つくばエクスプレス（常磐新線）

工 事 誌

鉄道・運輸機構　東京支社

首都圏新都市鉄道株式会社

つくばエクスプレス（常磐新線）
工事誌

鉄道・運輸機構　東京支社

首都圏新都市鉄道株式会社

序

つくばエクスプレスは、東京都秋葉原を起点とし、埼玉県、千葉県を経て茨城県つくば研究学園都市に至る延長58.3㎞の都市高速鉄道です。この路線は、首都圏北東部地域への交通体系の整備、JR常磐線の混雑緩和、首都圏における住宅供給の促進、沿線地域における産業基盤の整備と業務核都市の形成を目的として計画され、平成6年10月に工事に着手し、平成17年8月24日に開業しました。これにより、秋葉原・つくば間は最速45分で結ばれました。

つくばエクスプレスの建設は、「大都市圏における宅地開発及び鉄道整備の一体的推進に関する特別措置法（一体化法）」に基づき、土地区画整理事業と一体的に進められました。一体化法による土地区画整理事業では、土地区画整理事業地内の土地を事業者が先買いし、その用地を集約換地することにより鉄道敷を確保しました。その結果、鉄道建設工事を円滑に進めることができ工期短縮、コスト縮減に大きく寄与しました。　沿線の土地区画整理事業は、18 箇所、2,900 haにおよび、現在、沿線各駅の周辺には、次々と新しい街が生まれつつあります。

建設にあたっては、さまざまな技術開発、新技術を取り入れ、建設費の低減に努めながら工事を進めました。具体的には、シールドトンネルにおいて幅 1.5mの幅広セグメントの採用、都市部ナトムトンネルの新しい防水工の開発、高架橋では、周辺環境との調和や省力化を図るため、アーチスラブ式ラーメン高架橋、PCU 形桁式高架橋の開発などがあります。軌道構造では、環境対策と保守の省力化の観点からロングレール化を図るとともに、コンクリート枕木の下面に防振マットを接着して振動低減を図り、さらに騒音対策として消音バラストを散布する環境にやさしい軌道としました。建築では、本線土木構造と駅建築構造を構造的に分離した上で複合的に組み合わせた「ハイブリッド構造」を研究学園駅ほか4駅に採用しました。これにより、駅コンコースや階段・エスカレーター等の駅設備のより自由なレイアウトが可能となり、明るくすっきりした空間を創り出しました。また、駅のデザインについても、全20駅において、駅周辺の環境に調和したものとし、人にやさしい駅を目指して、ユニバーサルデザインを採用しました。これらの技術については、学会や各協会などに90篇以上の発表、投稿をし、今後の建設技術の発展に対しても、大いに役立っていくものと期待されています。

この工事誌は、プロジェクトの都市鉄道建設技術の集大成として長く歴史に残すとともに今後の業務の参考とするために、建設経緯、行政手続き、設計協議、設計施工、諸行事等について取りまとめたものです。多くの関係職員が多忙な業務のかたわら資料を収集して執筆したものです。また、関係の諸先輩からも貴重なご助言をいただきました。

最後になりましたが、つくばエクスプレスの建設工事にあたり、ご指導、ご協力をいただいた首都圏新都市鉄道株式会社、沿線自治体や関係機関並びに工事に係わられた関係各位に対し、あらためて心から感謝の意を表します。

平成18年3月

支社長　高津　俊司

つくばエクスプレス（常磐新線）工事誌によせて

つくばエクスプレスは昨年8月24日に、鉄道建設の着工から11年の歳月を経て、秋葉原～つくば間58.3キロの全線一挙開業を果たしました。当初の常磐新線計画から開業にいたるまで、鉄道建設公団(現鉄道建設運輸施設整備機構)の皆様方には終始一貫して最大のご尽力を賜り、お陰さまで21世紀の初頭を飾るにふさわしい素晴らしい鉄道が完成いたしました。鉄道建設にあったては用地取得をはじめ幾多の難工事が待ち構えておりましたが、皆様方の粉骨砕身、昼夜を分かたぬご努力により、民営鉄道としては例を見ない約60キロの長大路線の全線一挙開業の偉業を達成していただきました。

つくばエクスプレスは皆様方のご指導とお力添えで、21世紀の鉄道にふさわしい数々の特徴を備えることができました。すなわち、全線完全立体交差化で踏み切りは一切なく、20の駅全てに転落防止のホーム柵を設けるなど万全の安全対策を講じております。最高速度130キロ走行の安全確保のため、全線ATC方式を採用するとともにATOも導入し運転の安全性の確保を図っております。人に優しい鉄道を基本コンセプトとして、ホームやトイレにいたるまでバリアフリーを徹底し、また外国人も利用しやすい全駅4か国語案内表示としております。

そして何よりも鉄道事業者として有難かったことは、様々な創意工夫と粘り強い関係者との折衝により、工事費を20%以上削減していただいたことです。おそらく鉄道建設事業でこのような大幅な工費削減例は当分あり得ないことと感謝申し上げます。

改めまして皆様方に心からなる御礼を申し上げてご挨拶とさせていただきます。有難うございました。

平成18年3月

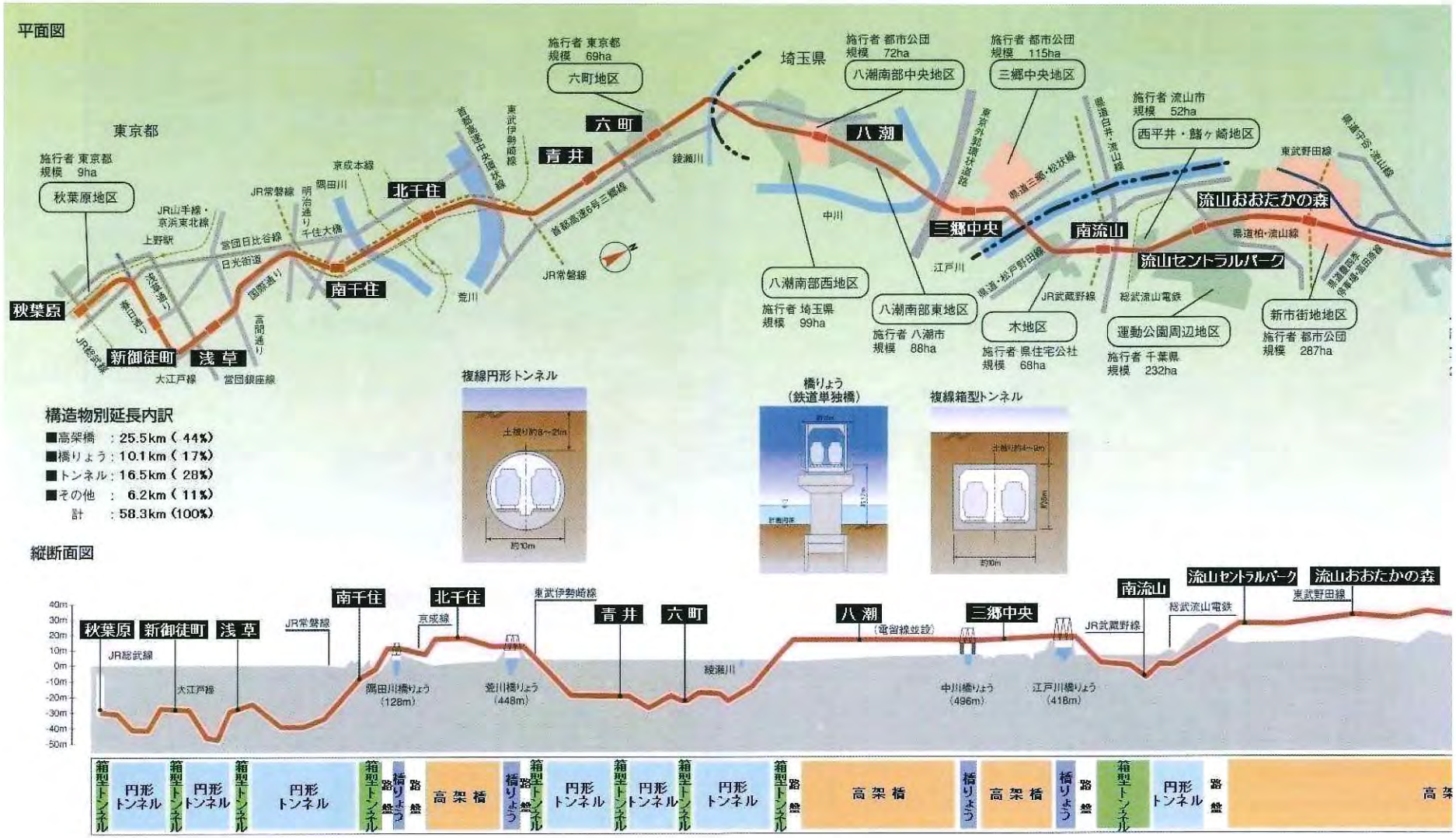
首都圏新都市鉄道株式会社
社長　髙橋　伸和

TX つくばエクスプレス路線図

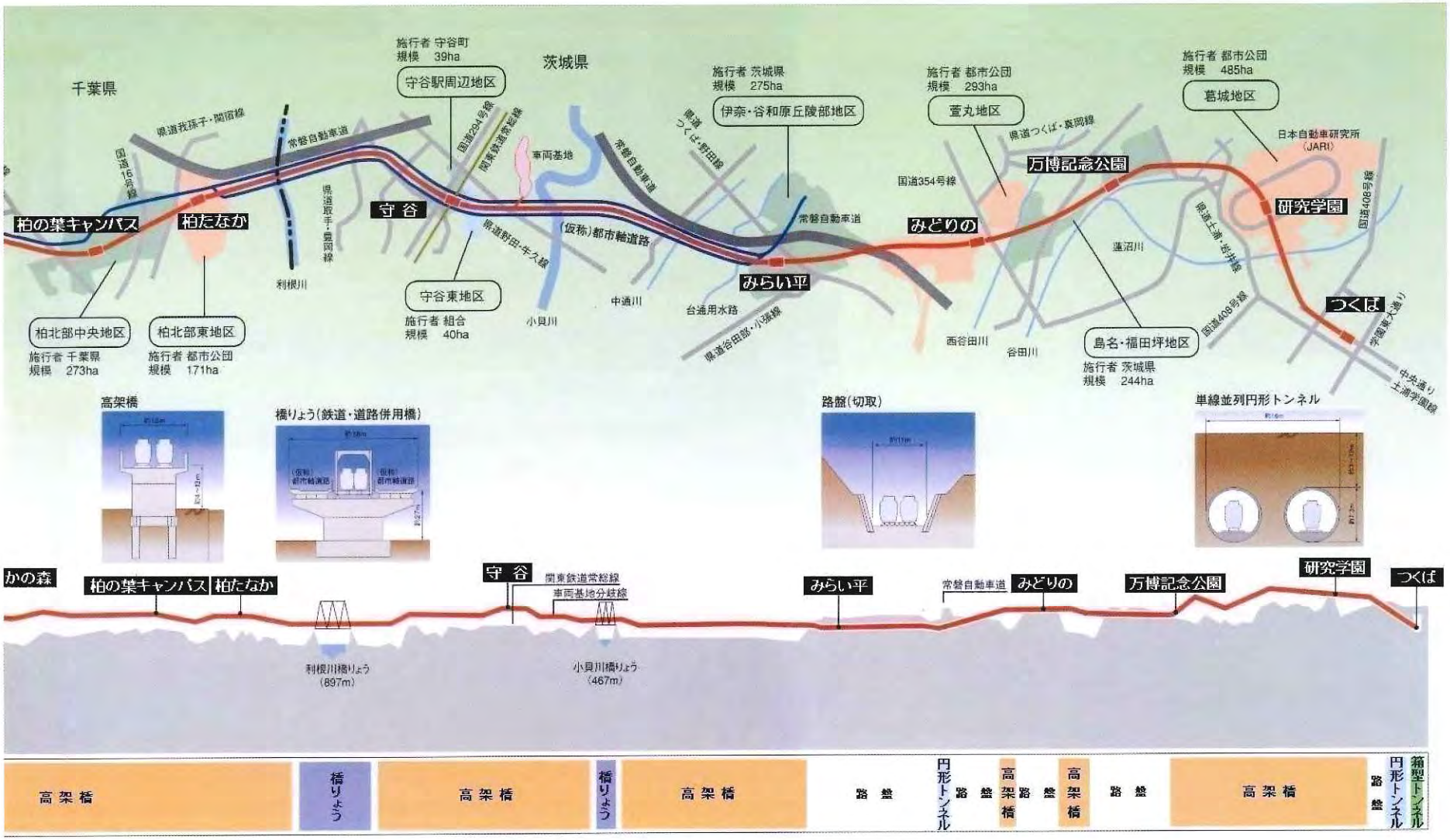
この地図の作成に当たっては、建設省国土地理院発行の5万分の1地形図を使用しました。（測量法第30条に基づく成果使用承認　平元総使、第123号より転載）

地図調整 ● 株式会社 昭文社／電話(03)3262－9411（業務部）

平成８年３月作成　首都圏新都市鉄道株式会社



つくばエクスプレス（常磐新線）路線図（1）



つくばエクスプレス（常磐新線）路線図（2）

しゅん功開業式

（平成 17 年 8 月 22 日）

しゅん功開業式
（平成 17 年 8 月 22 日）

つくば駅一番列車出発式
（平成 17 年 8 月 24 日）

発　車　式

（平成 17 年 8 月 22 日　秋葉原駅地下 1 階コンコースにて）

レール締結式

（平成 11 年 5 月 29 日 北千住駅構内にて）

起　工　式

（平成６年10月28日JR秋葉原駅前にて）

鍬入れ（鎌）

一開
一主催者代表挨拶
一起工宣言
一鍬入れ
一閉式
以上

鍬入れ（鍬）

次第
一開式
一主催者代表挨拶
一起工宣言
一鍬入れ
一閉式
以上

鍬入れ（鋤）

南千住トンネルウォーク
（平成 16 年 7 月 31 日
隅田川橋りょう付近にて）

南千住トンネルウォーク
（平成 16 年 7 月 31 日
隅田川橋りょうにて）

台東トンネルウォーク
（平成 16 年 9 月 4 日
台東トンネルにて）

レールウォーク埼玉
（平成 16 年 5 月 22 日
三郷中央駅付近にて）

レールウォーク千葉
（平成 16 年 9 月 11 日
柏の葉キャンパス駅
付近にて）

レールウォークつくば
（平成 16 年 7 月 31 日
つくばトンネルにて）

完成写真

秋葉原駅付近
（御徒町駅方を眺む）

南千住駅付近

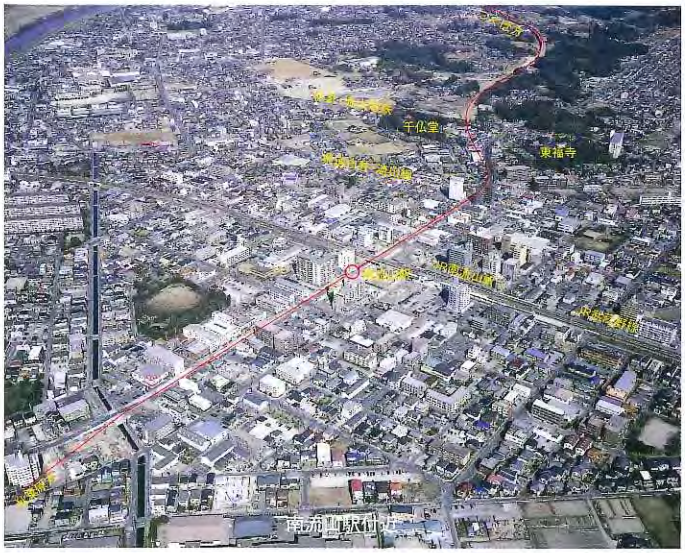
北千住駅付近
（つくば方を眺む）

荒川
橋りょう

八潮駅～三郷中央駅間

外環道路交差付近
（つくば方を眺む）

江戸川橋りょう
（右がつくば方）



南流山駅付近
（つくば方を眺む）

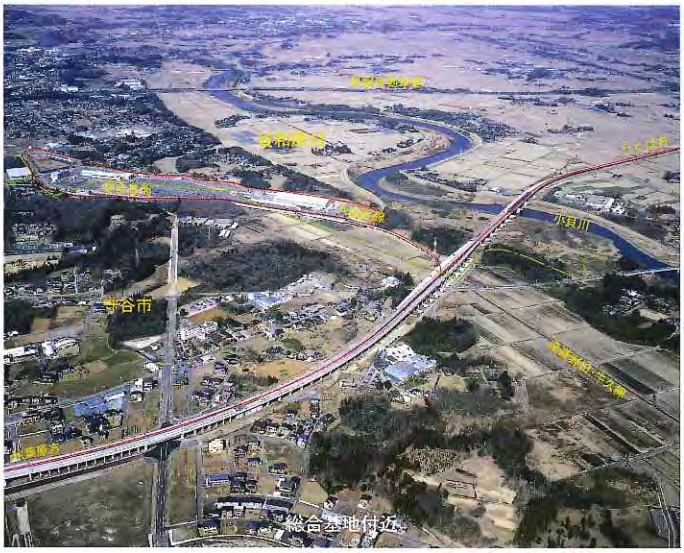
流山セントラルパーク駅
～流山おおたかの森駅間

利根川橋りょう付近

利根川橋りょう

守谷駅

守谷総合基地付近



守谷総合基地

小貝川橋りょう
(右がつくば方)

つくば駅付近

台東トンネル

PCU 形桁式高架橋
(利根川橋りょう
の起点方付近)

アーチスラブ式高架橋
（柏市内）

秋葉原駅
ラチ外コンコース

三郷中央駅

流山
セントラルパーク駅

柏たなか駅

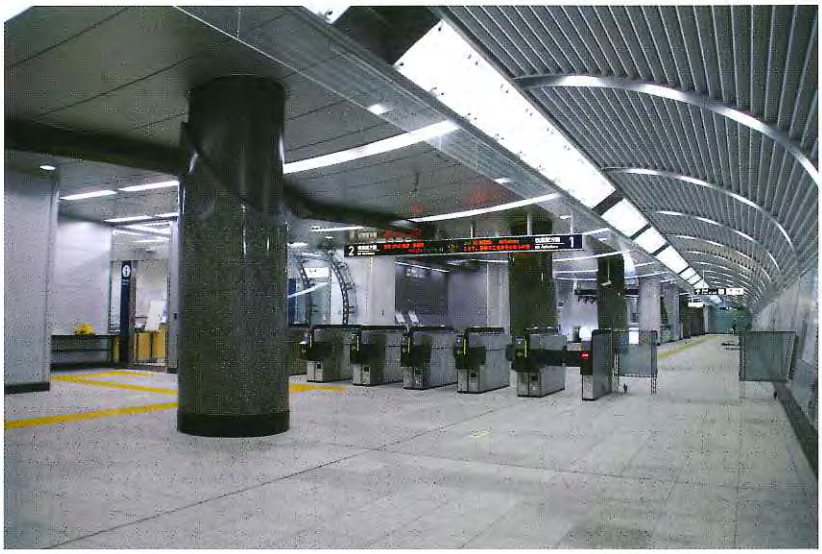
守谷駅ホーム

みらい平駅

みらい平駅
ラチ内コンコース

研究学園駅

研究学園駅ホーム



つくば駅
ラチ外コンコース

ホーム柵
（秋葉原駅）

トンネル換気設備
（秋葉原駅）

空調機械室冷凍機
（新御徒町駅）

総合基地車体昇降設備

総合基地電力指令卓

総合基地構内照明

総合基地運輸指令卓

第１編　　総　説

第１編　総　説

第１章　常磐新線計画の経緯

第１節　常磐新線の構想

常磐新線は東京都心と筑波研究学園都市を結ぶ高速鉄道新線である。本路線は、首都圏北東部地域の鉄道網を充実し、JR 常磐線の混雑緩和を図ることを目的とした路線であり、また、本路線が通過する地域は都心から半径 60 km圏内に位置し、大規模な宅地開発の可能性を秘めた地域であることから、良質で大量の住宅地を供給し首都圏の住宅問題の解決に資することを目的とした路線でもある。

東京圏は、昭和 30 年代以降の高度成長の過程において著しかった人口増加を続け、特に埼玉県・千葉県・茨城県南部の圏域北東部での人口増加が著しかったため、通勤通学の遠距離化、長時間化が急速に進み、人口の東京圏外への移動も発生したため、「新幹線通勤」という現象も生じ、通勤圏は半径 100 kmに拡大しようとしていた。

また、業務機能についてみると、首都東京の国際化、高度情報化に伴い、業務機能の都心地区への集中が進んだ結果、地価高騰、交通渋滞など都市機能に歪みを生じ、健全な都市活動の阻害要因となってきていた。このため、都心への事業所設置の抑制や、国の機関をはじめとする事業所の都心外への移転が真剣に検討され、多核分散型都市構造への誘導が図られるようになった。こうした状況において、首都圏北東部と東京都心を結ぶ輸送手段としての鉄道は、JR 常磐線のみに依存していたため、沿線地域及び沿線外周部の開発・発展による人口の急増に伴い、常磐線の混雑度が異常な状況となり、この解消が首都圏の交通事情の緩和のみならず、社会・経済の円滑な発展につながるものとしてその交通輻輳の抜本的な解決が望まれている状況にあった。

常磐新線の計画の発端は、こうした背景を受けて、昭和 30 年代から国鉄が実施した「通勤 5 方面作戦」で取手までの複々線化で終わった常磐快速線の抜本的な混雑緩和策として国鉄部内で検討されていた線増計画であるが、広く世間の注目を集めることになったのは昭和 53 年に、当時の竹内茨城県知事が設置した「県南県西地域交通体系調査委員会（委員長：八十島義之助東京大学教授）」がまとめた「茨城県・県南県西地域交通体系整備計画調査」のなかで提起された「第 2 常磐線」構想が起こりである。この報告書のなかで、常磐線の輸送力増強のための線増にふれて、「線増は在来線に併設して行なういわゆる『腹付線増』が一般的である。しかし、現在の常磐線沿線は既に市街地化が進展しており、用地の取得が困難であること」から「別線で線増する方が妥当であろうと考える。これを第二常磐線と考える」と記されている。あわせて、「筑波研究学園都市を都心に直結させてその研究活動をサポートし、またその輸送サービス範囲を拡大して新しい地域の開発を促進する等の多様な目的に適合させるために」別線線増が妥当であるとしていた。主要経過地は「都内－水街道－学園都市－石岡－水戸」で、特に「都内－石岡間の早期整備が必要」とされていた。この報告書を受けて茨城県は昭和 55 年に制定した第二次県民基本計画の中で「第二常磐線の具体化を図る」と規定し、プロジェクトは茨城県の主導で始動したのであった。

