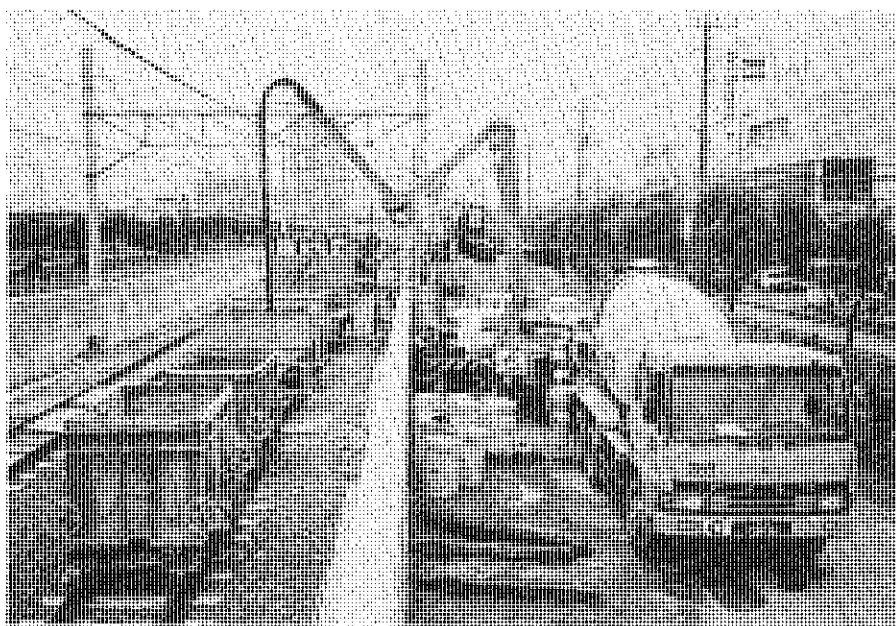


写真 4-3-7 コンクリート運搬

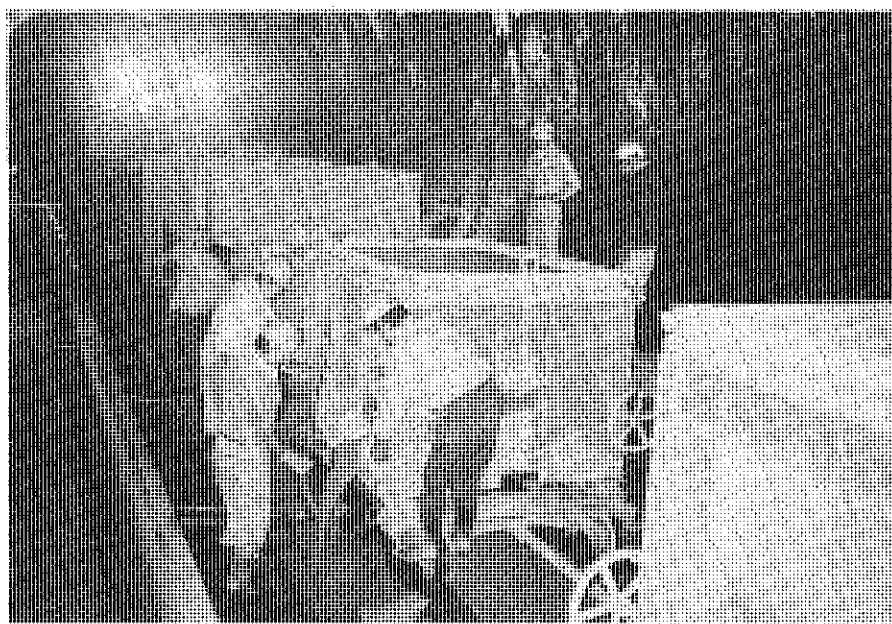


写真 4-3-8 コンクリート打設（一次）

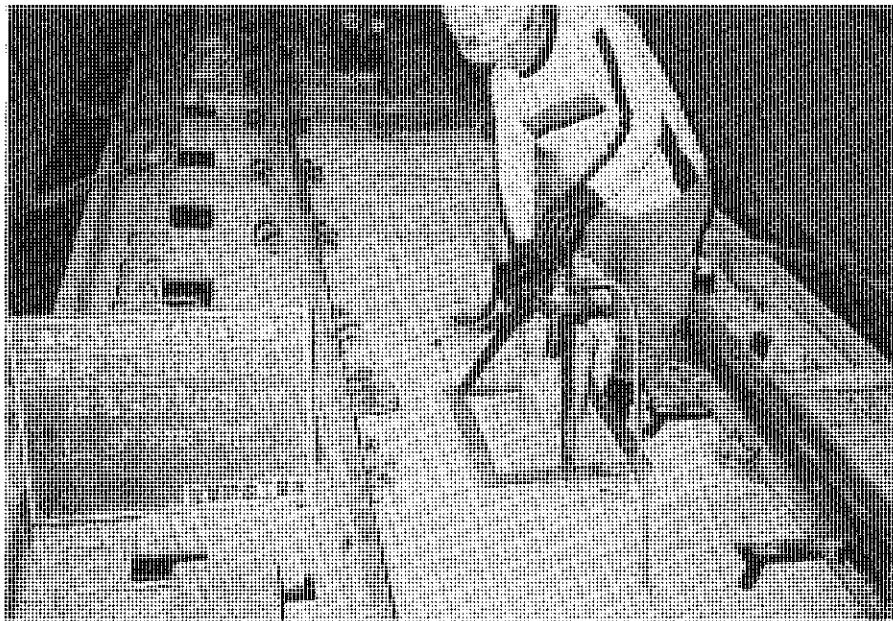


写真 4 - 3 - 9 可変パット注入用機械



写真 4 - 3 - 10 可変パット注入

3. PCマクラギ直結軌道の敷設

① 軌きょう組立・整正

軌きょう組立・整正については、防振マクラギ直結の場合と同様に行った。

② 型枠・鉄筋組立

型枠は、道床コンクリートの側面のみ木枠を用いて組み立てた。

鉄筋は、アンカーボルトの引き抜き防止のため配置した。

③ コンクリート打設

コンクリート打設についても、防振マクラギ直結の場合と同様であるが、道床コンクリートにPCマクラギを埋め込む構造のため、作業工程として軌きょう整正（二次）、可変パット注入、二次コンクリート打設は不要となる。

コンクリート打設の施工においては、マクラギ下面へコンクリートを十分に充填させるため、コンクリート積込み時に現場で流動化剤及び膨張剤を添加した。

図4-3-5にPCマクラギ直結軌道の断面を示す。

また、軌道の仕上がり基準は表4-3-1に示すとおりである。

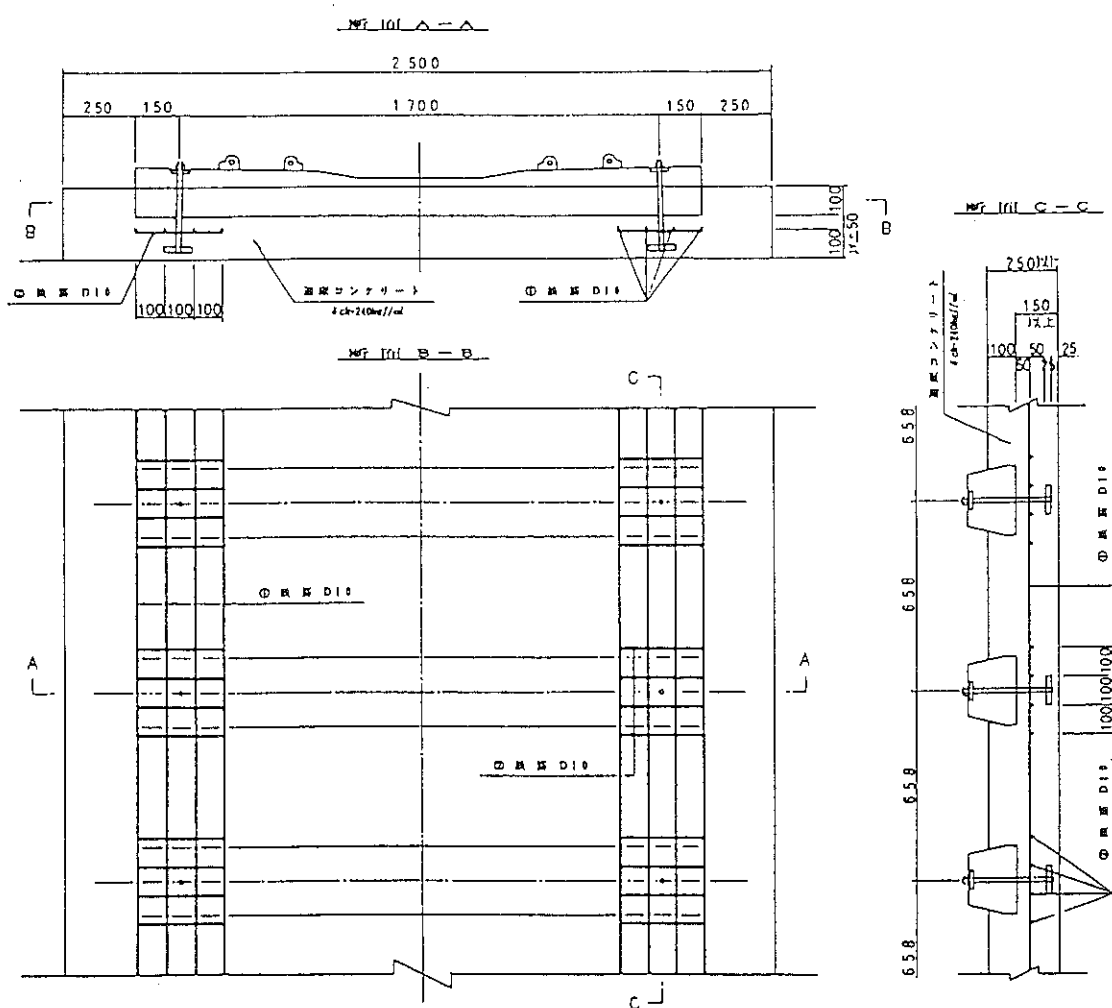


図4-3-5 PCマクラギ直結軌道の断面

表 4 - 3 - 1 軌道仕上がり基準

種 別	軌道構造別	
	一般軌道	直結軌道
軌 間	+ 1	+ 1
	- 3	- 3
水 準	4	2
高 低	4	2
通 り	4	2
バックゲージ	1024～1028	

第 4 節 レール溶接その他

1. ガス圧接

ガス圧接は、2 km 6 0 0 m 付近に設けた溶接基地により、レール配列による所定長になるまで連続圧接して現場まで送り出した。（一次溶接）

2. エンクローズアーク溶接

エンクローズアーク溶接は、現地に運搬敷設した一次溶接レールを所定のロングレールにする二次溶接と、ロングレール設定替えのあと伸縮継目の三次溶接に使用した。

レールの溶接区分は表 4 - 3 - 2 のとおりである。

表 4 - 3 - 2 レール溶接区分

溶接種類	溶接種別	一次 溶 接	二次 溶 接	三 次 溶 接	
				伸 縮 継 目	分 岐 器
ガ ス 溶 接		○			
エンクローズアーク溶接			○	○	○

3. 軌道整備及び検測

一次整備は、基準レール面より約50mm下がりの状態で敷設されている軌きょうを重マルタイにより所定のレール面まで扛上して道床をつき固める作業である。

二次整備は、一次整備後の軌道を地固め試験運転又は軌道工事用車両が通過して発生した軌道狂いを整正して、重マルタイ及びタイタンパーにより軌道整備を行うものである。検測は、一次・二次整備後に手検測により軌道狂い箇所を検出する方法で施工した

三次整備は、入線試験等が完了し訓練運転期間中の軌道整備を行うもので、軌道狂いの発生状況により総つき固め、むら直し、注油及び締め直し等を行う整備工事である。

保守基地は、有明変電所（保守区併設）の横の本線2km578m付近に、ロングレール用可動式横取装置2組を挿入して、有効長100m・ピット12.5m×2か所を設置した。

また、線路保守・管理を円滑に行うため、モータカー1両、架線作業車1両、鉄製トロ（ホッパー）2両の留置を可能とする配線とした。

4. 工事工程

平成5年6月から軌道材料の購入を開始し、軌道敷設工事は概ね1年半で施工した。工事工程の内容は、表4-3-3のとおりである。

表4-3-3 臨海副都心線軌道工事工程

作業種別	年						備考
	5		6		7		
軌道材料購入							
準備工							
道床バラスト製作運抵							
レール溶接							
バラスト軌道敷設							
直結軌道敷設							
伸縮継目新設							
分岐器敷設(SC16#)							
ロングレール設定替							
軌道整備(1・2次)							
保守基地新設							
後片付							
軌道整備(3次)							

第4章 工事用機械

軌道工事に使用する工事用機械は、使用頻度が少ないことから、これまで公団で貸与して来たが、公団所有機械が他線区と競合する等で施工に対して十分な機械を貸与出来ないことから、東京臨海高速鉄道㈱に保守用機械の購入をお願いし、公団で同機械を借入れ請負業者に貸与した。また、軌道地固め機はJ R東日本から、マルチプルタイタンパは請負業者がリースすることとした。

主要な軌道工事用機械としては、レールの取卸し用として門形クレーン、レール溶接用としてガス圧接機、バラスト運搬・散布用として鉄製トロ（ホッパー車）、バラスト締固め用としてマルチプルタイタンパ・軌道地固め機、各種機材などの運搬用として軌道モーターカーをそれぞれ使用した。

また、トンネル内で使用する軌道モーターカー・架線作業車・架線延線車には、排気ガス浄化装置を取り付け、トンネル内の環境悪化防止を図った。

軌道工事用機械使用一覧表を表4-4-1に示す。

写真4-4-1～3に軌道工事用機械を示す。

表4-4-1 軌道工事用機械使用一覧表

機 器 名 称	構 造・性 能	数 量	記 事
門 形 ク レ ー ン	簡易形、手動式、8 m	6	公団貸与
ガ ス 圧 接 機	6 0 k g レール用	1	業者持ち
軌 道 モ ー タ カ ー	185PS 又は 265PS	2	公団貸与 265PSは会社購入
鉄 製 ト ロ	10t, 15t （三方ホッパー）	5	公団貸与 15tは会社購入
鉄 製 ト ロ	平台車（人車用）	3	公団貸与
マルチプルタイタンパ	ブラッサーMU07-16SLC級	1	業者持ち
軌 道 地 固 め 機	振動式、自走式、KR100	1	J R東日本より借用

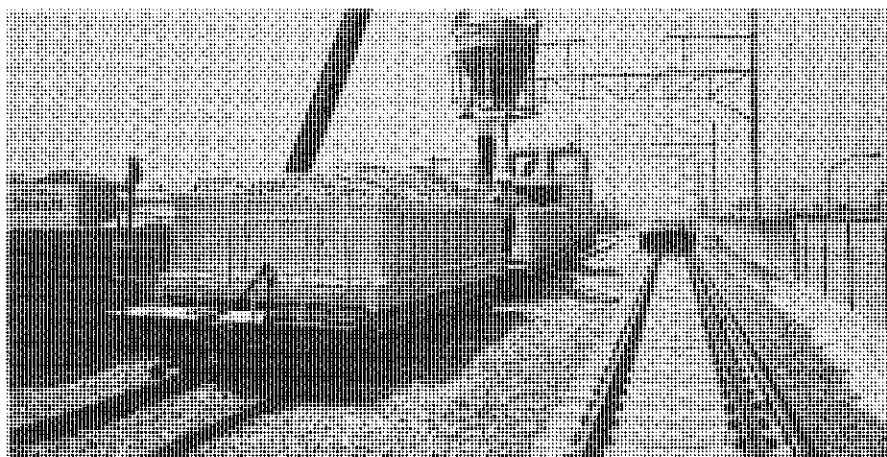


写真 4 - 4 - 1 鉄製トロ

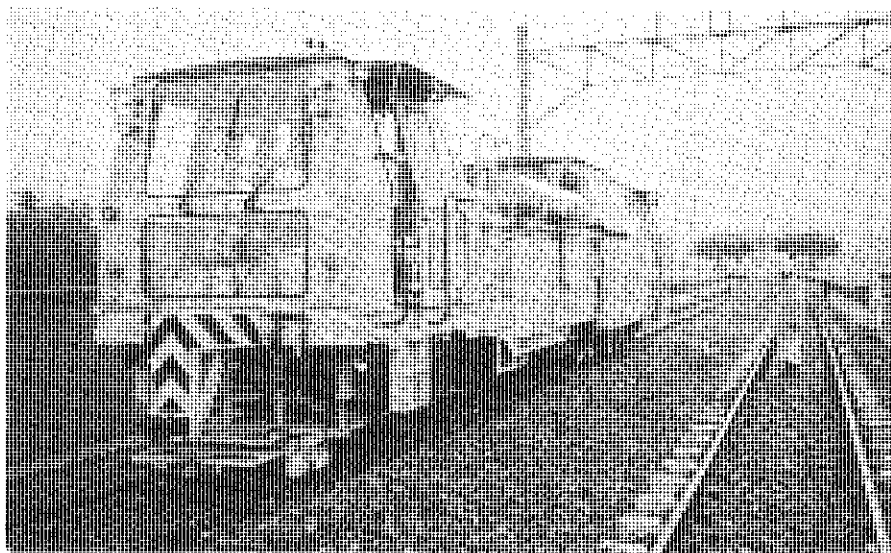


写真 4 - 4 - 2 マルチプルタイタパ

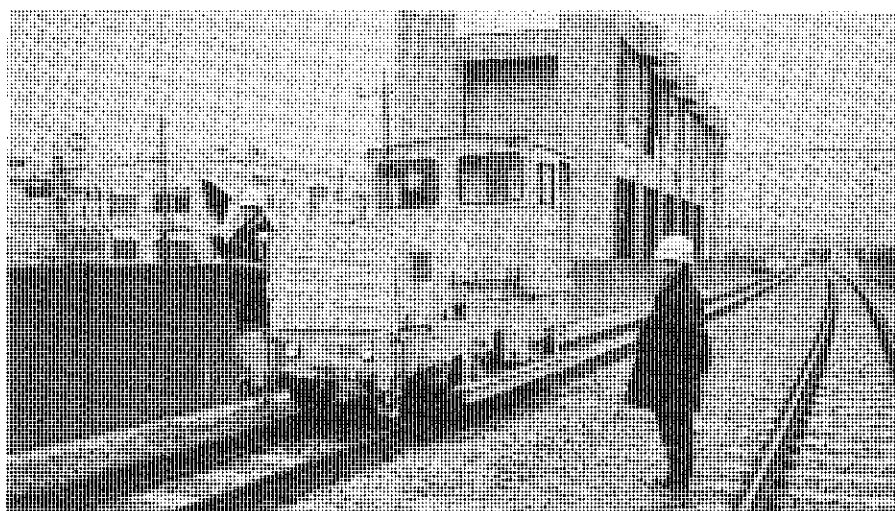


写真 4 - 4 - 3 軌道地固め機

第9編 環境保全

第9編 環境保全

第1章 概要

本線路は「東京都環境影響評価条例」に基づき、環境影響評価を行った。

予測・評価項目の選定は、対象事業の環境保全対策及び事業の計画内容に基づき環境に影響を及ぼすおそれのある行為・要因を抽出し、地域の概況により把握した環境の地域特性を考慮し、当該鉄道事業では騒音、振動、地盤沈下、地形・地質、電波障害及び景観の6項目を選定した。

第2章 環境影響評価

第1節 環境影響評価案の作成手順

環境影響評価案は、都条例の定めに従って図9—1—1に示す手順で行った。

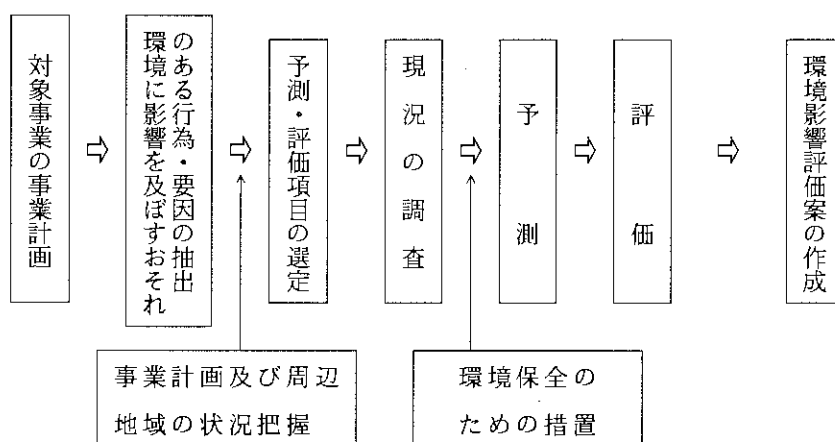


図9—1—1 環境影響評価案の作成手順

第2節 環境影響評価の手続き

都条例に基づく環境影響評価の主な手続きは、①評価書案の作成・提出、②関係地域の決定、③評価書案の縦覧、④評価書案に対する都民並びに関係区長からの意見書の提出、⑤見解書の作成、⑥見解書の縦覧、⑦見解書に対する都民並びに関係区長からの意見書の提出、⑧都知事からの審査意見書の送付、⑨評価書の作成、⑩評価書の縦覧、⑪事後調査計画書の提出及び工事着手届けの届出、⑫事後調査報告書（工事施行中）の提出、⑬工事完了届けの届出、⑭事後調査報告書（工事完了）の提出、となる。

本事業では、評価書案を提出してから工事着手届までに概ね14ヶ月を要した。

表9—1—1に環境影響評価の手続きの経緯を示す。

表 9—1—1 手続きの経緯

平成 2 年 1 2 月 2 6 日	評価書案提出
平成 2 年 1 月 2 3 日	評価書案の縦覧（平成 3 年 2 月 4 日地元説明会開催）
～平成 2 年 2 月 2 1 日	
平成 3 年 1 月 3 0 日	審議会へ諮問 公聴会（公述の申し出がなく中止 都広報第 9949 号）
平成 3 年 5 月 1 3 日	見解書の提出
平成 3 年 6 月 5 日	見解書の縦覧（平成 3 年 6 月 1 2 日地元説明会開催）
～平成 3 年 6 月 2 4 日	
平成 3 年 9 月 3 0 日	審議会の答申
平成 3 年 1 1 月 6 日	評価書提出
平成 3 年 1 1 月 2 6 日	評価書の縦覧
～平成 3 年 1 2 月 1 0 日	
平成 4 年 2 月 2 8 日	着工届（事後調査計画書添付）
平成 5 年 1 2 月 2 0 日	事後調査報告書（工事施行中その 1）提出
平成 6 年 1 1 月 2 1 日	事後調査報告書（工事施行中その 2）提出
平成 7 年 9 月 5 日	事後調査報告書（工事施行中その 3）提出
平成 9 年 月 日	事後調査報告書（工事完了）提出（予定）

第 3 節 環境影響評価書案

環境影響評価書案での予測・評価項目の選定は、対象事業の環境保全対策及び事業の計画内容に基づき、環境に影響を及ぼすおそれのある行為・要因を抽出し、地域の概況により把握した環境の地域特性を考慮し、当該鉄道事業では騒音、振動、地盤沈下、地形・地質及び景観の 5 項目を設定した。

行為・要因と予測・評価項目との関連を表 9—1—2 に示す。また、選定しなかった項目及びその理由を表 9—1—3 に示す。

表 9—1—2 行為・要因と予測・評価項目との関連

区分	予測・評価項目 行為・要因	大気汚染	悪臭	騒音	振動	低周波空気振動	水質汚濁	土壌汚染	地盤沈下	地形・地質	植・動物			日照障害	電波障害	風害	景観	史跡・文化財
											陸上植物	陸上動物	水生生物					
工事の 施工中	施設の建設								○	○								
工事の 完了後	列車走行			○	○													
	施設が存在								○								○	

注）○は、予測・評価した項目である。

表 9 - 1 - 3 選定しなかった項目及びその理由

項 目	内 容
1. 大気汚染	工事の施行中の土埃の発生については、ダンプトラック等による土砂の運搬に際し、シートで覆い土砂等の落下及び飛散防止に努めるほか、現場周辺の清掃及び散水等で環境保全に努めるため影響はない。 工事用車両の走行に伴う排気ガスについては、東京湾岸線の 1 日平均 1 時間当たり交通量に比較して、工事用車両の台数が少ないことから影響はないものと思われる。 地下駅及びトンネル内の換気については、電動による列車走行のため大気汚染の要因はない。
2. 悪 臭	事業の内容から、工事中及び供用時とも悪臭を発生させる直接的な行為・要因はみあたらない。
3. 低周波空気振動	鉄道事業の供用開始後の列車走行及び換気施設とも、在来鉄道線で問題が発生した事例はみうけられない。
4. 水質汚濁	水域部の橋りょう基礎工事、陸上部の高架橋基礎工事及び陸上部のシールドトンネル工事は、旧国鉄京葉貨物線の建設事業として既に工事は完了しているので問題は生じない。 今後施工する開さく工事の濁水の発生については、極力抑制するが、発生した場合には沈澱又はろ過の方法によって濁水进行处理して、公共下水道に放流する計画である。 トンネル内に流入する雨水及び湧水は、少量で水質的にも問題はなく、公共下水道に放流する計画であり問題はない。
5. 土壌汚染	地盤薬液注入工を行う場合には、「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針（建設省）」並びに「東京都薬液注入工法暫定取扱指針」に基づき施工・管理を行うので問題はない。 当路線計画地は、運河の浚渫土を用いた埋立地であり、廃棄物の最終処分としての埋立が行われたことはなく、土壌汚染のおそれはない。また、埋戻しに用いる土砂は掘さく時に発生した土砂及び良質な山砂を使用するので、土壌を汚染させることはない。
6. 植 物 動 物	(1)陸上植物・動物 橋りょう及び高架橋区間の構築工事は既に旧国鉄京葉貨物線の建設事業として既に完了しており、また、開さく工事区間については、埋立造成地であり植物は雑草等の草本群落のみで、現存の動物も極めて少ないと考えられることから問題とならない。 (2)水生生物 水生生物に影響を及ぼすと予想される水域部の橋りょう基礎工事は、旧国鉄京葉貨物線の建設事業として既に工事は完了しており問題は生じない。

項 目	内 容
7. 日照障害	当該計画路線の北側は首都高速湾岸線及び湾岸道路（道路総幅約 100m）及び公園・緑地、南側は地下鉄有楽町線（高架橋）、道路及び埋立未利用地であり、当計画路線は一般住宅から約 200 m 以上離れているので影響は生じない。
8. 電波障害	当該計画路線の周辺地域のテレビ受信状況は、当路線北側の辰巳二、三丁目及び東雲二丁目は湾岸道路（道路幅約 100m）及び公園・緑地であり、当該構造物による反射障害は見られない。 当路線南側の新木場一丁目及び辰巳三丁目付近の一部の地域に首都高速湾岸線、同辰巳インターチェンジ及び当該橋りょう及び高架橋による遮へい障害が発生している地域があるが、当該構造物による遮へい障害地域内は未利用地及び道路であり、テレビ受信施設は見あたらず、また、当鉄道事業が供用開始されても新たな影響はほとんどないと思われる。
9. 風 害	当該橋りょう及び高架橋構造物は吹き抜け構造となっており障害を発生させるおそれはない。 なお、周辺地域は首都高速湾岸線、同辰巳インターチェンジ、湾岸道路、J R 京葉線及び地下鉄有楽町線（高架橋）があり、また、水域部並びに埋立地となっており人家は密集していない。
10. 史 跡 ・ 文 化 財	当該計画路線内に史跡・文化財等は存在しない。また、計画路線内は埋立地であり、現在のところ埋蔵文化財についての報告はない。 なお、工事中遺物が発掘された場合は、関係機関に連絡するなど適切に対処する。

第4節 評価書案に対する意見書及び見解書

評価書案について、都民からの意見書の提出はなく、関係区の江東区長から意見が提出された。また、公聴会については公述の申し出がなく、開催はなされなかった。

提出された意見と事業者の見解の要旨の概要を表9—1—4に示す。

表9—1—4 主な意見の要旨と事業者の見解

主 な 意 見 の 要 旨	見 解 の 要 旨
〔大 気 汚 染〕 評価書案では現況交通量に対する工事用車両の増加率が低いことから、現況の大気を変化させるほど影響はないとしているが、自動車が排出する窒素酸化物が大気汚染の元凶とされており、特に大型自動車の増加が汚染の寄与率を高くしており、大きな問題となっている。 本事業の実施にあたっては、大気汚染の現況に鑑み、工事用車両の最新適合車の使用を積極的に指導されたい。	本事業における工事用車両の運行使用道路と考えている東京湾岸道路の1日1時間当たり交通量は約5,250台となっております。 これに対して本事業の1日最大運行台数は、各工区の掘さく工事時点であり、1時間当たり概ね60台程度でその増加率は約1％程度であります。 従いまして、本事業が現況の大気を変化させるほどの影響はないものと思われませんが、工事用車両は極力最新規制適合車を使用し、さらに、その運行にあたっては整備・点検をはじめ走行速度等の運行管理について十分配慮して影響の低減に努めます。
〔景 観〕 本事業の橋りょうが地域の町づくりに伴う建設計画と調和のとれた潤いのあるものとなるように配慮されたい。	橋りょうの設計にあたっては、地域の現況並びに建設計画を踏まえ、調和のとれた潤いのある景観となるよう配慮する考えであります。

第5節 環境影響評価書

環境影響評価書は、「評価書案」について提出された意見等を踏まえ、一部修正して作成した。

評価書案に対する修正の概略は、表9—1—5に示すとおりである。

「評価書案」と「評価書」の対比の概要を表9—1—6に示す。

また、表9—1—7に「評価書」で行った各項目の予測及び評価の概要を示す。

表 9 - 1 - 6 環境影響評価案と評価書の概要

項 目	評 価 書 案	評 価 書
騒 音	供用時の鉄道騒音は、橋りょう及び高架橋のいずれの区間においても74ホーン以下であり、さらに、必要に応じて防音対策を施し騒音の低減を図るので、通常の生活に影響は少ないものと考ええる。	評価書案に同じ
振 動	供用時の鉄道振動は、高架橋、複線開削箱型トンネル及び単線並列トンネルのいずれの区間においても55デシベル以下であり人体に感じない程度である。 さらに、必要に応じて防振対策を施し振動の低減を図るので、通常の生活に影響は少ないものと考ええる。	評価書案に同じ
地盤沈下	工事施行中、開削工事区間においては、剛性や遮水性の高い土留工で施工し、さらに入念な施工管理を行う。 従って、周辺の施設物に影響を及ぼすような地下水位の低下に伴う地盤沈下はほとんど生じないと考ええる。	工事施行中、開削工事区間においては、剛性や遮水性の高い土留工法で施工する。地下水低下工法の併用を計画している開削区間については、揚水量を最小限度に抑えるよう計画し、さらに入念な施工管理を行う。 従って、周辺の施設物に影響を及ぼすような地下水位の低下に伴う地盤沈下はほとんど生じないと考ええる。
地 形 地 質	工事施行中開削工事区間においては、地下水位の変化のほとんどない剛性や遮水性の高い土留工法で施工し、さらに入念な施工管理を行うので影響は少ないものと考ええる。 工事の完了後の地下構造物による周辺の地下水位の変化はほとんどないので、周辺の環境への影響はないものと考ええる。	工事施行中、開削工事区間においては、土地の安定性の変化及び地下水位の変化のほとんどない剛性や遮水性の高い土留工法で施工する。 地下水低下工法の併用を計画している開削区間については、揚水量を最小限度に抑えるよう計画し、さらに入念な施工管理を行うので影響は少ないものと考ええる。 工事の完了後の地下構造物による周辺の地下水位の変化はほとんどないので、周辺の環境への影響はないものと考ええる。
電波障害		一部の地域について電波障害が予測されるが、同地区の既設受信アンテナは既に本高架構造物と同程度以上の高さに設置されていることから、影響は少ないものと考ええる。 なお、テレビ受信への影響が認められた場合には、受信の改善策を行うので影響は解消できるものと考ええる。
景 観	当該地点は、既に首都高速湾岸線が同程度の高さの空間に位置し、倉庫及び運輸流通施設等が立ち並んでいる都市景観に調和するものと考ええる。 従って、周辺の景観の変化への影響は少ないものと考ええる。	評価書案に同じ

表 9 — 1 — 5 修正の概略

修 正 箇 所	修 正 事 項	修 正 内 容 及 び 修 正 事 項
第 1 章 総 括	事業者の氏名 及び住所	事業者の変更及び社屋移転のため、 修正した。
第 2 章 対象事業の目的 及び内容	工 事 計 画	臨海副都心開発及び東京フロンティアの開催が延期されたため、建設工 程を一部修正した。
第 4 章 予測・評価項目 の選定	電 波 障 害	知事の意見に基づき高架構造物の 電波障害を予測・評価項目に選定し た。
第 5 章 現 況 調 査 、 予 測 ・ 評 価	地 盤 沈 下 地 形 ・ 地 質 電 波 障 害	知事の意見に基づき、予測・評価の 記述を一部修正した。 知事の意見に基づき、予測・評価の 記述を一部修正した。 知事の意見に基づき、高架構造物区 間の電波障害の予測・評価を追加し た。
第 7 章 環境保全のため の措置	工事の完了後	知事の意見に基づき、保全の措置を 追加した。

表 9 — 1 — 7 項目別予測及び評価の概要 (1)

項 目	予 測 及 び 評 価
騒 音	橋梁及び高架橋区間の騒音レベルの予測結果は、いずれも 74 ホン以下である。 現時点では在来線についての環境基準等が定められていないが、仮に「新幹線鉄道騒音に係る環境基準」をあてはめてみた場合、橋梁及び高架橋区間の地域類型の商工業の用に供される地域の基準値 75 ホンに対して、当該鉄道騒音の予測値は同程度以下であり影響は少ないものと考ええる。
振 動	高架橋区間及びトンネル区間における振動レベルの予測結果は、いずれの地点においても 55 デシベルホン以下で人体に感じない程度であり影響は少ないものと考ええる。
地 盤 沈 下	開削工事区間においては、剛性や遮水性の高い土留工法等を地質に適合した工法で施工するので、地下水の低下はなく土留壁の変位による地盤の変形はほとんどないため、周辺に及ぼすような影響はほとんどないものと考ええる。
地 形 ・ 地 質	①工事の施行中 地下水の変化のほとんどない地質に適合した工法で施工することと、埋戻しは良質な土砂を用い入念な施工管理を行うので周辺への影響は少ないものと考えられる。 ②工事の完了後 工事の完了後においては、本構造物は、地下水位以下に構築されるので地下水は構造物の周辺を回り込んで流れ、周辺地下水の変化はほとんどなく、周辺への影響はないものと考えられる。

表 9—1—7 項目別予測及び評価の概要 (2)

項 目	予 測 及 び 評 価
電 波 障 害	本事業の完成後に辰巳三丁目の一部及び東雲二丁目の地区で電波障害の発生が予測されるが、同地区はテレビ電波の強電界地域であることと、運輸流通施設、公園・緑地及び未利用地であり運輸流通施設関連住居用建物がわずかに点在していてそれらの既設受信アンテナは本高架構造物と同程度以上の高さに設置されていることから、周辺への影響は少ないものと考えられる。 なお、テレビ受信への影響が認められた場合には、受信施設等の改善を行うので影響は解消できる。

第 6 節 事後調査

事後調査は、提出した「事後調査計画書」に基づき、計画した地点、方法により行い、「事後調査報告書」として提出した。

工事施行中の報告書提出は、平成 5 年 1 2 月、平成 6 年 1 1 月及び平成 7 年 9 月の 3 回行っており、工事完了の報告は平成 9 年の予定である。

表 9—1—8 に工事施行中・工事完了後の調査内容及び事後調査報告書の提出時期を示す。

また、表 9—1—9 に工事施行中の報告（平成 7 年 9 月）の概要を、表 9—1—1 0 に環境保全のため措置の実施状況を示す。

調査結果は、いずれの項目も予測された範囲内であり、周辺の環境に及ぼす影響はなかった。

表 9-1-8 工事施工中・工事完了後の調査内容及び事後調査報告書の提出時期

項目		時期		工 事 施 行 中																工 事 完 了 後								
		年度	平成3年度 四半期	平成 4 年度				平成 5 年度				平成 6 年度				平成 7 年度				平成 8 年度								
				第 1 四半期	第 2 四半期	第 3 四半期	第 4 四半期	第 1 四半期	第 2 四半期	第 3 四半期	第 4 四半期	第 1 四半期	第 2 四半期	第 3 四半期	第 4 四半期	第 1 四半期	第 2 四半期	第 3 四半期	第 4 四半期	第 1 四半期	第 2 四半期	第 3 四半期	第 4 四半期					
工 事 工 程		開 さ く 工 事			準備工	土留工	掘		削		構			盛	埋戻し													
		桁 架 設 工 事							準備工	架設	橋面工	高らん・その他																
		施設関係工事																										
事 後 調 査 工 程		騒 音 ・ 振 動	列車走行に伴う騒音																									
			列車走行に伴う振動																									
			列車の運行状況																									
			環境保全のための措置の実施状況																									
		地 盤 比 下 地 形 ・ 地 質	地盤比下の状況																									
地下水位の変化の程度																												
開さく工事の進捗状況																												
環境保全のための措置の実施状況																												
電 波 干 渉	テレビ電波の受信状況																											
	景観																											
事後調査報告書の提出時期																												

凡 例 ●既提出分 ◎今回提出分 ○次回以降提出予定分

表9-1-9 事後調査結果の概要（工事施行中）

評価書の予測・評価項目	事後調査の結果の概要
地盤沈下及び土地の安定性の変化（地盤の変形）の程度、地下水位の変化の程度。 駅部開さく工事及び開さくトンネル工事の掘さくによる地盤沈下の状況及び土地の安定性の変化（地盤の変形）の程度、地下水位の変化の程度。	地盤沈下については-2.5 cmの沈下が生じているが、剛性並びに遮水性の高い土留工法（鋼矢板工法、鋼管矢板工法）を採用して施工を行うとともに、掘さくに際しては鋼製支保工を掘さく坑内で遅滞なく架設するなど早期施工に努めたことから、地盤沈下による周辺の施設等に与えた影響はなかった。 地下水位については一時的に水位の低下は見られたが、掘さくに伴う一時的なものと考えられ、構築及び埋戻し工事が完了したことにより水位は上昇回復し、その後水位は安定している。 また、東京テレポート駅開さく工事においては、工事の安全性の確保から揚水量を必要最小限に抑えた地下水位低下工法を併用して施工していたことから、被圧地下水位が最大で-8.90 mと低下を示していたが、工事の進捗に伴い揚水を停止したことと、埋戻し工事が完了したことから被圧地下水位は上昇回復し、その後安定している。 なお、一時的な水位の低下による周辺の施設等に影響を及ぼすような地盤沈下並びに土地の安定性の変化は生じていない。 今回の調査で、開さく工事が完了したが、掘さく前と比較して地盤沈下は最大で-2.5 cm、地下水位は一時的に不圧地下水で-6.8 m、被圧地下水で-10.3 m程低下したが、工事完了に伴い上昇回復し、その後安定している。 開さく工事に伴う、地盤沈下による周辺の施設等に影響及び一時的な水位の低下による周辺の施設等に影響を及ぼすような地盤沈下並びに土地の安定性の変化は生じていない。

表9—1—10 環境保全のための措置の実施状況

内容等 項目	工 事 施 行 中	
	環境保全のための措置	具体的な環境保全のための措置
大 気 汚 染	工事用車両の運行速度、整備・点検並びに砂じん飛散防止のための散水設備。工事用車両のシート覆い及び車両のタイヤに付着した泥土の除去等。	・ 週に1回、道路交通法を遵守させる教育を実施している。 ・ 毎日、特定自主検査、始業時点検等の実施を確認し、整備不良での作業のないようにしている。 ・ ダンプ車については、過積み防止を図るとともに、積載物の飛散を防ぐためシート覆いを行っている。 ・ ダンプ車については、タイヤ洗浄を行い、付着した泥土の除去及び砂じん飛散防止のための散水。
そ の 他	付近通行者等への安全対策	・ 工事境界付近に防護塀(3m)を設置し、付近通行者等への安全対策に配慮している。 ・ 埋戻し完了箇所に侵入防止柵(1.5m)を設置し、付近通行者等への安全対策に配慮している。
	交通事故防止のための安全対策	・ 工事用車両出入口付近には、交通整理員を配置し、交通事故防止を図っている。

第10編 歩道橋

第 10 編 歩道橋

第 1 章 受託の経緯

東京都港湾局が事業主体のイーストプロムナード橋（仮称）及びスカイウェイ橋（仮称）は、各々臨海副都心線、国際展示場駅（仮称）及び東京テレポート駅（仮称）と近接施工となることから東京都港湾局から東京臨海高速鉄道㈱に設計及び施行を委託され、更に当公団に臨海副都心線の建設と合わせて施工委託された。

第 2 章 歩道橋の概要

東京臨海副都心開発の基盤整備の一環として建設されるイーストプロムナード橋及びスカイウェイ橋は、東京湾岸道路（総幅員100 m：国道 357号線及び首都高速湾岸線で構成）により南北に分断された当開発地域の動線を確保するとともに、散歩、散策など公園施設の一環としても利用できる大規模な人道橋である。

第 1 節 イーストプロムナード橋

- ・新木場起点 3km611m09
- ・橋 格：歩行者、自転車専用橋
- ・橋梁形式：3 径間連続鋼床版箱桁橋
- ・桁 長：142.25m
- ・支 間：41.40m+45.25m+54.35m
- ・幅 員：総幅員 10m、有効幅員 8.20m
- ・鋼 重：約 430t

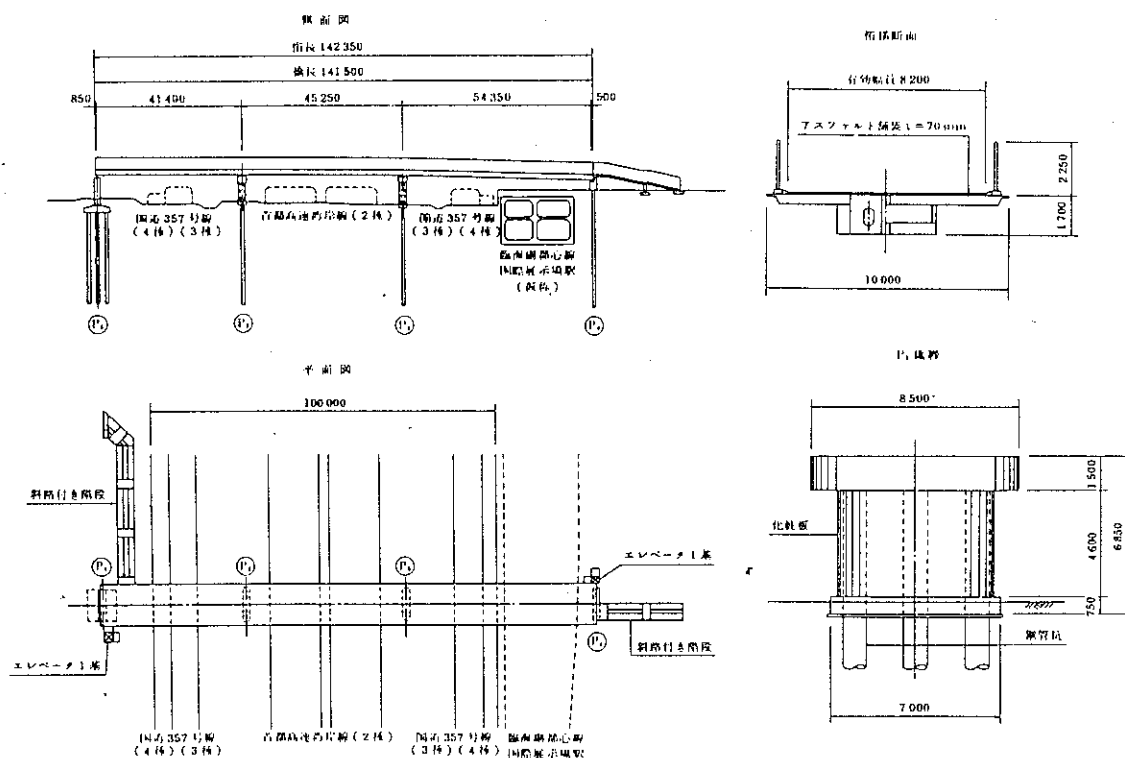


図 10-2-1 イーストプロムナード橋全体図

第2節 スカイウェイ橋

- ・新木場起点 4km845m51
- ・橋 格：歩行者、自転車専用橋
- ・橋梁形式：3径間連続鋼床版箱桁斜張橋
- ・桁 長：217.30m
- ・支 間：145.90m+43.00m+27.00m
- ・主 塔：鋼製、H=88.20m
- ・幅 員：総幅員 10m、有効幅員 8.20m
- ・総鋼重量：約 1,400t

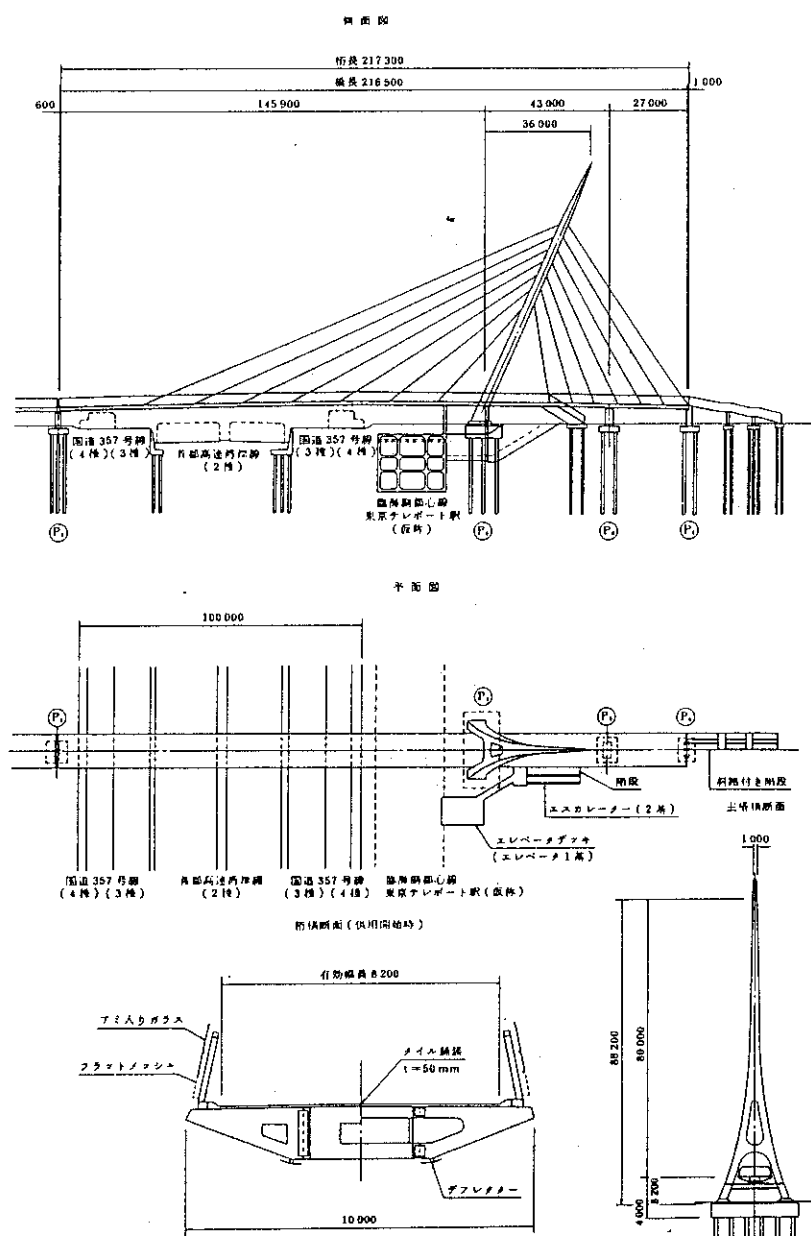


図10-2-2 スカイウェイ橋全体図

第3章 協議関係

歩道橋（2橋）は東京湾岸道路を跨ぐ工事となるため、建設省、首都高速道路公団、警視庁等との施工協議を行う必要があり、当公団は施工に係わる協議の下打合せ及び協議図書の作成を行い、協議書はすべて東京都港湾局名で行った。

協議経緯は、次のとおりである。

表10-3-1 協議内容一覧表（1）

協議先	年 月 日	協議内容	提 出 先
建設省		（2橋）	
	H. 3. 3. 4	計画協議	・東京都港湾局→建設省関東地方建設局長
	H. 3. 8. 26	同 回 答	・東京都港湾局←建設省関東地方建設局長
		（スカイウェイ橋）	
	H. 5. 3. 11	設計協議	・東京都港湾局→建設省東京国道工事事務所長
	H. 5. 6. 16	同 回 答	・東京都港湾局←建設省東京国道工事事務所長
		（イーストプロムナード橋）	
	H. 5. 6. 29	設計協議	・東京都港湾局→建設省東京国道工事事務所長
	H. 5. 9. 10	同 回 答	・東京都港湾局←建設省東京国道工事事務所長
		（2橋）	
	H. 5. 10. 13	占用申請	・東京都港湾局→建設省関東地方建設局長
	H. 6. 1. 11	許 可	・東京都港湾局←建設省関東地方建設局長
		（2橋）	
	H. 6. 4. 19	施工協議	・東京都港湾局→建設省東京国道工事事務所長
	H. 6. 5. 20	同 回 答	・東京都港湾局←建設省東京国道工事事務所長
首都高速 道路公団		（2橋）	
	H. 3. 3. 4	計画協議	・東京都港湾局→首都高速道路公団理事長
	H. 3. 5. 29	同 回 答	・東京都港湾局←首都高速道路公団理事長
		（イーストプロムナード橋）	
	H. 4. 9. 21	設計協議	・東京都港湾局→首都高速道路公団理事長
	H. 4. 12. 14	同 回 答	・東京都港湾局←首都高速道路公団理事長

表 10-3-2 協議内容一覧(2)

協議先	年 月 日	協議内容	提 出 先
		(スカイウェイ橋)	
	H. 5. 4. 15	設計協議	・東京都港湾局→首都高速道路公団理事長
	H. 5. 8. 9	同 回 答	・東京都港湾局←首都高速道路公団理事長
		(2 橋)	
	H. 6. 7. 26	占用申請	・東京都港湾局→首都高速道路公団理事長
	H. 6. 10. 21	許 可	・東京都港湾局←首都高速道路公団理事長
		(2 橋)	
	H. 6. 7. 26	施工協議	・東京都港湾局→首都高速道路公団第二管理部長
	H. 6. 9. 7	同 回 答	・東京都港湾局←首都高速道路公団第二管理部長
			※首都高速湾岸線の通行止め実施についての協議は別途交通規制計画書及び広報活動計画書を策定し、通行止め実施日を含めて首都高速道路公団の理事会で承認を得た。
警 視 庁			交通規制の総括的な指導は、警視庁交通規制課道路第一係から受け、首都高速道路の交通規制は高速道路交通警察隊、国道 357号線及び臨港道路の交通規制は深川警察署、東京水上警察署交通規制係の指導を受けた。

なお、イーストプロムナード橋の設計協議については、3種敷に橋脚を計画していることから、将来の東京湾岸道路改築計画に極力支障しない構造に変更したため、下協議にかなりの日数を要し、建設省と首都高速道路公団で協議日数のずれが生じる結果となった。

また、2橋については、東京電力、N T Tに架空線の支障区間の切り回し及び地下埋設を依頼し、更にスカイウェイ橋について、海上保安庁の光ケーブルの支障区間の地下埋設を施工した。

第4章 施工概要

第1節 イーストプロムナード橋

施工は、国道 357号線（東行・西行）上及び国際展示場St開削上からP₄後方（118m）に工事桁を架設し、地組した主桁を工事桁上でH T Bにより組立を行い、手延べ機を利用した

送出し架設を行った。（スカイウェイ橋も同様）

また、首都高速道路上の主桁の架設及び国道上の工事桁架設については、交通規制を極力少なくするため2橋同時に行った。

施工フローチャート及び架設段階図を次に示す。

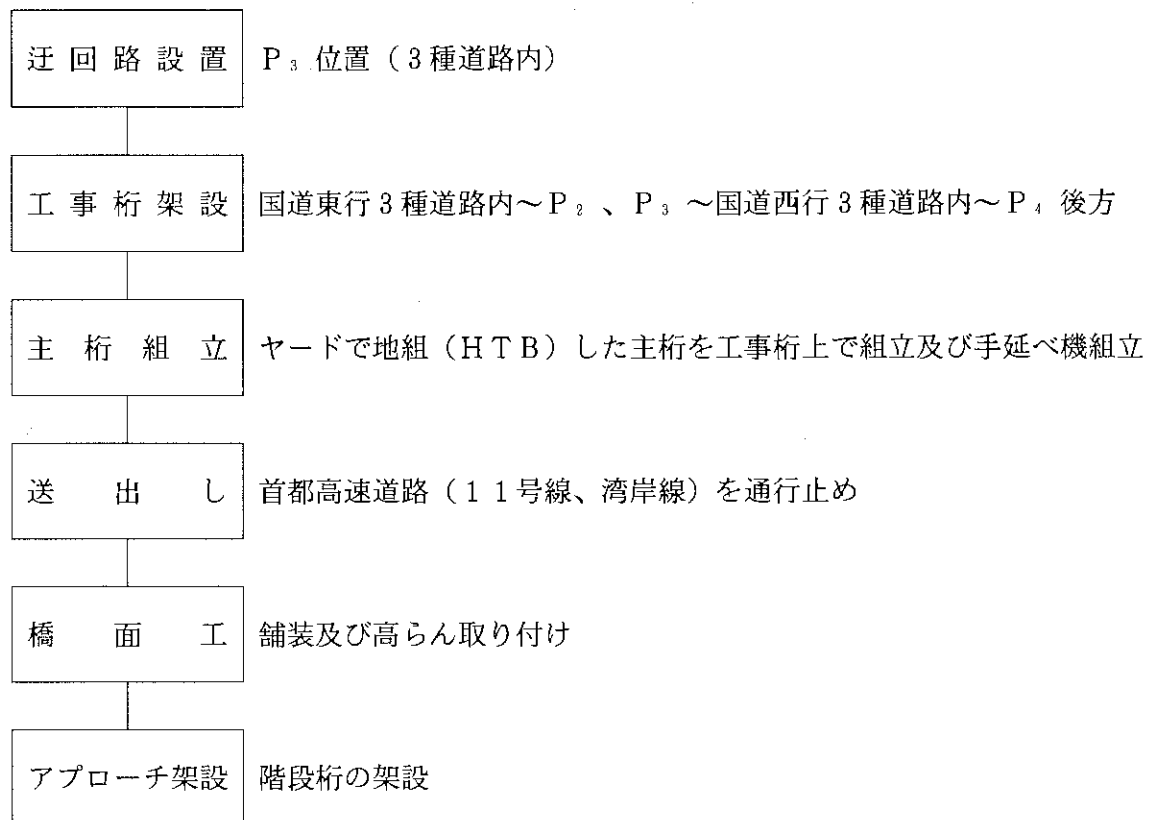


図10-4-1 施工フローチャート

（1）送出し架設

イーストプロムナード橋及びスカイウェイ橋の首都高速道路上の架設は、2橋同時架設の夜間作業となることから、交通規制担当、架設担当間の連絡及び工事指揮を一元化するため架設対策本部を設置し、施工にあたった。

なお、架設日が限定されたため、当日の気象情報の収集、分析を綿密に行い、架設の可否の判断をした。

送出し設備には、ジャッキ、あるいは自走台車等が考えられるが、本橋では架設時間短縮のため、自走台車（200tf、送出し時間 2m/分）を使用することとし、規制時間内に無事作業を終了させることができた。

架設対策本部は、次のとおりであり、当初辰巳鉄道建設所に設置し、架設工事開始後はスカイウェイ橋現場内に移動した。

交通規制については、後述する。

第2節 スカイウェイ橋

(1) 施工概要

施工は、主塔基部を架設後、国道 357号線（東行・西行）上及び東京テレポートSt開削上からP₁ 後方（24m）に工事桁を架設し、工事桁上で主桁を現場溶接により組立を行い、イーストプロムナード橋と同様手延べ機を利用した送出し架設を行った。