昭和59年7月には、茨城県議会に「第二常磐線と地域開発に関する調査研究会（委員長：新谷洋二東京大学教授）」の報告書が提出された。その概要は、想定4ルートのうち3ルートについて「採算性がとれ成立可能」、「開発利益の総額は1,000億円以上」と結論つけている。その2ヶ月後の9月、茨城県は第二常磐線の実現方式を探るため、「第二常磐線研究会（委員長：新谷洋二東京大学教授）」を発足させ、開発利益の還元方式や事業主体、土地対策などの検討に入った。

第2節　運輸政策審議会答申第7号

茨城県主導で始動したプロジェクトは、東京都・埼玉県・千葉県を巻き込みながら、常磐線の混雑解消という目標に向かって動き出し、運輸政策審議会に諮問される運びとなった。

東京圏における高速鉄道を中心とする交通網の整備については、都市交通審議会の答申第9号（昭和41年7月）及び第15号（昭和47年3月）による基本計画に基づいて推進が図られてきたが、その後の東京圏の情勢変化に対応し、長期的な展望にたった新たな基本計画の策定について昭和57年9月運輸大臣より運輸政策審議会（会長：稲山嘉寛）に諮問がなされ、審議会に東京圏都市交通部会（部会長：秋山　龍）が設置され調査・審議が行われた。この結果、昭和60年7月11日、運輸政策審議会は答申第7号「東京圏における高速鉄道を中心とする交通網の整備に関する基本計画について」を答申した。この答申において、常磐新線は「整備は都市交通政策上喫緊の課題」として位置付けられ、東京・守谷町南部間については昭和75年までに整備すべき区間、守谷町南部・筑波研究学園都市間が今後新設を検討すべき区間として示された。具体的な経由地としては、「東京－秋葉原－浅草－北千住－八潮市南部－三郷市中央部－流山市南部－柏市北部－守谷町南部‥‥筑波研究学園都市」と示された。答申は同時に、「その建設・運営段階における関係者の全面的支援が望まれるが、現時点では事業主体が未定であること及びその建設・運営には巨額の資金を要する等の問題があるので、答申後早期に関係者による検討の場を設け、その具体化を図るべき」と提言を行なった。

答申ではまた、計画実現のための方策として、「鉄道の建設に当たっては、沿線の開発計画と十分な整合を確保するとともに、用地取得の円滑化、用地費の軽減の観点から、地方公共団体等による用地の先行取得を行なうことが望ましい」、「今後の鉄道建設には巨額の資金を要することから、極力、建設費の低減化に努める一方、その整備を促進するためには、長期・低利の建設資金を調達するとともに、その採算性の確保が可能になるように助成等の面でも配慮する必要がある。また、郊外部延伸線については、鉄道整備により発生する開発利益を地方公共団体が吸収し、これを鉄道事業者に還元する措置を講ずるべきであり、鉄道建設基金（仮称）の設置等によりその具体化を図るとともに、新たな業務地の開発に伴い必要となる路線についても、開発者等に応分の負担を求めることを検討する必要がある」と指摘し、さらに、円滑な運営の確保のために、「利用者の負担のみではその建設・運営が困難な路線については、所要の公的助成を行なうことが適当であるが、財政逼迫の状況に鑑み、極力その効率的な運用を図る必要がある。なお、開業当初の需要が小さく鉄道事業者の経営が困難な路線については、その円滑な運

営を確保するため、開発者、地方公共団体等による全面的な支援が望まれる」とも提言した。

答申を受けて、昭和60年9月に運輸省が「常磐新線の整備方策」について1都3県に考え方を提示し、同年12月に「常磐新線建設促進関係都県連絡協議会」が発足し、昭和61年1月に「常磐新線整備検討会」が設置され、運輸省・関係地方公共団体（東京都・埼玉県・千葉県・茨城県）の間で新線建設に向けて具体的な検討が開始された。また、同年2月には「常磐新線建設促進都市連絡協議会」が発足した。しかし、その頃は国鉄の分割民営化の議論の正念場であったこともあって、国鉄は議論の場に参加していなかった。この検討の結果、具体的な調査及び建設の主体として、関係の1都3県、日本開発銀行と分割民営化後のJR東日本が出資する第三セクターを設立して、運営はJR東日本に要請することとなった。

国鉄の民営化後の昭和62年9月に、運輸省審議官（地域交通局担当）、東京都・埼玉県・千葉県・茨城県の副知事、JR東日本副社長から構成される「常磐新線整備検討委員会（委員長：茨城県副知事）」が発足し、その下のワーキング・グループで需要予測・収支計算・財源の調達方法・鉄道用地の確保等の課題を検討することとなった。委員会は、昭和63年11月に「基本フレーム」を取りまとめ、その具体化を進めることで合意した。基本フレームの主要な点は以下のとおりである。

① 開業時期は昭和75年（平成12年）
② 整備主体は第三セクター、運営主体はJR東日本
③ 建設は、秋葉原・筑波研究学園都市間を第一期工事
④ 建設費は約6,000億円、600億円（建設費の少なくとも1割）が出資金で、900億円は用地費相当額として自治体が負担
⑤ 国の助成は、北千住以南が地下鉄建設費補助、北千住以北は鉄道公団P線方式
⑥ 基金を設けて、運用益を建設費に充当（リスクに対して適正な範囲で取り崩し）
⑦ 地方自治体は用地の先行取得を推進

しかし、JR東日本は用地取得のリスクに対する対応と開発利益の還元策が明確でないことを理由として常磐新線への参画に次第に消極的になっていった。平成2年3月にはJR東日本から、「地元公共団体を主体とした第一種鉄道事業として推進すべきである」という意見が1都3県に示され、同年7月に関係都県副知事会議において「第三セクターが整備と運営を行っていく」ことを合意した。11月には関係都県副知事会議において以下の事項について合意がなされた。

① 事業主体となる第三セクターは、整備と運営を一体的に行なう第一種鉄道事業者（ただし、運行はJR東日本に委託）
　・建設区間　　秋葉原・筑波研究学園都市間（第一期工事）
　・建設費　　約8,000億円
　・開業目標年次　　平成12年
② 平成2年度中には地方公共団体を主体とした第三セクターを設立し、次年度以降広く民間から出資を求める
③ 第三セクターへの出資金については、概ね東京都：埼玉県：千葉県：茨城県＝4：1：2：3

の割合を目途に関係機関と調整を行なう

この合意に基づき、12月に第三セクター設立準備室が発足し、平成3年度予算案の概算決定において鉄道整備基金の設立と基金による無利子貸付制度の新設が認められた。

平成3年1月に第三セクター発起人会（総代：東京都知事）が開催され、3月には関係都県間において「常磐新線の事業フレーム」について合意がなされた。3月11日に第三セクターの創立総会が開催され、「首都圏新都市鉄道株式会社」が3月15日に設立された。

10月に、国土の均衡ある発展と大都市の機能の維持及び増進を図る観点から鉄道の計画的かつ着実な整備を促進するとともに、鉄道の安全性や利便性の向上を図るための改良等鉄道事業の健全な発達を図る上で必要となる事業または措置を支援するために鉄道事業等に対して補助金の交付、無利子の基金の貸付その他の助成を総合的かつ効率的に行なうための「鉄道整備基金」が設立された。基金は、既設新幹線を新幹線保有機構からJR3社へ譲渡したことによって得られる譲渡収入の一部を充当することにより、大都市鉄道整備の無利子貸付事業を創設し、常磐新線がその対象となることで建設資金が確保されることとなった。

一方、鉄道公団（現 鉄道・運輸機構）は、常磐新線の鉄道事業免許、工事施行認可申請、鉄道事業法第61条許可申請、都市計画及び環境影響評価、行政上の手続き及び第三者との協議などに関する調査業務を、平成3年3月7日付けで首都圏新都市鉄道株式会社発起人総代東京都知事より、8月31日付けで首都圏新都市鉄道より、それぞれ受託して、測量・地質調査・構造物及び設備の基本設計などを実施した。

第3節　大都市地域における宅地開発及び鉄道整備の一体的推進に関する特別措置法

1. 概　要

一方首都圏では、土地価格の急騰により住宅購入が極めて困難となる状況が発生したため、臨時行政改革推進審議会から土地対策に関する答申が出され、その中で、①道路、鉄道等の交通アクセス整備及びそれに伴う開発利益の還元、②計画段階から事業実施段階までの宅地開発と交通アクセス整備の整合性の確保、③鉄道用地、駅前広場等の確保のための土地区画整理事業、市街地再開発事業の活用・改善及び鉄道用地の先行取得、④大規模宅地開発における鉄道駅と住宅地との間の交通アクセス手段の段階的整備、といった措置を講じることにより、宅地開発と交通アクセス整備の一体的推進を図ることとし、立法措置を含めこれに必要な制度等の整備を行なうこととされていた。またそれを受けて総合土地対策要綱が策定され、答申と同様に「宅地開発と交通アクセス整備の一体的推進」がうたわれた。これらの趣旨を踏まえ、政府は住宅開発と交通アクセス整備の一体的推進を図る方針を決定し、平成元年6月には、大量の住宅供給と新たな鉄道整備を推進する「大都市地域における宅地開発及び鉄道整備の一体的推進に関する特別措置法（宅鉄一体化法）」が成立したのを受け、沿線の街づくりと一体となった鉄道整備を実施することになった。

宅鉄一体化法とは、鉄道沿線の宅地開発と鉄道整備を一体的に行なうことと、従来の用地取得とは異なり、「鉄道施設区」への集約換地を行なう土地区画整理事業を最大限に活用し、鉄

道用地取得の促進を図る目的で公布されたものであり、常磐新線は、この宅鉄一体化法が初めて適用される鉄道事業である。

宅鉄一体化法の目的は、「大都市地域における著しい住宅地需要に鑑み、新たな鉄道の整備により大量の住宅地の供給が促進されると見込まれる地域において、宅地開発及び鉄道整備を一体的に推進するために必要な特別措置を講ずることにより、大量の住宅地の円滑な供給と新たな鉄道の着実な整備を図り、もって大都市地域における住民の生活の向上と当該地域の秩序ある発展に寄与すること」（同法第１条）とされている。

ここで、「大量の住宅地の供給が促進されると見込まれる地域」とは、都心から 50～60 km圏の一般的に数千 ha の住宅地の供給が見込まれる地域で、常磐新線の場合は、概ね 7,000～8,000ha の宅地の供給が見込まれている。

宅鉄一体化法の対象となる鉄道及び地域は、鉄道については「著しい住宅需要が存する大都市地域において、大都市の近郊と都心の区域を連絡するものとして新たに整備される大規模な鉄道（特定鉄道）であって、当該鉄道の整備により大量の住宅地の供給が促進されると認められるもの」（同法第３条）と定められており、複々線化、既存路線の延伸等は含まれていない。対象となる地域は「鉄道の整備により大量の住宅地の供給が促進されると見込まれる当該鉄道の周辺の市町村（特別区を含む）の区域」（特定地域）と定められている。特定地域のうち、特定鉄道の駅設置予定を含み駅の設置に併せて計画的に開発することにより相当量の宅地開発が見込まれる地域であって、宅地開発と鉄道整備との一体的推進のための拠点となるもので都市計画区域内の地域にある区域を重点地域と指定することができる。

また都府県は、鉄道及び地域について、当該地域における宅地開発及び当該鉄道の整備の一体的推進に関する基本計画において、①特定鉄道の計画路線及び駅の位置の概要、②特定鉄道の整備の目標年次、③特定地域の区域、④特定地域における住宅地の供給の目標及び方針、⑤重点地域の区域、などを定め、運輸大臣、建設大臣及び自治大臣の承認を得ることとなる。

具体的な事業の進め方としては、駅設置予定地を含む相当量の宅地が計画的に供給される地域を重点地域とし、この地域で公共施行の一体型土地区画整理事業により道路・公園等の公共用地、住宅用地、公益施設用地、鉄道用地等が計画的に生み出され、整理された街づくりが実施されると同時に、鉄道側は区画整理事業者もしくは地方公共団体が取得した先買地と一体型区画整理事業の集約換地により生み出された鉄道用地（鉄道施設区）を一括取得し、鉄道施設の整備を実施するもので、鉄道の開業時までには、大部分の良好な宅地の供給と鉄道利用者の確保を同時に可能とする合理的な仕組みである。

一体型土地区画整理事業の手順は、以下のとおりである（下図参照）。

(1) 第一段階

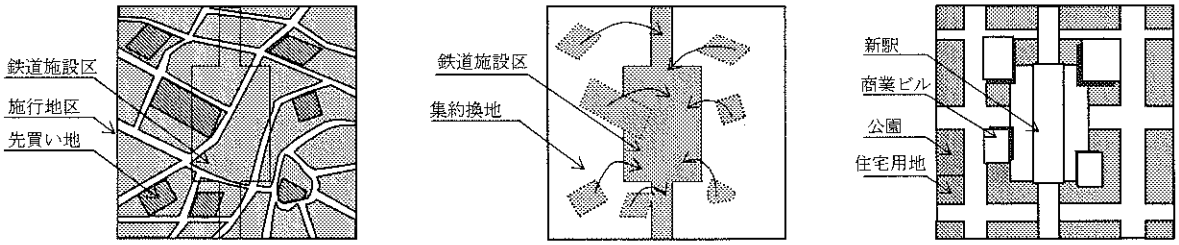
土地区画整理事業の施行区域は重点地域内で、事業計画で鉄道施設区を設定する。住宅用地、公共施設用地、鉄道用地を生み出すために地方公共団体、住宅・都市整備公団（現都市再生機構）、鉄道事業者等が施行区域内の土地の先買いを実施する。

(2) 第二段階

一体型の土地区画整理事業が認可され、あわせて土地利用が決定する。先買い用地を鉄道施設区内に集約換地する。

(3) 第三段階

鉄道の整備と公共施設の整備が進み、建物の建設・公益施設などが整備され、総合的な街づくりが完成する。



(1) 第一段階　(2) 第二段階　(3) 第三段階

2. 関連土地区画整理事業

特定地域内で施行されている土地区画整理事業は表 1-1-3-1 のとおりである。

表 1-1-3-1　土地区画整理事業の概要

都県名	地　域　名	施行者	規模 (ha)	事業手法	設　置　駅
東京都	秋葉原駅付近	東京都	9	通常	秋葉原駅
	六町四丁目	東京都	69	通常	六町駅
	計		78		
埼玉県	八潮南部西	埼玉県	99	一体・特定	
	八潮南部中央	都市再生機構	72	一体・特定	八潮駅
	八潮南部東	八潮市	88	一体・特定	
	三郷中央	都市再生機構	115	一体・特定	三郷中央
	計		374		
千葉県	木	県住宅公社	68	一体・特定	
	西平井・鰭ケ崎	流山市	52	一体・特定	
	運動公園周辺	千葉県	232	一体・特定	流山セントラルパーク駅
	新市街地	都市再生機構	286	一体・特定	流山おおたかの森駅
	柏北部中央	千葉県	273	一体・特定	柏の葉キャンパス駅
	柏北部東	都市再生機構	170	一体・特定	柏たなか駅
	計		1,081		
茨城県	守谷駅周辺	守谷市	39	一体	守谷駅
	守谷東	組合	40	特定	
	伊奈谷和原丘陵部	茨城県	275	一体・特定	みらい平駅
	萱丸	都市再生機構	293	一体・特定	みどりの駅
	島名・福田坪	茨城県	243	一体・特定	万博記念公園駅
	葛城	都市再生機構	485	一体・特定	研究学園駅
	計		1,375		
	合　　計		2,908		

第４節　宅鉄一体化法に基づく開発計画

1 都 3 県は、宅鉄一体化法に基づく開発の基本計画を策定し、平成 3 年 9 月 30 日付けで運輸・建設・自治の 3 大臣に承認申請を行ない、10 月 23 日付けで承認を受けた。基本計画に定められた主要事項は以下のとおりである。

1. 東京都

(1) 駅位置　：千代田区神田花岡町付近、台東区元浅草一丁目付近、台東区浅草二丁目付近、荒川区南千住四丁目付近、足立区千住旭町付近、足立区青井三丁目付近、足立区六町四丁目付近

(2) 特定地域　：千代田区、台東区、荒川区、足立区

(3) 供給宅地面積：約 100ha

(4) 重点地域　：六町地域

2. 埼玉県

(1) 駅位置　：八潮市大字大瀬付近、三郷市谷中付近

(2) 特定地域　：八潮市、三郷市、北葛飾郡吉川町

(3) 供給宅地面積：約 380ha

(4) 重点地域　：八潮地域、三郷地域

3. 千葉県

(1) 駅位置　：流山市南流山四丁目付近、流山市後平井付近、流山市西初石六丁目付近、柏市若柴付近、柏市小青田付近

(2) 特定地域　：流山市、柏市、松戸市、野田市

(3) 供給宅地面積：約 600ha

(4) 重点地域　：南流山地域、流山運動公園地域、流山新市街地地域、柏北部中央地域、柏北部東地域

4. 茨城県

(1) 駅位置　：守谷町大字守谷付近、伊奈町大字小張及び谷和原村大字東楢戸付近、つくば市大字花島新田付近、つくば市大字苅間付近、つくば市吾妻二丁目付近

(2) 特定地域　：土浦市、下妻市、水街道市、取手市、つくば市、稲敷郡茎崎町、新治郡新治、筑波郡伊奈町、筑波郡谷和原村、結城郡千代川村、結城郡石下町、北相馬郡守谷町（現守谷市）

(3) 供給宅地面積：約 1,840ha

(4) 重点地域　：守谷地域、伊奈・谷和原地域、萱丸地域、島名・福田坪地域、葛城地域

第５節　路線名及び駅名の決定

路線名の決定にあたっては、建設工事認可申請当初、JR 常磐線に対応した名称で常磐新線としたが、常磐線の名称は常陸及び磐城という旧国名に由来していることから、常磐新線という名称は、東京都心と筑波研究学園都市を結ぶ新しい路線名として適当でないという議論があった。また、首都圏における常磐新線の認識度が低いことから、首都圏新都市鉄道は認識度向上を意図して、平成 11 年 12 月から新線全線を通じた良好な鉄道イメージの創出を図るため「常磐新線イメージづくり調査委員会（委員長：黒川 洸 東京工業大学大学院教授）」を設置し、イメージ戦略の検討を進め、同委員会から「新線イメージ戦略シナリオ」及び「常磐新線の新し

い名称」について、答申を頂き平成13年2月「つくばエクスプレス」という名称を決定した。

同委員会では、一般公募による2万2千件を超える候補名の中から、アンケート調査や街頭調査等を実施した上で、沿線地域のみならず、神奈川など首都圏全域で最も好評であったものを選定した。

路線名の公募名称の発表に際しては、平成13年2月2日にプレスリリースを行ない、知名度の向上を図った。

駅名については、開業後、各々の駅が地域住民から親しまれ育てて頂けるよう、できるだけ地域の声を生かしながら決定することを基本方針とした。

そのため、沿線の自治体に駅名の推薦を依頼し、これを受け各自治体は住民からの公募、選定委員会などを経て首都圏新都市鉄道あてに推薦を受けた。

なお、乗換駅については、原則として既設駅名とするよう要請をしていた。

推薦された駅名を踏まえ関係者との調整を行ない平成15年10月8日に決定した。

各駅の名称については、最終的に首都圏新都市鉄道及び関係地方公共団体ならびに地元との協議により、第24回工事計画変更の届出（平成16年8月18日付け）及び第25回工事計画変更認可（平成16年12月27日付け）で、建設工事中の駅名変更の手続が行われた。

表1-1-5-1に駅名称変更表を示す。

また、同時に行われた沿線開発の統一名称については「みらい平・いちさと」と決定された。

表1-1-5-1　駅名称変更表

都　県	区市町村	仮称駅名	駅　　名
東京都	千代田区	秋葉原	秋葉原
	台東区	元浅草	新御徒町
		新浅草	浅草
	荒川区	南千住	南千住
	足立区	北千住	北千住
		青井	青井
		六町	六町
埼玉県	八潮市	八潮	八潮
	三郷市	三郷中央	三郷中央
千葉県	流山市	南流山	南流山
		流山運動公園	流山セントラルパーク
		流山新市街地	流山おおたかの森
	柏市	柏北部中央	柏の葉キャンパス
		柏北部東	柏たなか
茨城県	守谷市	守谷	守谷
	伊奈町・谷和原村	伊奈谷和原	みらい平
	つくば市	萱丸	みどりの
		島名	万博記念公園
		葛城	研究学園
		つくば	つくば

第2章　建設の経緯

第1節　首都圏新都市鉄道株式会社の設立と鉄道事業免許

平成3年3月15日に関係地方公共団体1都3県4区5市2町1村の出資により「首都圏新都市鉄道株式会社」が設立された。設立時の会社資本金は56億円、従業員35名でのスタートであった。株主及び出資構成は、東京都及び4区の負担割合が40%、茨城県及び1市・2町・1村の負担割合が30%、千葉県及び2市の負担割合が20%、埼玉県及び2市の負担割合が10%であった。

首都圏新都市鉄道は、宅鉄一体化法に基づき1都3県が策定した「基本計画」が、運輸・建設・自治の3大臣により同年10月承認されたのを受けて、鉄道事業法（昭和61年12月、法律第92号）第4条に基づき、平成4年1月10日付けで「第一種鉄道事業免許」を取得した。これにより、常磐新線は宅鉄一体化法に基づく「特定鉄道」と位置づけられ、土地区画整理事業と一体的に整備が進められることとなり、首都圏北東部地域への交通体系の整備、JR常磐線の混雑緩和、首都圏における住宅供給の促進、沿線地域における産業基盤の整備と業務核都市の

形成という目的に向かって事業が進められていくことになった。

免許取得時の常磐新線の事業基本計画策定の前提条件は、秋葉原・つくば間の所要時間は約45分、1日あたりの輸送人員は平成12年の開業時におよそ47万5千人、平成22年には57万6千人を見込み、当初運行車両は1編成数8両、将来は1編成10両であった。

事業基本計画の概要は以下のとおりである。

① 起点及び終点

東京都千代田区秋葉原及び茨城県つくば市（筑波研究学園都市）

② 主要な経過地

東京都台東区元浅草一丁目
東京都荒川区南千住四丁目
東京都足立区千住旭町
埼玉県八潮市大字大瀬
埼玉県三郷市谷中
千葉県流山市南流山四丁目
千葉県柏市若柴
茨城県北相馬郡守谷町大字守谷
茨城県筑波郡伊奈町大字小張
茨城県筑波郡谷和原村大字東楢戸
茨城県つくば市大字苅間

③ 延長

58.3 km

④ 鉄道の種類

普通鉄道・複線

⑤ 動力方式

電化：秋葉原・守谷間　直流 1,500V
　　守谷・つくば間　交流 20,000V

⑥ 軌間

1,067 mm

⑦ 設計最高速度及び設計通過トン数

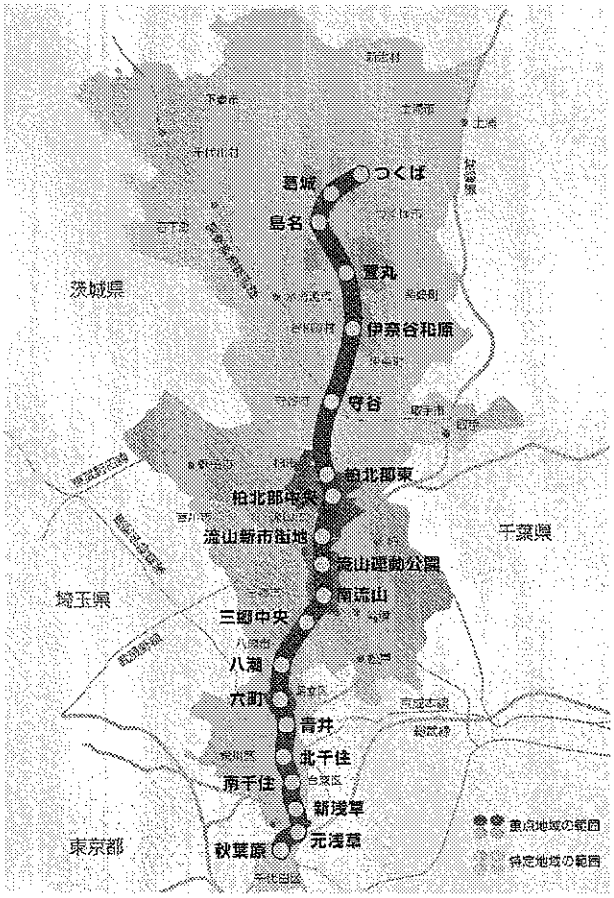
130 km/h、27百万トン/年

⑧ 計画供給輸送力

285千人/日

⑨ 駅の名称及び位置（駅名はすべて仮称）

・秋葉原駅：千代田区神田花岡町付近
・元浅草駅：台東区元浅草一丁目付近
・新浅草駅：台東区浅草二丁目付近



（注）島名駅は平成8年に追加設置決定

図 1-2-1-1　常磐新線路線図

・南千住駅：荒川区南千住四丁目付近
・北千住駅：足立区千住旭町付近
・青井駅：足立区青井三丁目付近
・六町駅：足立区六町四丁目付近
・八潮駅：八潮市大字大瀬付近
・三郷中央駅：三郷市谷中付近
・南流山駅：流山市南流山四丁目付近
・流山運動公園駅：流山市後平井付近
・流山新市街地駅：流山市西初石六丁目付近
・柏北部中央駅：柏市若柴付近
・柏北部東駅：柏市小青田付近
・守谷駅：守谷町大字守谷付近
・伊奈・谷和原駅：伊奈町大字小張及び谷和原村大字東楢戸付近
・萱丸駅：つくば市大字花島新田付近
・葛城駅：つくば市大字苅間付近
・つくば駅：つくば市吾妻二丁目付近

⑨ 車庫

守谷車両基地：守谷町大字守谷付近

配置両数：35 編成（280 両）

⑩ 工事完成期限

平成 12 年 3 月 31 日

⑪ 建設費

約 8,000 億円

図 1-2-1-2 に秋葉原・つくば間配線略図（当初）を示す。

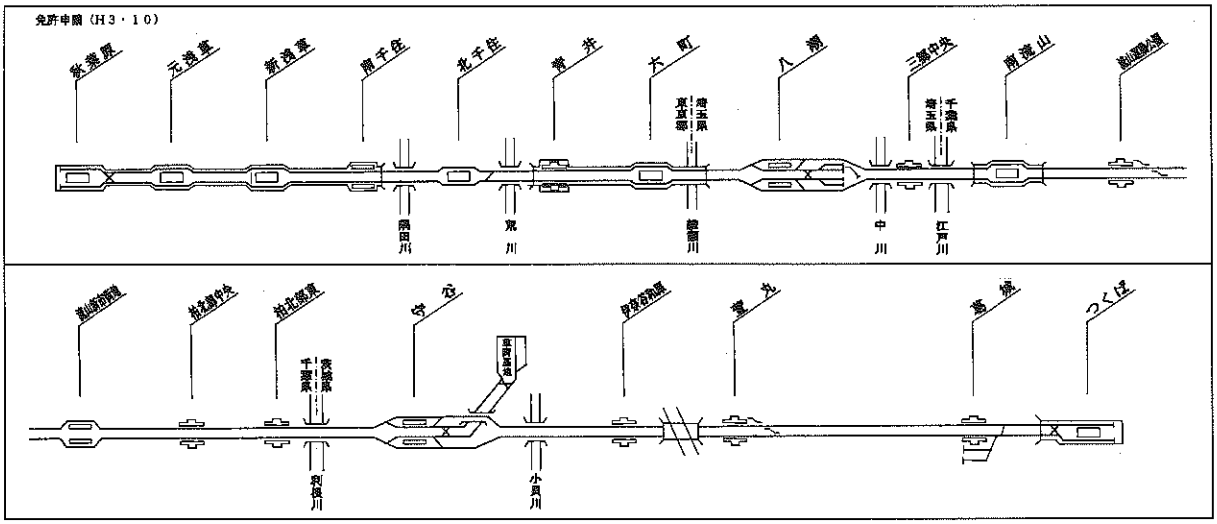


図 1-2-1-2　秋葉原・つくば間配線略図（当初）

首都圏新都市鉄道は、鉄道事業免許を取得した後、鉄道事業法第9条（同法第14条第3項適用）の規定に基づき、平成4年10月5日付けで秋葉原・浅草間（東京その1）の第一次分割工事施行認可申請を行ない、平成5年1月25日付けで認可を受けた。建設にあたっては、巨額の建設費を要すること、さらには、工事施行の困難性により、資金調達上及び施行上全線を自社工事として行なうことは、困難と予想されたため、鉄道施設の建設を鉄道公団が行なうよう、鉄道公団法（昭和39年、法律第3号）第22条第1項に基づき、同区間の工事について首鉄4第72号（平成5年2月17日付け）をもって運輸大臣あて鉄道公団工事の申し出を行なった。申し出を受けた運輸大臣は、鉄道公団法第22条第2項の規程に基づき、鉄都第10号の2（平成5年2月23日付け）をもって、鉄道公団総裁あて工事実施計画の指示を行なった。また、首都圏新都市鉄道は18日に同区間の鉄道整備基金無利子貸付対象事業の認定申請を行ない、同じく2月23日に鉄道整備基金無利子貸付対象事業の認定が行われ、常磐新線がようやく着工の運びとなった。

第2節　プロジェクト推進協議会の設立

運輸政策審議会答申第7号において、常磐新線の事業主体である首都圏新都市鉄道株式会社は、当初から第三セクターとして発足する予定であったが、民間においてはプロジェクトの巨大さゆえその見通しについて懸念があり、出資についても大方の同意を得るには至らなかった。そこで、日本経済団体連合会（経団連）に民間からの出資について斡旋を要請したが、直ちに出資募集を行うには至らず、様々な課題を検討するための組織をまず立ち上げることとなった。

本プロジェクトについての民間研究組織として、平成4年9月に「常磐新線プロジェクト研究会」（会長：中村英夫東京大学教授）が設立され、新線の事業採算性や沿線開発のあり方につき調査・検討活動が行われた。

その後、常磐新線鉄道事業及びこれと一体的に行う沿線開発事業に関して、様々な課題の発生が予想されるようになった。そこで、さらなる調査・検討を行うために常磐新線プロジェクト研究会を発展的に解消し、平成6年6月に官民一体の推進組織として「常磐新線プロジェクト推進協議会（会長：橋本茨城県知事）」が設立された。協議会の体制としては、代表理事として、茨城県知事、三和銀行頭取、首都圏新都市鉄道社長、東京電力社長、トヨタ自動車社長、日本長期信用銀行頭取、理事として東京都、埼玉県、千葉県、鉄道公団、東京都常磐新線推進沿線協議会、埼玉県常磐新線推進沿線協議会、千葉県常磐新線推進沿線協議会、茨城産業会議、あさひ銀行、常陽銀行、新日本製鐵、ダイエー、千葉銀行、日本興業銀行、日立製作所、富士銀行、評議員には民間企業14社から構成されていた。

発足後、新線建設推進委員会・沿線開発推進委員会・広報委員会の3委員会を立ち上げ、会社の経営形態や関連事業、街づくりの手法等について検討を行った。平成8年からは、民間出資に関する検討を進め、平成10年から募集が開始された民間からの出資の側面支援も行った。

プロジェクト推進協議会は、設立当初の首都圏新都市鉄道を側面から支え、本来鉄道事業が行うべきことの肩代わりや鉄道事業・沿線開発事業と投資意欲のある民間企業との橋渡しを積

極的に行い、常磐新線の推進に大きな役割を果たしてきたといえる。

平成13年5月には、路線名の変更にあわせて、協議会の名称を「つくばエクスプレス　みらい平・いちさと推進協議会」と改称し現在に至っている。

現在の協議会の体制は、代表理事として、茨城県知事、首都圏新都市鉄道社長、新生銀行社長、東京電力社長、トヨタ自動車社長、三菱東京UFJ銀行頭取、理事として東京都、埼玉県、千葉県、鉄道・運輸機構、都市再生機構、東京都常磐新線推進沿線地域協議会、埼玉県常磐新線推進沿線協議会、千葉県常磐新線推進沿線協議会、茨城産業会議、埼玉りそな銀行、常陽銀行、新日本製鐵、ダイエー、千葉銀行、日本興業銀行、日立製作所、みずほ銀行、評議員に民間企業24社から構成されている。

第３節　島名駅（現万博記念公園駅）の追加設置

常磐新線の駅配置は構想段階では、東京都7駅、埼玉県2駅、千葉県5駅、茨城県6駅の計画であった。しかし、茨城県のつくば市内におけるルート及び駅の設置については、茨城県が作成する宅鉄一体化法の基本計画作成にあたって、常磐新線整備検討委員会において策定されたルート及び駅設置数が開発区域の計画に伴い一部変更されることになり、茨城県が運輸省や関係機関との調整を行って、ルートについては茨城県提案の「北ルート」、駅数については1都3県の負担比率の問題もあって、5駅（守谷・伊奈谷和原・萱丸・葛城・つくば）で整理され、茨城県の基本計画が策定された。その後茨城県は、平成3年9月の基本計画の申請の際に、今後の6駅（島名の追加）への基本計画の変更について運輸省及び建設省に特段の配慮を要請していた。10月の基本計画承認の際に、1都3県による「常磐新線の建設費等に対する都県の費用負担方法について」の中で増設駅については請願者がその建設にかかる費用の全額を負担することで合意がなされた。

平成8年、茨城県は島名駅付近の農振地域の農用地指定が解除になったことより、島名駅の追加に係る基本計画の変更を行なうため、首都圏新都市鉄道と協議を行ない、島名駅に係る建設費について全額地元自治体が負担することを、1月に首都圏新都市鉄道、茨城県、つくば市の間で確認書を締結した。2月に茨城県とつくば市の間で島名駅新設にかかる費用負担割合（茨城県:1/3、つくば市：2/3）に関する覚書が締結され、3月に茨城県は宅鉄一体化法に基づく基本計画の承認を受けた。これを受けて、首都圏新都市鉄道は3月鉄道事業の事業基本計画の変更認可を受けた。

平成11年1月に、首都圏新都市鉄道と茨城県との間で建設費（概算総額：2,332百万円）に係る確認書を締結し、平成12年2月に第二次分割工事施行認可を受けたことを受けて、島名駅設置に係る工事負担等に関する協定書（概算総額2,332百万円、最終金額：2,259百万円）を、首都圏新都市鉄道・茨城県が締結し、島名駅設置が正式に承認された。

第４節　基本計画の見直し

平成12年度工事完成、建設費7,998億円でスタートした常磐新線であるが、平成7年頃には

都市計画決定の遅れ等から期限内での工事完成が不可能であることが明らかになりつつあった。また、JR用地の借地料の有償化や工事計画の精査から、建設費の総額の不足もまた明らかになった。このため、平成7年11月から、運輸省・会社・公団によってプロジェクトの見直しが進められることとなった。

この結果、工事完成は早くても平成17年度、総額は免許時の建設計画であれば12,000億円に達する可能性が判明し、平成9年6月、建設計画の見直しを行なった。その基本的な考え方は以下のとおりである。

1. 見直しの前提条件

(1) 需要予測

① 平成12年　474,000人/日

② 平成22年　573,000人/日→382,000人／日

③ 平成32年　625,000人/日→488,000人／日

(2) 運行計画

① 秋葉原・八潮間、秋葉原・守谷間、秋葉原・つくば間の折返し運転

② ラッシュ1時間の最大許容混雑率は180%

③ 開業後の車両増備時点での最大許容混雑率は200%

④ 列車種別は、快速と緩行の2種類

2. 規格見直しの基本的考え方

規格見直しにあたっては、初期投資を極力抑制するため、需要予測に基づき以下の方針で行なった。

(1) 前提条件

① 開業時点での編成両数は6両（当初計画は8両）

② 全線開業12年後（平成29年）に編成両数の長大化（8両化）を行なう

③ 開業後、相当年を経過した時点で編成両数の長大化（10両化）を行なう

④ 設備は、可能な限り需要に見合った最小限のものとする

⑤ 2005年全線開業工程を遅延させないことを最大目標とする

(2) 構造物計画の考え方

① 地下構造物は将来の設備増強が困難なことから10両対応の構造物とする。ただし、将来の増強工事が比較的容易と想定される相対式ホームを有する駅（南千住・青井）及び始終端部の駅（秋葉原・つくば）については8両対応の構造物とする。

② 高架構造物は将来の設備増強が容易なことから6両対応の構造物とする。ただし、島式ホームを有する駅（北千住・八潮・流山新市街地・守谷）については、将来の増強を考慮して10両対応を念頭に置いた構造物とする。

③ 開業設備についてはすべて6両対応とする。

3. 将来投資

将来の設備増強については、需要予測結果に基づき所要の時期に行なうものとし、追加投資

としてカウントするものとする

4. 具体的な見直し項目

① 守谷車両基地入出区線を単線化（将来複線化）

② 葛城駅の電留線２線の廃止

③ 秋葉原駅の構造物延長の短縮

④ シールドトンネル二次覆工の省略

⑤ スーパー堤防に係る地盤改良の後施工

5. 建設費見直しの基本的考え方

建設費の見直しにあたっては、規格見直しによる建設費削減及び公団による施工法等の見直しによる建設費削減を考慮して算出した。

具体的な削減項目とは別に、公団において検討した建設費削減項目及び公団で進めていたコスト低減に係る技術開発等も考慮した。建設費全体に係るコスト低減に関する公団の技術開発等の内容は以下のとおりである。

(1) 構造物にかかる技術開発

① シールドトンネル

・セグメント長の拡大（1.5m）

② 開削トンネル

・土留壁の本体利用

③ 省力化高架橋

・アーチスラブ式高架橋

・PCU 型桁式高架橋

(2) 施工法に係る技術開発等

① 地下水対策

② 防護工

・建物防護工法の見直し（アンダーピニング）

・埋設管防護の工法の変更（連続地中壁）

③ 軟弱地盤対策

見直しの結果、建設費総額は約 10,300 億円と見積もられ、鉄道整備基金及び地方公共団体の無利子貸付事業の総枠の拡大がなされた。それと同時に、会社経営の支援の観点から、地方公共団体の無利子貸付事業の据置期間が６年から８年に延長が図られた。工事完成期限は平成17年3月31日となり、関係者が挙げて完成期限に向けて真摯な努力をすることとなった。

第５節　着工から完成まで

土木工事は平成６年 10 月に、東京都内の浅草駅の開削工事から着手することで本格的に開始した。続いて、茨城県の守谷車両基地（面積 19ha、総盛土量 110 万㎥）、小貝川の橋りょう下部工事に着手した。これら長期の工事期間を必要とする河川横断工事、地下駅部の工事に引き

続き、順次、シールド・高架橋・橋りょう工事を進め、平成15年には概ね土木工事を完成させることができた。

軌道工事は、平成13年12月に茨城県の総合基地内でレール発進式を行ない、土木工事が終了した箇所から環境にやさしい軌道構造（弾性直結軌道バラスト散布型）を採用して逐次軌道敷設を進め、平成16年5月に全線にわたるレール敷設が完了し、北千住駅構内でレール締結式を行なった。

各駅については、駅周辺の環境に調和した外観とだれにも優しいユニバーサルデザインで設備しており、建築・電気設備についても新たな技術開発と建設費縮減を図りながら工事を進め、平成16年10月にほぼ工事を終了することができた。

首都圏新都市鉄道は、平成16年2月24日に、開業日を平成17年8月24日と発表した。

第3章　建設計画

第1節　概　要

首都圏北東部地域における宅地開発等との整合を図ることから、関係都県が宅鉄一体化法に基づき策定した基本計画によることとしている。線路縦断計画は、東京都内は主に地下構造、埼玉県以北は高架構造を基本としている。

① 予定路線内訳

・東京都内　13.2km　・埼玉県内　7.3km　・千葉県内　13.5km

・茨城県内　24.3km

② 駅設置内訳

・東京都内　7駅（うち地下駅6駅）

・埼玉県内　2駅

・千葉県内　5駅（うち地下駅1駅）

・茨城県内　6駅（うち地下駅1駅）

③ 他の鉄道との結節駅

秋葉原　JR山手線、JR京浜東北線、JR総武線、東京メトロ日比谷線

新御徒町　都営大江戸線

南千住　JR常磐線、東京メトロ日比谷線、

北千住　JR常磐線、東武伊勢崎線、東京メトロ千代田線、東京メトロ日比谷線

南流山　JR武蔵野線

流山おおたかの森　東武野田線

守谷　関東鉄道常総線

④ 車庫等

守谷車庫　156両（26編成、1編成6両）

八潮駅電留線　4線（4編成、24両）

つくばエクスプレス（常磐新線）の路線は、宅鉄一体化法の「基本計画」に基づき、既存鉄

道路線との結節及び沿線地域の開発計画と整合が図られることが基本になっている。駅数は20駅（地下駅8、高架駅11、地上駅1）で、既存鉄道路線との結節は、秋葉原、新御徒町、南千住、北千住、南流山、流山おおたかの森、守谷の7駅である。

東京都内の路線は、千代田区・台東区・荒川区・足立区を通る延長13.2㎞で、駅は、秋葉原・元浅草（新御徒町）・新浅草（浅草）・南千住・青井・六町の6駅が地下駅、北千住駅が高架駅である。南千住・北千住間の明かり区間及び長大橋りょうの荒川橋りょう付近の高架橋を除いてすべて地下構造である。

埼玉県内の路線は、八潮市から三郷市を通る延長7.3㎞で、構造物は都県境を除いて高架橋、橋りょうである。八潮市に八潮駅、三郷市に三郷中央駅を設置し、八潮駅には電留線4線を併設している。

千葉県内の路線は、流山市及び柏市を通る延長13.5㎞で、流山市には地下駅の南流山（JR武蔵野線との結節駅）、高架駅の流山運動公園（流山セントラルパーク）、流山新市街地（流山おおたかの森：東武野田線との結節）の3駅が、柏市には、高架駅の柏北部中央（柏の葉キャンパス）、柏北部東（柏たなか）の2駅が設置されている。南流山駅付近は地下構造となっているほかは一部の切取区間を除き、高架構造である。

茨城県内の路線は、守谷市、谷和原村、伊奈町、つくば市を通る延長24.3㎞で構造は主に高架橋・橋りょう・切取である。トンネル区間は、常磐自動車道との交差部、つくば市街地の2箇所である。県内の駅は、守谷市の高架駅の守谷駅（関東鉄道常総線と結節駅）、谷和原村、伊奈町の行政境に地上駅の伊奈谷和原（みらい平）駅、つくば市内に高架駅の萱丸（みどりの）駅、島名（万博記念公園）駅、葛城（研究学園）駅の3駅と地下駅であるつくば駅のあわせて6駅がある。

動力方式については、茨城県八郷町にある地磁気研究所の観測に影響を与えないよう配慮する必要があったことから、JR常磐線と同様に守谷以北の電気方式は交流を採用した。一時期は、地磁気観測所の移転も検討したが、地磁気観測データーの連続性の担保が必要であったため、経費及び工程の面から断念せざるを得なかった。

第２節　路線選定の経緯

つくばエクスプレス（常磐新線）の建設計画の基本となるルート及び駅位置は、現状及び将来の動向、都市機能の強化育成並びに首都圏北東部地域の宅地開発と鉄道整備の一体的推進による需要の確保等を総合的に勘案して設定した。