その後、主塔の組立、ケーブルの定着を行った。

施工フローチャート及び架設段階図を次に示す。

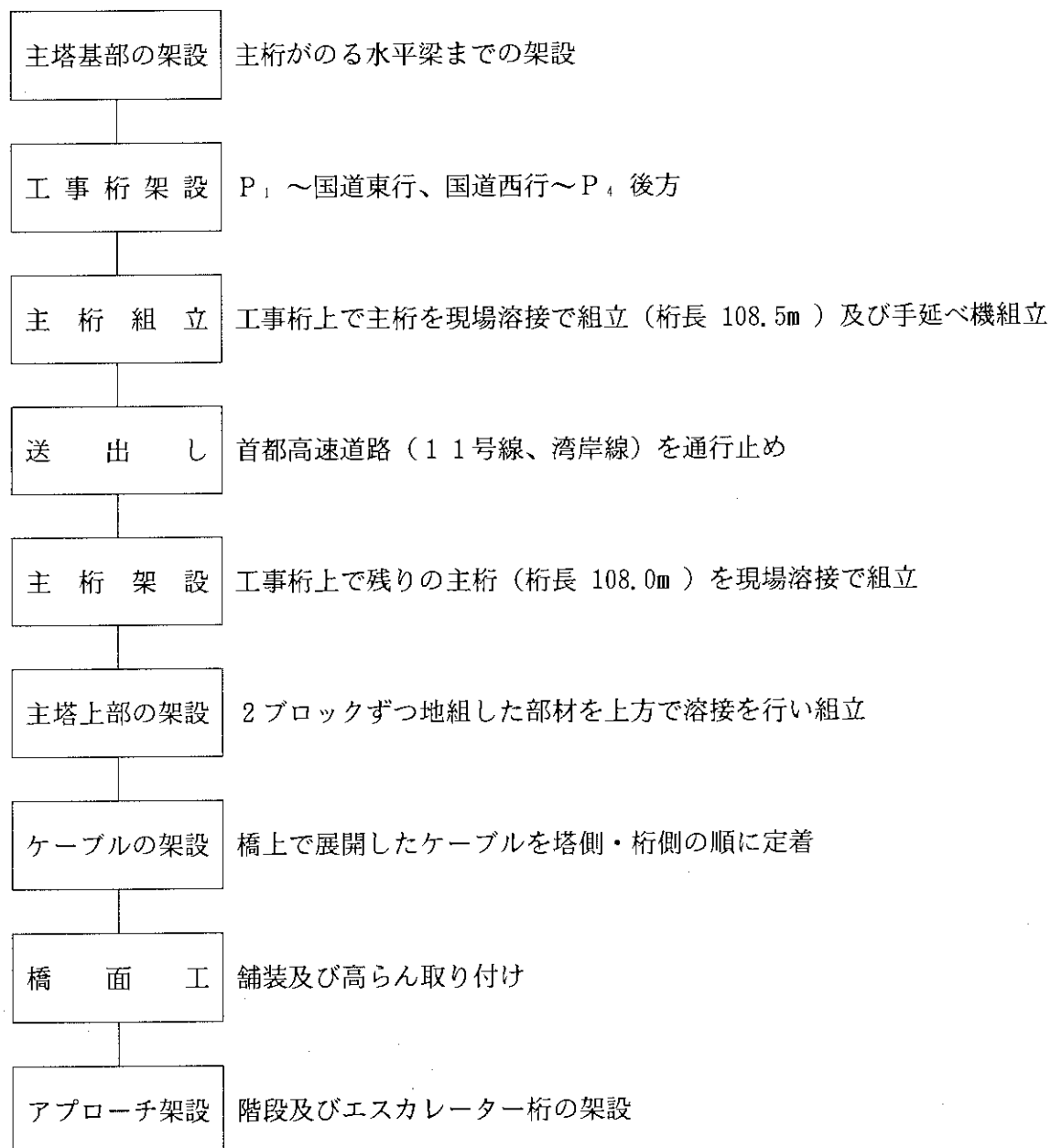


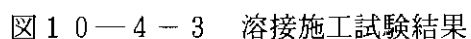
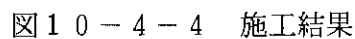
図10-4-2 施工フローチャート

(2) 現場溶接

本橋は、主塔及び主桁とも現場継手部は景観を考慮して溶接継手となっている。

溶接作業は、架設作業と一体的に実施することから、全体工程に影響を及ぼさない最適な

測定結果及び施工の結果を次に示す。



測定結果は、最大突出量 3mm、最大伸縮量 2.5mmで、本体工事には影響がないものと判断された。実施工の結果は、最大突出量 2mm、最大伸縮量 3mmで、溶接施工試験とほぼ等しい値となっている。

(3) 主桁及び主塔の形状管理

施工においては、設計のケーブル張力、主桁及び主塔の形状の所要値に対して誤差を伴った結果が生じることは避けられない。

このため、ケーブルの定着間距離を調整すること（シム調整）によってケーブル張力、形状を総体的に改善し、一定の管理項目のなかに収まるような操作が必要である。

本橋では、全ケーブル架設終了後（設計張力導入後）ケーブルの張力調整を行った。ケーブル張力は、振動法によってケーブル1本毎に計測を行い、形状及び張力の応答予測結果に基づいてシム量を調整した。これらの管理項目を次に示す。

表 10-4-1 主桁及び主塔の形状管理項目

管 理 項 目	内 容
ケーブル張力	シム量により調整
主桁キャンバー	鉛直方向キャンバーを測定
主塔の倒れ	橋軸方向の倒れ量を測定
橋体温度	計測値の補正のための測定

ケーブル張力及びキャンバー測定図を次に示す。

表 10-4-2 ケーブル張力（高欄、舗装等施工前、計測時の気温20°）

区分	ケーブル No.	設計張力 (tf)	張力調整後 (tf)	区分	ケーブル No.	設計張力 (tf)	張力調整後 (tf)
主 径 間	1	206.0	208.0	側 径 間	1	20.0	20.3
	2	224.0	222.0		2	84.0	84.1
	3	181.0	178.6		3	114.0	109.4
	4	200.0	190.2		4	160.0	156.0
	5	152.0	140.8		5	162.0	152.0
	6	138.0	135.6		6	188.0	172.6
	7	67.0	64.4		7	105.0	94.1

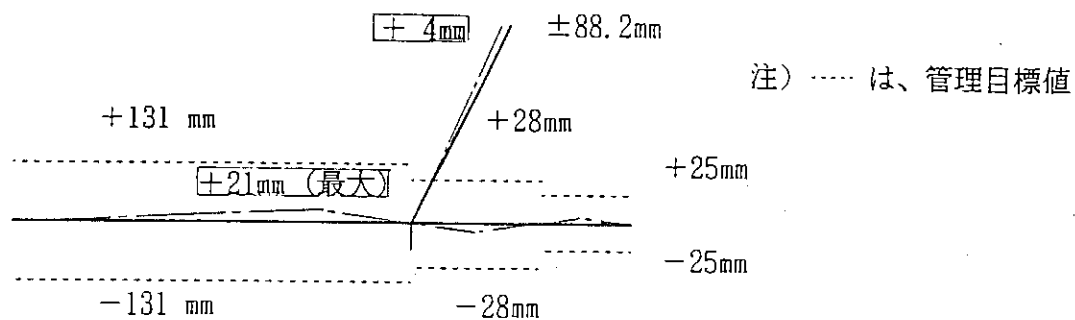


図 10-4-5 キャンバー測定図

ケーブル張力は、設計値に対して平均約 4%、また主桁のキャンバーは最大21mm、塔の倒れは主径間側に 4mmの誤差となっており、ほぼ満足する結果となった。

第3節 交通規制（2橋）

架設に伴う交通規制については、前述の建設省、首都高速道路公団、警視庁との協議の結果、次のとおり行った。

表 10-4-3 交通規制一覧表

路 線 名	規制種別	回数	内 容
臨 港 道 路	通行止め	2	・イーストプロムナード橋工事桁架設（1回） ・スカイウェイ橋工事桁架設（1回） （2橋の工事桁撤去時は臨港道路廃止）
国道 357号線	車線規制	4	・イーストプロムナード橋工事桁撤去（2回） ・スカイウェイ橋工事桁撤去（2回）
	通行止め	6	・イーストプロムナード橋、スカイウェイ橋工事桁架設（西行・東行各1回） ・イーストプロムナード橋工事桁撤去（西行・東行各1回） ・スカイウェイ橋工事桁撤去（西行・東行各1回）
首都高速道路	車線規制	2	・イーストプロムナード橋照明柱の移設（1回） ・スカイウェイ橋照明柱の復旧（1回：移設は送出し架設時に施工）
	通行止め	1	・送出し架設（2橋同時施工）

首都高通行止め全体図を次に示す。

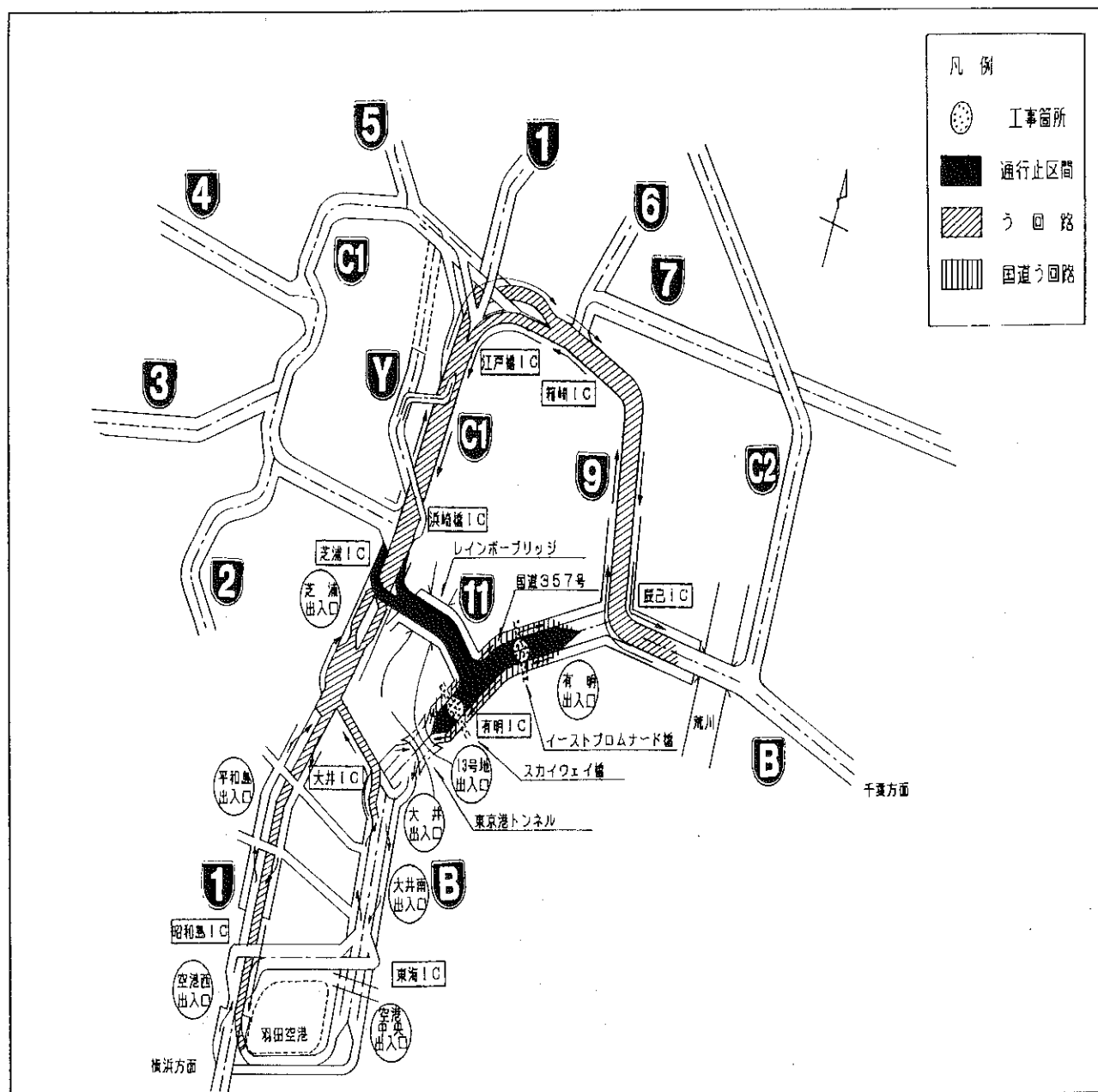


図 10 - 4 - 6 首都高通行止め全体図

首都高通行止め時の架設対策本部を次に示す。

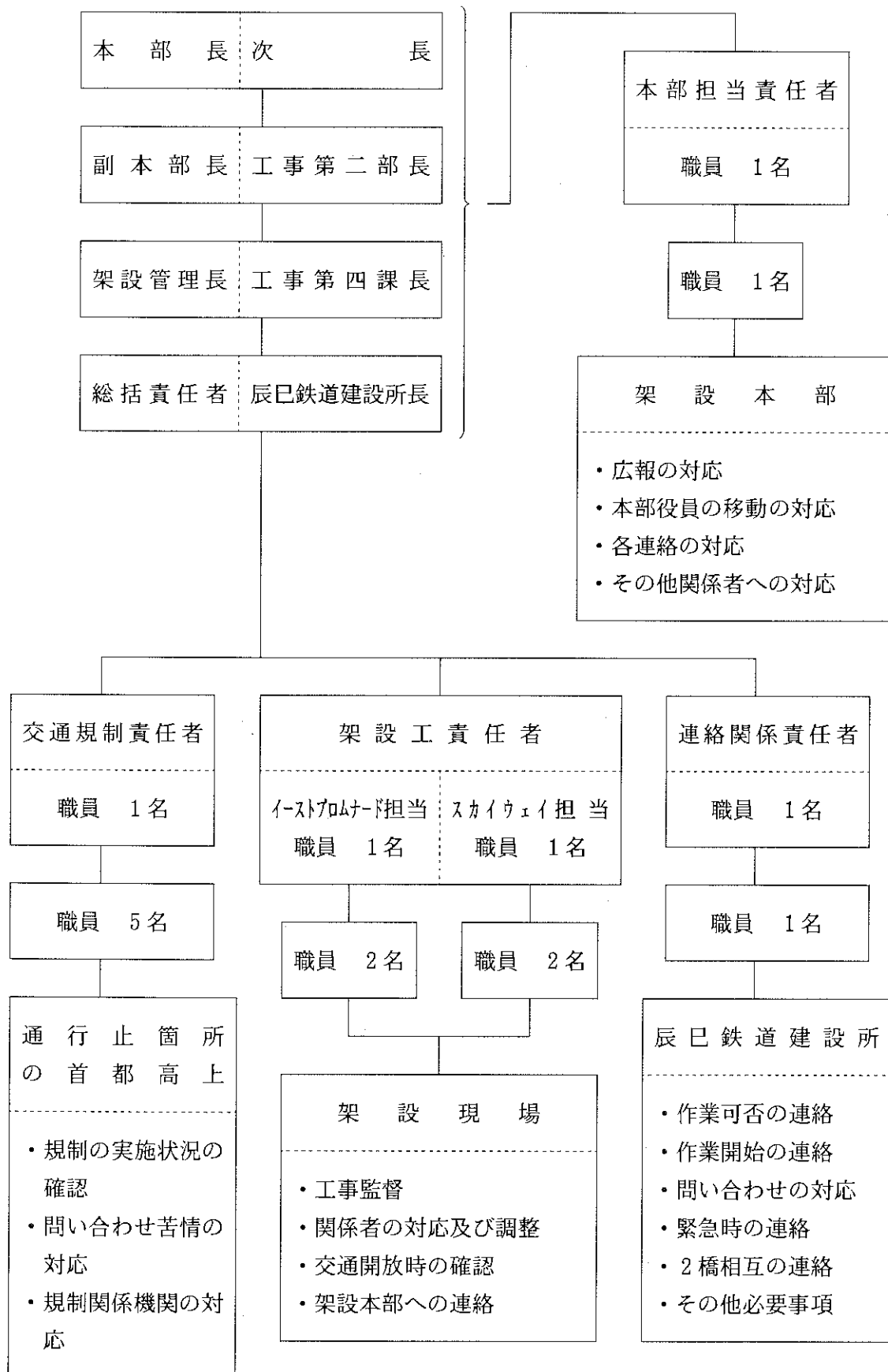


図10-4-7 架設対策本部

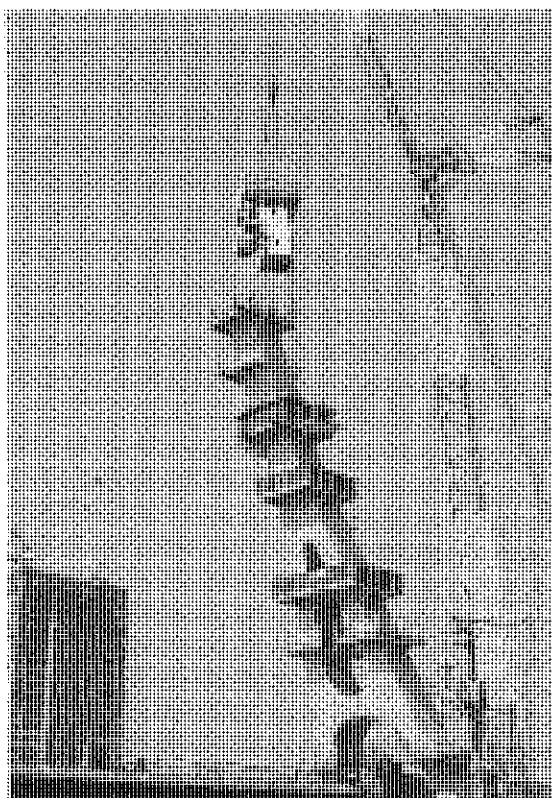


写真10-4-1 スカイウェイ橋主塔架設

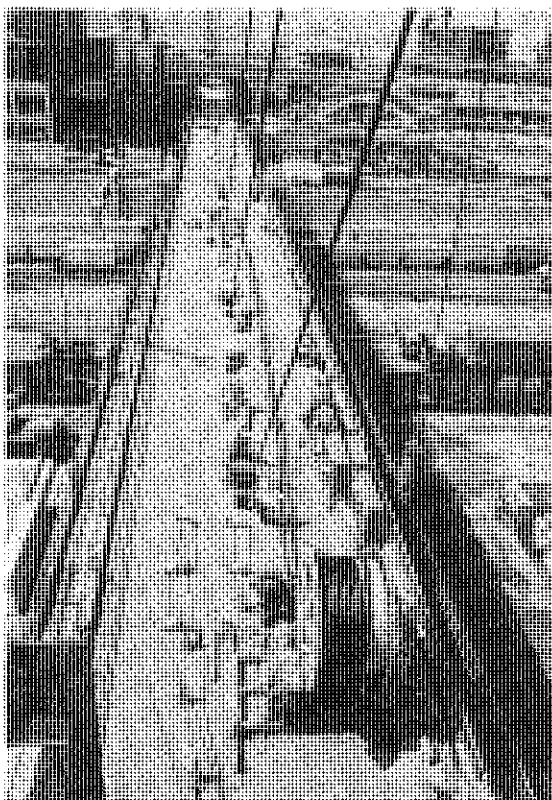


写真10-4-2 スカイウェイ橋ケーブル展開

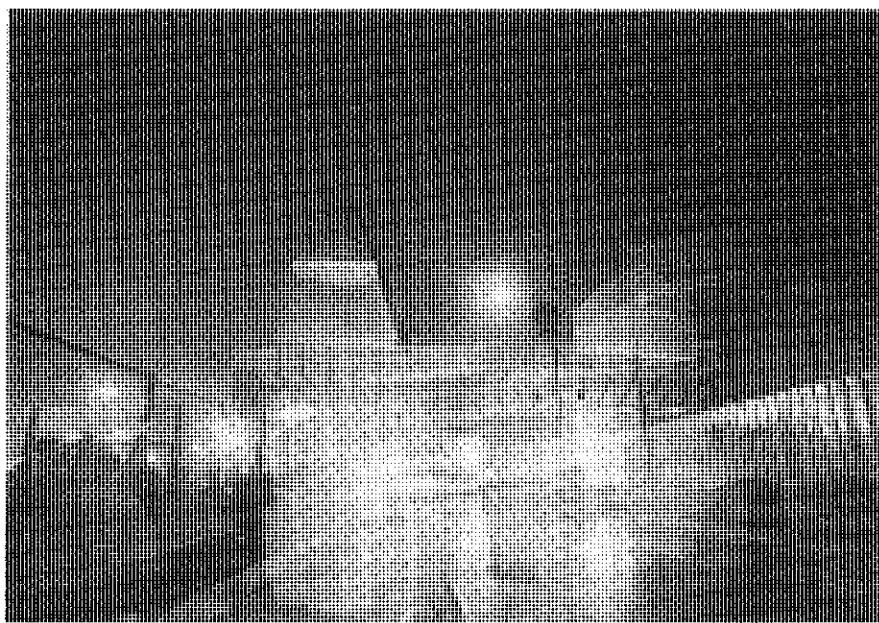


写真10-4-3 スカイウェイ橋
国道357号上の架設

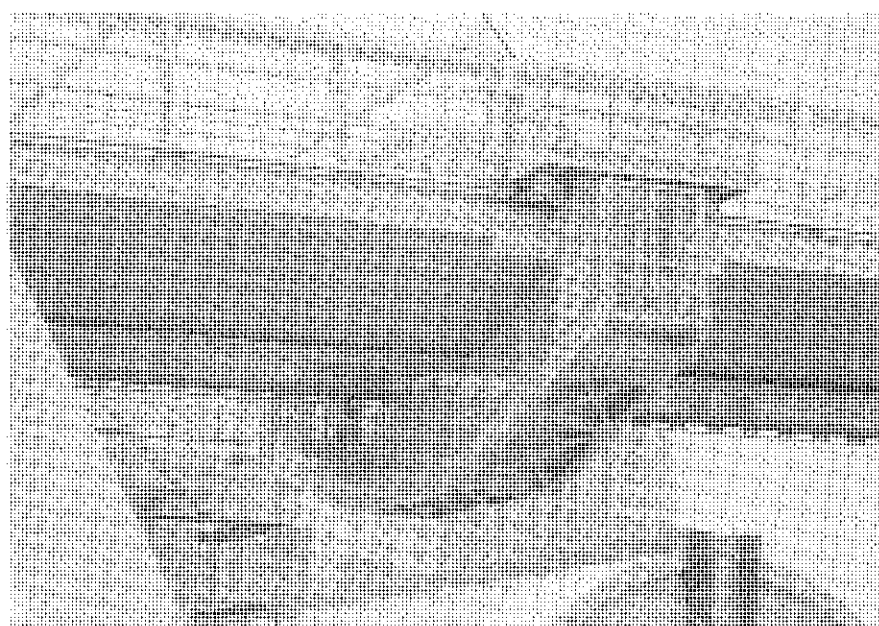


写真10-4-4 スカイウェイ橋
管理用検査車取付け

第 13 編 行事等

第 1 3 編 行 事 等

第 1 章 工事安全祈願式

臨海副都心線新木場～東京テレポート間の工事の着手に先だち、平成 4 年 6 月 1 日、国際展示場駅建設地付近において、6 工区（有明 T 1～T 4 工区、国際展示場駅工区、東京テレポート駅工区）合同の工事安全祈願式を執り行った。

公団東京支社からは、支社長をはじめとする関係者、東京臨海高速鉄道(株)からは社長をはじめとする関係者が出席し、工事完成までの無事故、無災害を祈願した。

第 2 章 東臨隧道完成式

臨海副都心線（第 1 期区間）のトンネルは、地下駅となる国際展示場駅、東京テレポート駅を含めて 6 工区に分かれ、平成 4 年 3 月に着手した。

工事期間中は「有明トンネル」の名称であったが、トンネル区間の工事完了に伴い、東京臨海高速鉄道(株)において正式に「東臨隧道」と決定し、トンネルの命名披露と併せて、トンネル完成式を挙行了した。

1. 日 時：平成 7 年 3 月 8 日（水）10 時～
2. 場 所：江東区有明 2 丁目 東臨隧道入口（新木場起点 2k820m）
3. 主 催 者：東京臨海高速鉄道(株)
4. 式 典 概 要：都知事をはじめ、関係者約 200 名を招待し、トンネル銘版の除幕式及びトンネル入坑のテープカットを行い、招待者をトンネル内に案内した。
また、式典終了後、主要招待者をトンネル入口から国際展示場駅までの区間を人車に乗車していただき案内した。
5. トンネル名称：「東臨隧道」
6. 名 版 文 字：鈴木都知事の揮毫による。
7. 式 次 第：

（1）開会の辞	東京臨海高速鉄道(株)総務部長
（2）知事挨拶	東京都副知事
（3）工事概要説明	東京臨海高速鉄道(株)専務
（4）来賓挨拶	東京都議会議長
（5）除 幕	東京都副知事
	東京都議会議長
	東京都議会 都市計画環境保全 委員会委員長
	東京都議会 世界都市博覧会等 に関する特別委員 会委員長
	日本鉄道建設公団 総裁

施工者代表 鉄建建設(株) 社長
東京臨海高速鉄道(株) 社長

- (6) テープカット----- 除幕に同じ
- (7) トンネル案内
- (8) 閉会の辞

第3章 安全祈願式

臨海副都心線（第1期区間）は、公団本社の工事しゅん功監査及び臨海高速鉄道(株)による鉄道施設事前検査（11/20～11/27）の合格をうけて、訓練運転開始に臨み、安全祈願式を執り行い、運輸業務の安全を祈願した。

- 1. 日 時：平成7年12月6日（水）10時～
- 2. 場 所：江東区青海1丁目 東京テレポート駅 ホーム
- 3. 主 催 者：東京臨海高速鉄道(株)
- 4. 式 典 概 要：全役員、部課長全員、本社社員全員及び運輸部社員が出席。
神主より御祓いを受けた後、花束贈呈を行い、車両を新木場駅に向けて出発させた。
- 5. 式 次 第：（1）神 事 修 拔、降神の儀、献 饌、祝詞奏上、清 拔、
玉串拝礼、撤 饌、昇神の儀
（2）社長挨拶 長 社長
（3）花束贈呈 管理駅長、運輸区長、設備管理区長、担当運転士
担当車掌（運転助役）
（4）電車出発

第4章 開業記念式典

臨海副都心線新木場～東京テレポート間の開業（3月30日）に先だち、平成8年3月29日国際展示場駅において開業記念式典を挙行了た。

関係各位への感謝と当路線への今後の支援、協力をお願いし、盛況のうちに無事終了した

- 1. 日 時：平成8年3月29日（金）11時30分～
- 2. 場 所：江東区有明2丁目 国際展示場駅 ホーム・コンコース
- 3. 主 催 者：東京臨海高速鉄道(株)
- 4. 招 待 者：約1,000名
- 5. 式 次 第：（1）発車式 11:30～ ホームにて
 - ①開式宣言 -----司会（露木 茂）
 - ②テープカット-----運輸政務次官
建設省道路局次長
東京都知事

- 東京都議会議長
- (くす玉開披 -----ミス東京)
- ③花束贈呈 -----管理駅長
担当運転士
担当車掌
- (2) 試 乗 11:50 ～ 国際展示場駅～新木場～東京テレポート駅～国際展示場駅
- (3) 祝賀会 12:20 ～ 1 F コンコースにて
- ①開 宴 -----司会(露木 茂)
- ②主催者挨拶-----東京臨海高速鉄道(株)社長
- ③来賓祝辞 -----運輸政務次官
東京都知事
東京都議会議長
- ④来賓紹介 -----東京都議会議員
港区議会議員
江東区議会議員
品川区議会議員
- ⑤鏡開き -----運輸政務次官、建設省道路局長
東京都知事、東京都議会議長、
東京臨海高速鉄道(株)社長、東京都
議会副議長、東京都議会都市・
環境委員会副委員長、東京都議会
臨海副都心開発特別委員会委員長
江東区議会議長、江東区議会清掃
港湾特別委員会委員長、東日本旅
客鉄道(株)社長、帝都高速度交通営
団理事、日本鉄道建設公団総裁
品川区長、港区助役
- ⑥乾 杯 -----江東区長
- ⑦歓 談
- ⑧お礼挨拶 -----東京臨海高速鉄道(株)専務
- ⑨閉 宴

第5章 一番列車出発式

臨海副都心線新木場～東京テレポート間の開業日(平成8年3月30日)の当日、新木場駅において、東京テレポート駅行き(下り)一番列車の乗客(先着10名)に記念品を贈呈した。また、乗務員には乗務員の家族が会社を代表して花束を贈呈した。