1．路線計画

ルート選定にあたっては、運輸政策審議会答申における経由地を基本とし、かつ首都圏北東部における宅地開発及び特定鉄道（常磐新線）の整備の一体的推進に関する基本計画にもとづくほか、建設費の削減に配慮しつつ、乗客の利便性や、乗客数の増加を図る等について重点を置いて、以下の視点から検討を行ないルートを設定した。

① 地域の開発計画と鉄道計画の整合が図れること
② 周辺の環境に与える影響が少ないこと
③ 学校、病院、社寺、墓地等の支障を極力避けること
④ トンネルは、道路下等公共用地を極力多用すること
⑤ ガス管、上下水道管、配電線路及び通信ケーブル等の地下埋設物を極力避けること
⑥ 利用者の利便性を図ること
⑦ 他交通機関等との整合を図ること
⑧ 線形、勾配、地質及び構造物の技術的条件を考慮すること

2. 駅位置

駅位置については、首都圏北東部における宅地開発及び特定鉄道（常磐新線）の整備の一体的推進関する基本計画に基づくほか、乗客の利便性に配慮しつつ、次の事項を考慮して設置した。

駅位置の選定にあたっては、駅相互間の徒歩圏のバランス、地形及び土地利用状況、将来の土地利用計画等を勘案し、駅間を東京都内で概ね2km程度、埼玉、千葉、茨城に置いては概ね3km程度として利用客の利便性を考慮し、かつ、それぞれの地域における都市機能の状況、産業経済の現状と今後の開発動向、諸施設へのアクセス、在来鉄道その他輸送機関との有機的な接合及び一体型区画整理事業との整合等を勘案しつつ総合的に検討した。

第3節　路線の概要

1. 東京都

(1) 秋葉原駅

都心ターミナル駅は、JR 京浜東北線・山手線・総武線及び東京メトロ日比谷線等の鉄道各路線が結節している交通の要衝である秋葉原とし、駅設置位置については、当該地区において「秋葉原地区再開発計画」が進められていることから、この当該事業との整合を図ることとし、業務施設地区、商業施設地区が予定されている位置を外し、幅員25mの計画街路（区道第319号線）下に地下4層構造で設置することとした。駅の深度が地表面から約35mになるが、交差する蔵前橋通りに埋設されている上水道幹線及び下水道幹線への支障を避けるとともに、将来、東京方に延伸する場合、ワシントンホテルの支持杭への支障を避けるためである。

(2) 秋葉原・新御徒町間

秋葉原駅を出て、トンネルで北に向かい、JR 東北新幹線から最小限の離隔を取った台東区道第16号線及び民地下を進み、台東区道第10号線との交差部付近から民地下を東に向けてカーブをしながら一般国道4号線下を横断し、春日通り（都道453号線）に入ると、大江戸線の下を通って新御徒町駅に至る。

(3) 新御徒町駅

旅客の利便性を考慮し、第二の山手線といわれている都営大江戸線との連絡結節を図るため一体駅として、春日通りと清洲橋通りの交差点付近に設置することとした。駅構造は、4層で

B2 階が大江戸線の、B4 階がつくばエクスプレスのホーム階で、B3 階が乗換コンコース階となっている。駅の深度は、地表面から約 31mである。

(4) 新御徒町・浅草間

新御徒町駅を出て、トンネルで春日通り下を東進し、台東区道第 395 号線交差部付近から北に向けてカーブしながら民地下を通過し、台東区道第 421 号線との交差部付近で、国際通り（都道第 462 号線）下に入り、浅草駅に至る。

(5) 浅草駅

「浅草六区国際通り再開発計画」との整合性を図り、区域内のほぼ中央の、ロックスビルと浅草ビューホテルとの間の国際通り下に設置することとした。駅の深度は、NTT の埋設物を考慮して、地表面から約 30mである。

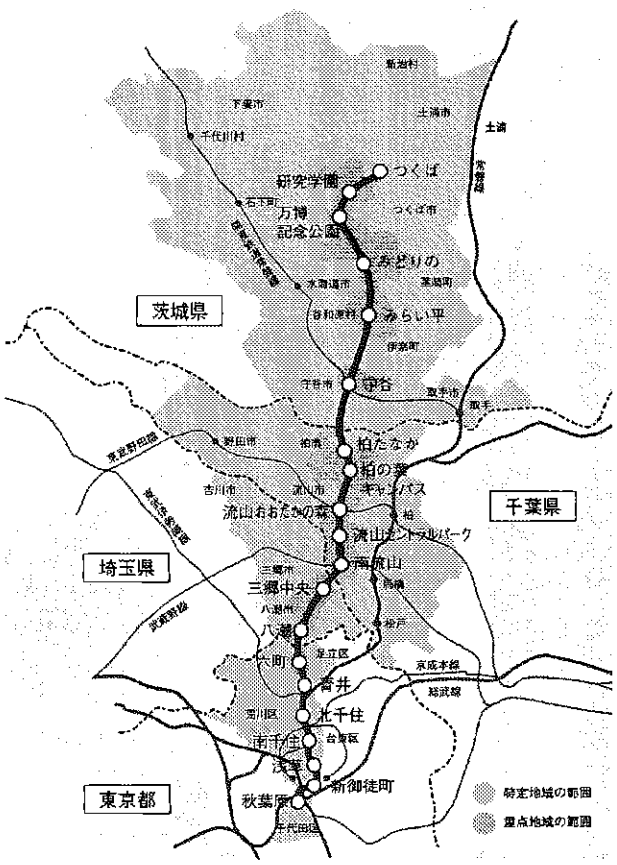


図 1-3-3-1　予定路線略図及び沿線開発図

(6) 浅草駅・南千住間

浅草駅を出て、トンネルで国際通り下を北進し、台東区道第 293 号線付近で北東に向けてカーブしながら民地下を通過し、明治通り（都道 306 号線）を挟み、再び民地下を通過し、東京メトロ日比谷線及び JR 常磐線と交差した後、南千住駅に至る。

(7) 南千住駅

旅客の利便性を考慮し、JR 常磐線･東京メトロ日比谷線と連絡結節を図った。また、南千住駅付近との再開発と整合性を図り、JR 常磐線南千住駅の地下約 10mに駅を設置することとした。

(8) 南千住・北千住間

南千住駅を出て、JR 常磐線及び東京メトロ日比谷線の間を路盤構造で進み、隅田川を橋りょうでほぼ直角に渡河した後、高架構造になり、北進し北千住駅に至る。

(9) 北千住駅

旅客の利便性を考慮し、JR 常磐線、東武伊勢崎線、東京メトロ日比谷線・千代田線との連絡結節を図り、JR 常磐線と東武伊勢崎線・東京メトロ日比谷線との駅相互間で乗換利便性のよい位置に設置することとして、JR 常磐線北千住駅の上空の 3 階レベルをホームとして、2 階レベルに乗換コンコースを設置することとした。

(10) 北千住・青井間

北千住駅を出て、高架構造で JR 常磐線と並行に進み、荒川をほぼ直角に渡河し、足立区西綾瀬一丁目で東武伊勢崎線の高架下を通過し、JR 常磐線及び東京メトロ千代田線下をボック

ス構造で北にカーブした後、トンネルで弘道小学校、江北高校を避けながら青井駅に至る。

(11) 青井駅

都営青井三丁目・第六五兵衛町・弘道二丁目第二アパート等、集中した住宅地域で、当該地区の鉄道における利便性を向上させるため、既設鉄道駅である東武伊勢崎線五反野駅、東京メトロ千代田線綾瀬駅及び北綾瀬駅からほぼ等距離に位置したところに計画した。また、当該地区においては、街路事業として都市計画道路補助 140 号線が、平成 2 年から進められていることから、この補助 140 号線下に、地表面から約 10mに駅を設置することとした。

(12) 青井・六町間

青井駅を出て、トンネルで都市計画道路補助第 140 号線下に沿って北進し、マンション、加平小学校を避け、ほぼ直線に近い線形で六町駅に至る。

(13) 六町駅

六町地区土地区画整理事業との整合性を図ること及び青井駅と同様、都市計画道路補助 140 号線下に駅を設置することとした。

また、都市計画道路補助 140 号線には、下水道トンネルの中川汚水幹線、東京電力のシールドトンネルをはじめ、数多くの都市施設が埋設されていることから、この埋設物の支障を避けて、地表面から約 10mの位置に設置したものである。

(14) 六町・八潮間

六町駅を出て、トンネルで都市計画道路補助第 140 号線下に沿って北進し、埼玉県との県境である綾瀬川手前で北東に進路を変え、渡河後、都市計画道路西新第 2 号線下に入り、首都高速 6 号線三郷線下を横断する。その後、大曽根小学校並びに埼玉回生病院を避け、大曽根地区で地上に出て高架構造となり、八潮南部西地区土地区画整理事業区域内ほぼ中央を通過し、八潮南部中央地区土地区画整理事業区域内の八潮駅に至る。

2. 埼玉県

(1) 八潮駅

八潮南部中央地区土地区画整理事業との整合性を図り、基本計画の重点地域のほぼ中央に高架構造で設置することとした。

(2) 八潮・三郷中央間

八潮駅を出て、高架構造で八潮南部中央及び八潮南部東地区土地区画整理事業区域内ほぼ中央を通過し、潮止小学校、県立八潮高校及び普門寺を避けながら、中川をほぼ直角に横断し三郷市に入る。三郷市内は、香岩寺を避け、外郭環状道路付近で北にカーブしながら、三郷中央地区土地区画整理事業区域内の三郷中央駅に至る。

(3) 三郷中央駅

三郷中央地区土地区画整理事業との整合性を図り、基本計画の重点地域のほぼ中央に高架構造で設置することとした。

(4) 三郷中央・南流山間

三郷中央駅を出て、高架構造で草庵寺・興禅寺を避けながら北東に進み、県道三号線松伏線

との交差付近から、東にカーブし、江戸川をほぼ直角に渡り千葉県流山市に入ると、路盤構造で進み、県道松戸野田線手前でトンネルとなり北東にカーブし、南千住小学校を避け、市道第106号線下を進み南流山駅に至る。

3. 千葉県

(1) 南流山駅

旅客の利便性を考慮し、JR 武蔵野線との連絡結節を図った。また、住宅が密集している市街化区域を通過するため、流山市道106号線下に設置することとした。106号線に埋設されている下水道幹線への支障を避けるため、地表面から約9mの位置となった。

(2) 南流山・流山セントラルパーク間

南流山駅を出て、トンネルで市道第106号線下を東福寺及び千仏堂を避けながら、北東に進み、総武流山鉄道下を通過した後、思井付近で地上に出て、高架構造で運動公園周辺地区土地区画整理事業区域内のほぼ中央に位置する流山セントラルパーク駅に至る。

(3) 流山セントラルパーク駅

流山運動公園周辺地区土地区画整理事業との整合性を図り、基本計画の重点地域のほぼ中央に高架駅で設置することとした。

(4) 流山セントラルパーク・流山おおたかの森間

流山セントラルパーク駅を出て、高架構造で運動公園周辺地区土地区画整理事業区域のほぼ中央を通過し、円東寺を避けながら、東にカーブし、東武野田線と交差する流山新市街地土地区画整理事業区域内のほぼ中央付近に位置する流山おおたかの森駅に至る。

(5) 流山おおたかの森駅

旅客の利便性を考慮し、東武野田線との連絡結節を図るため、豊四季駅と初石駅の中間に位置することとした。また、流山新市街地地区土地区画整理事業との整合性を図り、基本計画の重点地域のほぼ中央付近に高架駅で設置することとした。東武野田線の新駅設置を考慮して、3階レベルを軌道階として、2階レベルに野田線の橋上駅及び乗換コンコースを設置することとした。

(6) 流山おおたかの森・柏の葉キャンパス間

流山おおたかの森駅を出て、高架構造で小山小学校及び流山豊四季霊園を避けながら、流山新市街地土地区画整理事業区域のほぼ中央を北東に進み、駒木付近でルートをやや東寄りに向けながら、柏市水道第六水源地の支障を避けて、柏北部中央土地区画整理事業区域のほぼ中央付近でルートを北に向けて柏の葉キャンパス駅に至る。

(7) 柏の葉キャンパス駅

柏北部中央地区土地区画整理事業との整合性を図り、基本計画の重点地域のほぼ中央付近に高架駅で設置することとした。

(8) 柏の葉キャンパス・柏たなか間

柏の葉キャンパス駅を出て、北進し、高架構造で国道16号線と交差し、正連寺、虚空蔵堂、田中小学校への支障を避け、ほぼ直進し、柏北部東地区土地区画整理事業区域内の柏たなか駅

に至る。

(9) 柏たなか駅

柏北部東地区土地区画整理事業との整合性を図り、基本計画の重点地域のほぼ中央付近に高架駅で設置することとした。

(10) 柏たなか・守谷間

柏たなか駅を出て、高架構造で利根川手前からルートをやや北東に向けて常磐自動車道と並行に進み、守谷サービスエリア付近から東にカーブし、守谷駅周辺土地区画整理事業区域内の守谷駅に至る。

4. 茨城県

(1) 守谷駅

旅客の利便性を考慮し、関東鉄道常総線守谷駅との連絡結節を図るとともに、守谷町の中心市街地及び土地区画整理事業（守谷駅周辺、守谷東）による開発地区の概ね中央に、高架駅で設置することとした。3階レベルを軌道階として、2階レベルに常総線の橋上駅及び乗換コンコースを設置することとした。

(2) 守谷・みらい平間

守谷駅を出て、高架構造で守谷第一期地区土地区画整理事業区域のほぼ中央を通過し、病院、工場への支障を避けて北にカーブし、小貝川をほぼ直角に渡河し、ルートを北東に向けて伊奈・谷和原丘陵部土地区画整理事業区域内のみらい平駅に至る。

(3) みらい平駅

伊奈・谷和原丘陵部地区土地区画整理事業との整合性を図り、基本計画の重点地域のほぼ中央付近に掘割式で設置することとした。ホーム階は地表面から約8m、コンコース階が地表面となる。

(4) みらい平・みどりの間

みらい平駅を出て、高架構造で伊奈・谷和原丘陵部土地区画整理事業区域の東部を通過し、常磐自動車道との交差部手前で路盤構造となり、常磐自動車道をトンネルで交差した後、片田地区で路盤・高架構造となり、工場、神社を避けて萱丸地区土地区画整理事業区域内のみどりの駅に至る。

(5) みどりの駅

萱丸地区土地区画整理事業との整合性を図り、既成市街地へのアクセスを考慮するとともに、上萱丸の稲荷神社への支障を避け、基本計画の重点地域のほぼ中央付近に高架駅で設置することとした。

(6) みどりの・万博記念公園間

みどりの駅を出て、高架・路盤構造で神社、集合墓地、遺跡群を避けながら北進し、万博記念公園駅手前で高架構造となり、島名・福田坪地区土地区画整理事業区域内の同駅に至る。

(7) 万博記念公園駅

島名・福田坪地区土地区画整理事業との整合性を図り、さらに上河原崎地区、中西地区の開

発区域へのアクセスを考慮し、基本計画の重点地域のほぼ中央付近に高架駅で設置することとした。

(8) 万博記念公園・研究学園間

万博記念公園駅を出て、高架構造で遺跡群を避けながら東進し、蓮沼川をほぼ直角に渡河後、葛城地区土地区画整理事業区域内の研究学園駅に至る。

(9) 研究学園駅

葛城地区土地区画整理事業との整合性を図り、さらに東光台研究団地及び筑波西部工業団地への利便性を考慮し、基本計画の重点地域のほぼ中央付近に高架駅で設置することとした。

(10) 研究学園・つくば間

研究学園駅を出て、葛城地区土地区画整理事業区域のほぼ中央を高架構造で通過し、苅間地区の手前を路盤構造で、葛城小学校からトンネルになり、北東にカーブしながら、県道土浦境線（学園中央通り）の下に入り、つくば駅に至る。

(11) つくば駅

筑波研究学園都市のほぼ中央付近のつくば交通ターミナルとの結節及び既存整備計画との整合性を図り、県道土浦境線（学園中央通り）の下に設置することとした。学園中央通りには、共同溝が設置されているため、その支障を避けて地表面から17mの位置に設置することとした。

第４節　車両基地・保守基地等の配置

1. 車両基地の位置選定

つくばエクスプレス（常磐新線）は、他線との乗り入れもなく唯一単独の車両基地が必要なことから、基地位置については、将来の輸送形態、車両運用、乗務員操配等下記に示す諸条件を総合的に検討し、守谷駅から分岐し約 1.6 km先の小貝川沿いの農耕地に計画した。

(1) 輸送の流れに大きな段差の生ずる箇所
(2) 極力、駅の近傍で、乗務員の運用・車両回送ロスの少ない箇所
(3) 基地の形態にあった用地を容易に確保できること
(4) 着発線からストレートに基地に入れるよう考慮し、無駄な折返し作業を少なくすること
(5) 入出区が本線支障とならないように、立体交差等の配線上の配慮をすること
(6) 検査・整備作業については、設備・要員等からみて極力集中すること

2. 車両基地の形態と車両配置規模

車両基地の形態は、並列型とし、工場設備の検査区と保守基地を併設した。免許時における車両編成については、開業時は 8 両／編成、将来は 10 両／編成であったが、その後の見直しで開業時は 6 両／編成、将来は 8 両／編成とした。車両の配置規模は、総合車両基地において開業時は 26 編成（26×6＝156 両）、将来は 30 編成（30×8＝240 両）である。また、車両の留置設備は、八潮駅構内にも 4 編成分の留置線を配置した。

図 1-3-4-1 に各駅の配線略図を示す。

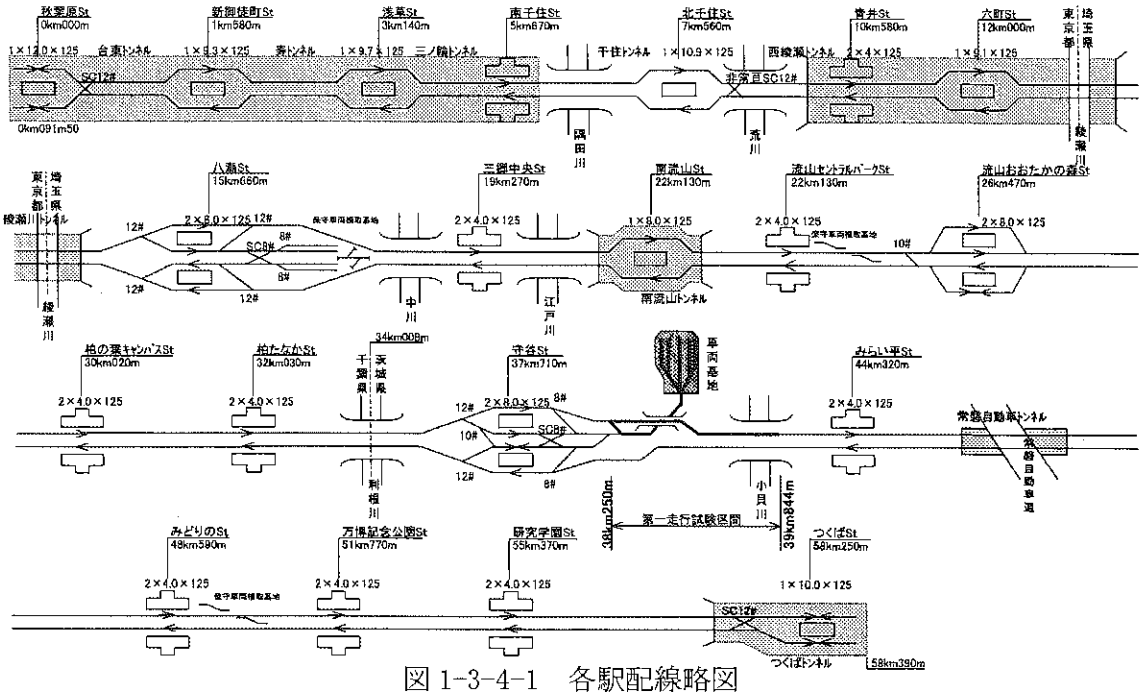


図 1-3-4-1　各駅配線略図

第４章　行政手続き等の経緯

第１節　工事施行認可申請の経緯

首都圏新都市鉄道は、平成 5 年 1 月 25 日付けで秋葉原・浅草間（東京その 1）の第一次分割工事施行認可を受けたのを皮切りに全 9 回にわたり分割認可申請を順次行なった。また、工事の進捗に伴い、鉄道事業法第 9 条に基づく工事計画の変更を延べ 29 回にわたり行なった。

なお、工事完成期限については、平成 9 年 6 月 24 日に工事完成期限の延伸（平成 12 年 3 月 31 日→平成 17 年 3 月 31 日）の申請を行ない、鉄施第 106 号(平成 9 年 6 月 30 日付け）をもって認可を受けた。平成 15 年 11 月 20 日に工事完成期限の再延伸(平成 17 年 3 月 31 日→平成 20 年 3 月 31 日)の申請を行ない、国鉄施第 62 号(平成 15 年 12 月 4 日付け)により認可を受けた。

分割工事施行認可申請及び工事実施計画指示、また主要な工事計画変更の経緯は以下のとおりである。

1. 工事施行認可及び工事実施計画指示

表 1-4-1-1　工事施行認可及び工事実施計画指示の経緯

申請種別	記号・番号		日付	内容
第一種鉄道事業免許取得	申請 免許	首鉄3　第57号 鉄都　第 1号	H 3.10.25 H 4. 1.10	秋葉原・つくば間
第一次分割工事施行認可 （第 1 回）	申請 認可	首鉄4　第37号 鉄施　第18号	H 4.10. 5 H 5. 1.25	秋葉原・浅草間（東京その 1） （完成期限平成 12 年 3 月 31 日）
工事実施計画の指示 （No1）	申出 指示	首鉄4　第72号 鉄都　第10号の2	H 5. 2.17 H 5. 2.23	建設指示：秋葉原・浅草間（東京その 1） 担当支社：東京支社
第一次分割工事施行認可 （第 2 回）	申請 認可	首鉄5　第55号 鉄施　第11号	H 5.12.22 H 6. 1.17	守谷・みらい平間（茨城その 1） （完成期限平成 12 年 3 月 31 日）
工事実施計画の指示 （No2）	申出 指示	首鉄5　第119号 鉄都　第3号の2	H 6. 1.18 H 6. 2. 2	建設指示：守谷・みらい平間（茨城その 1） 担当支社：関東支社
第一次分割工事施行認可 （第 3 回）	申請 認可	首鉄6　第66号 鉄施　第31号	H 7. 2. 1 H 7. 2.23	浅草・六町間（東京その 2） （完成期限平成 12 年 3 月 31 日）
工事実施計画の指示 （No3）	申出 指示	首鉄6　第145号 鉄都　第8号の2	H 7. 2.23 H 7. 3.10	建設指示：浅草・六町間（東京その 2） 担当支社：東京支社
第一次分割工事施行認可 （第 4 回）	申請 認可	首鉄建7　第35号 鉄 施　第39号	H 7.12.27 H 8. 2.23	六町・三郷中央間（埼　玉） （完成期限平成 12 年 3 月 31 日）
工事実施計画の指示 （No4）	申出 指示	首鉄企7　第50号 鉄都　第10号の2	H 8. 2.26 H 8 3 28	建設指示：六町～三郷中央間（埼　玉） 担当支社 東京支社：13 km 195m～14 km 776m 関東支社：14 km 776m～20 km 359m
工事完成期限延長	申請 認可	首鉄建9　第 16号 鉄　施　第106号	H 9. 6.24 H 9. 6.30	旧：平成 12 年 3 月 31 日 新：平成 17 年 3 月 31 日
第一次分割工事施行認可 （第 5 回）	申請 認可	首鉄建9　第 20号 鉄 施　第157号	H 9. 7.29 H 9.10.13	三郷中央・南流山間　及び 流山セントラルパーク・流山おおたかの森間 （千葉その 1-1） （完成期限平成 17 年 3 月 31 日）
工事実施計画の指示 （No5）	申出 指示	首鉄9　第40号 鉄都　第48号の2	H 9.10.13 H 9.10.29	三郷中央・南流山間　及び 流山セントラルパーク・流山おおたかの森間 （千葉その 1-1） 担当支社：関東支社
第一次分割工事施行認可 （第 6 回）	申請 認可	首鉄建10　第19号 鉄 施　第193号	H10. 8. 5 H10.12. 2	流山おおたかの森・守谷間（千葉その 2） （完成期限平成 17 年 3 月 31 日）
工事実施計画の指示 （No6）	申出 指示	首鉄企10　第46号 鉄都　第45号の2	H10.12. 2 H10.12.22	建設指示：流山おおたかの森・守谷間 （千葉その 2） 担当支社：関東支社
第一次分割工事施行認可 （第 7 回）	申請 認可	首鉄建10　第71号 鉄　施　第49号	H11. 1.28 H11. 3.31	みらい平・つくば間（茨城その 2） （完成期限平成 17 年 3 月 31 日）
工事実施計画の指示 （No7）	申出 指示	首鉄企10　第69号 鉄都　第21号の2	H11. 3.31 H11. 4. 9	建設指示：みらい平・つくば間（茨城その 2） 担当支社：関東支社
第二次分割工事施行認可 （第 8 回）	申請 認可	首鉄建11　第41号 鉄施　第70号	H12. 2.14 H12. 4.14	秋葉原・つくば間 ※南流山・流山セントラルパーク間を除く全線 （完成期限平成 17 年 3 月 31 日）
第二次分割工事実施計画の指示 （No8）	申出 指示	首鉄企12　第 3 号 鉄　都　第23号の2	H12 4.14 H12. 4.27	建設指示：秋葉原・つくば間 ※南流山～流山セントラルパーク間を除く全線 担当支社 東京支社：13 km 195m～14 km 776m 関東支社：14 km 776m～20 km 359m
第二次分割工事施行認可 （第 9 回）	申請 認可	首鉄建12　第 1号 鉄施　第101号	H12. 5.26 H12. 7.13	南流山・流山セントラルパーク間 （千葉その 1-2） （完成期限平成 17 年 3 月 31 日）
第二次分割工事実施計画の指示 （No9）	申出 指示	首鉄企12　第25号 鉄　都　第36号の2	H12 7.13 H12. 8. 4	建設指示：南流山～流山セントラルパーク間 （千葉その 1-2） 担当支社：関東支社
工事完成期限延長	申請 認可	首鉄建15　第74号 国鉄施　第62号	H15.11.20 H15.12. 4	旧：平成 17 年 3 月 31 日 新：平成 20 年 3 月 31 日

2. 工事計画変更の経緯

表 1-4-1-2　工事計画変更認可申請の経緯

申請種別	記号・番号		日付	内容
工事計画変更認可 （第1回）	申請 認可	首鉄建8　第 13号 関鉄技一　第153号	H 8. 7.17 H 8. 8. 9	浅草・六町間（東京その2） ・青井駅付近平面線形変更 ・弘道T縦断勾配の変更
工事計画変更認可 （第2回）	申請 認可	首鉄建8　第50号 関鉄技一　第54号	H 9. 2.28 H 9. 3.31	六町・三郷中央間（埼　玉） ・中川B：縦断勾配・径間・構造変更
工事計画変更認可 （第3回）	申請 認可	首鉄建8　第51号 関鉄技一　第74号	H 9. 3.13 H 9. 5.16	秋葉原・三郷中央及び守谷・みらい平間 （既認可全区間） ・常磐新線の全体計画見直しに伴う設計の変更 （軌道、電路を含む）
工事計画変更認可 （第4回）	申請 認可	首鉄建9　第33号 関鉄技一　第 7号	H9. 11.28 H10. 1.16	六町・三郷中央間（埼　玉） ・中川B　：構造変更（橋長他） ・第一栄BV：構造変更（径間）
工事計画変更認可 （第5回）	申請 認可	首鉄建9　第44号 関鉄技一　第27号	H10. 2. 3 H10. 2.27	三郷中央・南流山間及び流山セントラルパーク・流山おおたかの森間（千葉その1-1） ・流山T：位置変更、断面縮小、軌道ｾﾝﾀｰ変更
工事計画変更認可 （第6回）	申請 認可	首鉄建9　第51号 関鉄技一　第55号	H10. 3. 7 H10. 4. 6	六町・三郷中央間（埼　玉） ・木曾根BL：径間及び構造変更 ・江戸川BL：径間及び構造変更
工事計画変更認可 （第7回）	届出	首鉄建10　第 9号	H10. 5.21	秋葉原～浅草間（東京その1） ・秋葉原駅　：構造、線形変更 ・御徒町駅　：出入り口、構造変更 ・浅草駅　　：駅長の短縮（3m×2） ・寿T　　：シールド3m延長 ・三ノ輪T　：シールド3m延長
工事計画変更認可 （第8回）	申請 認可	首鉄建10　第 35号 関鉄技一　第208号	H10. 9. 1 H10.12. 4	①浅草・六町間（東京その2） 及び六町・三郷中央間（埼　玉） ・三ノ輪T　：平面曲線変更 ・綾瀬川T　：縦断線形変更 ・加平T　　：開削トンネル 47mをシールドトンネルに変更（東電協議） ・南千住駅、北千住駅：構造変更 ・六町駅：曲線、緩和曲線見直し及び一部開削トンネルをシールドトンネルに変更 ・隅田川B　：径間変更（2→1径間） ・足立路盤　：構造変更（U型擁壁） ・線形、構造変更・縦断変更 ②守谷・みらい平間（茨城その1） ・第二北園BL～小貝川～第二筒戸BL、 入出区線：構造、径間、縦断変更
工事計画変更認可 （第9回）	申請 認可	首鉄建10　第 49号 関鉄技一　第189号	H10. 9. 9 H10. 9.21	六町・三郷中央間（埼 玉）及び 三郷中央・南流山間（千葉1-1） ・木曾根BL、BV、栄BL、BV中川B、江戸川B ：径間変更
工事計画変更認可 （第10回）	届出	首鉄建10　第53号	H10. 9.22	守谷・みらい平間（茨城その1） ・第1大柏BL～第5大柏BL ：構造、径間、縦断変更 ・天神BV：径間変更、縦断変更
工事計画変更認可 （第11回）	申請 認可	首鉄建10　第68号 関鉄技一　第261号	H10.11.18 H10.12.16	守谷・みらい平間（茨城その1） （下り線） ・第2北園BL～小貝川BL （上り線） ・第2北園BL～第2筒戸及び入出区線 ：構造、径間、縦断変更
工事計画変更認可 （第12回）	届出	首鉄建10　第101号	H11. 2.18	守谷・みらい平間（茨城その1） ・第1、第2守谷BL（道路協議） ・第1守谷BV（守谷駅3層対応） ：構造、径間、縦断変更

工事計画変更認可 （第13回）	申請 認可	首鉄建11　第　6号 関鉄技一　第187号	H11. 6.28 H11. 9. 8	秋葉原・浅草間（東京その1） ・秋葉原駅：線形、構造変更 （総武線協議及び出入口位置変更） ・新御徒町駅：構造変更（12号線協議他）
工事計画変更認可 （第14回）	申請 認可	首鉄建11　第27号 関鉄技一　第257号	H11.10. 8 H11.11.29	※共通事項 ・六町・つくば間施工基面高変更 ①六町・三郷中央間（埼　玉） ・第1圷BL～第4栄BL：径間変更 ・八潮駅：軌道中心間隔（3.6→3.8） ②三郷中央・南流山間（千葉1-1） ・南流山駅：構造変更（2層3径間→2層2径間） ・南流山T：工法変更（開削→シールド） ③流山おおたかの森・守谷間（千葉その2） ・新利根・上利根・東利根川BL ：径間変更（道路他管理者協議） ・利根川B：橋脚基礎構造変更 ③守谷・みらい平間（茨城その1） ・利根川東BL、利根川東B ：径間変更（河川他管理者協議） ・第1～2大柏BL、第2守谷BL ：径間変更（道路他管理者協議） ・守谷車両基地：名称、配線変更 ④みらい平・つくば間（茨城その2） ・つくばT:形状の変更 ・U型擁壁区間：軌道構造の変更 （バラスト→弾直軌道）
工事計画変更認可 （第15回）	申請 認可	首鉄建11　第36号 関鉄技一　第16号	H11.12. 8 H12. 2.14	※共通事項 秋葉原・つくば間施工基面高変更 ①浅草・六町間（東京その2） ・三ノ輪T：セグメントの設計変更 （コンクリート→ダクタイル、t＝400） ・加平T　：セグメントの設計変更 （コンクリート　t＝400→450） ・綾瀬川T：セグメントの設計変更 （コンクリート→ダクタイル、t＝300） ②守谷・みらい平間（茨城その1） ・第2守谷BL～第2北園BL：構造、径間、 縦断変更（関東鉄道、道路管理者協議） ・第1下小目BL～第3成瀬BL ：構造変更（ビーム式→桁式 道路管理者協議） ③その他共通事項（秋葉原～つくば間） ・軌道関係　：まくら木間隔変更 ：バラスト道床変更 ・車両修繕設備：検査能力変更 ・変電所設備　：変成機器総量変更 ・電路設備　　：架設方法の変更

工事計画変更認可 （第16回）	申請 認可	首鉄建12　第8号 関鉄技一　第190号	H12. 7. 12 H12. 10. 17	①秋葉原・浅草間（東京その1） ・新御徒町駅、浅草駅 ：出入口形状の一部変更 ・台東T　：セグメント材質変更 ・寿　T　：セグメント材質変更 ：縦断勾配変更 ②浅草・六町間（東京その2） ・北千住路盤、足立路盤：構造変更 ・北千住BL　：形状、構造変更 ・西綾瀬川T：トンネル延長変更 ・加平T　：線路・軌道中心線変更 ：セグメント材質変更 ・六町駅　：線路・軌道中心線変更 ：地下駐輪場廃止 ③六町・三郷中央間（埼　玉） ・綾瀬川T　：トンネル延長変更、線路・軌道中心線変更、縦断勾配の変更 ・大曽根路盤：一部区間の構造変更 ④みらい平・つくば間（茨城その2） ・つくばT：56.785～57㎞間の構造変更 ・つくば駅：換気塔の位置及び形状変更 その他共通事項 ・新御徒駅、浅草駅、六町駅、つくば駅 ：火災対策設備変更 ・寿T、綾瀬川T：駅信号保安設備変更
工事計画変更認可 （第17回）	申請 認可	首鉄建12　第20号 関鉄技一　第191号	H12. 8. 30 H12. 10. 17	※共通事項 ・26㎞765～31㎞580及び 43㎞580～46㎞816m間 ：線路縦断勾配の変更 ・上記に伴う、車内信号機の変更 ①六町・三郷中央間（埼　玉） ・大瀬BL他：径間変更 ・第1谷中BL：構造変更 （14㎞78m～17㎞04m間の縦曲線変更） ②三郷中央・南流山間（千葉1-1） ・南流山駅　：出入口B位置変更 ：駅舎、出入口A構造変更 ③流山セントラルパーク・流山おおたかの森 （千葉その1-1） ・大堀川B、駒木BL、駒木BV ：径間、構造変更、橋梁名称変更 ④流山おおたかの森・守谷間（千葉その2） ・十余二及び柏中央、新利根地区 （28㎞424～30㎞756、 32㎞555.5～32㎞850.5m） ：径間、構造変更 ⑤守谷・みらい平間（茨城その1） ・大柏BL：径間、構造変更 ・常磐自動車T：発進立坑形状変更 ⑥みらい平・つくば間（茨城その2） ・常磐自動車T：回転立坑形状変更
工事計画変更認可 （第18回）	届出	首鉄建14第2号	H14. 12. 2	秋葉原・つくば間（全区間） ・第一期走行試験関連の車庫配線、軌道、修繕施設、変電所、配電所、電線路等の変更
工事計画変更認可 （第19回）	申請 認可	首鉄技15　第13号 関鉄二　第133号	H15. 6. 30 H15. 11. 28	秋葉原・つくば間（全区間） ・可動式ホーム柵設置に伴う、建築・車両限界の変更 ・守谷車両基地検修庫内車内立入台設置に伴う建築限界の変更 ・自動列車制御装置（ATC）のデジタル化対応等に伴う、種類、作用の変更 ・ワンマン運転に伴う、自動列車運転装置（ATO）の地上設備を新設
工事計画変更認可 （第20回）	届出	首鉄技15　第45号	H15. 12. 1	守谷・つくば間（茨城その1＋2） ・第二期走行試験関連の線路配線、駅施設、電気施設の変更

工事計画変更認可 （第21回）	届出	首鉄技15　第106号	H16. 1.30	守谷・つくば間（茨城その1+2） ・第二期走行試験関連の電路設備のうち、き電線及び電車線の架設方法を変更（電線路構造図）
工事計画変更認可 （第22回）	届出	首鉄技15　第122号	H16. 3.16	全 線（走行試験区間を除く） ・交流配電開始関係設備の変更 （変電所8箇所、配電所16箇所、配電線約45km）
工事計画変更認可 （第23回）	届出	首鉄技16　第18号	H16. 7. 5	全 線（走行試験区間を除く） ・北千住駅及び流山おおたかの駅 ：駅名変更（1駅）及び駅中心キロ程の変更、線路配線、駅施設の変更 ・き電開始関連設備の変更（き23電線、電車線）
工事計画変更認可 （第24回）	届出	首鉄技16　第35号	H16. 8.18	全 線（走行試験区間を除く） ・駅名変更（7駅）及び駅中心キロ程の変更、亘部配線変更に伴う、保安設備の変更と非常用発電機の最終設計届出
工事計画変更認可 （第25回）	申請 認可	首鉄技16　第40号 関鉄一　　第151号	H16.12. 2 H16.12.27	全　線 ・駅名変更（2駅）及び駅中心キロ程(15駅)の変更 ・台東T～寿T：中心線変更、縦断変更 ・北千住BL、綾瀬川T：中心線変更 ・守谷駅BL、下小目東BL～みらい平駅路盤、西野井～苅間BL：縦断変更
工事計画変更認可 （第26回）	届出	首鉄技16　第93号	H17. 1.12	総合基地配電所（工場）及び工場新設に伴う配電線、き電線の変更
工事計画変更認可 （第27回）	届出	首鉄技16　第110号	H17. 4. 5	全　線（土木施設） 第25回工事計画変更で認可された以外の土木施設の全体の変更
工事計画変更認可 （第28回）	届出	首鉄技17　第28号	H17. 6. 3	全　線（信号保安設備） 第27回工事計画変更に伴う、ATC制御情報展開図の変更及び最終的な見直しによる、連動図表、展開図の変更
工事計画変更認可 （第29最終回）	届出	首鉄技17　第57号	H17. 7. 19	全線（火災対策設備の一部変更） ・南流山（東）T、つくばT ：消化設備、待避設備、警報設備の種類及び位置の変更 ・新徒町駅、つくば駅 ：消化設備、待避設備、警報設備及び防火戸の種類及び位置の変更

第２節　鉄道事業法第 61 条許可

鉄道線路の道路の縦断占用については、鉄道事業法第61条第1項ただし書きの規定に基づき、首都圏新都市鉄道が、分割工事認可申請区間ごとに建設大臣あて許可申請を行なった。道路管理者との行政手続きの経緯は以下のとおりである。

表 1-4-2-1

分割工事施行認可区間	関係自治体	道路下敷設許可等の行政手続き経緯
（東京その1） 秋葉原～浅草　(3.3km) ※工事施行認可及び 実施計画変更の経緯 認可申請；H 4.10. 5 施行認可：H 5. 1.25 申し出　：H 5. 2.17 変更指示：H 5. 2.23	千代田区 台東区	①申請区間：千代田区神田佐久間町一丁目～台東区浅草二丁目間 （申請）平成 4年 9月 9日、首鉄4第33号 （許可）平成 6年 1月10日、5建設省東道政発第23号 ②工事施行承認 申請：平成 6年1月14日 承認：平成 6年 6月27日 ③工事施行方法承認 申請：平成 6年7月29日 承認：平成 6年 9月30日
（東京その2） 浅草～六町　(9.9km) ※工事施行認可及び 実施計画変更の経緯 認可申請；H 7. 2. 1 施行認可：H 7. 2.23 申し出　：H 7. 2.23 変更指示：H 7. 3.10	台東区 荒川区 足立区	①申請区間：台東区浅草二丁目～足立区南花畑四丁目間 （申請）平成 6年 9月13日、首鉄6第56号 （許可）平成 8年 5月14日、7建設省東道政発第52号 ②工事施行承認 申請：平成 8年5月15日 承認：平成 8年6月28日 ③工事施行方法承認 申請：平成 8年10月25日 承認：平成 8年12月20日
（埼　玉） 六町～三郷中央（7.3km） ※工事施行認可及び 実施計画変更の経緯 認可申請；H7.12.27 施行認可：H8. 2.23 申し出　：H8. 2.26 変更指示：H8. 3.28	八潮市	①申請区間：八潮市浮塚233番地先～八潮市大曽根1605番地先間 （申請）平成 7年12月27日、首鉄7第42号 （許可）平成 8年 7月15日、建設省玉道政発第5号 ②工事施行承認 申請：平成 9年6月16日 承認：平成10年2月 4日 ③工事施行方法承認 申請：平成12年5月30日 承認：平成12年6月29日
（千葉その1-1） 三郷中央～南流山 及び 流山セント～ 流山おお ラルパーク　たかの森 (6.6km) ※工事施行認可等経緯 認可申請；H9.7.29 施行認可：H9.10.13 申し出　：H9.10.13 変更指示：H9.10.29	流山市	①申請区間：流山市南流山6丁目～流山市鰭ヶ崎間 （申請）平成 8年 1月31日、首鉄8第40号 （許可）平成 9年10月20日、建設省千道政発第7号 ②工事施行承認 申請：平成10年 3月 9日 承認：平成10年 6月24日 ③工事施行方法承認 申請：平成10年 9月30日 承認：平成10年11月 6日
（茨城その2） みらい平～つくば (12.1km) ※工事施行認可及び 実施計画変更の経緯 認可申請；H11. 1.28 施行認可：H11. 3.31 申し出　：H11. 3.31 変更指示：H11. 4. 9	つくば市	①申請区間：つくば市小野崎501番地～つくば市吾妻二丁目間 （申請）平成10年 8月17日、首鉄10第37号 （許可）平成10年12月 4日、建設省茨道政発第3号 ②工事施行承認 申請：平成11年5月26日 承認：平成11年8月30日 ③工事施行方法承認 申請：平成11年12月 9日 承認：平成11年 1月17日

第３節　常磐新線の建設に関する協定

常磐新線の建設は、日本鉄道建設公団法（昭和 39 年、法律第 3 号）第 22 条第 2 項の規程に基づき、運輸大臣より鉄道公団総裁あて工事実施計画の指示が行われた。これにより、日本鉄道建設公団法第 22 条第 5 項の規定に基づき、首都圏新都市鉄道と鉄道公団は平成 5 年 2 月 23 日付けで「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定」を締結し、基本協定に基づき、同日、鉄道公団本社と首都圏新都市鉄道の間で、「事業費の無利子貸付に関する協定」、鉄道公団東京支社と首都圏新都市鉄道との間で「工事施行協定」及び「工事施行に関する細目協定」、「事業費の負担等に関する協定」及び「平成 4 年度の事業費の負担等に関する協定」を締結した。

平成 7 年 10 月 1 日、常磐新線建設の業務を鉄道公団東京支社 1 支社体制から、東京支社・関東支社の 2 支社体制に移行することに伴い、9 月 27 日付けで、首都圏新都市鉄道と東京支社との間で締結していた「事業費の負担等に関する協定」及び「年度毎の事業費の負担等に関する協定」については、協定の性格上、支社が協定締結の当事者となることがなじまなかったため、首都圏新都市鉄道と鉄道公団本社の間で締結することとして、協定変更を行なった。「工事施行協定」及び「工事施行に関する細目協定」については、首都圏新都市鉄道とそれぞれ工事を担当する支社との間で締結することとして、既締結の協定を変更した。

これらの協定については、常磐新線の分割工事施行申請・認可・指示に伴い、順次「基本協定」等の各種変更協定書締結を行なった。

開業に伴い、平成 17 年 8 月 23 日付けで、機構本社（旧鉄道公団本社）と首都圏新都市鉄道との間で、「譲渡・引渡し条件等協定」、「鉄道施設譲渡契約」及び「抵当権設定契約」を締結した。