1. 日 時：平成8年3月30日（土） 5時55分～6時05分
2. 場 所：江東区新木場1丁目 新木場駅 ホーム
3. 主 催 者：東京臨海高速鉄道㈱
4. 式 典 概 要：全役員、部課長全員、本社社員全員及び運輸部社員が出席。
神主より御祓いを受けた後、花束贈呈を行い、車両を新木場駅に向けて出発させた。
5. 式 次 第：（１）一番乗りの乗客紹介（東京都北区在住の学生、3月28日8時より新木場駅に待機）

（２）記念品贈呈 （先着10名の乗客、尚、一番列車乗客数約
80名）

（３）花束贈呈 乗務の運転士及び車掌

第6章 鉄道フェスティバル記念バラスト散布

平成7年11月7日、第2回鉄道フェスティバルで一般参加者が記名した記念バラストの散布を東雲駅上り線で行った。散布は辰巳鉄道建設所の職員で行われた。



写真13-6-1 東臨隧道完成式会場



写真 1 3 - 6 - 2 有明変電所灯入式



写真 1 3 - 6 - 3 記念バラスト散布（東雲駅にて）



写真13-6-4 一番列車乗客へ記念品贈呈

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＋P C杭	ラーメン橋台（可）上杭SC杭 径＝700 mm t＝13 mm 長＝8.0m 下杭PC杭 径＝700 mm 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 + P C 杭	ラーメン橋台（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 + P C 杭	ラーメン橋台（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 + P C 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

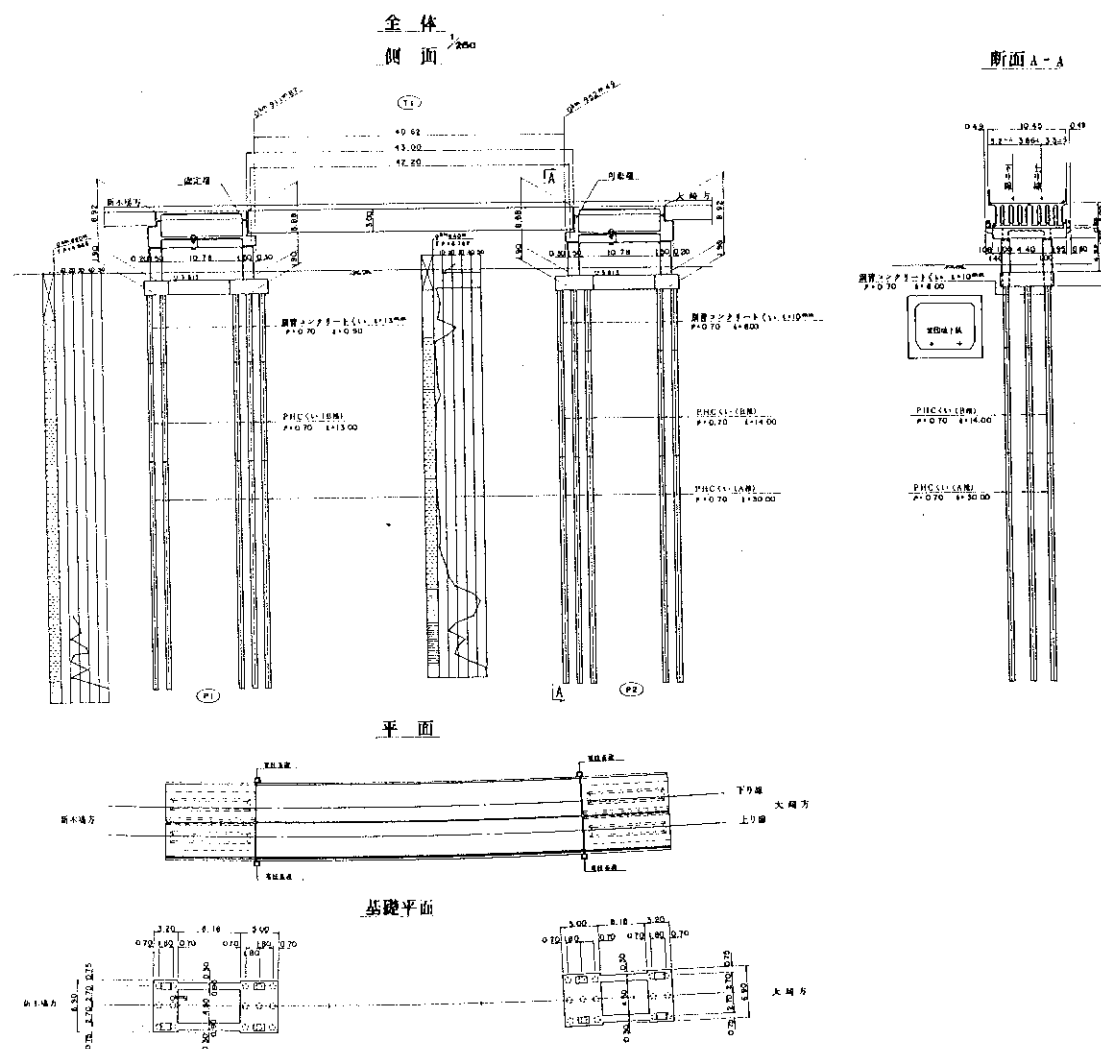


图 1-2 第一辰已架道橋

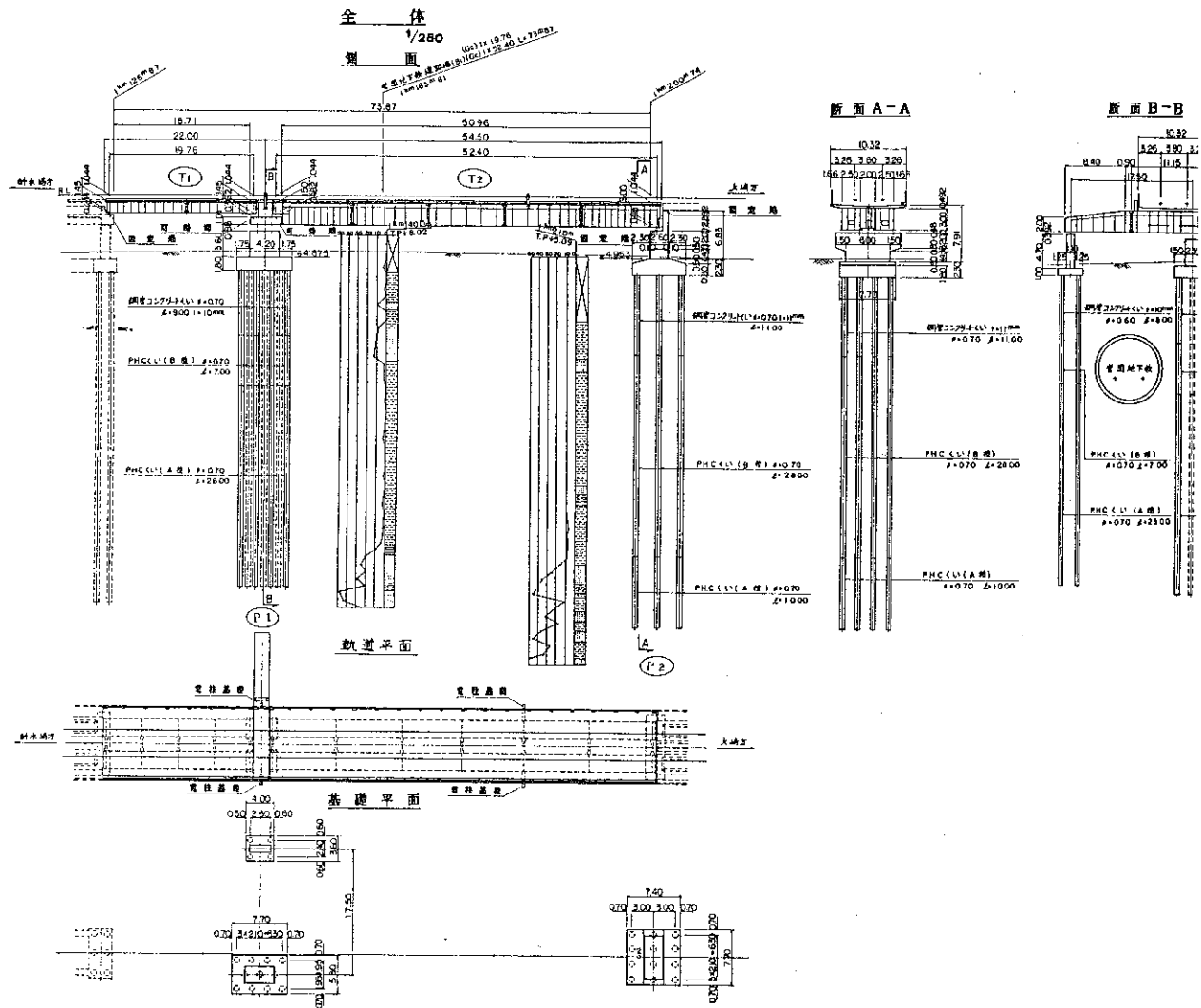


図 1 - 3 営団地下鉄線路橋

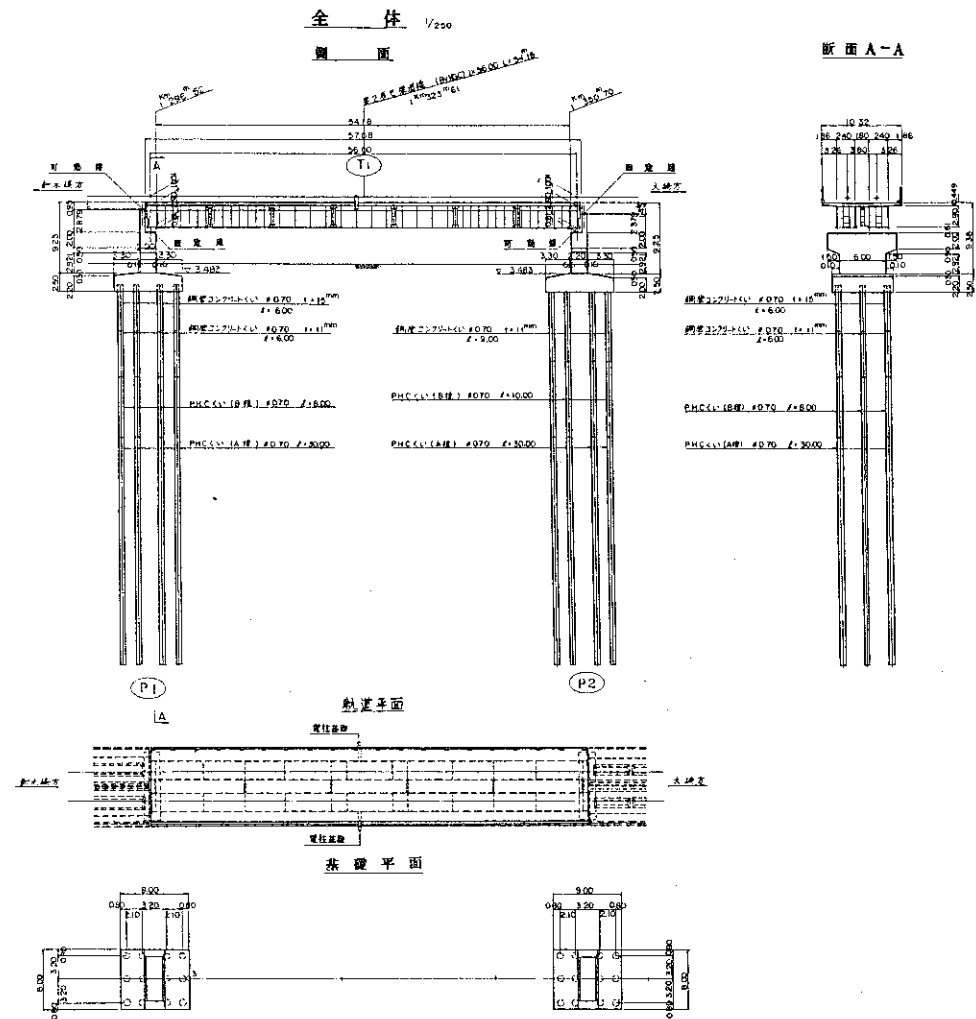


图 1 - 4 第二辰已架道橋

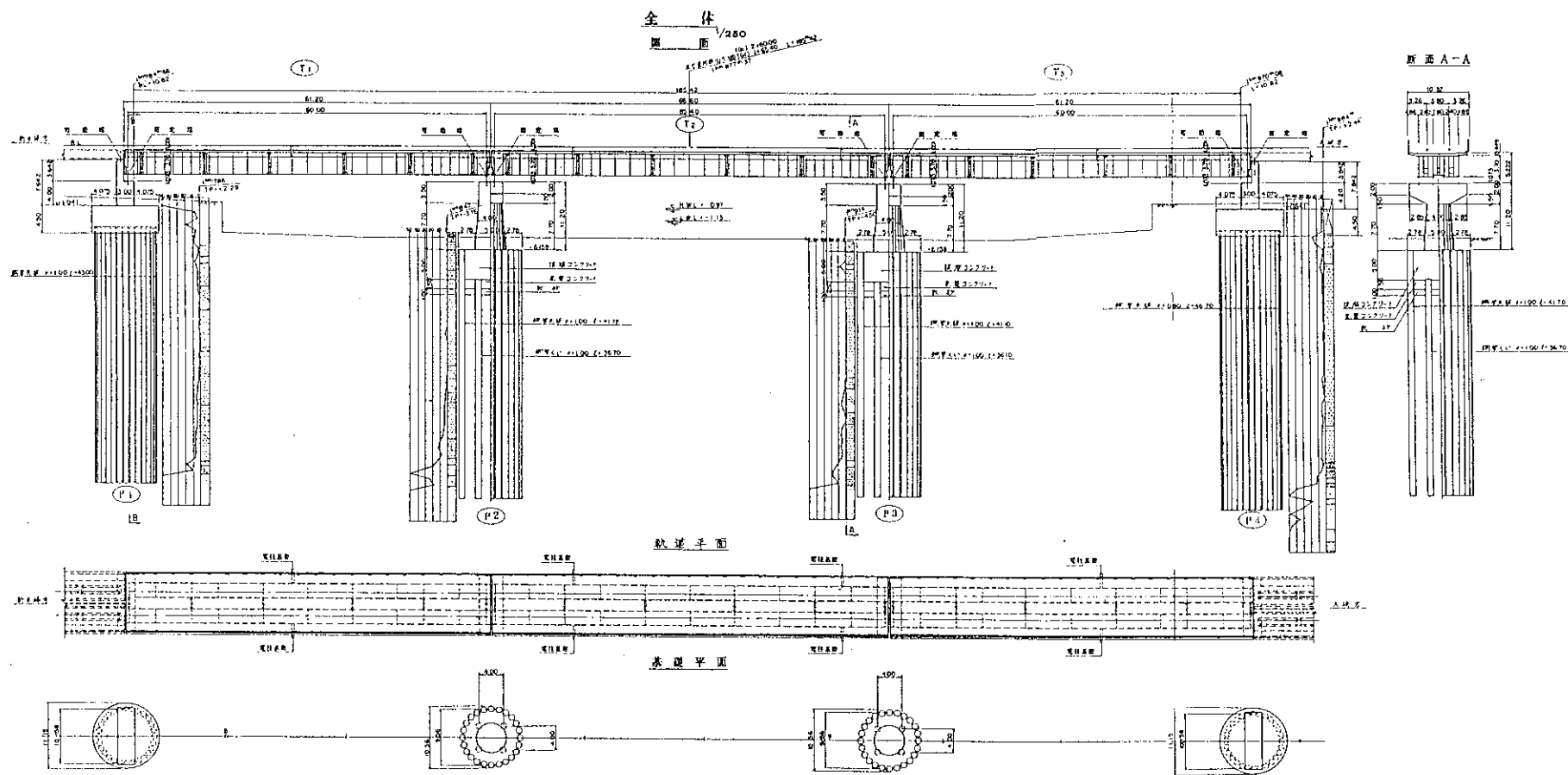


図 1-5 辰巳運河橋りょう

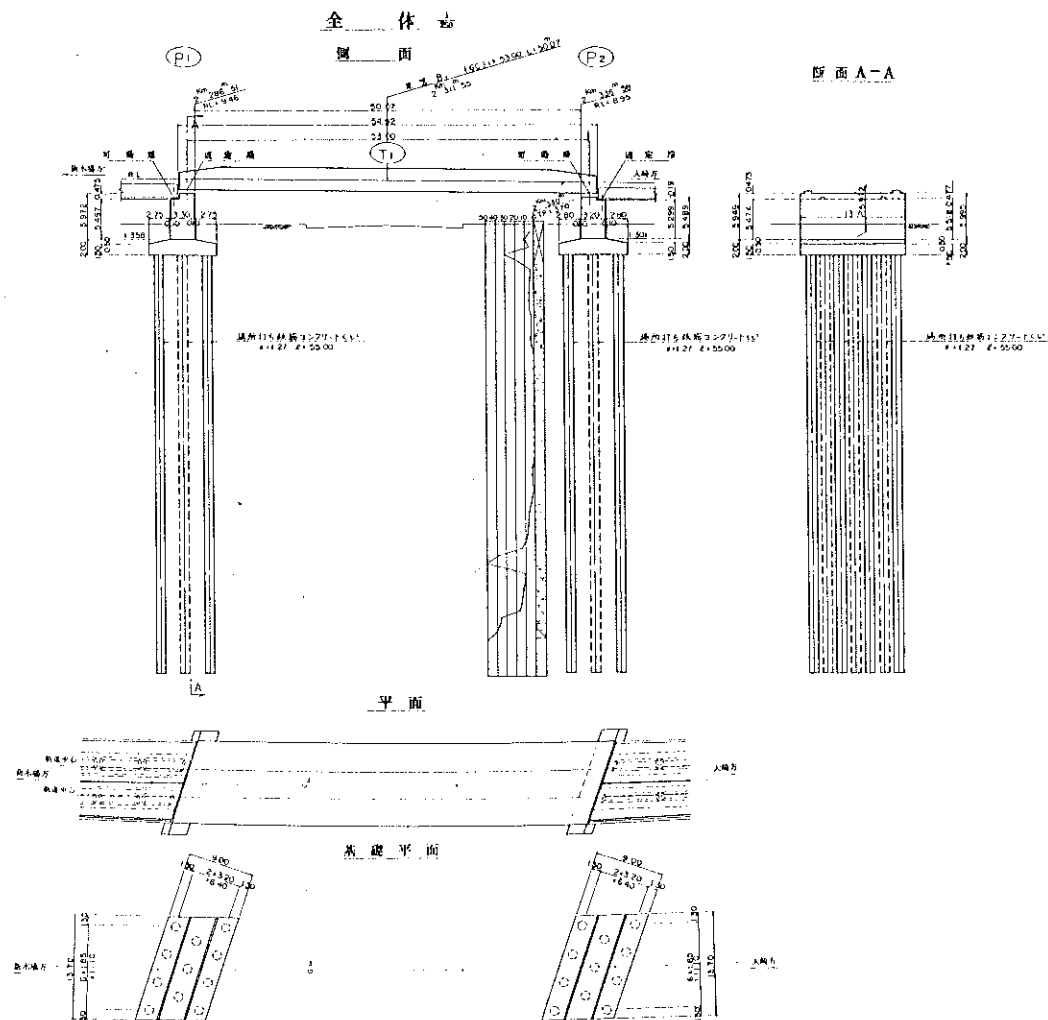


図 1 - 6 東雲架道橋

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 $\ell=19.2$ (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		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 $\ell=14.2$	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 $\ell=19.2$	場所打ちコンクリート杭 径1,270 mm $\ell=50 \sim 55$ m
第二東雲B1	桁式高架橋 単T桁 $\ell=14.2$	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。