なお、工事実施計画変更の指示等に伴う、「基本協定」等の各種変更協定書締結の協議経緯を表 1-4-3-1 に諸協定の締結のフレームを図 1-4-3-1 に示す。

表 1-4-3-1　「基本協定」等の変更協定書締結の協議経緯

締　結	協　定　等　の　種　別　（事　由）	備　　考
H5. 2. 17 H5. 2. 23	鉄道公団による鉄道施設の建設の申し出（鉄道公団法第 22 条 1 項） 鉄道公団への工事実施計画の指示（鉄道公団法第 22 条 2 項） ※線　　名：新線建設、「常磐新線」 ※工事の区間：秋葉原・つくば間のうち「秋葉原・浅草間」 ※工事の完成予定年月日：平成 12 年 3 月 31 日	秋葉原・浅草間（東京その 1）
H5. 2. 23	鉄道公団法（S 39、法律第 3 号）第 22 条第 5 項の規程に基づく協定の締結 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書」 「常磐新線の建設に係る事業費の貸付等に関する協定書」 ※工事の区間：「秋葉原・浅草間」 ※工事の施行：鉄道公団・東京支社 ※工事完成予定期日：平成 12 年 3 月 31 日	秋葉原・浅草間（東京その 1）
H5. 2. 23	上記、基本協定書第 3 条 2 項等に基づく協定の締結 「常磐新線の工事の施行に関する協定書」 「常磐新線の工事の施行に関する細目協定書」 「常磐新線の建設に係る事業費の負担に関する協定書」 「常磐新線の建設に係る平成 4 年度事業費の負担に関する協定書」	秋葉原・浅草間（東京その 1）
H6. 2.　2	守谷～みらい平間の工事実施計画の指示（H6. 2. 2、鉄都第 3 号の 2）に伴う基本協定書の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定書」の締結 「常磐新線の建設に係る事業費の負担等に関する協定書の変更協定書」の締結	守谷～みらい平間の追加（茨城その 1）

H6.2.2	基本協定書の変更（H6.2.2）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」の締結	守谷～みらい平間の追加 （茨城その1）
H7.3.10	※浅草～六町間の工事実施計画の指示（H7.3.10、鉄都第8号の2）に伴う、基本協定書の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定書」の締結 ※常磐新線の浅草・六町間施行認可申請の内容に関連する事項の確認書（7項目）	浅草～六町間の追加 （東京その2）
H7.3.10	基本協定書の変更（H7.3.10）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」の締結 「常磐新線の建設に係る事業費の負担等に関する協定書の変更協定書」の締結	浅草～六町間の追加 （東京その2）
H7.9.27	東京支社・関東支社の2支社体制への移行に伴う基本協定書の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定書」 「常磐新線の建設に係る事業費の負担等に関する協定書の変更協定書」	秋葉原～六町（東京その1・2） 守谷～みらい平間（茨城その1）
H7.9.27	2支社体制への移行に伴う、「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」の締結	秋葉原・六町間（東京その1・2） （※守谷・みらい平間を削除）
H7.9.27	※2支社体制への移行に伴う、関東支社と会社間の協定の締結 「常磐新線の工事の施行に関する協定書」 「常磐新線の工事の施行に関する細目協定書」	守谷・みらい平間（茨城その1）
H8.3.28	※六町～三郷中央間の工事実施計画の指示（H8.3.28、鉄都第10号の2）に伴う、基本協定書の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定書」の締結 「常磐新線の建設に係る事業費の負担等に関する協定書の変更協定書」の締結 ※平成7年3月10日確認事項の再確認	六町～三郷中央間追加（埼玉） 東京支社　：　13km195m～ 14km776m間の追加 関東支社　：　14km776m～ 20km859m間の追加
H8.3.28	基本協定書の変更（H8.3.28）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」の締結	六町～三郷中央間追加（埼玉）
H9.6.30	工事完成期限の延長に伴う、基本協定書の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定書」 「常磐新線の建設に係る事業費の貸付等に関する協定書の変更協定書」 延長申請：首鉄建9第16号 認　　可：鉄施　第106号 （平成9年6月30日）	秋葉原～三郷中央間 （東京その1・2及び埼玉） 守谷・みらい平間（茨城その1） 工事完成期限　： （旧）平成12年3月31日 （新）平成17年3月31日
H9.6.30	工事完成期限の延伸に基づく、基本協定書の変更（H9.6.30）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」の締結	東京その1・2 埼玉、茨城その1
H9.10.29	三郷中央～南流山間及び流山セントラルパーク～流山おおたかの森間の工事実施計画の指示（H9.10.29、鉄都第48号の2）に伴う、基本協定書等の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定書」の締結 「常磐新線の建設に係る事業費の負担等に関する協定書の変更協定書」の締結	三郷中央～南流山間の 追加（千葉1-1）及び 流山セントラルパーク～ 流山おおたかの森間の 追加（千葉1-1）
H9.10.29	基本協定書の変更（H9.10.29）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」の締結	三郷中央～南流山間及び流山セントラルパーク～流山おおたかの森間の追加
H10.12.22	流山おおたかの森～守谷間の工事実施計画の指示（H10.12.22、鉄都第45号の2）に伴う、基本協定書）等の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定書」の締結 「常磐新線の建設にかかわる事業費の負担などに関する協定書の変更協定書」の締結	流山おおたかの森～守谷間の 追加（千葉その2）
H10.12.22	基本協定書の変更（H10.12.22）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書変更協定書」の締結	流山おおたかの森～守谷間の 追加（千葉その2）
H11.4.9	みらい平～つくば間の工事実施計画の指示（H11.4.9、鉄都第21号の2）に伴う、基本協定書等の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定の変更協定」の締結 「常磐新線の建設にかかわる事業費の負担などに関する協定書の変更協定書」の締結	みらい平～つくば間の追加 （茨城その2）

H11.4.9	基本協定書の変更（H11.4.9）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」の締結	みらい平～つくば間の追加 （茨城その2）
H12.4.27	秋葉原～つくば間の第二次分割工事実施計画の指示（H12.4.27、鉄都第23号の2）に伴う、基本協定書等の変更 ※南流山～流山セントラルパーク間（千葉1-2）を除く 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定書」の締結 「常磐新線の建設にかかわる事業費の負担などに関する協定書の変更協定書」の締結	※全　線 東京支社：0km000m～14km776m間 関東支社：14km776m～58km260m間 (22km890m～24km210m間を除く)
H12.4.27	基本協定書の変更（H12.4.27）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」	全　線 秋葉原～つくば間の第二次分割工事実施計画の指示 （千葉その1-2を除く）
H12.8.4	南流山～流山セントラルパーク間の第一次・二次分割工事実施計画の指示（H12.8.4、鉄都第36号の2）に伴う、基本協定書等の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定書」の締結 「常磐新線の建設にかかわる事業費の負担などに関する協定書の変更協定書」の締結	南流山～流山セントラルパーク間の追加（千葉その1-2）
H12.8.4	基本協定書の変更（H12.8.4）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」の締結	南流山～流山セントラルパーク間の追加（千葉1-2）
H14.9.4	「つくばエクスプレスの走行試験に伴う鉄道施設の使用について」（基本協議） 第一期走行試験：平成15年4月から 第二期走行試験：平成16年4月から	
H14.9.10	上記、基本協議に基づく「走行試験及び車両搬入に伴う鉄道施設の使用について」（協議） （範囲）38km250m～39km844m間1,594m（下り線）及び車両基地（一部）、入出区線 （期間）本　　線：H15.4.17～H15.7.31 車両基地他：H15.3.20～H15.12.31	※鉄道施設の無償使用協議
H14.9.17	上記協議の了承回答及び協定締結 「つくばエクスプレス走行試験に伴う鉄道施設の使用に関する協定書」の締結 ※第一期走行試験は了承、第二期走行試験は別途協議とする	
H15.6.23	第一期走行試験に必要な施設として、総合基地内の総合管理所の一部使用協議	
H15.6.27	上記協議に伴う、基本協定書（H14.9.17）の変更 「つくばエクスプレス走行試験に伴う鉄道施設の使用関する協定書一部変更協定書」の締結	
H15.9.10	前記協議、関支工四 第365号（H14.9.17）に基づく、第二期走行試験に伴う鉄道施設の使用協議	※鉄道施設の無償使用協議
H15.9.10	「つくばエクスプレスの第二期走行試験及び車両搬入に伴う、鉄道施設の使用に関する協定書」の締結 （範囲）35km813m～49km782m　ℓ＝13,969m（上下線）及び車両基地（一部）、入出区線 （期間）本 線・入出区線：H16.4.1～H16.7.31 車両基地・入出区線：H16.1.1～H16.10.31	
H15.12.4	工事完成期限の延伸（国鉄施第62号、H15.12.4）による基本協定書（H5.2.23）の変更 「常磐新線の建設及び譲渡・引渡し基本協定書の変更協定」の締結 「常磐新線の建設にかかわる事業費の負担などに関する協定書の変更協定書」の締結	工事完成期限： （旧）平成17年3月31日 （新）平成20年3月31日
H15.12.4	工事完成期限の延伸による「基本協定書の変更」（H15.12.4）に伴う「施行に関する協定書」の変更 「常磐新線の工事の施行に関する協定書の変更協定書」の締結	工事完成期限： （旧）平成17年3月31日 （新）平成20年3月31日
H16.10.20	会社より、つくばエクスプレスの全線走行試験開始に伴う、鉄道施設使用に関する協定書（案）（H16.10.18）の通知 「常磐新線（秋葉原・つくば間）の鉄道施設の事前使用に関する協定」の締結	（範囲）：全線 （期間）： 平成16年11月1日から 平成17年7月21日まで

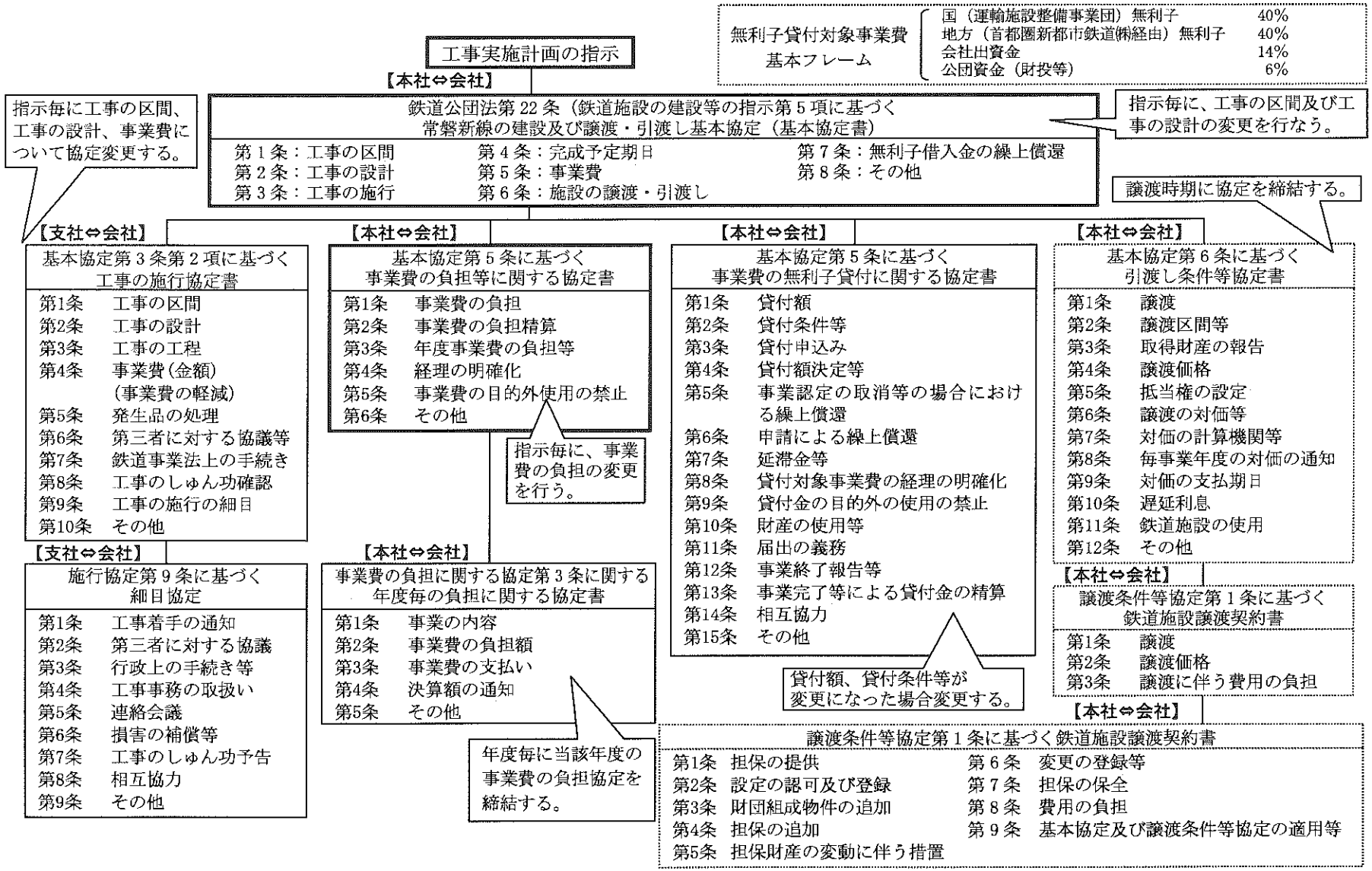


図 1-4-3-1　常磐新線に係る諸協定等の仕組み

第４節　設計特例制度の適用

平成11年5月に制定された「鉄道事業法の一部を改正する法律（平成11年5月21日、法律第49号）」において、鉄道事業者の有する技術力に応じた、技術関係規制の合理化を図るための制度として、従来の設計管理者制度に代えて、認定鉄道事業者制度が創設された。併せて、高度な技術力を保有することが困難な鉄道事業者に対する技術的な支援方策として、鉄道公団が設計を行なった鉄道施設に係る設計の変更申請手続き等の簡略化に関する改正（鉄道事業法第14条第5項、鉄道公団は認定鉄道事業者に準じた一般認定鉄道事業者扱い）が行われ、平成12年3月1日から施行された。（以下「設計特例制度」という）

これに伴い、鉄道公団においては、運輸省鉄道局長からの通達（鉄施第40号、平成12年3月1日）により、設計特例制度の業務を円滑かつ確実に行なうことを目的として、「日本鉄道建設公団設計特例制度業務実施規程」（総裁達5号）を制定し、運輸省鉄道局長に報告（平成12年6月13日、工一第26号）を行ない、6月13日から施行している。

常磐新線においては、鉄道事業者である首都圏新都市鉄道から鉄道公団への「常磐新線の工事の施行に係る認定制度の適用について（依頼）」（平成12年10月25日、首鉄建12第31号）に基づく、鉄道公団の了承回答（平成12年10月30日、計計第59号）をもって、首都圏新都市鉄道は、設計管理者制度に代えて鉄道事業法第14条第5項の規程による設計特例制度（一般認定鉄道事業者扱い）の適用を受けることとなり、工事計画の変更申請等の手続きが大幅に簡略化されることとなった。

設計特例制度に係る手続きのフローを図1-4-4-1に示す。

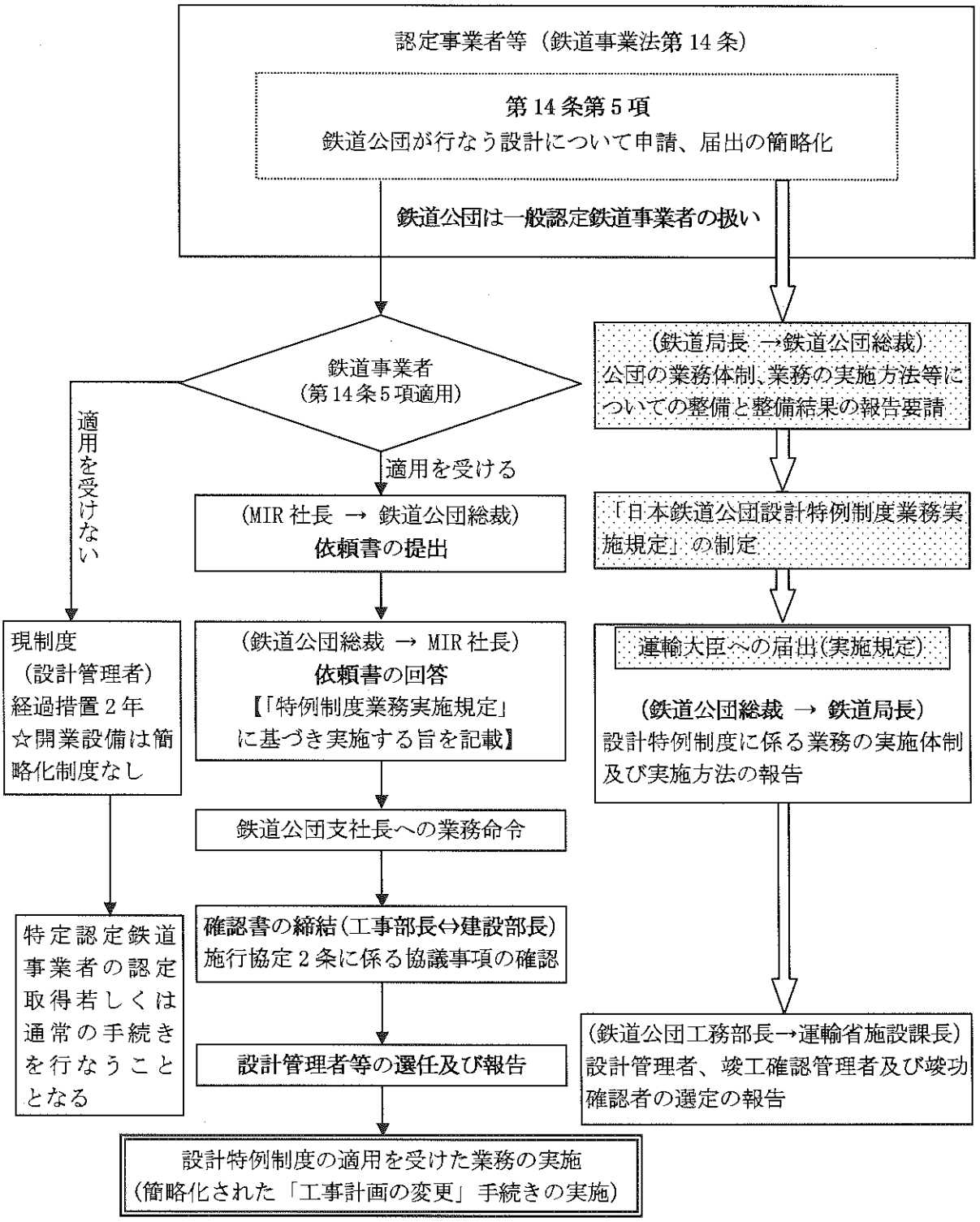


図 1-4-4-1　設計特例制度に係る手続きのフロー

設計特例制度の業務手順

鉄道事業法第 14 条第 5 項の規定に基づき、鉄道事業者が工事施行認可申請を行なう際に簡略化された手続きによることができる制度（以下「鉄道・運輸機構設計特例制度」という）により行なう業務手順は次のとおりである。

① 鉄道施設の設計受託（機構法第 12 条）

機構法：独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構法

- 委託依頼（従来の委託依頼に機構設計特例制度によることを明示／鉄道事業者→鉄道建設本部の支社長等（以下「支社長等」という）
- 委託依頼の上申、承認（支社長等→理事長→支社長等）
- 協定締結（従来の協定に鉄道・運輸機構設計特例制度の項目を追加／鉄道事業者⇔支社長等

⇩

② 業務の命令

- 工事事務処理規程に基づく業務の実施命令（鉄道・運輸機構設計特例制度による業務を追加して命令）

⇩

③ 設計管理者等の選任（規定第 10 条、11 条）

機構法：独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構設計特例制度業務実施規定

- 設計管理者、設計業務担当者の選任（②の命令を受けて支社長等が選任）
- 設計管理者、設計業務担当者の選任報告（支社長等→業務統括管理者＝工務部長）
- 設計管理者選任の国土交通省報告（業務統括管理者→鉄道局施設課長）
  （注）変更するときも同様

⇩

④ 設計基本方針の策定（規定第 16 条）

- 設計基本方針の策定責任者の指名（設計管理者が設計業務担当者の中から指名）
- 設計基本方針原案について本社（担当部、設計技術室、運輸計画室）の指導を受ける
- 工務部長は本社及び支社等の当該業務関係と設計基本方針について調整会議を開催する
- これを受けて支社長等は鉄道事業者等関係者との調整を行なう

⇩

⑤ 設計の実施（規定第 17 条）

- 設計管理者は設計業務担当者に対し設計基本方針を示すとともに設計の実施について指示
- 設計業務担当者は設計基本方針と各部門ごとの設計標準示方書により設計実施

⇩

⑥ 設計の適合確認（規定第 18 条）

- 設計管理者が適合確認（事業基本計画、設計基準等に適合していることを確認）
- 支社長等が関係者調整会議を開催し、設計管理者、関係鉄道事業者の技術担当者等と最終確認
- 設計管理者が「独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構設計確認書」を作成（同時に設計確認図書目録を作成）

⇩

⑦ 設計成果物の引き渡し（規定第 19 条）

- 完成届、設計成果物及び「独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構設計確認書」の引き渡し（支社長等→鉄道事業者）
- 引き渡し報告（支社長等→業務統括管理者）

⇩

⑧ 工事施行認可申請、認可（鉄道事業者⇔国土交通省）（法第 8 条）

- 鉄道事業者は「独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構設計確認書」及び鉄道・運輸機構が行なった設計成果物等を添付

⇩

⑨ 工事受託等
（機構法第12条第1項第5号、第12条第3項）

〔受託工事の場合〕
・①の設計受託と同様な手続き
〔指示工事の場合〕
・機構工事の申し出（鉄道事業者→国土交通省）
・工事実施計画の指示（国土交通省→機構）
・協定締結（従来の協定に機構設計特例制度の項目を追加／鉄道事業者⇔機構）

⇩

⑩ 工事命令

・工事事務処理規程に基づく業務の実施命令

⇩

⑪ 工事の直接施工

⇩

⑫ 工事計画の変更に係る設計等の実施（逐次）

・⑤設計の実施、⑥設計の適合確認、⑦設計成果物の引渡しの各業務について、設計受託と同様に行なう。

⇩

⑬ 工事計画変更認可申請、認可
（鉄道事業者⇔国土交通省）
（法第9、12条）

・認可、届出が不要な工事計画の変更については、機構から適時会社へ報告

⇩

⑭ 竣工確認管理者等の選任
（規定第13、14条）

・しゅん功予報の提出（支社長等→業務統括管理者→理事長）
・竣工確認管理者（しゅん功監査員）、竣工確認者（副監査員）の選任（理事長が任命し、業務統括管理者が選任）
・竣工確認管理者、竣工確認者の国土交通省報告（業務統括管理者→鉄道局施設課長）

⇩

⑮ 竣工確認
（規定第23条）

・工事しゅん功監査規程に基づく竣工確認の実施
・独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構竣工確認書の作成（同時に確認図書目録を作成）
・竣工図書及び独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構竣工確認書の引渡し（支社長等→鉄道事業者）

⇩

・鉄道施設等検査規則第4条2項に掲げる図書を機構から会社に提出

⑯ 設計特例制度監査
（設計特例制度実施規程の運用について）

・設計特例制度に係る業務の終了後に定期監査又は特別監査を実施

⇩

⑰ 設計管理者の解任
（設計特例制度実施規程の運用について）

・設計管理者、設計業務担当者の解任（支社長等が解任）
・設計管理者、設計業務担当者の解任報告及び業務の終了報告（支社長→業務統括管理者＝工務部長）
・設計管理者の解任及び業務の終了報告（業務統括管理者→鉄道局施設課長）

⇩

⑱ 国の完成検査
（法第10条）

（注 1）〔　〕で示した部分は独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構設計特例制度業務実施規程に規程していない事項を示す。
（注 2）アンダーライン部分は鉄道事業者と個別協議を要する事項を示す。

⇩

⑲ 鉄道施設の引渡し

常磐新線の工事計画変更に係る協議事項について

設計特例制度の適用に伴い、従前の工事計画変更認可事項が大幅に簡略化されるため、首都圏新都市鉄道と鉄道公団との事前協議事項については、首鉄建第34号（2000年（平成12年）11月22日付け）「常磐新線の工事の施工に係る設計特例制度の適用に伴う確認書」に基づき実施するものとする。

なお、協議は、工事の施行に先立ち実施することを原則とし、その協議項目は次に掲げる事項を参考として実施し、協議書には変更内容、変更事由が明確となる図書を添付するものとする。

1. 一般

① 線路中心線及び軌道中心線については、都市計画変更を伴う変更

② ①に伴う曲線半径の変更

③ 構造形態変更を伴う、施工基面高さの変更

④ 列車運転計画に影響を及ぼす勾配の変更

⑤ 施行基面の拡大、縮小

⑥ 軌道中心間隔の拡大、縮小

⑦ 側線の基本的な変更（本線の変更に準ずる）

2. 土木

切取、盛土の大幅な延長の変更

3. 土留擁壁

構造形式の基本的な変更

4. 橋りょう

① 橋りょうの新設及び廃止

② 支間長が40m以上の橋りょうの支間長が10mを超える変更

③ 支間長が40m以上の橋りょうの上部工の構造形式の変更

④ 上部工の材質の変更

5. トンネル及び落石覆い等設備

① トンネルの新設、廃止

② 保守管理に影響を及ぼすトンネル延長の変更

③ 換気方式の基本的な変更

④ 排水設備の位置の大幅な変更

⑤ 消火設備、非難設備、警報設備の種類及び位置の基本的な変更

⑥ 排煙方式の基本的な変更

6. 軌道

軌道構造の基本的な変更

7. 駅

① 停車場の位置の変更

② 旅客扱いに係るホーム、通路等の基本的な変更

③ 換気方式の基本的な変更

④ 上屋及びこ線橋等の基本的な構造寸法の変更

⑤ 消火設備、非難設備、警報設備の種類及び位置の基本的な変更

⑥ 防災管理室の基本的なレイアウト、設備等の変更

8. 信号場

本線の有効長の変更

9. 車庫

収容能力の変更

10. 車両検査修繕施設

① 検査設備又は修繕設備の配置の基本的な変更

② 検査能力の変更

11. 信号保安設備

① 常置信号機の種類又は位置の変更

② 車内信号機の地上施設に係る次の事項

・ 信号表示の方式又は種類の変更

・ 信号表示区間の始端の位置又は信号表示の展開の変更

③ 遠隔制御装置又は列車集中制御装置の制御方式の変更

④ 遠隔制御装置又は列車集中制御装置の制御項目又は制御所の位置の変更

⑤ 常置信号機又は車内信号機との関係の変更

12. 保安通信設備

① 種類又は位置の変更

② 有線通信設備の電線の種類の変更

③ 無線通信設備の周波数帯又は通信方式の変更

13. 変電所

① 位置の変更

② 変成機器の新設又は総容量の変更（常用又は予備の別に記載）

③ 主回路の自動遮断器の新設又は個数の変更

④ ②、③に係る機器の電気接続の変更

⑤ 監視所の位置の変更

14. 配電所

① 新設又は申請位置内を除く位置の変更

② 主回路の自動遮断器の新設又は個数の変更

③ 制御用変圧器を除く変圧器及び発電機の新設又は容量の変更

④ ②、③に係る機器の電気接続の変更

15. 配電線路及びき電線路

① 配電線路の新設、回線数の変更、電気方式又は標準電圧の変更

② き電線路の新設、回線数の変更、電気方式又は標準電圧の変更

③ 電気接続の変更

④ 交流方式におけるき電方式並びに単巻変圧器の個数又は容量の変更

16. 電車線路

① 電気方式及び標準電圧の変更

② 架設方式が架空単線方式である場合の次の事項

・ 電車の種類、断面積又はちょう架方式の変更

・ 支持物の種類又は支持物相互間の最大距離の変更

17. 協議の方法及び実施時期等

① 協議の方法は、従前の工事計画変更協議と同様とする

② 協議の実施時期は概ね年 2 回とし、協議内容については、あらかじめ鉄道公団本社担当課、東京支社、関東支社並びに首都圏新都市鉄道間で調整を図り行なう

③ 協議図面は、変更の新旧が判断できる工事計画添付図等をもって行なう

④ 設計管理者を選任した時は遅滞なく通知するものとする。

第５章　工事施行体制

第１節　概　要

常磐新線については、平成 3 年 4 月より、本社計画部及び東京支社計画部において、鉄道事業免許及び工事施行認可取得に向けて、首都圏新都市鉄道株式会社より、委託を受けて調査を実施してきた。

常磐新線工事は、前述のとおり、平成 5 年 2 月 23 日に運輸大臣より鉄道公団工事の指示がなされ、本社工務部工務第四課・東京支社工事第二部が担当することとなった。

平成 7 年 10 月 1 日より、秋葉原起点-0 km 079m50～14 km 776m間を東京支社が、秋葉原起点 14 km 776m～58 km 362mを関東支社がそれぞれ担当する 2 支社体制となった。

平成 8 年 5 月 1 日、本社に常磐新線専任の工務部次長が設置され、あわせて工務第四課も常磐新線課と名称を変更した。

支社における工事の施工は、秋葉原・浅草間について平成 5 年 2 月 23 日に指示がなされたのを皮切りに、最後に南流山・流山セントラルパーク間について平成 12 年 7 月 13 日に指示されている。このうち、秋葉原駅（-0 km 079m50～-0 km 011m60 間）の約 68m、南千住・北千住間の約 2,411m、小菅交差部の約 178m及び南流山駅の約 55mについては、土木工事・駅改良工事を JR 東日本東京工事事務所に委託した。また、新御徒町駅約 350mの土木工事については、東京都地下鉄建設に、東武線交差部の約 42mの土木工事については、東武鉄道に委託した。

第２節　鉄道・運輸機構（旧鉄道公団）の体制

支社の体制は、土木・軌道関係工事の対応として図 1-5-2-1 に示すように平成６年の２課体制にはじまり最盛期は７課を設置した。

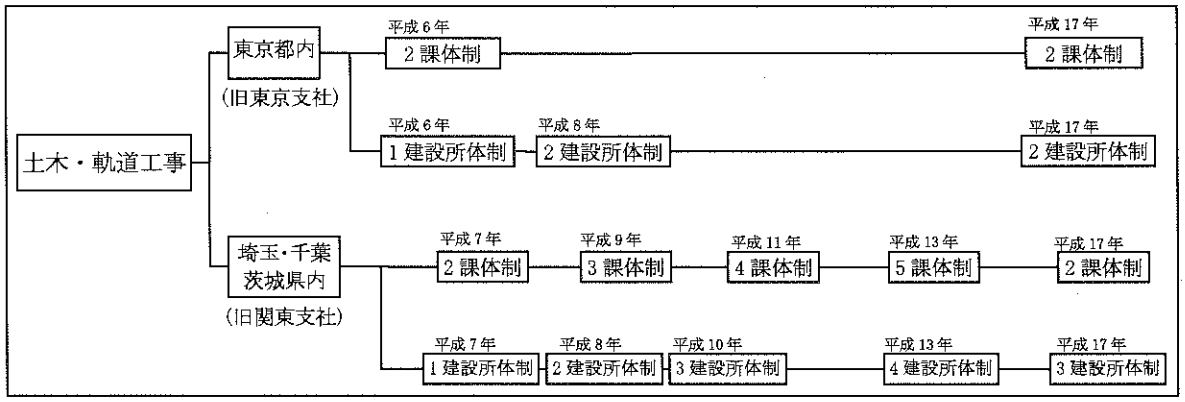


図 1-5-2-1　支社の体制

建築、機械関係については、各課内の係体制で対応した。電気関係は、電気管理課、信号課、通信課、電車線課、変電課及び電力課がそれぞれ係体制で対応した。

現地事務所としては、東京都内担当として平成６年４月新御徒町駅付近に土木・軌道を監督する浅草鉄道建設所を設置し、続いて平成８年 10 月には足立鉄道建設所を設置した。

埼玉県内は、平成８年６月三郷市内に県内の土木・軌道工事をを監督する三郷鉄道建設所を設置した。

千葉県内は、平成 10 年３月流山市内に、土木工事を監督する東葛飾鉄道建設所を設置した。

茨城県内は、平成７年３月守谷市内に、土木・軌道工事を監督する守谷鉄道建設所を、また平成 13 年７月にはつくば市内につくば鉄道建設所を設置した。

設備工事については、東京都内は、平成 15 年１月足立区内に電気関係工事を監督する足立鉄道電気建設所を設置し、平成 15 年４月足立区内に建築・機械関係工事を監督する足立鉄道機械建設所・足立鉄道建築建設所をそれぞれ設置した。

埼玉県・千葉県内は、平成 15 年１月流山市内に、建築・電気関係工事を監督する東葛飾鉄道建築建設所・東葛飾鉄道電気建設所をそれぞれ設置した。

茨城県内は、平成 13 年 10 月守谷市内に、電気関係工事を監督する守谷鉄道電気建設所を設置し、平成 15 年１月守谷市内に機械・建築関係工事を監督する守谷鉄道機械建設所・守谷鉄道建築建設所をそれぞれ設置した。

第３節　首都圏新都市鉄道株式会社の体制

首都圏新都市鉄道は、発足当初は総務部に総務課、経理課、企画調整部に企画課、調整課及び建設部に計画課、工事第一課、工事第二課、施設課の３部８課体制であった。

開業前には、総務部に総務課、人事課、経理部に経理課、契約資材課、経営企画部に経営企画課、企画調整課、事業開発課、運輸部に運輸管理課、営業課、運転課、車両課、技術部に技術管理課、施設課、電気課の５部 14 課及び６管理所体制となり、開業に携わってきた。

第４節　JR 東日本等の体制

1. JR 東日本株式会社

①秋葉原駅（約 68m間）

②南千住駅～隅田川橋りょう～北千住駅及び小菅路盤

③南流山駅

における常磐新線の建設工事及び建設に伴う JR 線の施設改修工事について、JR 東日本に委託することとして、秋葉原駅については、平成 11 年 9 月 30 日、南千住駅・北千住間及び小菅路盤については平成 10 年 1 月 19 日、南流山駅については、平成 11 年 12 月 21 日にそれぞれ協定を締結し、秋葉原駅及び南千住駅・北千住間及び小菅路盤について平成 17 年 3 月 25 日に、南流山駅については平成 17 年 4 月 15 日に施設の引渡しを受けた。

JR 東日本においては、委託工事についてはすべて東京工事事務所が所管し、秋葉原駅（-0 km 079m50～-0 km 011m60 間）の約 68mの土木工事及び秋葉原駅改良工事にかかる工事発注を山手課が、施工管理を東京工事区が担当した。南千住駅・北千住駅間の約 2,411m、小菅路盤の約 178m及び南流山駅の約 55mの土木工事及び駅改良工事等にかかる工事発注は東北・常磐課が、施工管理は常磐工事区が担当した。

2. 東京都地下鉄建設株式会社

新御徒町駅は、大江戸線新御徒町駅と一体構造として計画されたが、工事が先行していた大江戸線の開業行程から常磐新線の公団工事の指示がなされる前に工事に着手する必要があった。このため、東京都地下鉄建設と首都圏新都市鉄道が平成 3 年 6 月 20 日に覚書を交わし、工事に着手したものである。新御徒町の土木工事の工事発注及び施工管理については、東京都地下鉄建設が行なった。工事は、地下鉄 12 号線環状部上広・元浅草工区建設工事として、平成 12 年 12 月 31 日に完成した。

3. 東武鉄道株式会社

当該工事は、東武伊勢崎線の橋脚受替工事及び地下函体を構築する工事であり、鉄道事業本部工務部土木課が発注し、浅草保線区が施工管理を行なった。

同社は、常磐新線秋葉原起点 9 km 080m付近東武鉄道交差部 42.5m間を平成 12 年 5 月 26 日に協定を締結し、平成 15 年 10 月 16 日に施設を完成させた。

4. 東京地下鉄株式会社

当該工事は、足立特別区道 2 号線下に東京メトロ千代田線北千住駅との連絡通路及び通路に支障する旅客トイレを移設する工事である。

同社は、平成 15 年 5 月 22 日に協定を締結し、平成 17 年 3 月 23 日に施設を完成させた。

5. 京成電鉄株式会社

当該工事は、常磐新線の新設及び JR 常磐線の移設に伴い、桁下空頭確保のため、沈下防止対策として常磐新線秋葉原起点 6 km 789mの京成電鉄第 1 橋脚、第 2 橋脚をアンダーピニングする工事である。

同社は、第 1 橋脚は平成 11 年 11 月 10 日に協定を締結し、平成 14 年 3 月 29 日施設が完成、

第2橋脚は平成14年4月1日に協定を締結し、平成15年11月29日に施設が完成した。

第5節　工事施行に関する連絡会議

1. 常磐新線連絡会議

平成5年2月23日付け「常磐新線の工事の施行に関する細目協定書」第5条に基づき、常磐新線の建設工事に当たり、鉄道・運輸機構（旧鉄道公団）と首都圏新都市鉄道両者の相互協力及び関係業務の適正かつ円滑な処理を図るため、平成7年10月2日付けで「常磐新線の工事施行に関する連絡会議」を設置した。

（連絡会協議事項）

1. 工事の計画、設計及び施行に関すること。
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. 設計協議等に関すること。
5. 鉄道用地の取得に関すること。
6. その他必要な事項

（組　織）

連絡会構成メンバー

首都圏新都市鉄道：　企画調整部長、建設部長、企画室長、調整室長、計画課長、設計課長

旧鉄道公団東京支社：工事第三部長、契約課長、用地第四課長、用地第五課長、計画課長、工事第六課長、工事第七課長

旧鉄道公団関東支社：工事第一部長、契約課長、用地第四課長、計画課長、工事第二課長、工事第三課長

2. 常磐新線工事施行連絡打合せ会

平成10年12月2日付けで常磐新線の建設工事の施行について、相互協力及び関係業務の適正かつ円滑な処理を図るため、「常磐新線工事施行連絡打合せ会」設置した。

（連絡会協議事項）

1. 工事の計画、設計及び施行に関すること。
2. その他必要な事項

（組　織）

連絡会構成メンバー

首都圏新都市鉄道：　建設部長、建設部　調査役、計画課長、設計課長

旧鉄道公団東京支社：工事第三部長、工事第六課長、工事第七課長

旧鉄道公団関東支社：工事第一部長、工事第二部長、工事第一課長、工事第二課長、工事第三課長、工事第四課長

第６章　工事保安対策

第１節　工事保安体制

1. 保安体制概要

鉄道建設・運輸施設整備支援機構の工事保安体制は、本社及び各地方機関ごとに「工事事故防止対策委員会」を設置し、建設工事に係る事故防止対策の諸活動を行なうとともに、事故が発生した際の事故原因の究明及び再発防止対策の検討を行ない、類似事故等の根絶にむけ推進できる体制とした。

また、建設工事における安全意識の高揚を図り、無事故無災害を目指す取り組みとして、連続無事故労働時間等の優良な請負者並びに事業所の安全表彰等を行なってきた。

2. 保安対策への取組み

(1) 本　社

本社においては、副理事長を長とする「工事事故防止対策委員会」を開催し、年度始めに事故防止重点項目を定めた。

また、各地方機関に対して「工事事故防止監査」を上期と下期の年２回実施した。

(2) 各地方機関：「東京支社」及び「関東支社」

両支社とも、支社長を長とする「工事事故防止対策委員会」を設置し、本社と連携して事故防止に係る諸活動を行ってきた。

年度初めに、支社の工事実態にあった「工事事故防止対策重点項目」を定めると共に、工事関係事故防止活動年度計画を作成し、事故防止監査等の安全活動を実施した。

また、支社長を長とし、支社内各長、各鉄道建設所長、工事請負業者の安全担当、現場代理人等の出席による「安全大会」を年１回開催し、工事事故防止に対する支社の方針を説明し、その推進の徹底を図るとともに、支社の表彰内規に基づき、安全優良請負者、安全優良事業所の表彰を行なった。

(3) 現業機関：「各鉄道建設所」、「各機械鉄道建設所」、「各建築鉄道建設所」、「各電気鉄道建設所」

現業機関においては、各鉄道建設所ごとに鉄道建設所長を長とした、工事請負業者と合同で組織する「地区工事事故防止対策協議会」を設置し、毎月１回は現場安全パトロール等の安全活動を実施し、工事事故防止に努めてきた。

3. 工事事故

常磐新線建設工事による一般作業事故は33件発生し、その内１件は死亡事故であった。

また、第三者事故は架空電線路事故が２件、交通事故が１件で、事故総件数は36件であり、年度別労働災害発生件数は表1-6-1-1のとおりである。

表1-6-1-1　労働災害発生件数

内訳＼年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度	平成9年度	平成10年度	平成11年度	平成12年度	平成13年度	平成14年度	平成15年度	平成16年度	平成17年度	計
東京支社	0	0	1	0	1	1	1	3	0	4	1	0	**12**
関東支社	0	0	0	0	0	1	4	2	9	6	2	0	**24**
計	0	0	1	0	1	2	5	5	9	10	3	0	**36**

※上記、事故発生件数36件は平成17年8月24日、開業日時点の件数である。

第２節　電気設備加圧期間中の作業統制要領

常磐新線(つくばエクスプレス)建設工事段階における、電気運転設備加圧期間中の線路内立ち入り作業等の、開業準備作業及び列車走行試験、電気設備地上試験、総合監査・確認に係る工事関係者の接触・感電事故防止を図るとともに、列車の円滑な運行を確保するため、その工事及び作業並びに信号設備及び通信設備の作業を統制することを目的として、表 1-6-2-1 のとおり、第一期走行試験開始より、開業準備作業行程に合わせ順次「作業統制要領」の制定、並びに鉄道施設の使用に伴う協定締結及び覚書の交換等の協議を行なった。

表 1-6-2-1　作業統制要領に係る協議一覧

年・月・日	文書番号他	作業統制要領の標題	備考
H14. 9. 4	首鉄建 14 第 32 号 会社社長⇒公団総裁	「つくばエクスプレスの走行試験に伴う鉄道施設の使用について」（依頼） ①第一期走行試験（H15.4 から） ・守谷駅～小貝川Ｂ　約 1.6 km（下り線のみ）及び車両基地及び入出区線 ・車両搬入時期→H15.3 から ②第二期走行試験（H16.4 から） ・守谷駅～萱丸駅間　約 12 km及び車両基地及び入出区線 ・車両搬入時期→H16.1 から	依頼
H14. 9. 9	工常第 25 号 公団総裁⇒会社社長	上記依頼「つくばエクスプレスの走行試験に伴う鉄道施設の使用について」の回答 ・依頼は基本的に了承いたします ・走行試験の実施及び施設の使用については関東支社と協議願います	回答
H14. 9.10	首鉄建 14 第 34 号 会社社長⇒関東支社長	「走行試験及び車両搬入に伴う鉄道施設の使用について(協議)」 ※38 km 250m～39 km 844m間 1,594m（下り線）及び車両基地（一部）、入出区線 ・本　　線　→H15. 4.17～H15 . 7.31 ・車両基地他→H15. 3.20～H15.12.31	無償使用協議
H14. 9.17 H14. 9.17	関支工四第 365 号 首鉄建 14 第 35 号 関東支社長⇔会社社長	「つくばエクスプレス走行試験に伴う鉄道施設の使用に関する協定書」の締結 ※第一期走行試験は了承、第二期走行試験については、別途協議とする	前記協議の了承回答
H15. 1.10	関支工四第 388 号 関東支社長	関支達第 20 号の制定（H15.1.10） 「つくばエクスプレス第一期走行試験に係る線路立入作業統制要領」	施行：H15. 1. 17 期間：電気加圧開始～H15.12.31
H15. 1.10	関支電管第 385 号 関東支社長	関支達第 21 号の制定（H15.1.10） 「つくばエクスプレス第一期走行試験に係る電気設備加圧期間中の作業統制要領」	施行：H15. 1. 17 期間：電気加圧開始～H15.12.31
H15. 1.14 H15. 1.14	関支工四第 389 号 首鉄建 14 第 50 号 関東支社　⇔　会　社 工事二部長　建設部長	上記「鉄道施設の使用に関する協定書」(H14.9.17)第 2 条第 3 項（使用の期間）に基づく覚書の交換 「つくばエクスプレス第一期走行試験に伴う実施行程に関する覚書」	(試験運転の開始) 監査終了後の H15.4.17 以降とする
H15. 1.14 H15. 1.14	関支工四第 390 号 首鉄建 14 第 51 号 関東支社長⇔会社社長	上記「鉄道施設の使用に関する協定書」(H14.9.17)第 7 条（安全管理等）に基づく覚書の交換 「つくばエクスプレス第一期走行試験に伴う安全管理に関する覚書」 ※鉄道施設内の作業は、鉄道公団制定の「作業統制要領」によるものとする	(作業統制期間) 電気加圧開始日から H15.12.31 まで
H15. 1.14 H15. 1.14	関支工四第 391 号 首鉄建 14 第 49 号 関東支社　⇔　会　社 工事二部長　建設部長	上記「鉄道施設の使用に関する協定書」(H14.9.17)第 1 条第 3 項（使用の範囲）に基づく覚書の交換 「つくばエクスプレス第一期走行試験に伴う鉄道施設の使用範囲に関する覚書」	