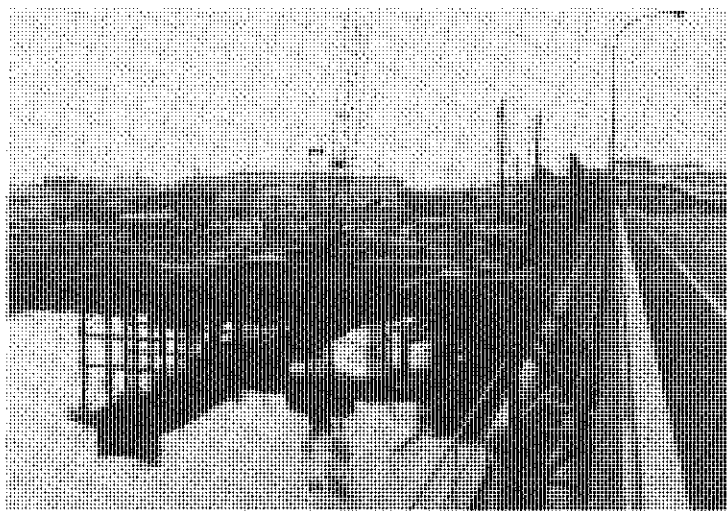


写真 1 - 1 曙運河B終点方橋脚栈橋

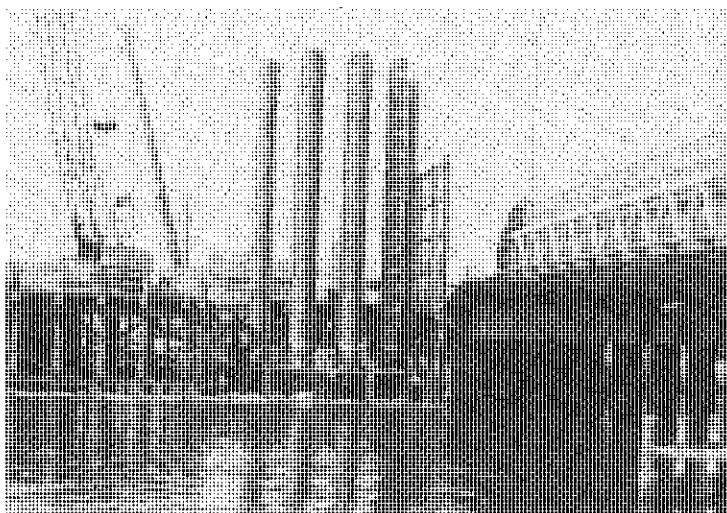


写真 1 - 2 曙運河B終点方橋脚鋼管井筒施工

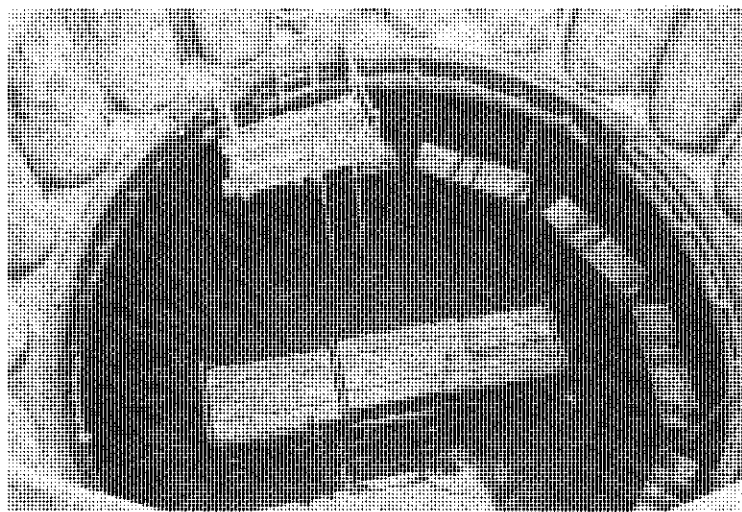


写真 1 - 3 曙運河B終点方橋脚コネクター取付



写真 1－4 曙運河 B 終点方橋脚ジャンクション注入

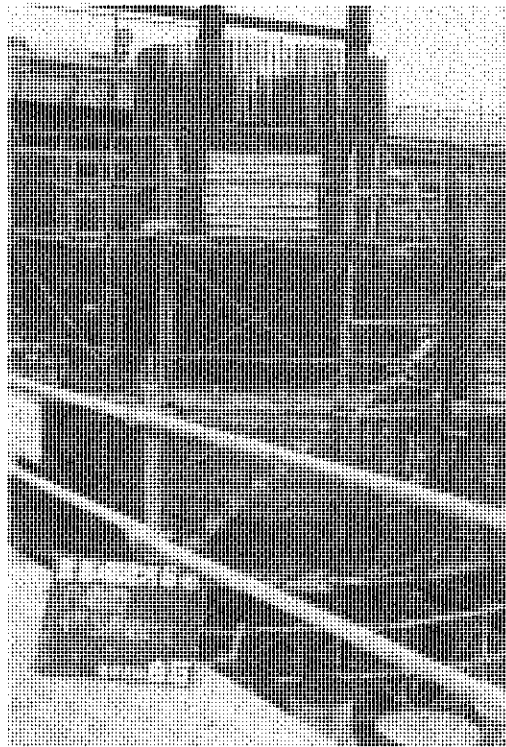


写真 1－5 曙運河 B 終点方橋脚く体構築

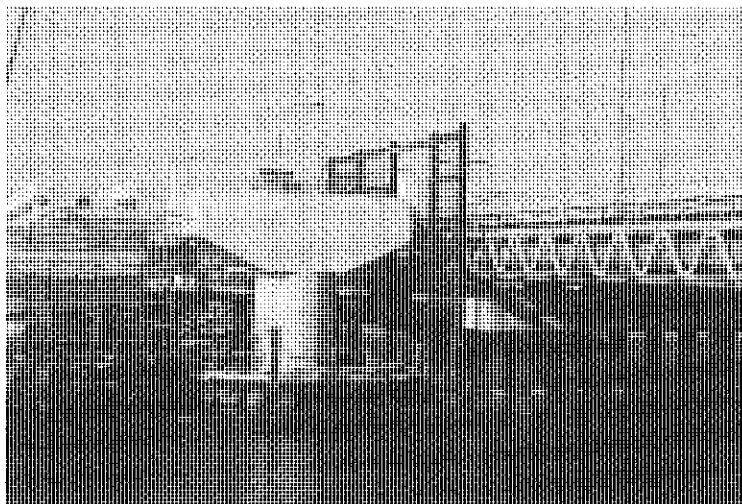


写真 1－6 曙運河 B 終点方橋脚

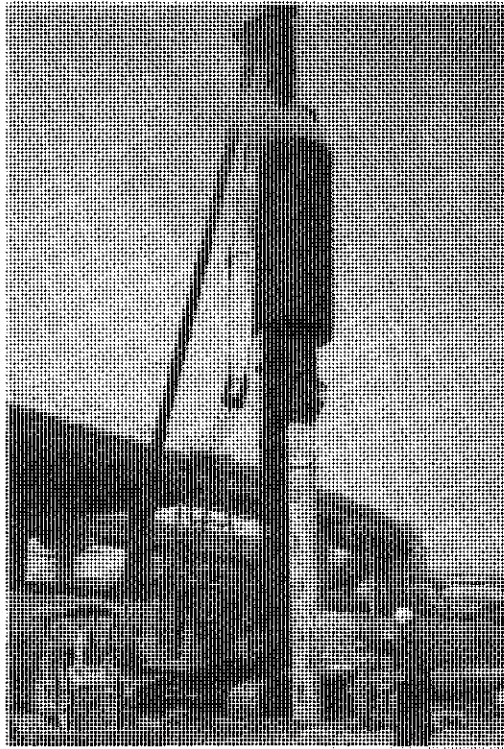


写真1-7 第4辰巳Bℓ基礎杭打ち

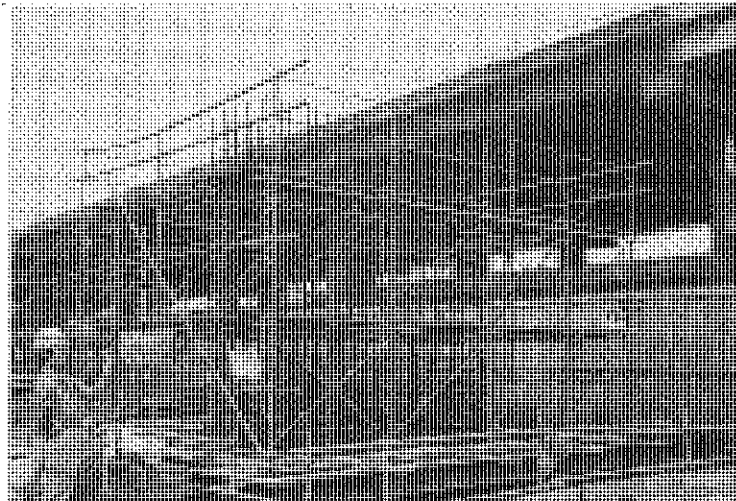


写真1-8 第4辰巳Bℓ橋脚構築

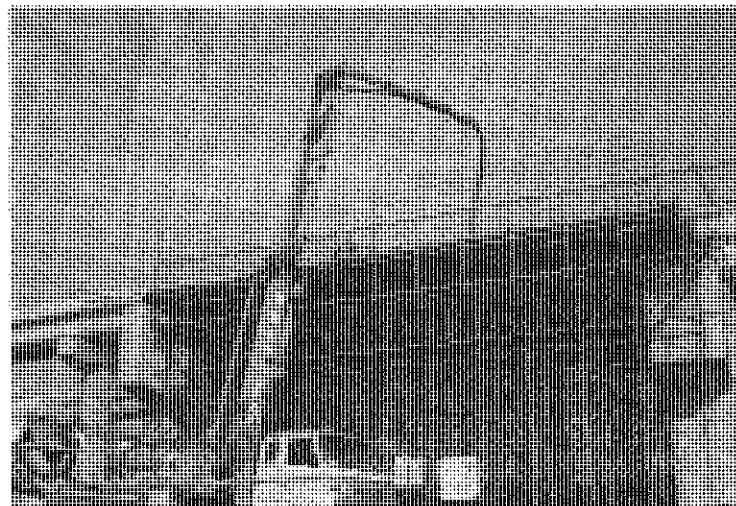


写真1-9 第4辰巳Bℓ単T桁コンクリート打設



写真 1 - 1 0 辰巳運河 B 着手前前全景

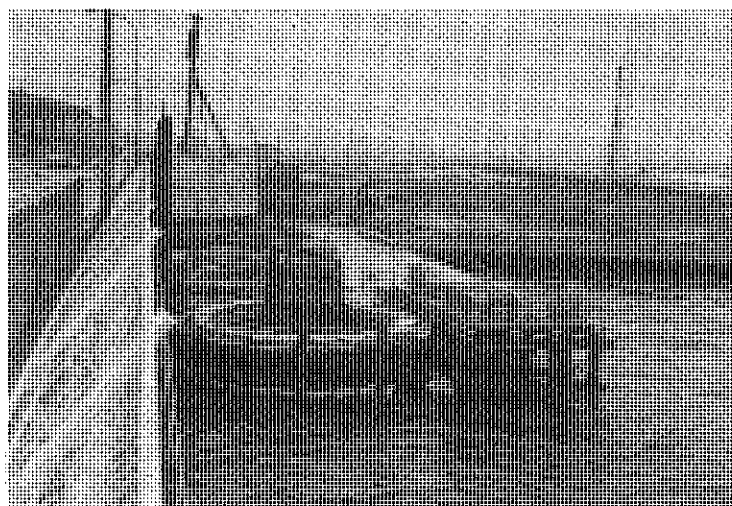


写真 1 - 1 1 辰巳運河 B 起点方橋脚栈橋と鋼管井筒

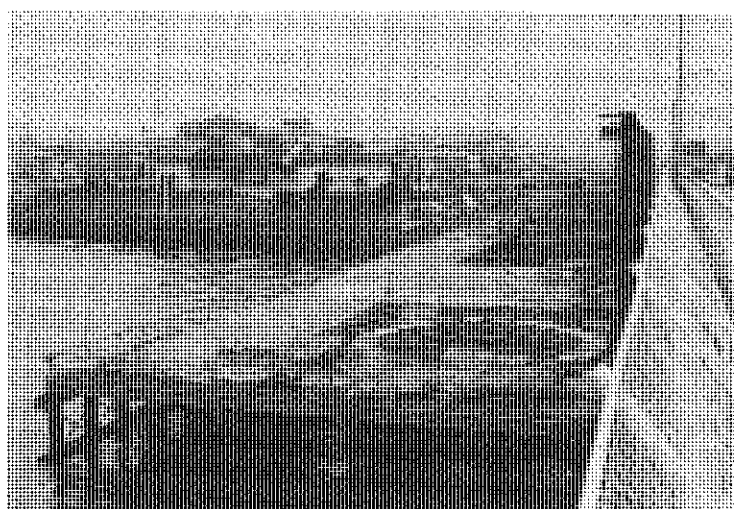


写真 1 - 1 2 辰巳運河 B 終点方橋脚栈橋と鋼管井筒

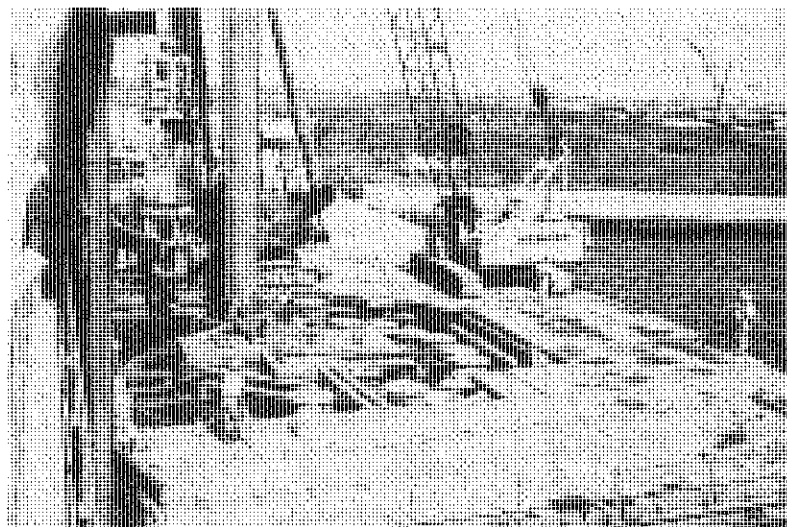


写真 1 - 1 3 辰巳運河 B 鋼管井筒施工中

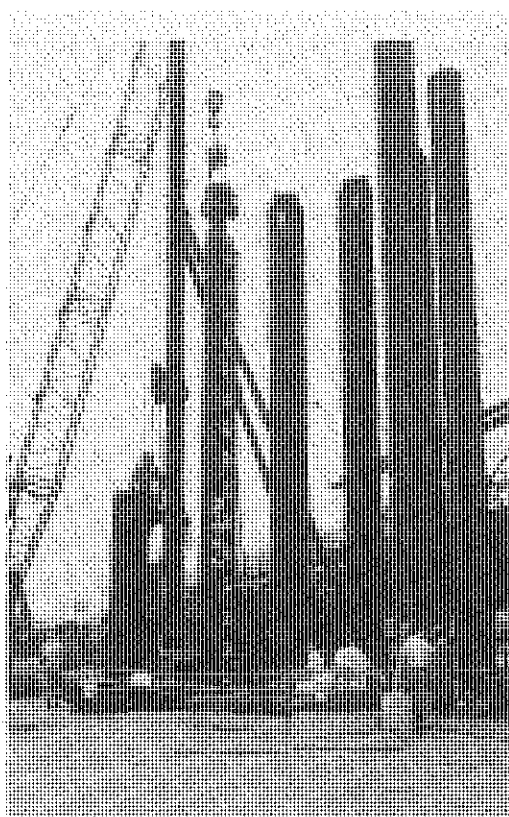


写真 1 - 1 4 辰巳運河 B 鋼管井筒施工中

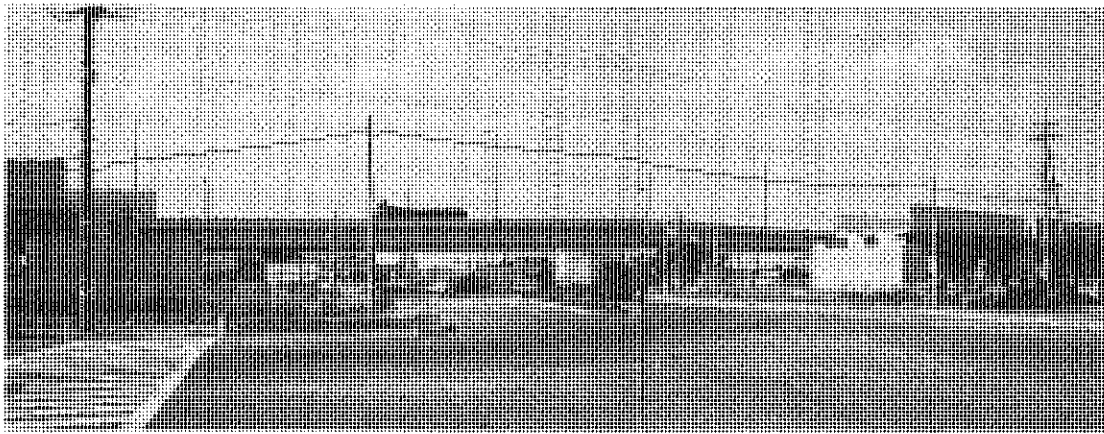


写真 1 - 1 5 東雲BV着手前全景



写真 1 - 1 6 東雲BV 120 t のクレーンにて架設中

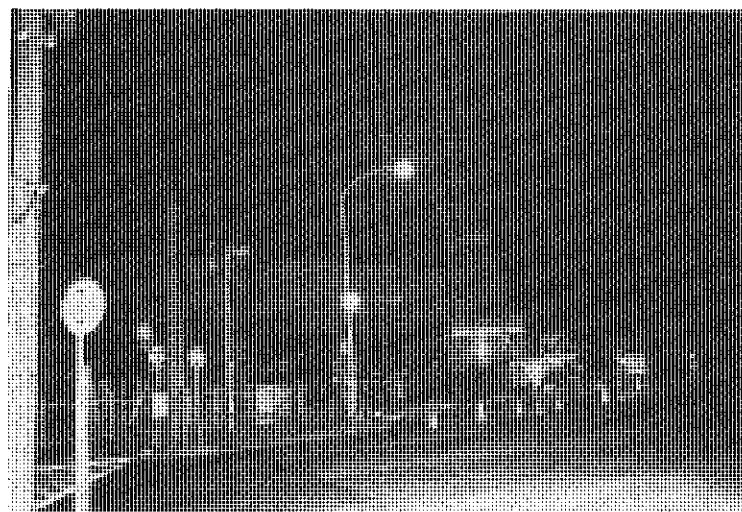


写真 1 - 1 7 東雲BV 架設中

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。

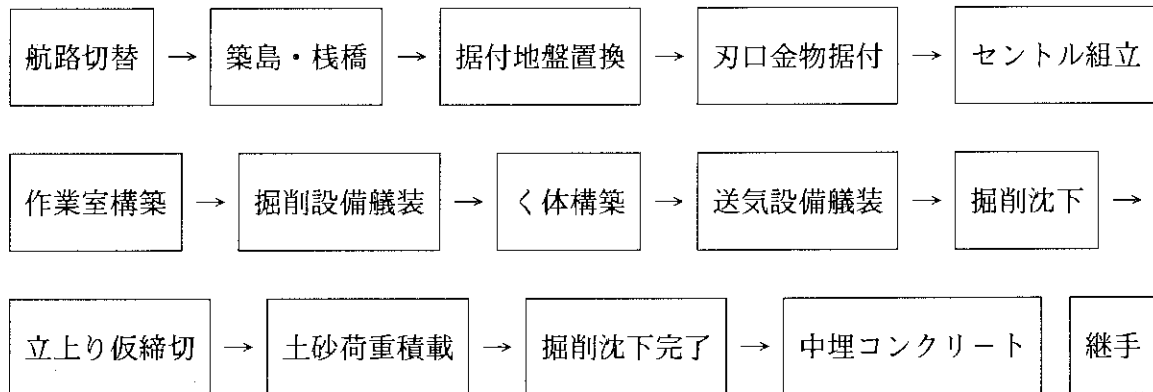
3. 設計上の特色

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/㎡）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・栈橋

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鋼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 $\ell = 20\text{m}$ とし、外側を $\ell = 15\text{m}$ 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。

栈橋は、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、吊栈橋とした。

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

(4) 据付地盤置換

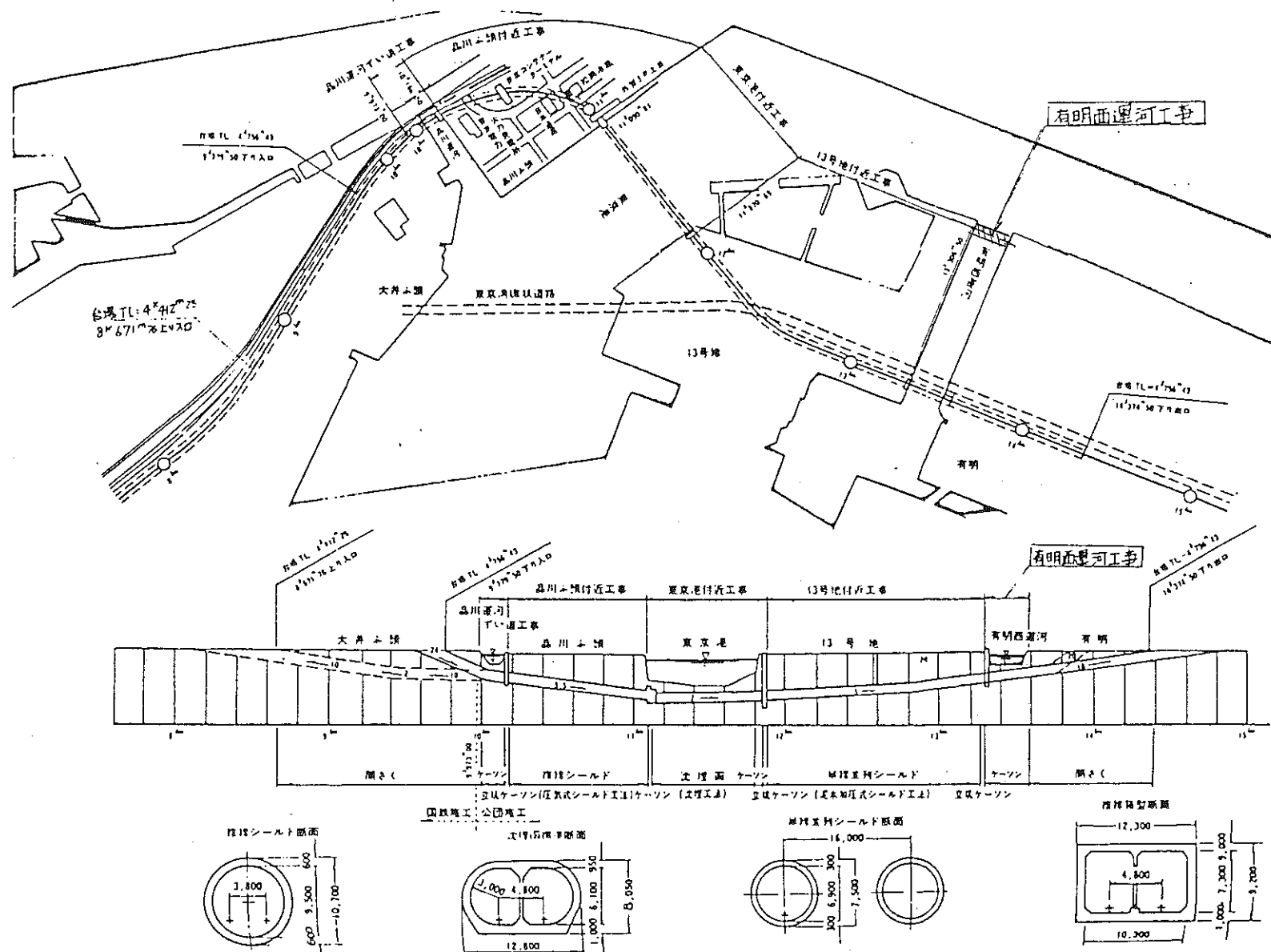
刃口据付け高さは、TP-1.0mの現在河床付近になるが、この地質は、ヘドロが50cm堆積し、その下にN値5程度のシルト層があり、地耐力が不足すること並びに初期沈下の精度向上を目的としてTP-5.0mまで浚渫し、山砂で置き換えた。

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($\ell = 4.3\text{m}$)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。



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
 地 下 高 さ -10.091~-15.336

掘 削 土 量 (機手含む) 33,640^m
 鉄 筋 (・) 1,332^t
 コンクリート (・) 12,400^m
 防護 砕 石 (2,3,4) 11,200^m

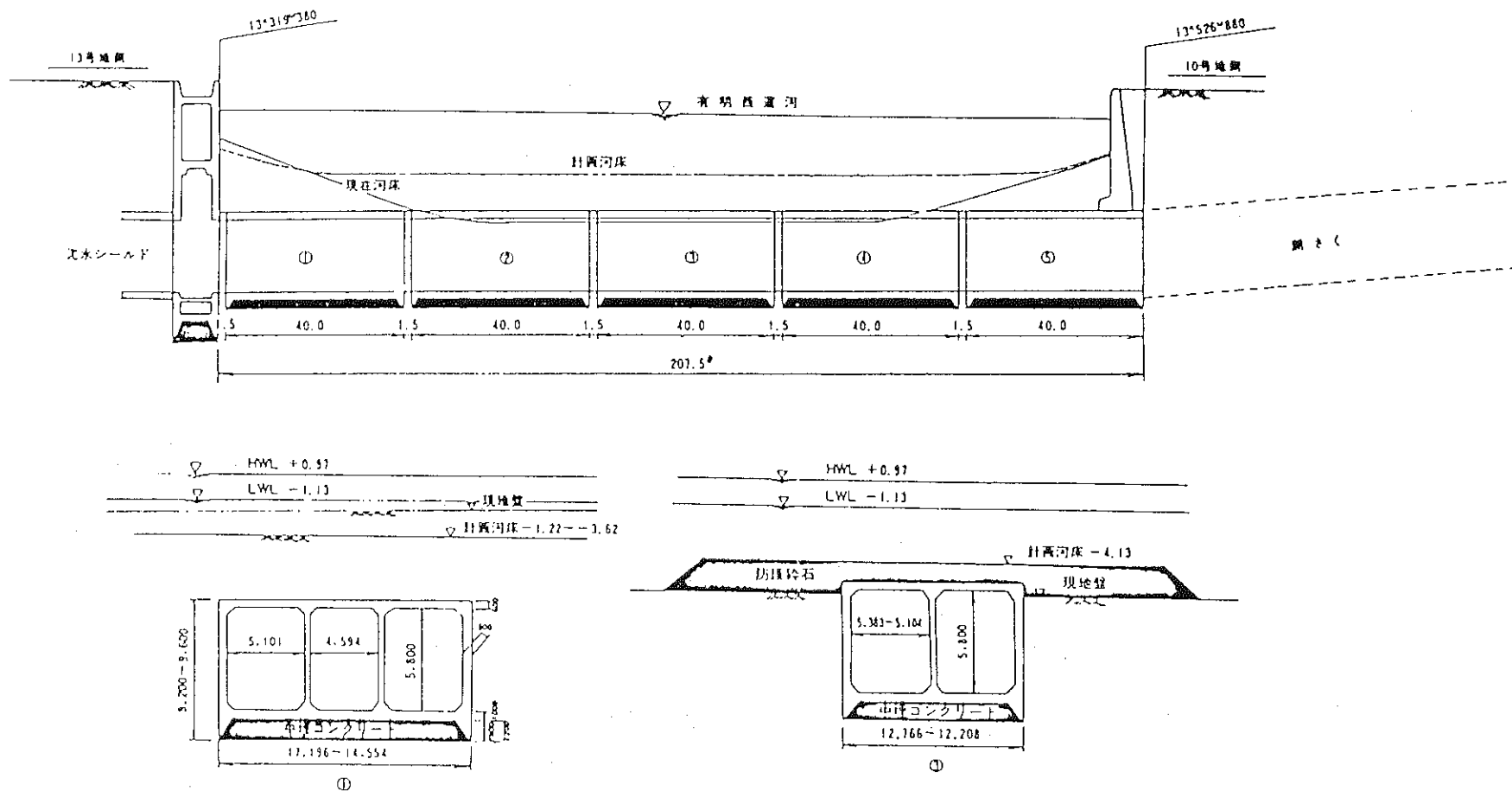
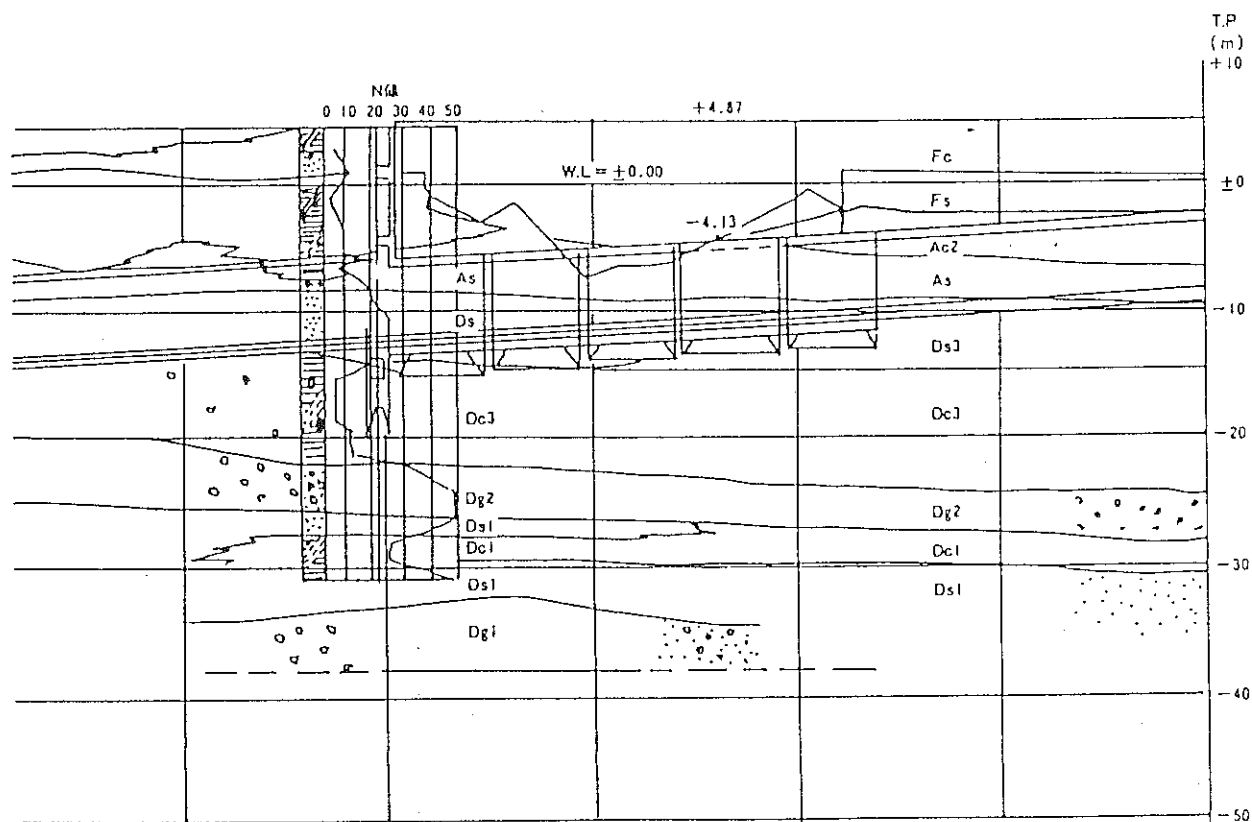


図 2-2 ケーソントネル全体図



地質時代	地層區分	地質記號	地質名
第四紀	現世	埋立土層	Fc 粘性土
			Fs 砂質土
	沖積世	沖積層	Ac2 粘性土
			As 砂質土
	洪積世	洪積層	Ds3 砂質土
			Oc3 粘性土
			Dg2 砂 礫
			Ds1 砂質土
			Oc1 粘性土
			Dg1 砂 礫

圖 2 - 3 有明西運河附近地質縱斷圖

表 2 - 1 工事工程表

		1	2	3	4	5	
昭和53年	9						
	10			準備工			
	11						
	12						
昭和54年	1						
	2						
	3		20 m	35 m			
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
	9						
	10						
	11						
	12			30 m	25 m		
昭和55年	1						
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7		25 m				
	8						
	9						
	10						
	11						
	12						
昭和56年	1						
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						

- 航行可能区域
- 浚渫及仮設掘工
- 本体構架掘削工
- 仮設掘削土工
- 浚渫床工
- 浚渫岸工

仮設こわし
すい道清掃

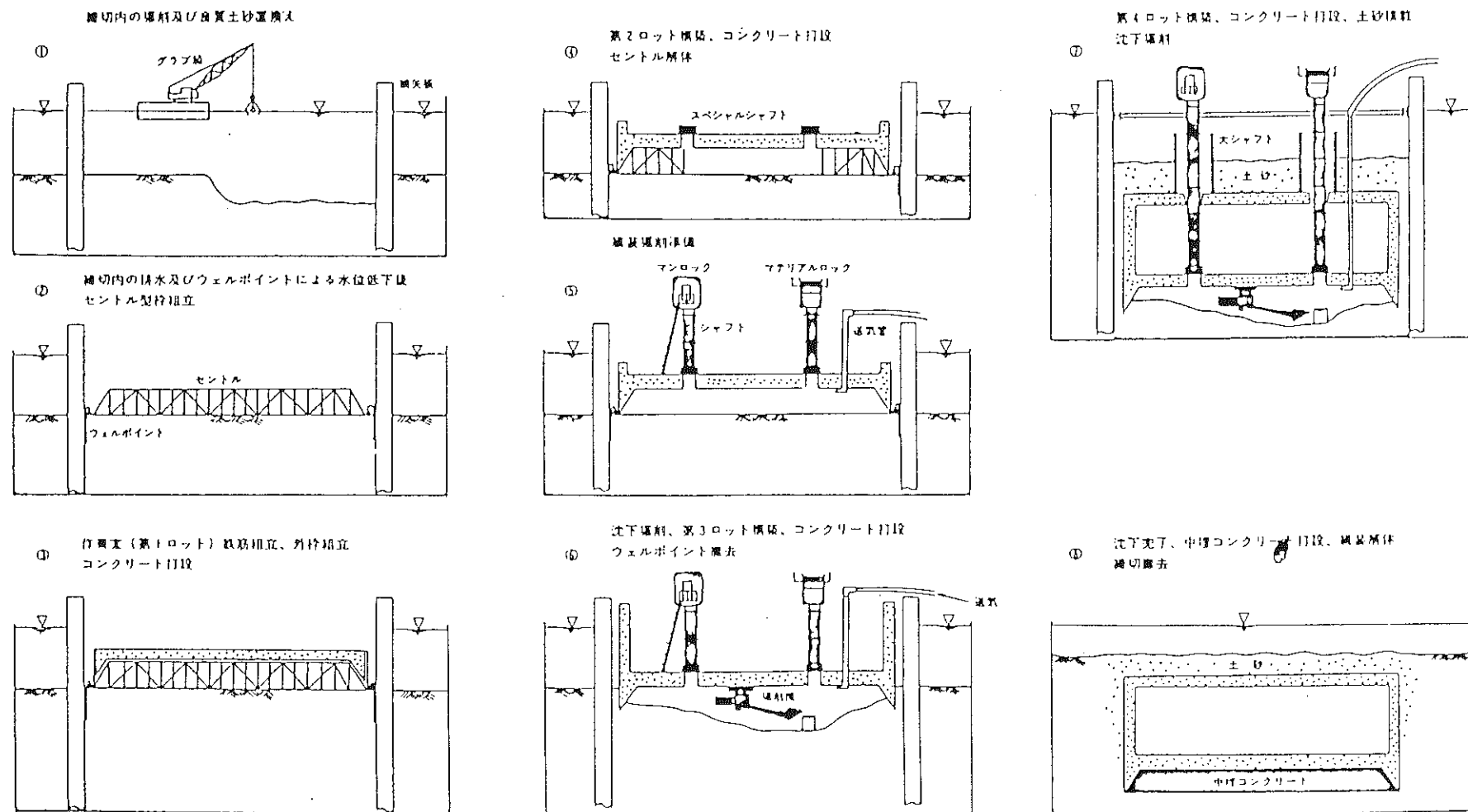


図2-4 ケーソン施工順序図

(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 m²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。

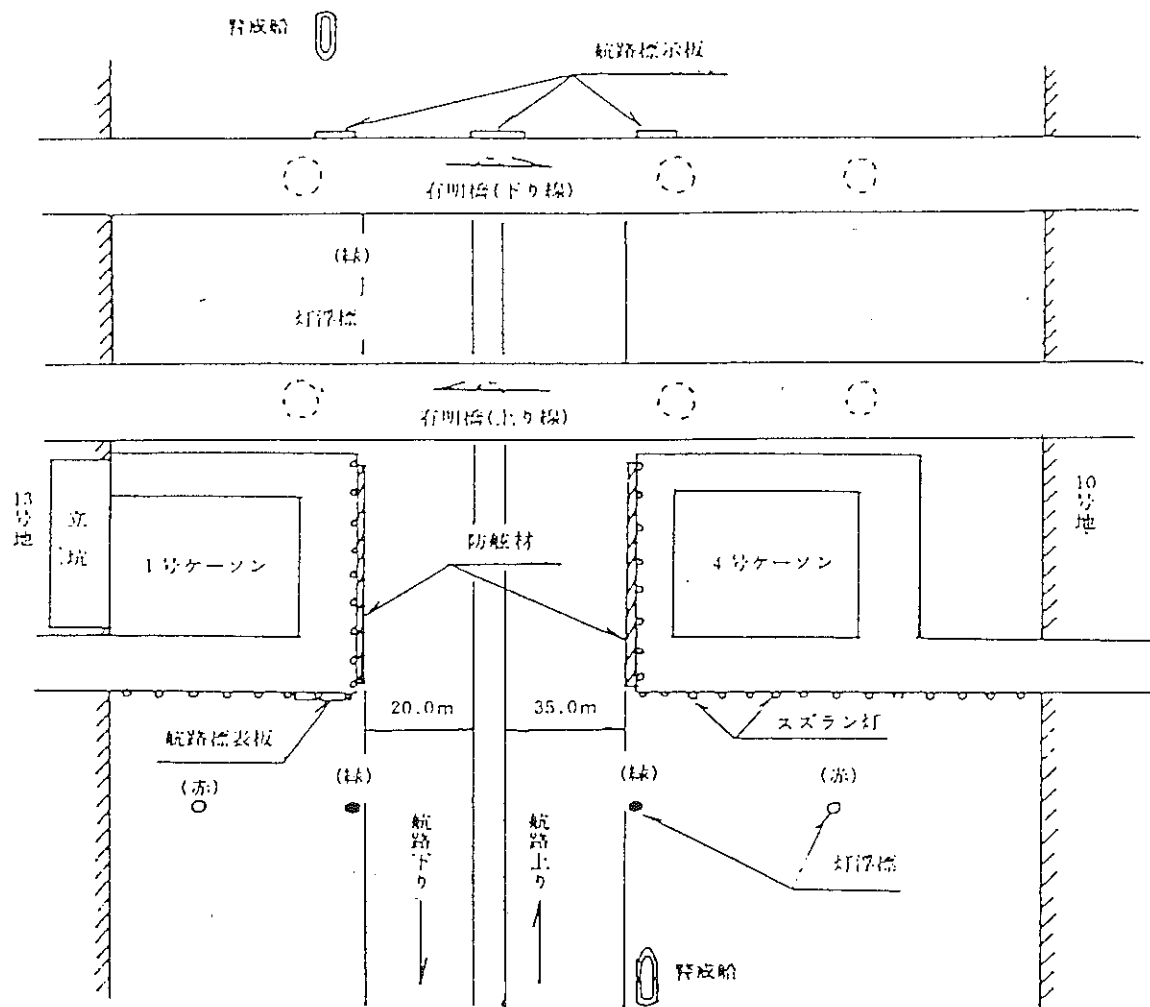
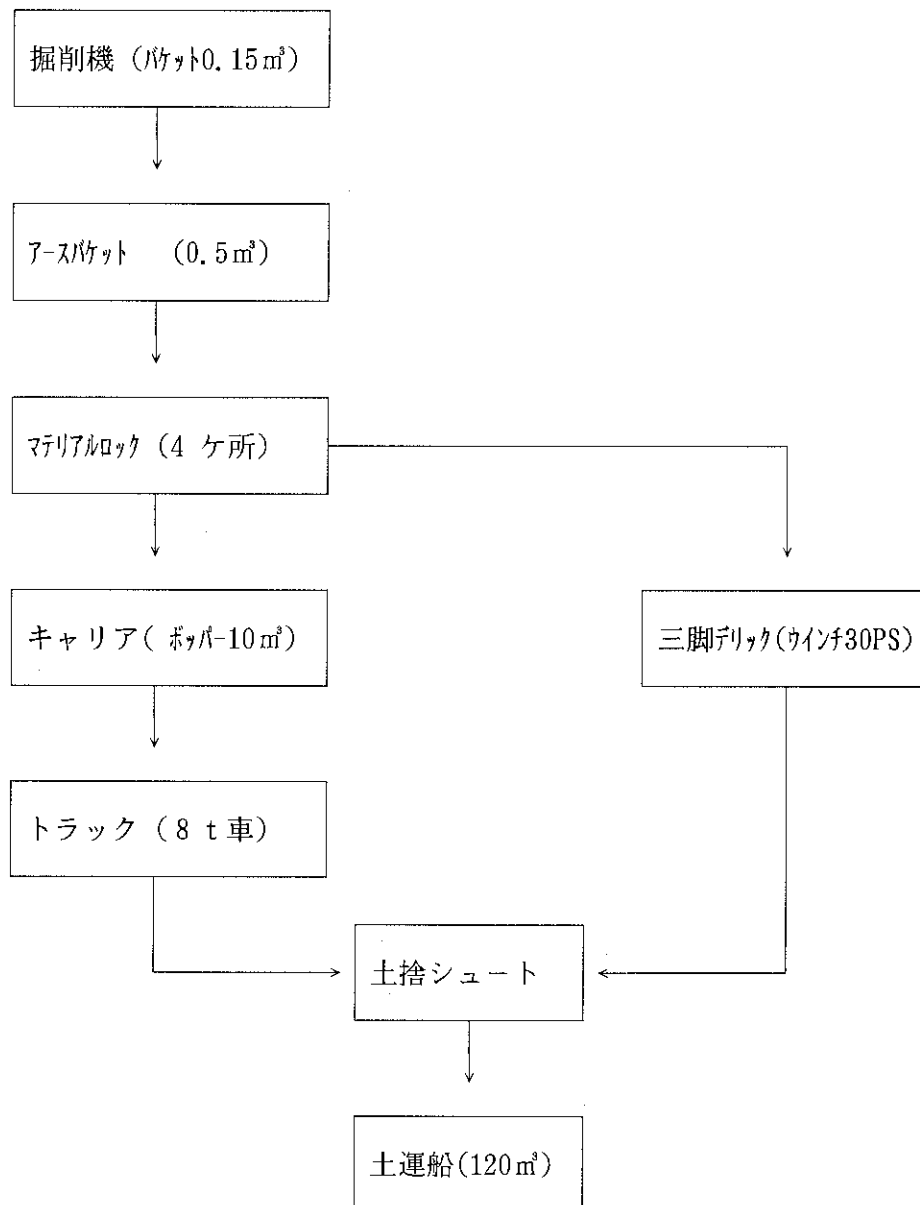


図 2 - 5 航路確保状況図

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。

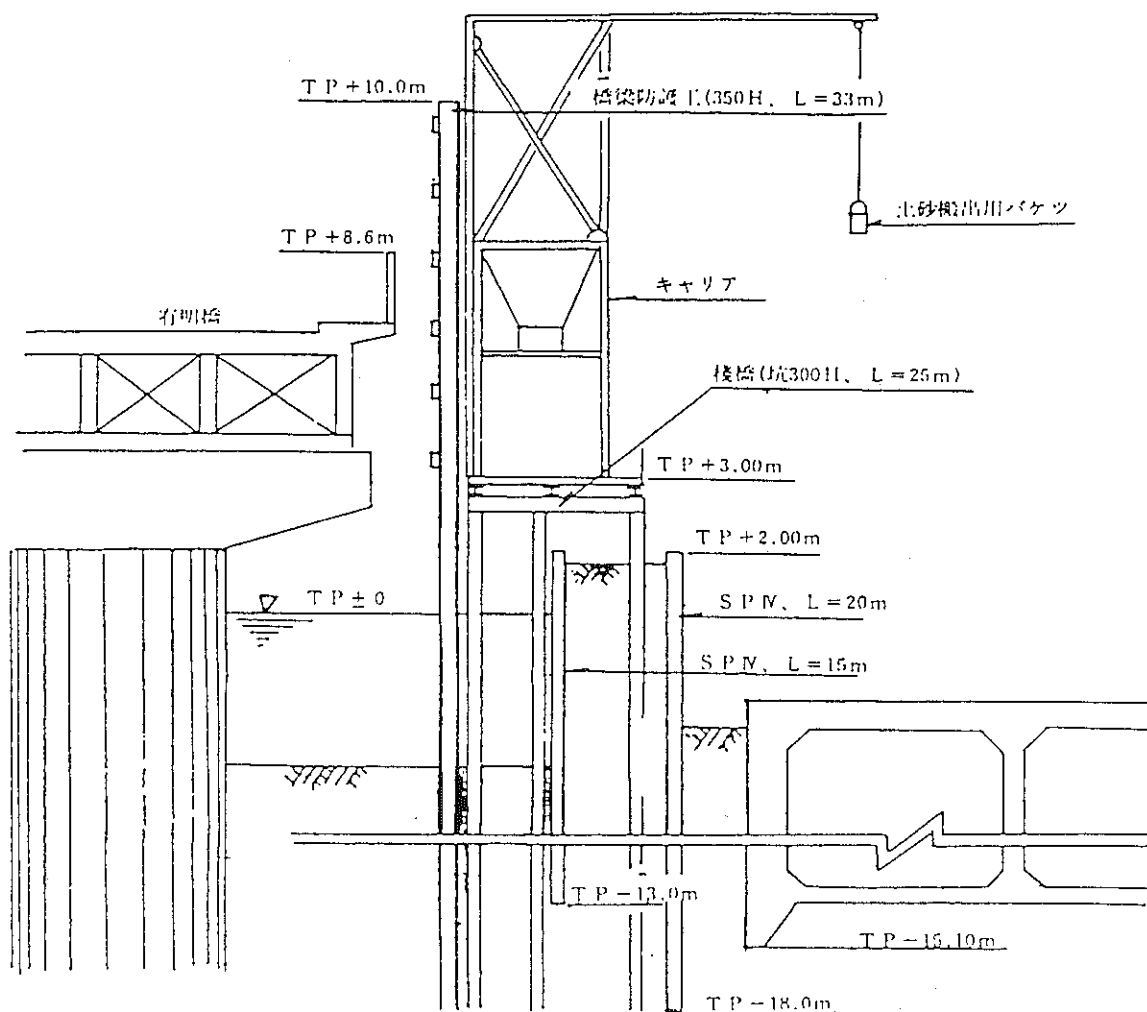


図 2 - 6 橋梁防護工

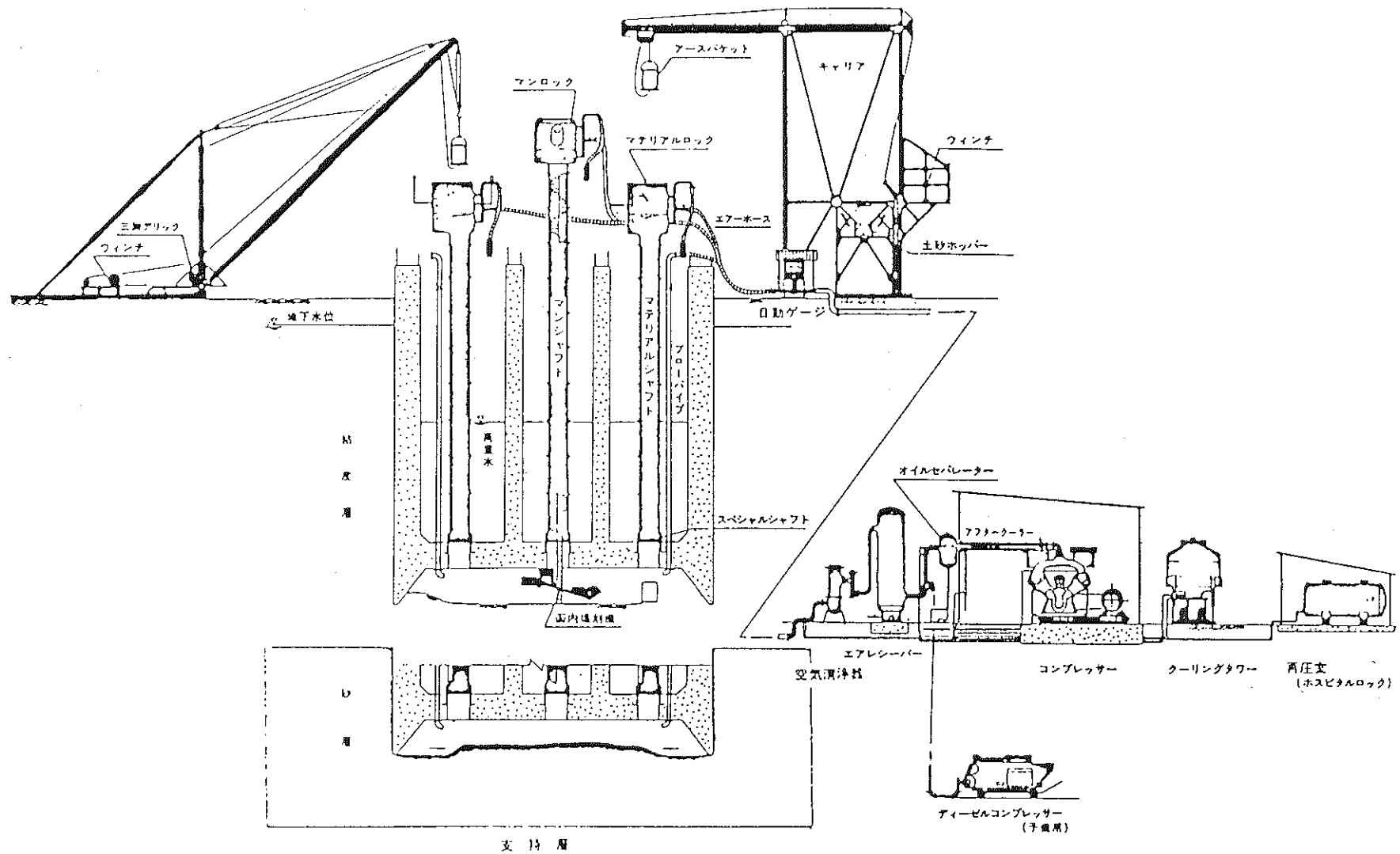
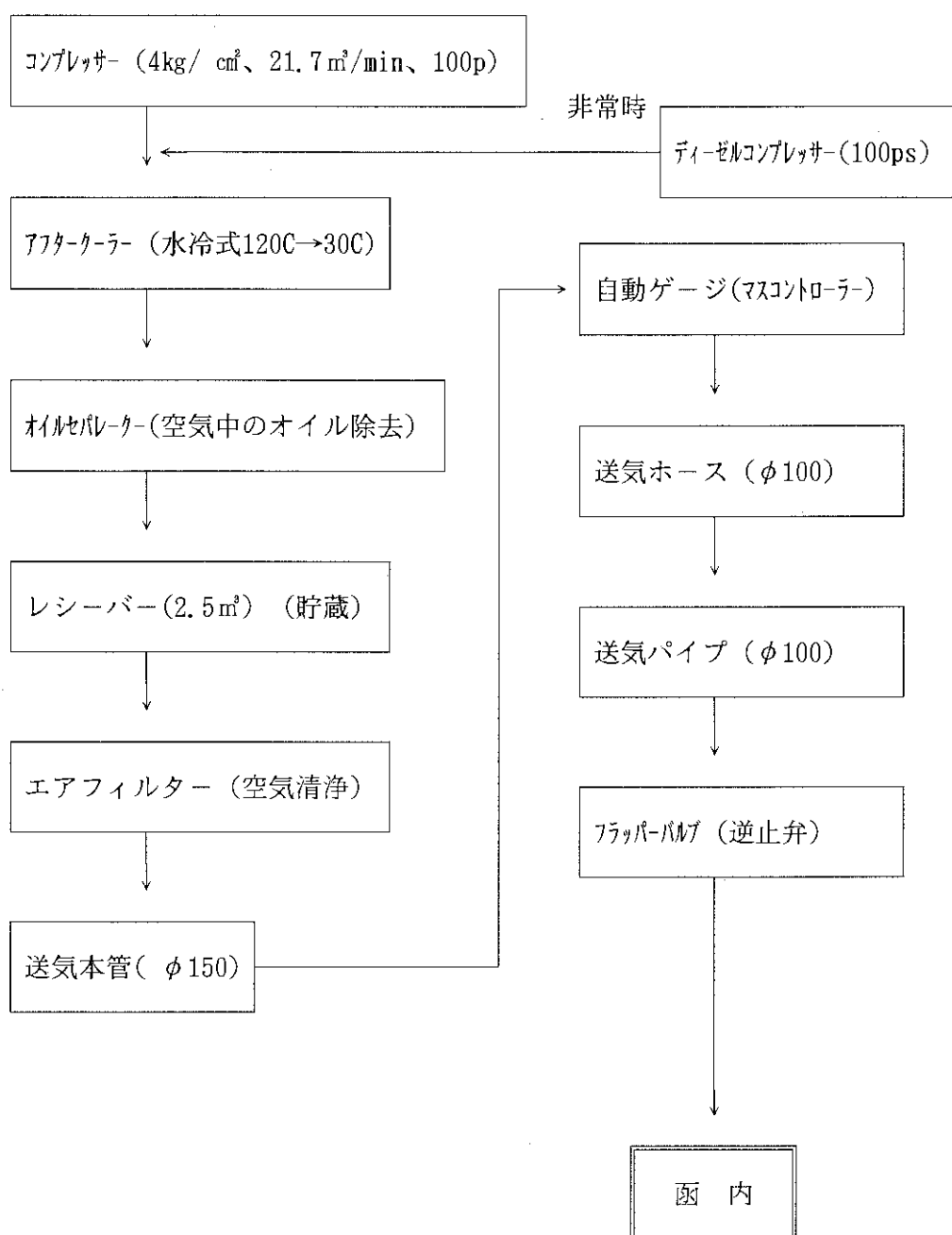


図2-7 ケーソン作業一般図



(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ヵ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。

(II) 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)

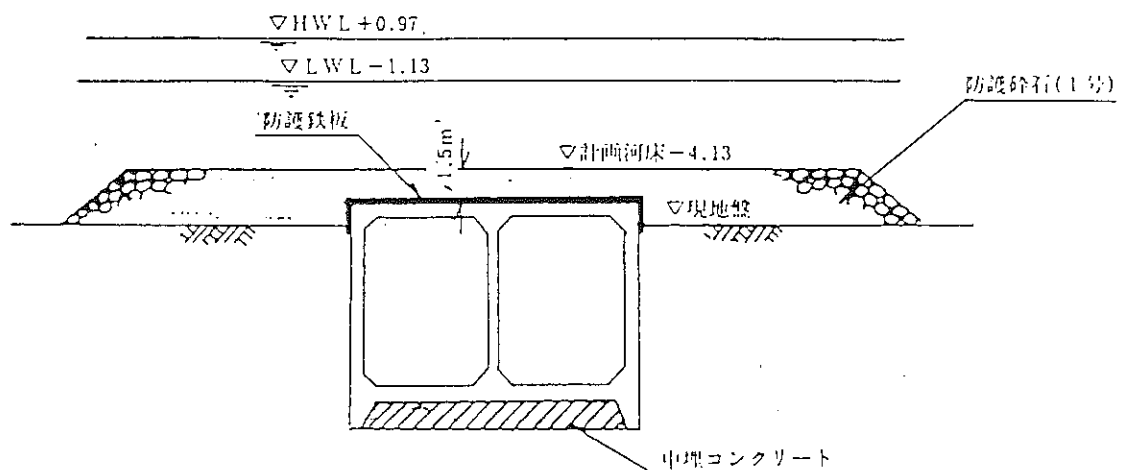


図 2-8 ケーソン上部防護工

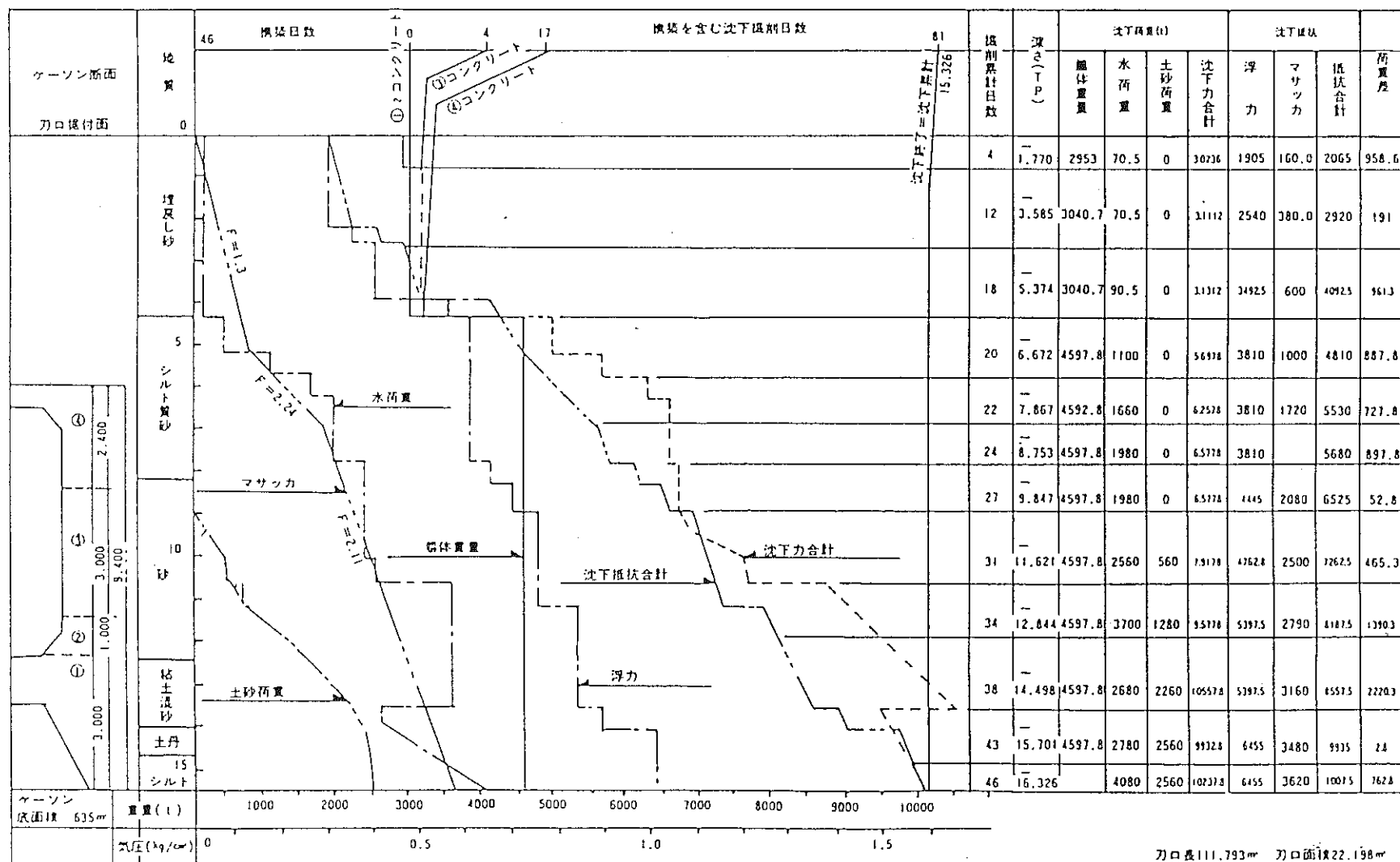
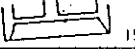
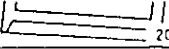
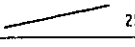
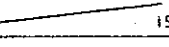
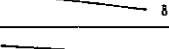
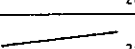
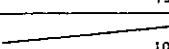
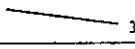
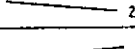
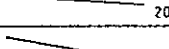
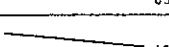
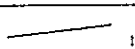
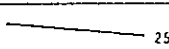
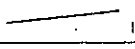
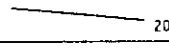
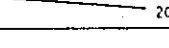
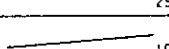
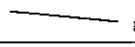
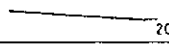
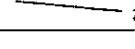
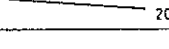
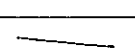
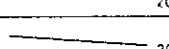
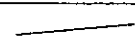
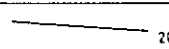
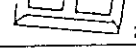
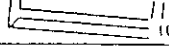
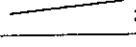
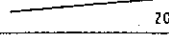
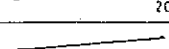
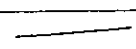
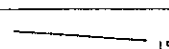
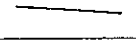
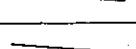
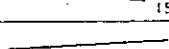
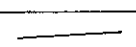
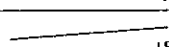
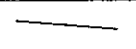
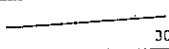
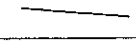
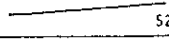
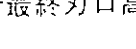
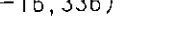


図 2 - 9 沈下図 (1号ケーソン)

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) 下り縁側——上り縁側	縦断方向傾斜(mm) 始点側——終点側	移動(mm) 下りφ上り	地質
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	8 4	シルト 質砂
7.2		 20	 10	6.672	"
7.3	7.261	 10	 20		"
7.4	7.867	 20	 20	8 0	"
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) 下り縁側——上り縁側	縦断方向傾斜(mm) 始点側——終点側	移動(mm) 下りφ上り	地質
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号地に進入し、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。
- a. 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。
 - b. 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。
 - c. 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

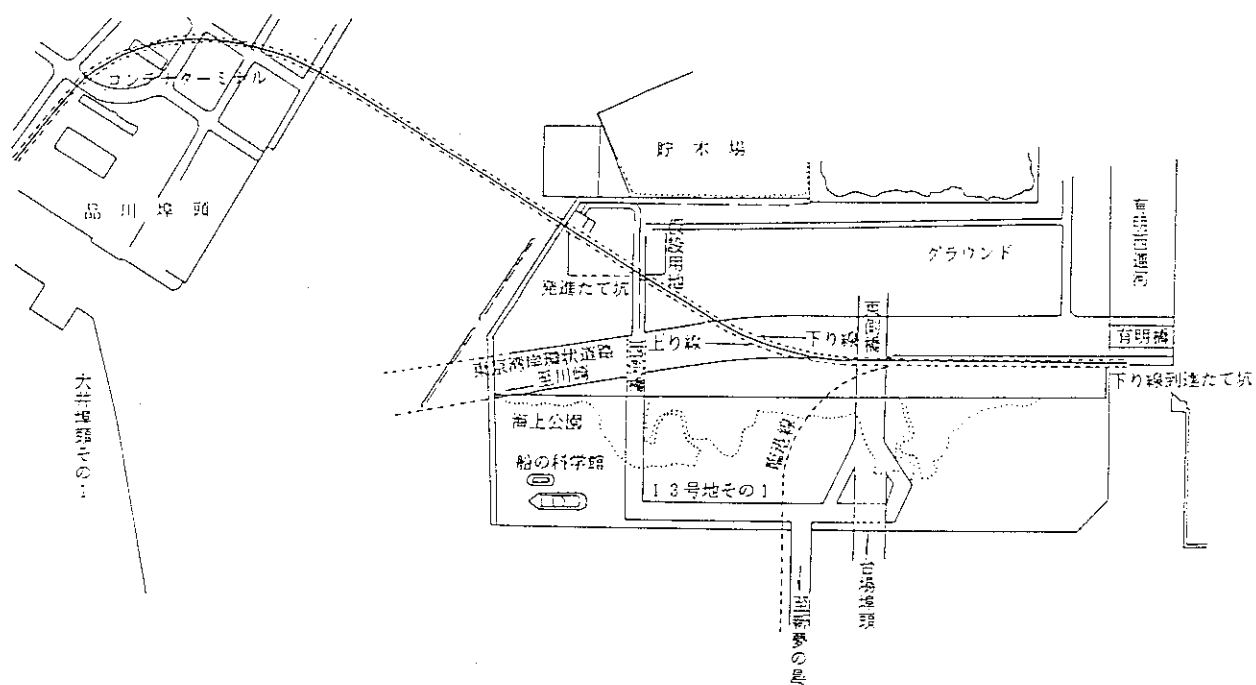


図 3 - 1 台場ずい道（13号地付近）線路平面図

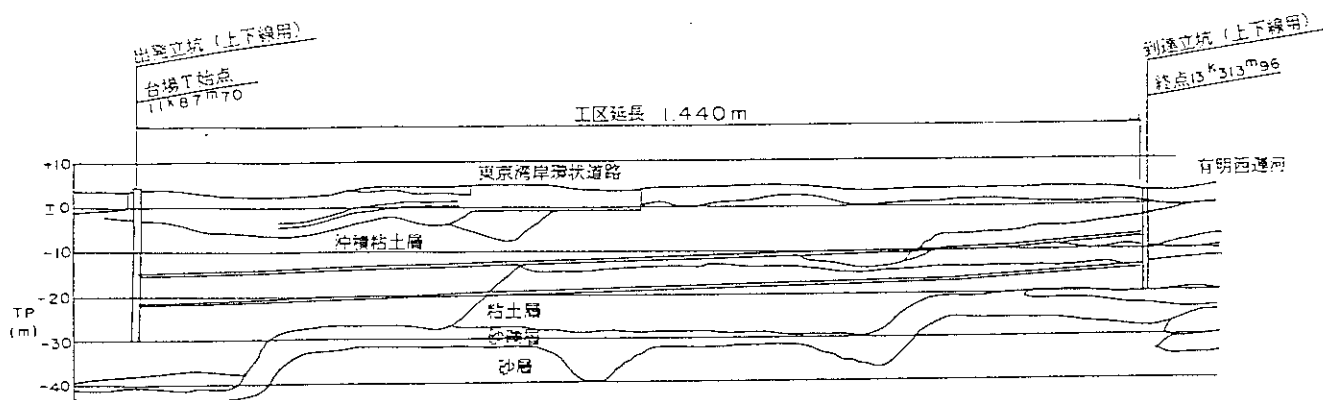


図 3 - 2 台場ずい道（13号地付近）地質縦断面図

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 ³	1.68 t/m ³	1.61 t/m ³	—
一軸圧縮強度		0.70 Kg/cm ²	0.30 Kg/cm ²	1.05 Kg/cm ²	—

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/m²を示し、設計土圧32 t/m²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

内空	セグメント	二次巻	蛇行余裕	外径
6,100	+	2 × (300 + 250 + 150)	=	7,500 mm

とした。

4. セグメントリング間伸縮継手

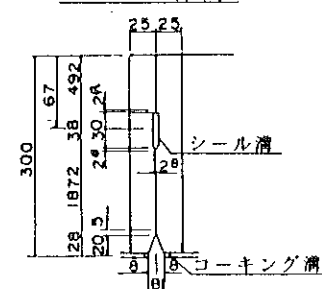
(1) 基本設計の考え方

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16 cm/年、トンネル底面で7 cm/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。

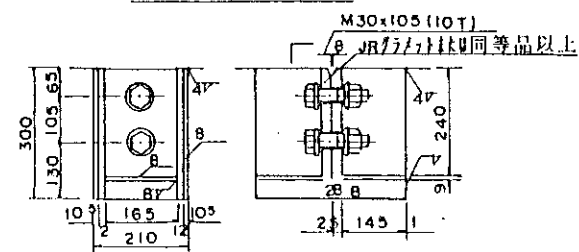
一般にシールドトンネルは、縦断方向に比較的フレキシブルであり、羽田トンネル建設時に当公団が実施した模型実験からの推定によれば、軸方向許容変形曲率半径は、鋼製セグメントで2,300m、合成セグメントで6,000m、RC箱型セグメントで15,000mとなっている。

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

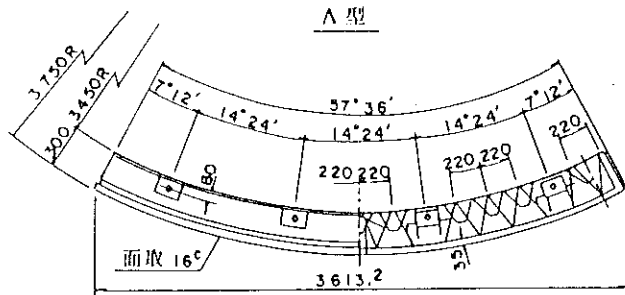
コーキング詳細図



セグメント間競争詳細図



A 型



K 型

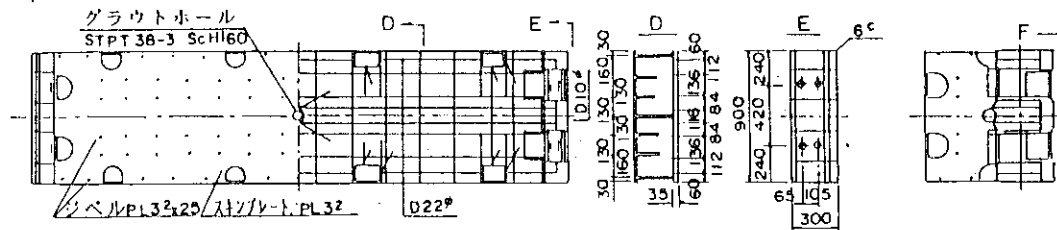
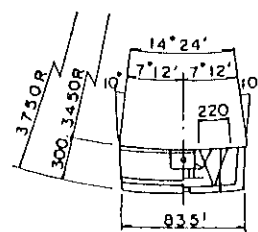


図 3-4 合成セグメント標準図

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に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, 5 0 0 mm
	セグメント 厚さ	3 0 0 mm
	セグメント 幅	9 0 0 mm
トンネルの軸方向変形時の最小曲率半径		5 0 0 m
継手部圧縮力	シールドジャッキ推力相当	1, 5 0 0 t o n
継手部ゴムガスケットの変形量	継手の初期圧縮量	5 0 %（ジャッキ推力による）
	ゴムガスケットの伸び量	8 0 %（原寸の 4 0 %）以上
	ゴムガスケットの圧縮増量	5 %（原寸の 5 %）以上
	ゴムガスケットの剪断変形量	4 0 mm以上
継手ゴムの強度および耐久性	許 容 水 圧 力	3 kg/cm ² 以上
	許 容 土 圧 力	5 kg/cm ² 以上（水圧を含む）
	耐 久 性	9 0 年間機能を維持出来ること

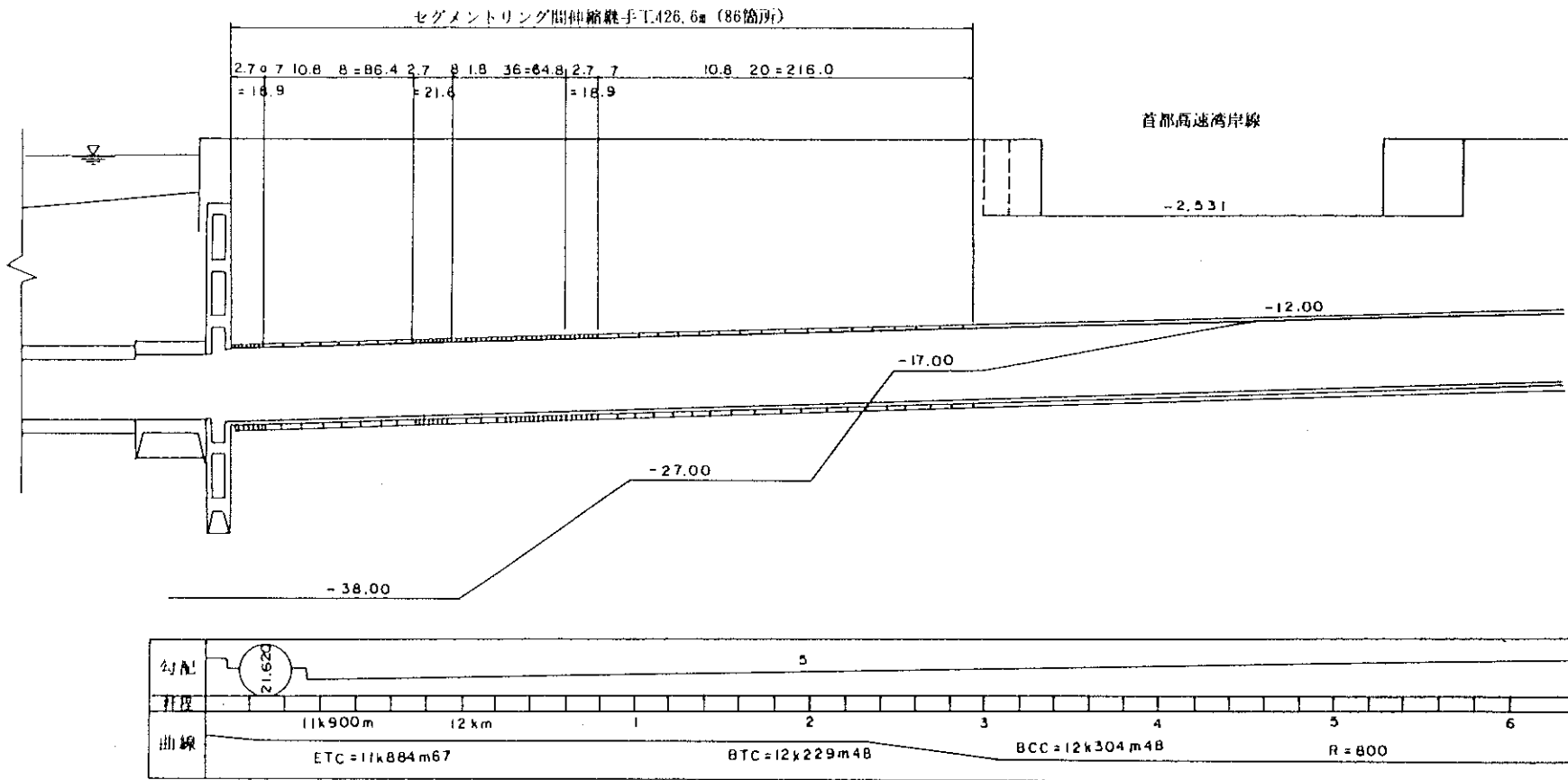


図 3 - 5 伸縮継手挿入位置図

ゴムガasket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asketの標準配合

類 別	内 容	重量 (%)	効 果
ゴ ム 原 料	ネプレン(ネクロプレンゴム)	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asket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asket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asket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asket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asket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asket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ヵ所)、最大10.8m(12リングに1ヵ所)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従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/cm²)、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	
					3 リング区間 節点 (13～14)		1 2 リング区間 節点 (14～18)		3 リング区間 節点 (18～19)	
			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
① 地 震	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							
	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 地 盤 の 不 等 沈 下	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

発生区間 項目			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

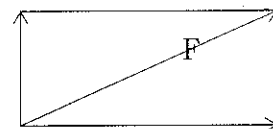
回転バネ常数 (K σ) = 606,359tm/rad

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

N c 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

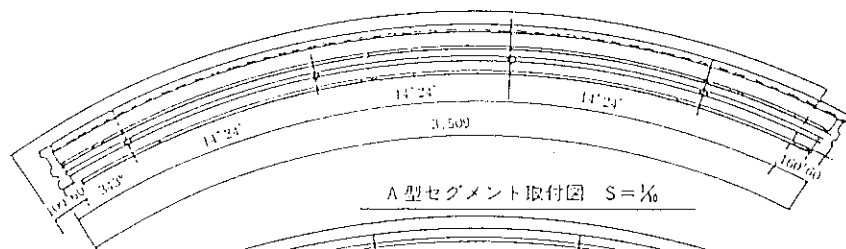
圧縮側ゴム圧縮量 δc 及び引張側ゴム圧縮量 δt は、

$\delta t = -Nc/Kp - Mc/K \times h + \delta o$

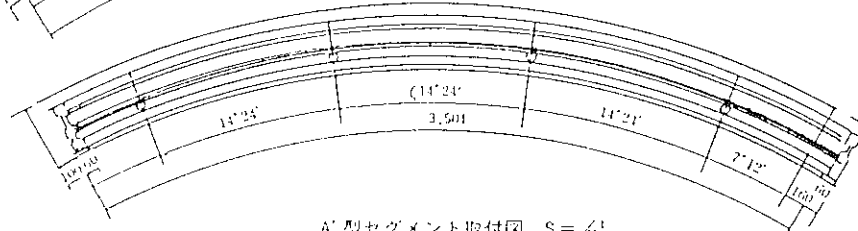
$\delta c = -Nc/Kp + \delta o$

δo : 初期圧縮量 0.03mm

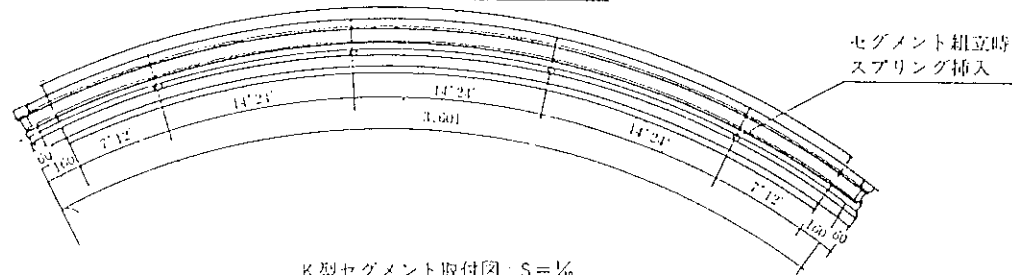
h : シールド外径 7.5m

B 型セグメント取付図 S $\frac{1}{4}$ 

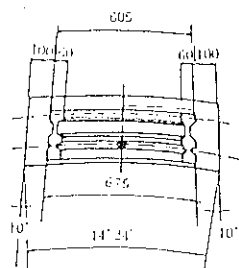
A 型セグメント取付図 S=1/40



A'型セグメント取付図 $S = \angle_{10}^1$



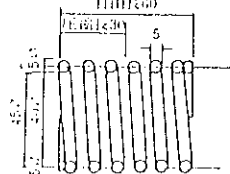
K型セグメント取付図・S=1/10



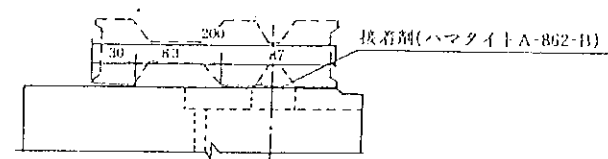
スプリング $S = \frac{1}{4}$

SWT 使用

11411260



ゴムガスケット接着詳細図



ゴムガセット仮締詳細図

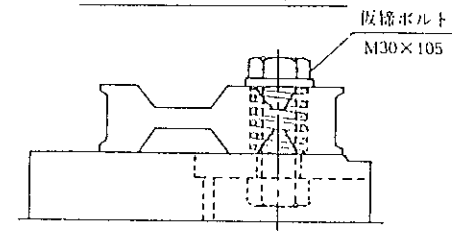


図 3 - 6 伸縮継手取付標準図

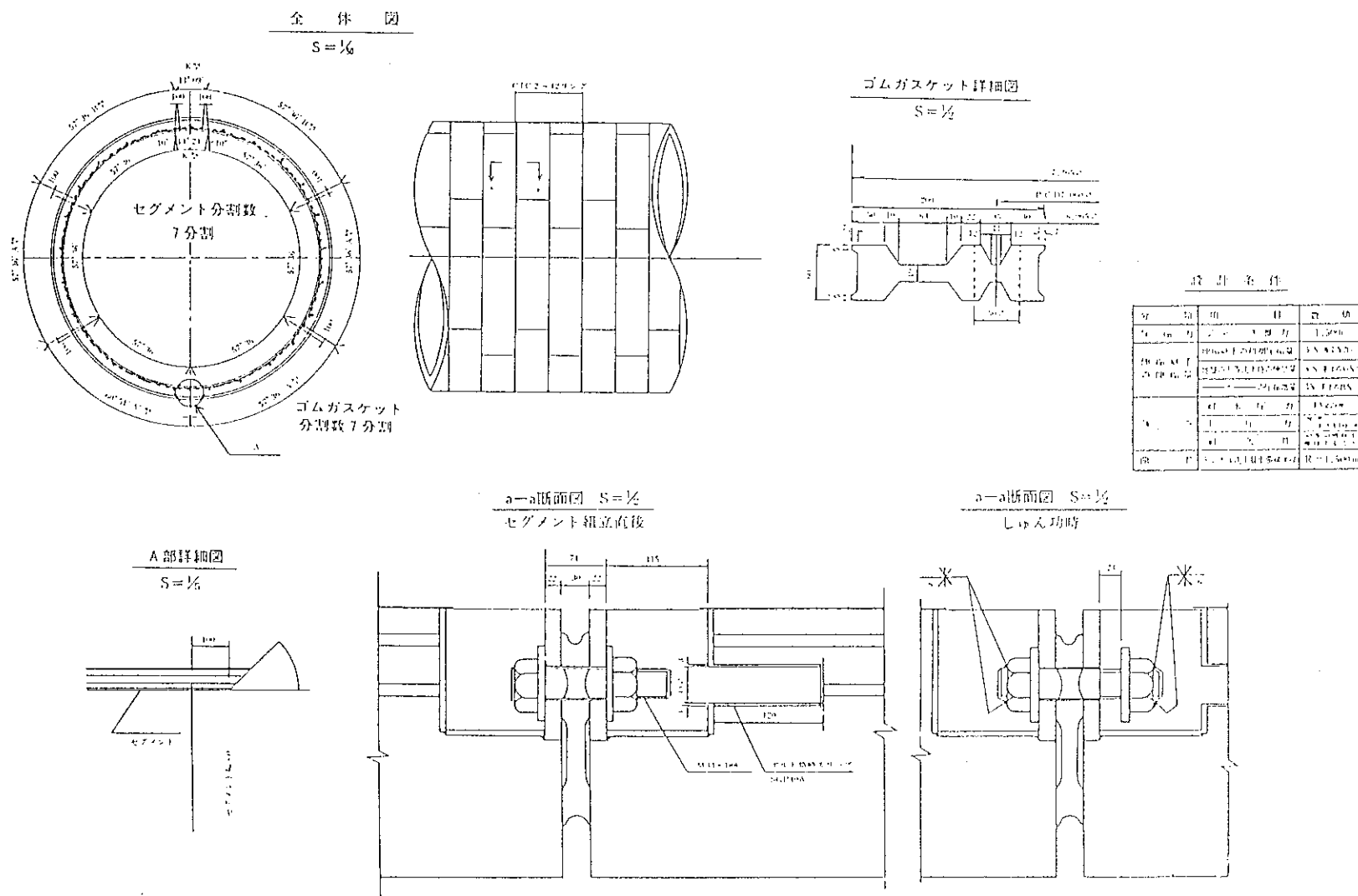


図 3 - 7 伸縮継手標準図

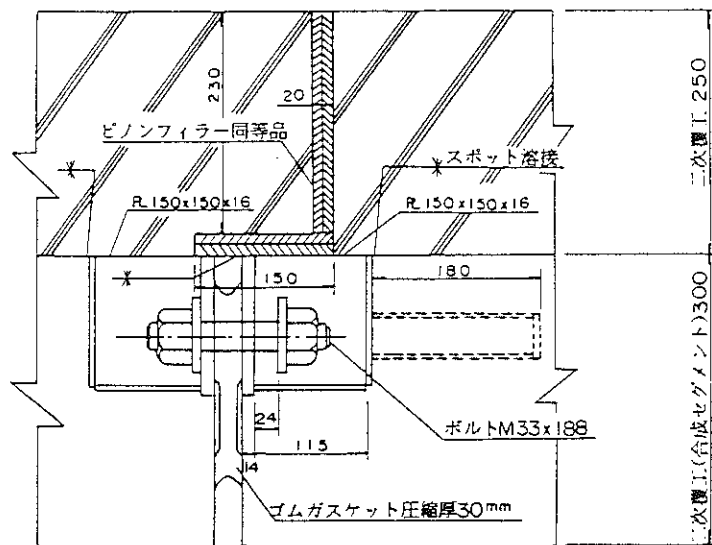


図3-8 柔結合伸縮継手詳細図

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/cm²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ため、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

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 ²
テ ー ル シ ー ル	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 ²
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	
㎡当り推力	112t/㎡	109t/㎡	2.カッターの外周を刃口部より前面に出した。
推進スピード	7.0cm/min	6.7cm/min	
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	3.カッタースライド量を550から300mmにした。
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 ²) 280T-M (210 kg/cm ²)	177T-M (140 kg/cm ²) 260T-M (210 kg/cm ²)	
回転数	1.2rpm (140 kg/cm ²) 0.75rpm (140kg/cm ²)	0.86rpm (140kg/cm ²) 0.52rpm (140kg/cm ²)	4.テールバックの組合せを(L+U+L)から(L+L+L)とした。
パワーユニット	55KW×6P×50HZ×6 台	55KW×6P×50HZ×4 台	
カッタースライドジャッキ	130t×300s ×350 kg/cm ² ×6 本	130t×550s ×350 kg/cm ² ×4 本	
旋回反力受ジャッキ	72t ×550s ×350 kg/cm ² ×2 本	80t ×550s ×350 kg/cm ² ×2 本	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。
コピ-カッタージャッキ	15t ×180s ×160 kg/cm ² ×4 本	7t×280s ×220 kg/cm ² ×4 本	
アジター直径×数量	1,200 ×2 基	1,200 ×2 基	
回転数	54rpm (140kg/cm ²) 33rpm (210kg/cm ²)	54rpm (140kg/cm ²) 33rpm (210kg/cm ²)	
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いる。(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1,400m²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 ³ /min、送泥水用
P2 “	シールド機後方 SPL-200C、VS110kw ×7.0 m ³ /min、送泥水用
P3～P5 “	坑内 SPL-200C、1M95kw×7.0 m ³ /min、送泥水中継用
P6 “	立坑上 SPL-200C、1M95kw×7.0 m ³ /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°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。大口径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に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 フロアーに設置し、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 3 5 0 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5 7 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5 2 年1 0 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

- ①たて圧空気（設備2.0kg/cm²）
- ②エストランス・バックイン取付
- ③切羽仮受サポート解体
- ④シールド前進
- ⑤推力受（フロント・リング）組立
- ⑥後段重車組立（静圧軸タンク）
- ⑦空組セグメント
- ⑧仮壁（鉄筋コンクリート）
- ⑨砂埋充

図 3 - 1 1 シールド発進作業の手順

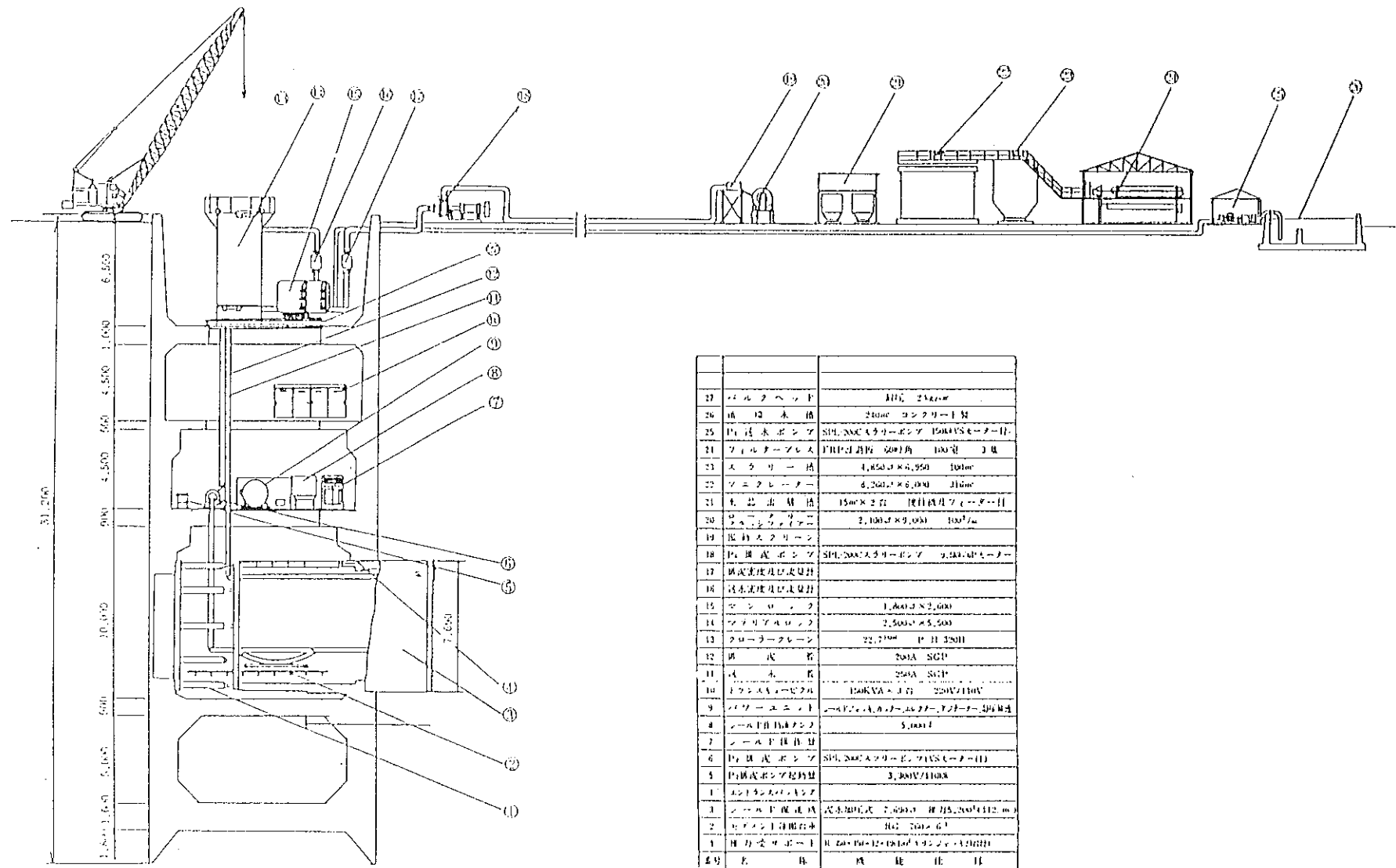
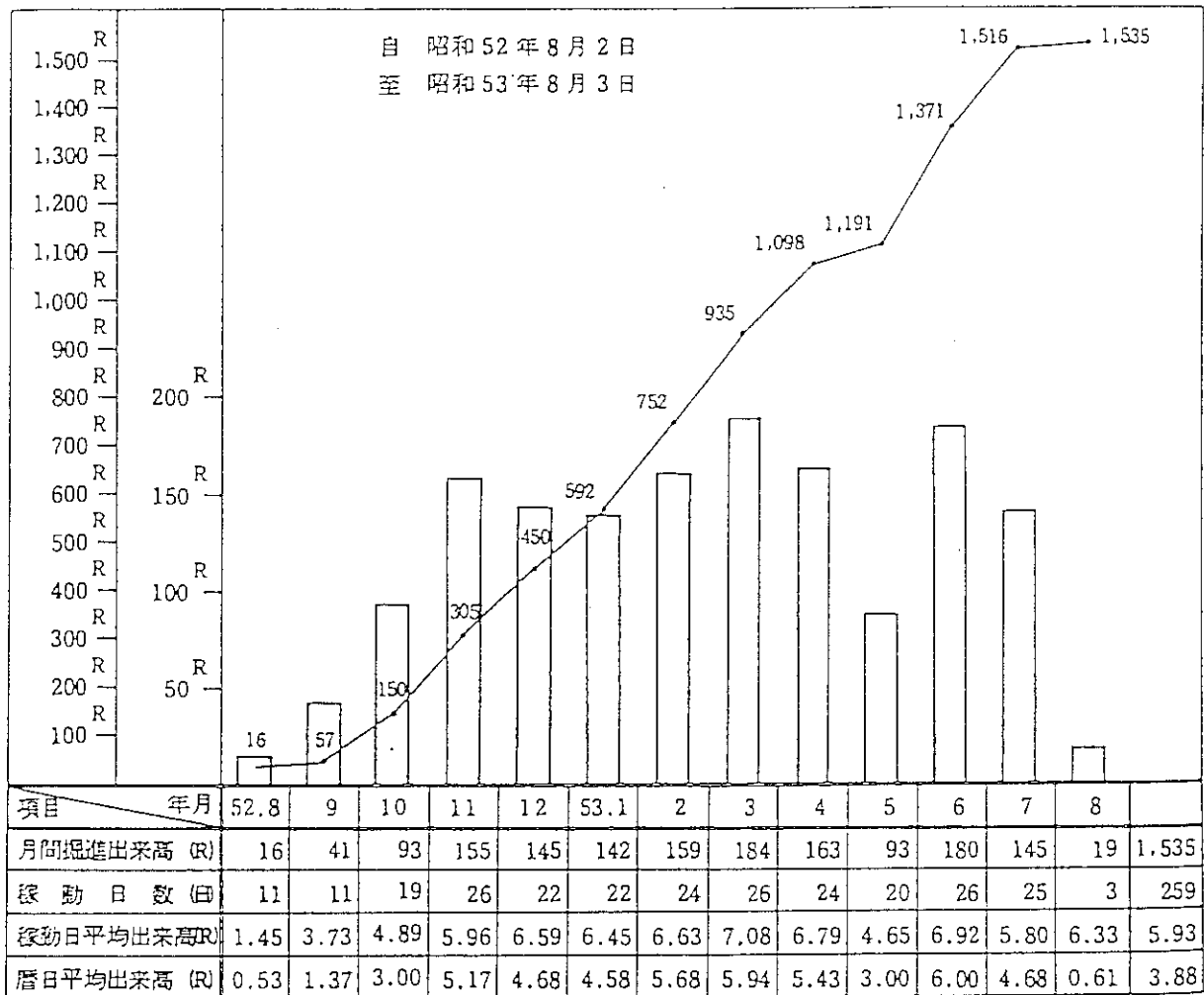


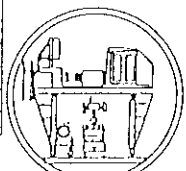
図 3-12 初期発進時設備配置図

表 3 - 1 0 シールド掘進実績表

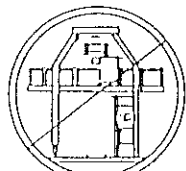
累計出来高 月間出来高



1	コンクリート壁	φ7,500mm	コンクリート壁
2	エレベーター		セグメント用
3	コンクリート	24,000mm	セグメント用
4	セグメント用		セグメント用
5	エレベーター	1,000,250mm	セグメント用
6	エレベーター	1,000mm	セグメント用
7	エレベーター	1,000,250mm	セグメント用
8	エレベーター	1,000,250mm	セグメント用
9	エレベーター	1,000,250mm	セグメント用
10	エレベーター		セグメント用
11	エレベーター	1,000mm	セグメント用
12	エレベーター	1,000,250mm	セグメント用
13	エレベーター	1,000,250mm	セグメント用
14	エレベーター	1,000,250mm	セグメント用
15	エレベーター	1,000,250mm	セグメント用
16	エレベーター	1,000,250mm	セグメント用
17	エレベーター		セグメント用
18	エレベーター		セグメント用
19	エレベーター		セグメント用
20	エレベーター		セグメント用
21	エレベーター		セグメント用
22	エレベーター		セグメント用
23	エレベーター	1,000mm	セグメント用
24	エレベーター		セグメント用
25	エレベーター		セグメント用
26	エレベーター	1,000mm	セグメント用



A-A



B-B

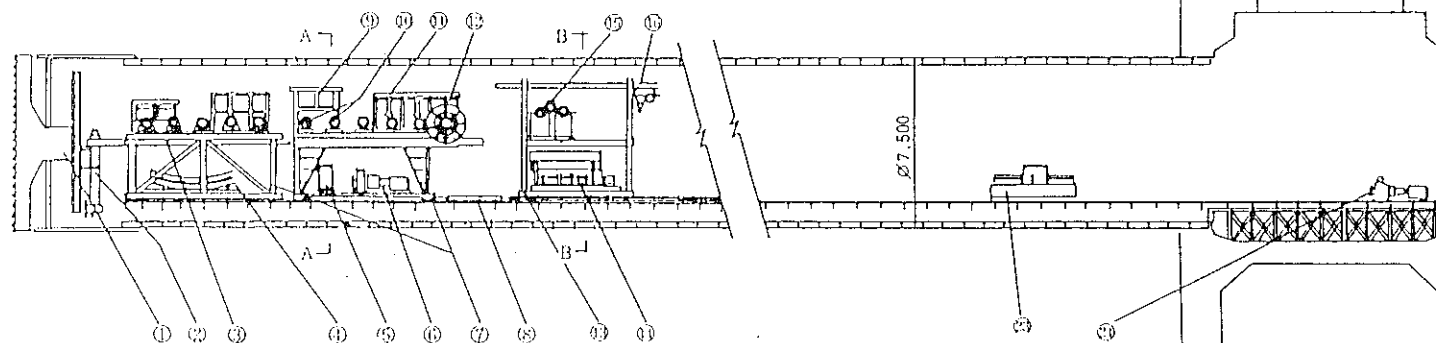


図 3 - 1 3 本推進坑内設備図

／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。掘進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進状況に対応しながら所定量を掘進する。所定掘進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. 掘進管理

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) 切羽水压管理

切羽水压の管理は、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压を基準に地質等に適応した切羽水压を設定すると送泥ポンプP 1 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P 2 の回転数によっても調整できるが、管理の中心は、P 1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、ほぼ順調に掘進してきたが、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P 2 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、P 2 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 ²	1.3 kg/cm ²
送 泥 流 量	5.5 m ³ /min	6.0 m ³ /min
排 泥 流 量	7.0 m ³ /min	7.5 m ³ /min
送 泥 密 度	1.05g/cm ³	1.15g/cm ³
排 泥 密 度	1.15g/cm ³	1.25g/cm ³
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P 1とP 2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CV 1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)

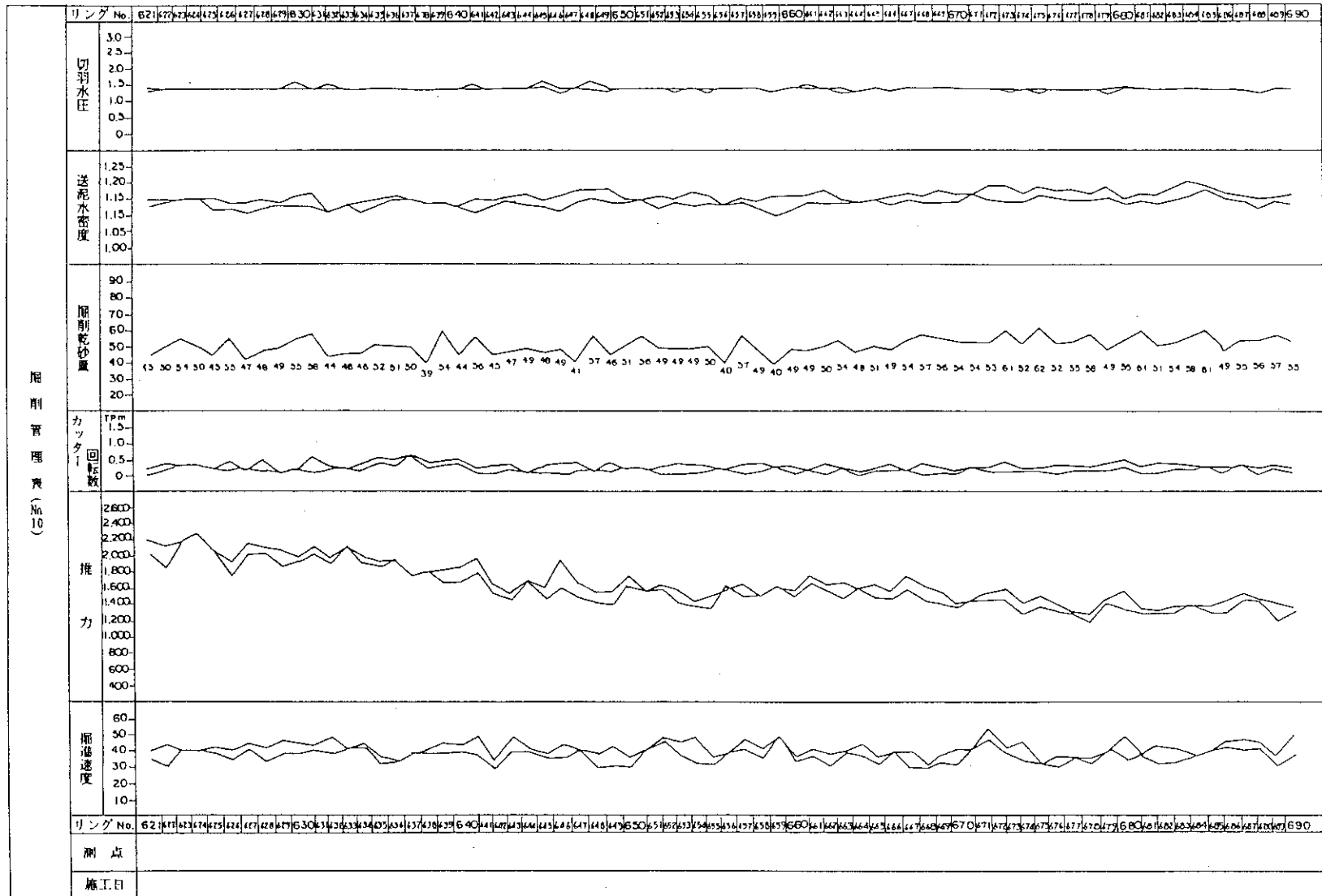


表 3-14 泥水加圧式掘削コントロールシステム

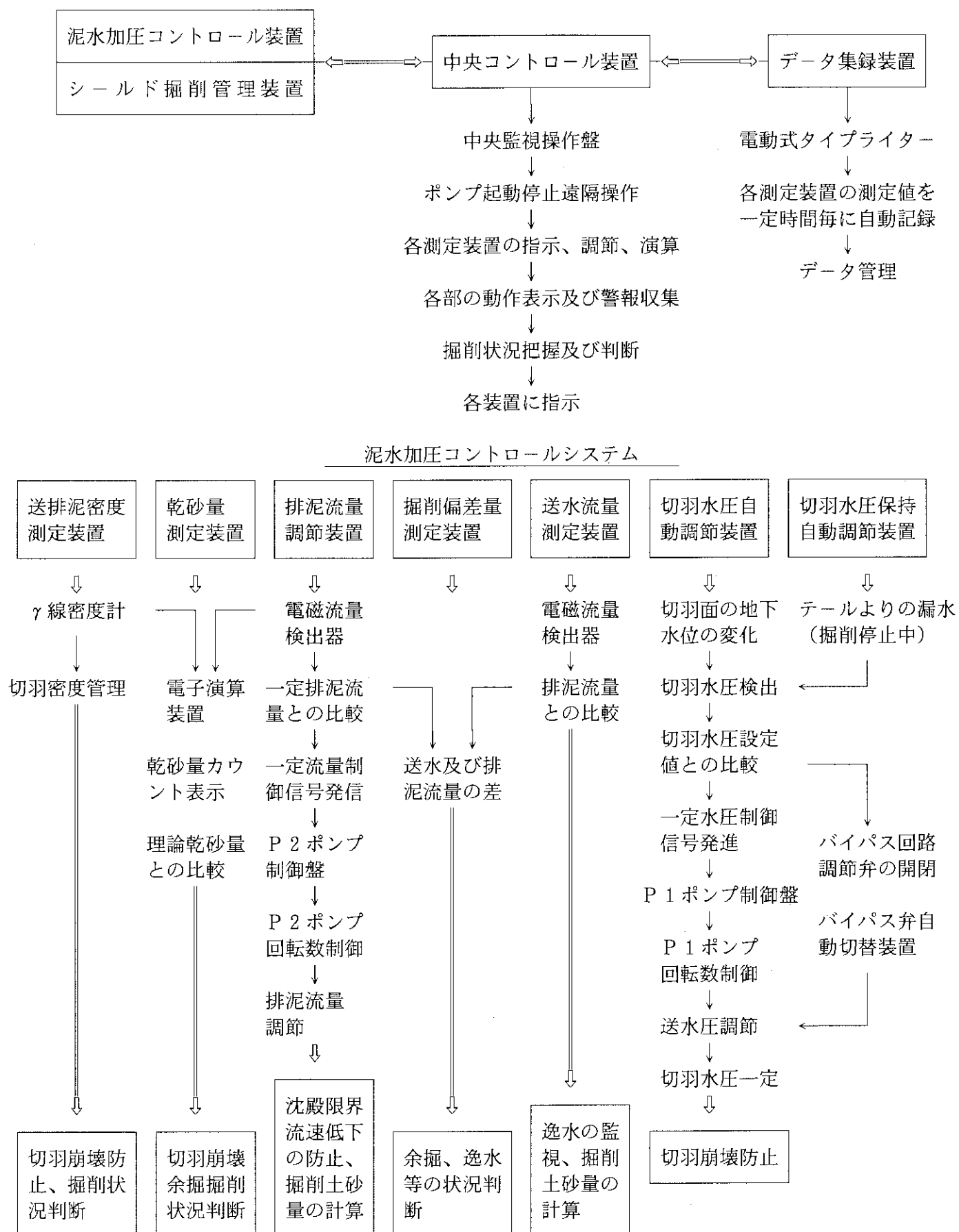


表 3-15 設備の主な仕様表

γ 線 密 度 測 定 装 置	密閉型、10m Ci、137Cs 、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

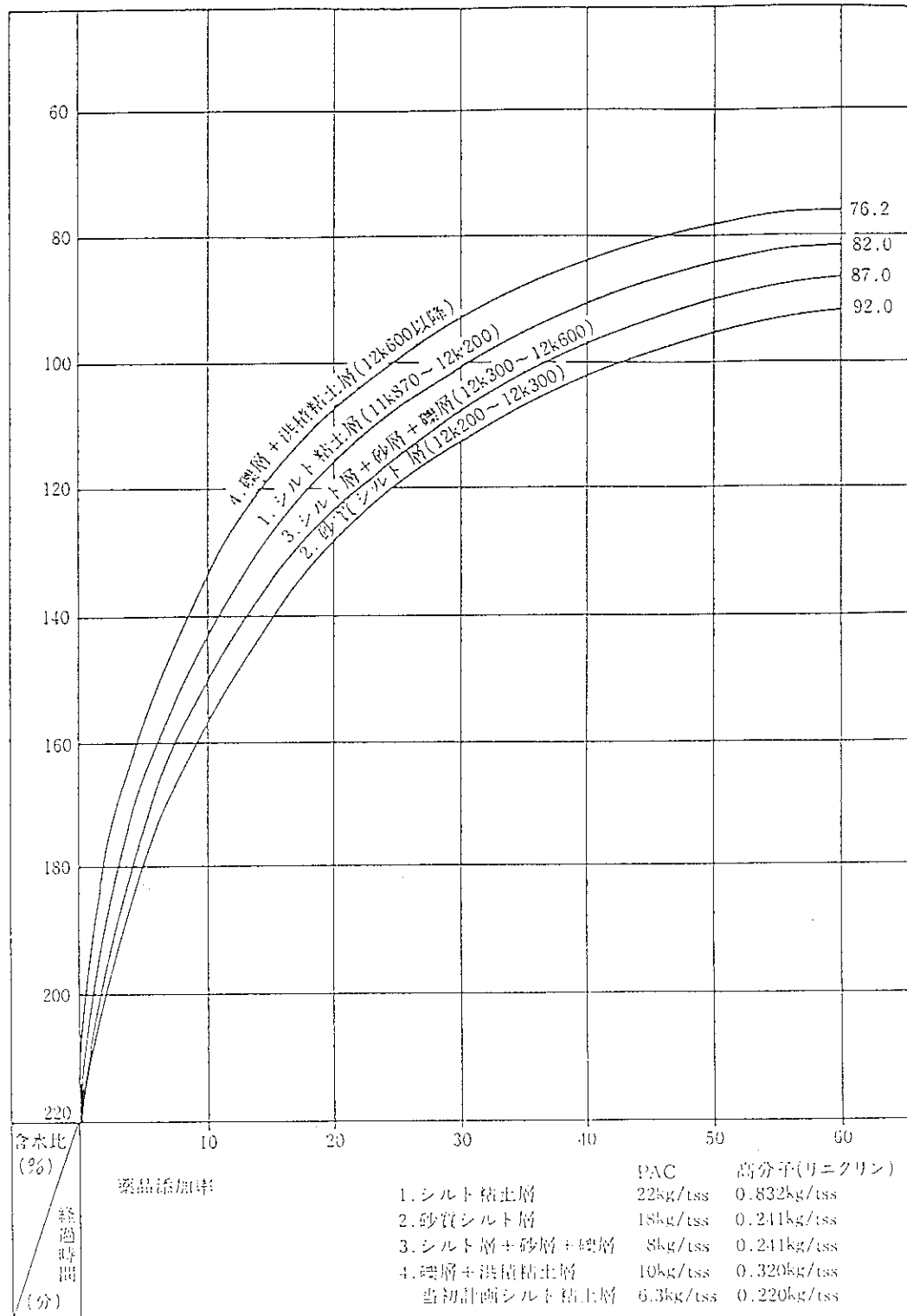
イ) 掘削土量の管理

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、工場で製作さ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



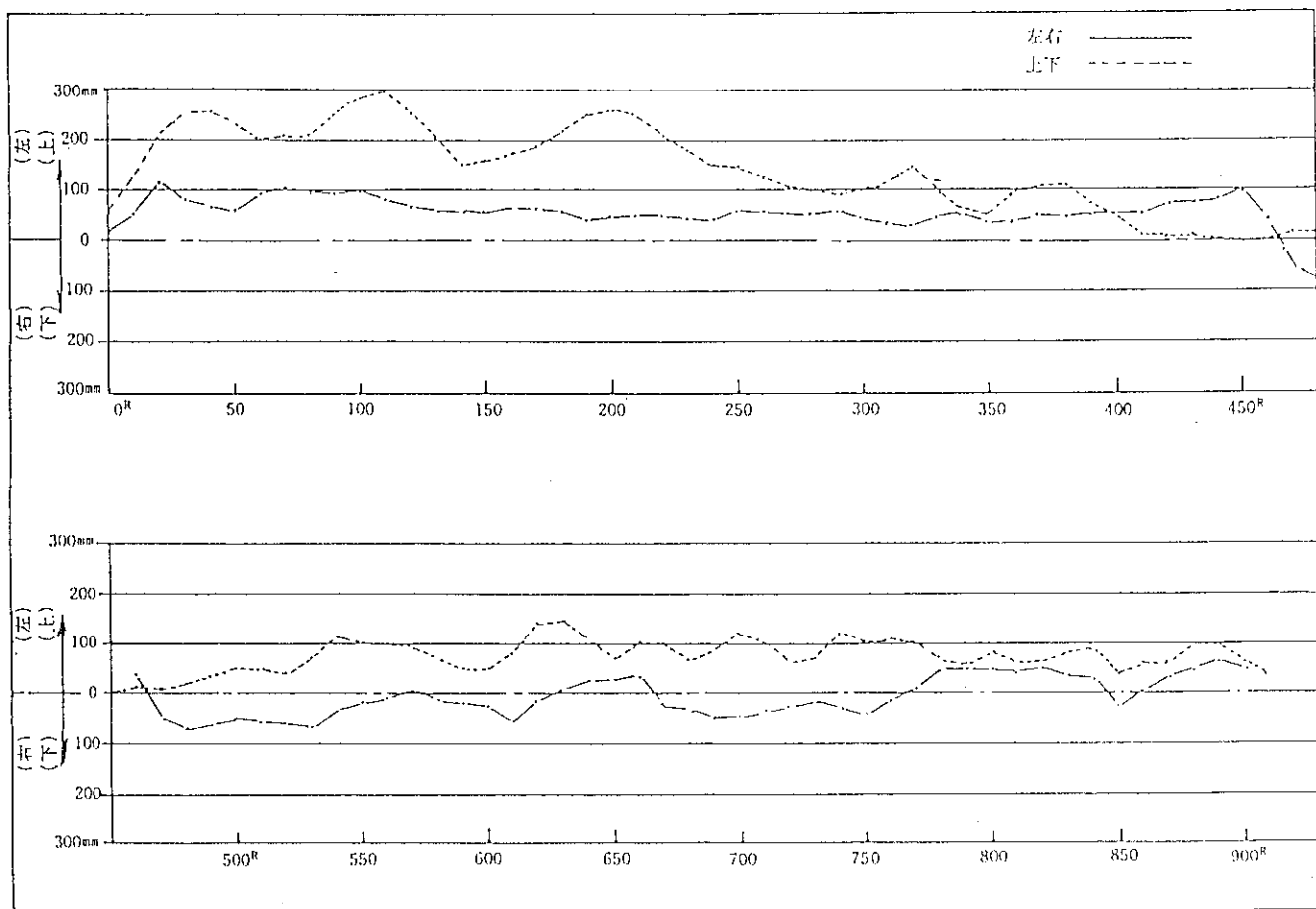


図 3 - 1 5 蛇行実績図

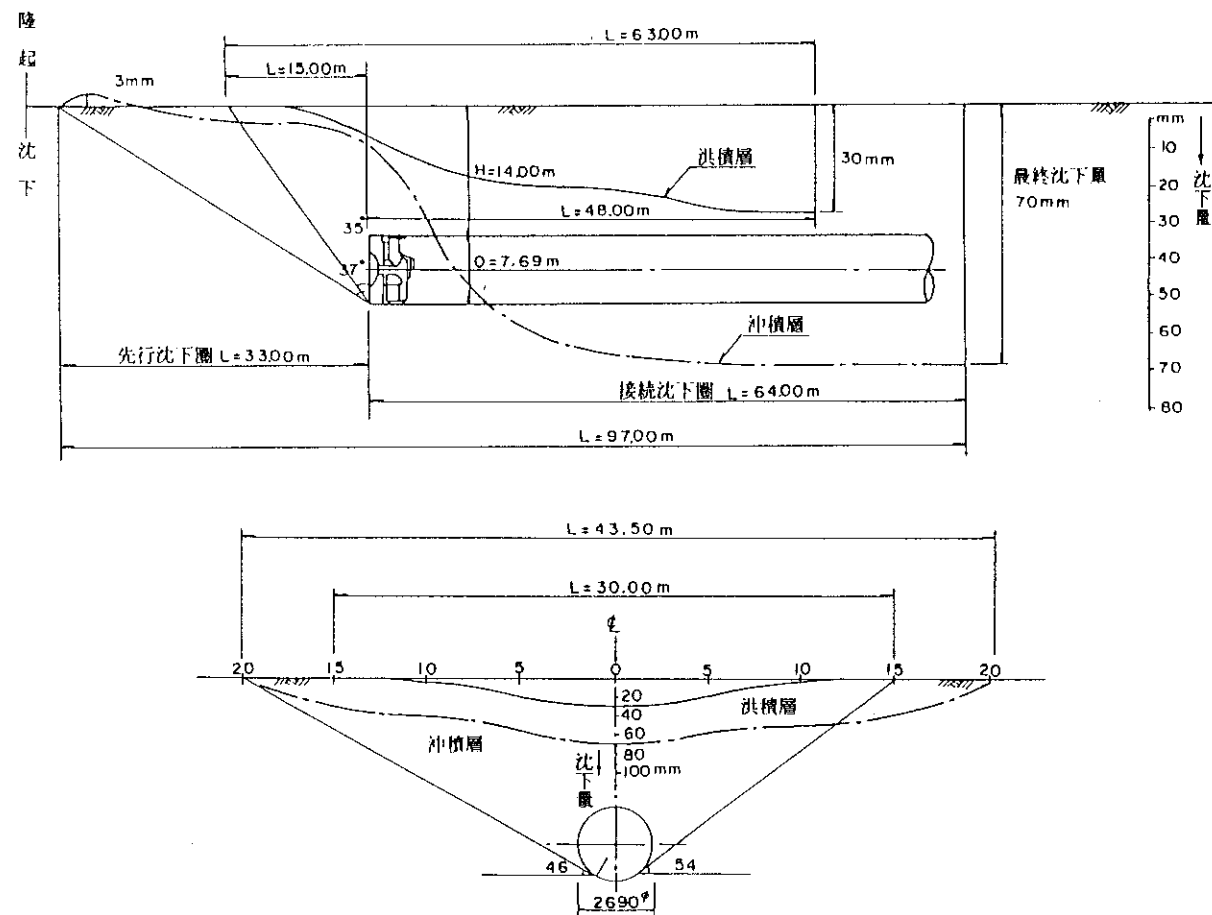


図 3 - 1 6 地表沈下実績

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ー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たテーパ型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てられる。

本工事においては、土性を検討し、実験を繰り返した結果、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填充のための裏込注入は、その空隙を速やかに填充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/cm²で理論空隙量(2.3m³/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 3-18 裏込注入実績例

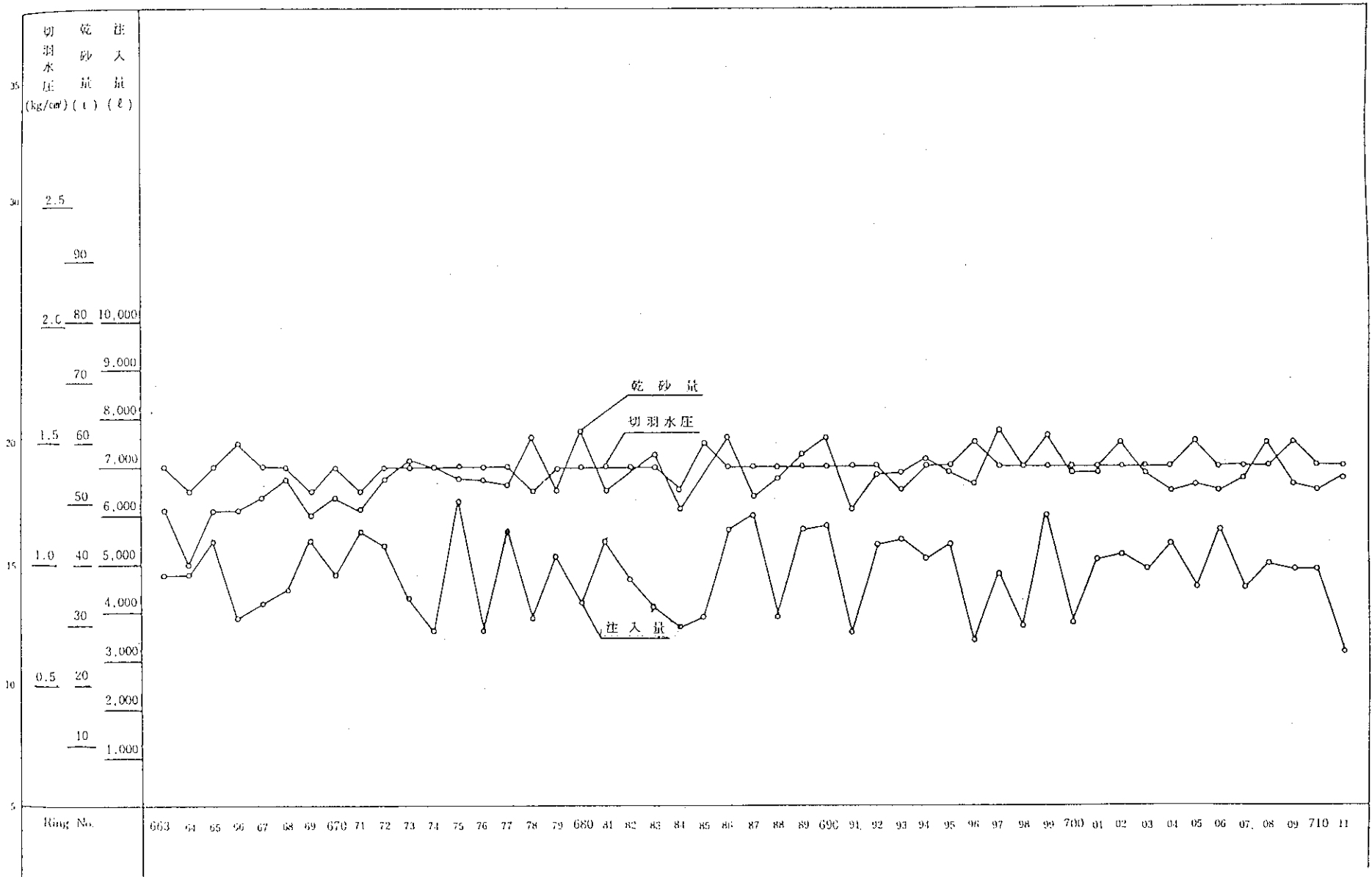


表 3-17 裏込注入の配合

(i) 珪酸ソーダ(S₁号)m³ 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 ₁ 号	水
180Kg	100Kg	650Kg	420ℓ	150ℓ	170ℓ

(ii) 珪酸ソーダ(3号)

m³ 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 ₁ 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、m³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43m³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3m³/10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てができる。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