H15. 3.20 H15. 3.20	関支工四第430号 首鉄建14第67号 関東支社 ⇔ 会 社 工事二部長 建設部長	・上記「安全管理に関する覚書」(H15.1.14) 第2条に基づく覚書の交換 「つくばエクスプレス第一期走行試験に伴う安全管理に関する覚書に基づく一定期間内作業の統制範囲に関する覚書」 ※車両基地の一定期間:H15.3.25～H15.7.31に限る	
H15. 6.23 H15. 6.27 H15. 6.27	首鉄建15第27号 会社社長⇒関東支社長 関支工四 第36号 首鉄建15第30号 関東支社長⇔会社社長	前記「鉄道施設の使用に関する協定書」(H14.9.17) 第1条第2項(使用の範囲)に基づく協議 「つくばエクスプレス走行試験に伴う鉄道施設の使用に関する協定書の一部変更協定書」の締結 ※第一期走行試験に必要な施設として、総合基地内の総合管理所の一部を使用したい	
H15. 6.30 H15. 6.30	関支工四 第39号 首鉄建15第31号 関東支社 ⇔ 会 社 工事二部長 建設部長	上記「鉄道施設使用に関する協定書の一部変更協定書」(H15.6.27) に基づく覚書(H15.1.14) の一部を変更する覚書の交換 「つくばエクスプレス第一期走行試験に伴う鉄道施設の使用範囲に関する覚書の一部変更覚書」	
H15. 9.10 H15. 9.10 H15. 9.10	首鉄建15第34号 会社社長⇒関東支社長 関支工四 第95号 首鉄建15第46号 関東支社長⇔会社社長	関支工四第365号(H14.9.17) に基づく協議 「つくばエクスプレス第二期走行試験及び車両搬入に伴う鉄道施設の使用に関する協定書」の締結 (使用の範囲) ・35㎞813m～49㎞782m＝13,969m(上下線)及び車両基地(一部)、入出区線 (使用の期間) ・本　　線、入出区線→H16. 4. 1～H16. 7.31 ・車両基地、入出区線→H16. 1. 1～H16.10.31	
H15.10. 1 H15.10. 1	関支工四第1号の2 関東支社長 関支電管一 第4号 関東支社長	関支達20号→関支規程第59号(H15.10.1)として制定 「つくばエクスプレス第一期走行試験に係る線路立入作業統制要領」の改正・制定 関支達21号→関支規程第59号(H15.10.1)として制定 「つくばエクスプレス第一期走行試験に係る電気設備加圧期間中の作業統制要領」の改正・制定	公団から機構への組織改正に伴う 施行:H15.10. 1 (作業統制期間) 電気加圧開始から H15.12.31まで(注-1)
H15.12.19	関支工四第12号 関東支社長	関支規程第59号→関支規程第61号(H15.12.19)の制定 「つくばエクスプレス第一期走行試験に係る線路内立ち入り作業統制要領の一部を改正する規程」の制定	(作業統制期間) 電気加圧開始から H15.12.31までを H16.1.31までに改める 施行:H16.1.1
H15.12.19	関支電管一 第5号 関東支社長	関支規程第59号→関支規程第62号(H15.12.19)の制定 「つくばエクスプレス第一期走行試験に係る電気設備加圧期間中の作業統制要領の一部を改正する規程」の制定	(作業統制期間) 電気加圧開始から H15.12.31までを H16.1.31までに改める 施行:H16.1.1
H15.12.25 H15.12.25	鉄運関支工四第14号 首鉄技15第95号 関東支社 ⇔ 会 社 工事二部長 技術部長	「つくばエクスプレス第二期走行試験に伴う総合基地鉄道施設の使用範囲に関する覚書」の交換 ※第二期走行試験区間は別途協議	「第二期走行試験等の鉄道施設使用に関する協定書」(H15.9.10)第1条第3項(使用の範囲)に基づく
H15.12.25 H15.12.25	鉄運関支工四第15号 首鉄技15第96号 関東支社 ⇔ 会 社 工事二部長 技術部長	「つくばエクスプレス第二期走行試験に伴う総合基地の量産車両搬入実施行程に関する覚書」の交換 ※第二期走行試験の詳細な実施行程は別途協議	「第二期走行試験等の鉄道施設使用に関する協定書」(H15.9.10)第2条第3項(使用の期間)に基づく
H15.12.25 H15.12.25	鉄運関支工四第16号 首鉄技15第97号 関東支社長⇔会社社長	「つくばエクスプレス第二期走行試験に伴う量産車両搬入に係る安全管理に関する覚書」の交換 ※第二期走行試験区間は別途協議	「第二期走行試験等の鉄道施設使用に関する協定書」(H15.9.10) 第7条(安全管理等)に基づく
H16. 1.22	関支工四第28号 関東支社長	・関支規程第64号(H16.1.22) の制定 「つくばエクスプレス第二期走行試験に係る線路内立ち入り作業統制要領」 ※関支規程第61号(H15.12.19) は廃止	施行:H16. 2. 1 期間:電気加圧開始から別に定める日まで

H16. 1.28	関支工四第26号 関東支社長 関東支社長⇒会社社長	・関支規程第65号（H16.1.22）の制定 「つくばエクスプレス第二期走行試験に係る電気設備加圧期間中の作業統制要領」 ※関支規程第62号（H15.12.19）は廃止 ※会社へ規程第64号、65号の制定の通知	施行：H16. 2. 1 期間：電気加圧開始から別に定める日まで 廃止：H16.1.31
H16. 3. 5	関支電管一第33号 関東支社長	・関支規程第67号（H16.3.5）の制定 「つくばエクスプレス秋葉原・つくば間（第二期走行試験区間を除く）電気設備加圧期間中の作業統制要領」の制定 （目的：変電所及び電路設備の加圧期間中の工事関係者の感電事故防止）	施行：H16. 7. 1 期間：電気加圧開始～別途定める日まで（H16. 7. 7）
H16. 3.30	鉄運関支工四第46号 首鉄技15第127号 関東支社 ⇔ 会 社 工事二部長 技術部長	・「第二期走行試験等の鉄道施設使用に関する協定書」（H15.9.10）第1条第3項（使用の範囲）に基づく覚書の交換 「つくばエクスプレス第二期走行試験に伴う鉄道施設本線部の使用に関する覚書」	
H16. 3.30	鉄運関支工四第47号 首鉄技15第128号 関東支社 ⇔ 会 社 工事二部長 技術部長	・「第二期走行試験等の鉄道施設使用に関する協定書」（H15.9.10）第2条第3項（使用の期間）に基づく覚書の交換 「つくばエクスプレス第二期走行試験に伴う走行試験の実施行程に関する覚書」 ※（運行計画）は、第二期走行試験計画書による ※（走行試験の実施）は、原則として週5日間、9時30分～16時30分までとする	
H16. 3.30 H16. 3.30	鉄運関支工四第48号 首鉄技15第129号 関東支社長⇔会社社長	「第二期走行試験等の鉄道施設使用に関する協定書」(H15.9.10)第7条(安全管理)に基づく覚書の交換 「つくばエクスプレス第二期走行試験に伴う走行試験伴う安全管理に関する覚書」 ※（作業統制）は、機構制定の関支規程第64号及び65号によるものとする	（作業統制期間） 電気加圧開始から作業統制終了まで（開始日等は統制長が別途指定）
H16. 5.20	関支工四第9号 関東支社長	・関支規程第3号（H16.5.20）の制定 「つくばエクスプレス秋葉原・つくば間に係る線路内立ち入り作業統制要領」 （目的：開業作業に係る、工事関係者の事故防止及び総合監査・確認期間中の列車の円滑な運行の確保） ※関支規程第64号は第二期走行試験が終了する日をもって廃止する	施行：H16. 7. 1 範囲：全線 期間：H16.7.8から監査終了（H16.10.29） 廃止：H16.7.7
H16. 5.20 H16. 5.18 H16. 6. 7	関支電管一第15号 関東支社長 東支工四第3号の2 （依頼）↓↑（回答） 関支工二第11号	・関支規程第4号（H16.5.20）の制定 「つくばエクスプレス秋葉原・つくば間に係る電気設備加圧期間中の作業統制要領」 （目的）電気設備地上試験及び総合監査・確認期間中の工事関係者の感電事故防止及び列車の円滑な運行の確保 ※関支規程第65号は第二期走行試験が終了する日をもって、また、関支規程第67号はH16. 7. 7をもって廃止する	施行：H16. 7. 1 範囲：全線 期間；H16.7.8 から監査終了（H16.10.29）
H16.10.20 H16.10.21 H16.10.21 H16.10.21	首鉄技16第60号 首鉄技16第60・2号 （通知） 会社社長⇒関東支社 東支工四第30号 （依頼）↓↑（回答） 関支工二第230号	首都圏新都市鉄道が、全線走行試験期間中の作業統制要領を制定 「全線走行試験期間中の作業統制要領」 （目的）つくばエクスプレス秋葉原・つくば間の全線走行試験期間中工事、その他作業関係者の事故防止及び試験車両の円滑な運行の確保 ※機構内通達	施行：H16. 11. 1 範囲：全線 期間：H16.11.1から監査終了 （H17.7.21） （注-2）
H16.10.20	鉄工常第13号 施議 第48号 機構・鉄道建設本部 ⇓ 東京支社・関東支社	「常磐新線（秋葉原・つくば間）の鉄道施設の事前使用に関する協定」（H16.10.18）締結の通知 ※鉄道施設の使用の範囲、期間等については、支社と会社にて別途協議をされたい	全線走行試験

H16.10.22 H16.10.22	首鉄技16第62号 会社技術部長 ⇑⇓ 鉄運関支工二第39号 関東支社工事第二部長 ⇑⇓ 東京支社工事第二部長	会社より、全線走行試験の実施にあたり、上記「事前使用に関する協定」(H16.10.18)第2条第1項に基づく覚書の交換協議 「つくばエクスプレス全線走行試験に伴う常磐新線(秋葉原・つくば間)の鉄道施設事前使用に関する覚書」 ※会社との覚書交換は関東支社が行う	範囲:全線 期間:H6.11.1から 経費:列車走行動力費を関東支社に支払う ※3社連名の覚書
H17. 1.26 H17. 1.28	首鉄技16第104号 (通知) 会社社長⇒関東支社長 関支工二第49号	・前記、「全線走行試験期間中の作業統制要領」の改訂版制定(H17.1.26)の通知 ※統制要領第3条第1項(2)に休日の基地内のみ加圧時の本線作業可能を追加 ※機構内通知	施行:H17.2. 1 期間:H17.2.1から監査終了(H17.7.21) (注-2)
H17. 2.25 H17. 2.28	首鉄技16第120号 (通知) 会社社長⇒関東支社長 関支工二第52号	・前記、「全線走行試験期間中の作業統制要領」(改訂版、H17.1.26)の統制範囲を追加(通知) 総合基地内部の統制範囲を追加 機構内通知	施行:H17.3. 1
H17. 6.22	第4回機構・首都圏新都市鉄道　定期連絡会議	平成17年6月30日をもって「作業統制」は終了とし、平成17年7月1日からは会社制定の「線路閉鎖」に移行する	H17.7.1～開業まで (H17.8.24)

※注-1:平成15年1月10日付け、関支達第20号「つくばエクスプレス第一期走行試験に係る線路内立ち入り作業統制要領」及び関支達第21号「つくばエクスプレス第一期走行試に係る電気設備加圧期間中の作業統制要領」は、鉄道公団の組織改正等に伴い、平成15年10月1日付け、関支規程第59号により、新たに、修正、制定された.

※注-2:全線走行試験中の作業統制期間は、作業統制要領第2条第4項により「平成17年7月21日の国土交通省の開業検査完了までとし、それ以降は会社の規定類による管理に移行する」としたが、平成17年6月22日の「第4回機構・首都圏新都市鉄道定期連絡会議」により、作業統制は平成17年6月30日をもって終了し、平成17年7月1日以降は、会社制定の「線路閉鎖」に移行することとなった。

第7章　行　賞

第1節　部内表彰

1. 理事長表彰

平成17年8月24日のつくばエクスプレスしゅん功開業にあたり、平成6年10月以来の工事を無事しゅん功させた東京支社の功績に対し、平成17年8月24日理事長から表彰状が授与された。

2. 東京支社長表彰

つくばエクスプレスしゅん功開業にあたり、旺盛な熱意を持って業務に精励し、幾多の困難を克服してこれを完成させたことに対して、平成17年8月24日東京支社長から浅草鉄道建設所・三郷鉄道建設所・東葛飾鉄道建設所・守谷鉄道建設所・つくば鉄道建設所・足立鉄道機械建設所・守谷鉄道機械建設所・足立鉄道建築建設所・東葛飾鉄道建築建設所・守谷鉄道建築建設所・足立鉄道電気建設所・東葛飾鉄道電気建設所・守谷鉄道電気建設所に表彰状が授与された。

第2節　部外協力団体等への感謝状

1. 請負会社表彰

(1) 理事長感謝状

つくばエクスプレス建設工事にあたり、旺盛な熱意と優秀な技術力を結集し困難な施行条件

のもとで工期の短縮、工事費の低減、事故防止などに尽力し完成させたことに対して、以下の52社に平成17年8月24日付けで感謝状を贈呈した。(表1-7-2-1)

表1-7-2-1　理事長感謝状贈呈先

鹿島建設㈱	㈱間組	大日本土木㈱	千歳電気工業㈱
大成建設㈱	日本国土開発㈱	㈱ピーエス三菱	新生テクノス㈱
鉄建建設㈱	五洋建設㈱	オリエンタル建設㈱	東邦電気工業㈱
佐藤工業㈱	東急建設㈱	興和コンクリート㈱	京三電設工業㈱
戸田建設㈱	㈱竹中土木	川田建設㈱	パシフィックコンサルタンツ㈱
㈱銭高組	東亜建設工業㈱	㈱交通建設	日本交通技術㈱
三井住友建設㈱	不動建設㈱	東日本トランスポーテック㈱	㈱復建エンジニヤリング
前田建設工業㈱	東鉄工業㈱	㈱東芝	電気技術開発㈱
㈱大林組	東洋建設㈱	㈱日立製作所	㈱トーニチコンサルタント
西松建設㈱	㈱熊谷組	オムロン㈱	八千代エンジニヤリング㈱
㈱フジタ	りんかい日産建設㈱	三菱電機㈱	光通電気設計㈱
飛島建設㈱	青木あすなろ建設㈱	㈱大気社	㈱交建設計
㈱奥村組	㈱鴻池組	日本電設工業㈱	㈱日本構造橋梁研究所

(2) 東京支社長感謝状

つくばエクスプレス建設工事にあたり、早期開業をめざし、各業種が輻輳する中、工程調整を綿密に行ない作業の効率化に努めるとともに、旺盛な熱意と多年の経験と優秀な技術力を結集し、幾多の困難な施工条件のもとで尽力し完成させたことに対して、以下の103社に平成17年7月24日付けで感謝状を贈呈した。(表1-7-2-2)

表1-7-2-2　東京支社長感謝状贈呈先

㈱福田組	池田建設㈱	名工建設㈱	常総開発工業㈱
大豊建設㈱	京王建設㈱	第一建設工業㈱	鈴縫工業㈱
若築建設株	㈱植木組	双葉鉄道工業㈱	㈱藤木工務店
㈱白石	大末建設㈱	三軌建設㈱	㈱関電工
㈱大本組	山九㈱	JFE工建㈱	西武電設工業㈱
東武谷内田建設㈱	井上工業㈱	㈱カネコ	鉄道信号㈱
㈱淺沼組	佐田建設㈱	㈱峰製作所	東横車輛電設㈱
㈱森本組	㈱ユーディケー	㈱全溶	栗原工業㈱
西武建設㈱	村本建設㈱	常総産業㈱	東光電気工事㈱
㈱松村組	北野建設㈱	㈱神戸製鋼所	㈱ユアテック
アイサワ工業㈱	古郡建設㈱	ダイダン㈱	東武電設工業㈱
㈱地崎工業	大旺建設㈱	三建設備工業㈱	㈱京王設備サービス
松尾建設㈱	徳倉建設㈱	新菱冷熱工業㈱	㈱きんでん
株木建設㈱	武藤建設㈱	日立プラント建設㈱	小田急設備㈱
京成建設㈱	㈱本間組	高砂熱学工業㈱	㈱協和エクシオ

矢作建設工業㈱	㈱日本ピーエス	フジテック㈱	明治コンサルタント㈱
小田急建設㈱	㈱富士ピー・エス	東芝エレベータ㈱	㈱東京建築研究所
佐伯建設工業㈱	極東工業㈱	㈱京三製作所	中央復建コンサルタンツ㈱
伊藤組土建㈱	日本鋼弦コンクリート㈱	シンドラーエレベータ㈱	復建調査設計㈱
㈱新井組	ドーピー建設工業㈱	㈱三晃空調	東日本電気エンジニアリング㈱
㈱加賀田組	日本高圧コンクリート㈱	第一工業㈱	㈱八州
㈱森組	昭和コンクリート工業㈱	新日本空調㈱	日本シビックコンサルタント㈱
真柄建設㈱	㈱安部工業所	東洋熱工業㈱	㈱千代田コンサルタント
安藤建設㈱	常磐興産ピーシー㈱	㈱朝日工業社	㈱都市環境システム研究所
みらい建設工業㈱	ピーシー橋梁㈱	第一設備工業㈱	㈱ジェイアール東日本建築設計事務所
㈱岡部工務店	ユニオン建設㈱	三機工業㈱	

2. 部外協力者表彰

(1) 理事長感謝状

つくばエクスプレス建設工事にあたり、秋葉原駅・新御徒町駅・南千住駅・北千住駅・南流山駅等の工事、電力変換装置の開発研究等専門的技術分野における業務を受託され卓越した技術と旺盛な熱意をもって、所定の期日までに完成させたこと、用地取得事務を受託し用地の速やかな取得に努められたこと及び沿線各市区町村の多大な支援・協力に対し、理事長から以下の 18 社等に平成 17 年 8 月 24 日付けで感謝状を贈呈した。(表 1-7-2-3)

表 1-7-2-3　理事長感謝状贈呈先

東日本旅客鉄道㈱	茨城県企画部つくば・ひたちなか整備局	東京都足立区	茨城県守谷市
東京都地下鉄建設㈱		埼玉県八潮市	茨城県谷和原村
㈶鉄道総合技術研究所	東京都千代田区	埼玉県三郷市	茨城県伊奈町
埼玉県土地開発公社	東京都台東区	千葉県流山市	茨城県つくば市
千葉県土地開発公社	東京都荒川区	千葉県柏市	

(2) 東京支社長感謝状

つくばエクスプレス建設工事にあたり、千代田線北千住駅との連絡通路等工事、東武伊勢崎線交差部及び流山おおたかの森駅交差部工事、常総線守谷駅の改良工事を受託され卓越した技術と旺盛な熱意をもって、所定の期日までに完成させたこと、用地取得事務を受託し用地の速やかな取得に努められたこと及び各協力団体等の多大なるご支援・ご協力に対し、東京支社長から以下の 11 社等に平成 17 年 8 月 24 日付けで感謝状を贈呈した。(表 1-7-2-4)

表 1-7-2-4　東京支社長感謝状贈呈先

東京地下鉄㈱	京成電鉄㈱	ヤノショウコーポレーション	都市再生機構千葉地域支社
東武鉄道㈱	レールシティ東開発㈱	佐藤エイ・佐藤進・佐藤陽子	都市再生機構茨城地域支社
関東鉄道㈱	㈱ヨドバシカメラ	都市再生機構埼玉地域支社	

第4編　路　盤

第4編　路　盤

第1章　概　要

第1節　路線概要

つくばエクスプレス（常磐新線）のルートは、既存鉄道路線と結節し、沿線地域の開発計画と整合を図ることを基本とした。

その結果、駅数は20駅、既存鉄道路線との結節は、秋葉原、新御徒町、南千住、北千住、南流山、流山おおたかの森、守谷の7駅でなされることとなった。

東京都内は秋葉原から埼玉県の県境付近までの延長13.2㎞で、うち約62%がトンネル、残りは明かりで、南千住～小菅間の延長約3.1㎞はJR常磐線と併設されている。当区間には、秋葉原駅、新御徒町駅、浅草駅、南千住駅、北千住駅、青井駅、六町駅の7駅があり大部分の区間が地下構造となっているが、北千住駅を含む隅田川から荒川までの区間は高架橋等の明かり構造となっている。地下の駅部は開削で施工し、駅間はシールドトンネルで施工した。

埼玉県内は延長7.3㎞で、うち1.3㎞がトンネル、残りが高架構造となっている。都県境部の一部トンネルを除き八潮市圷地区から千葉県境の江戸川橋りょうまで、県内全区間が高架橋や橋りょうの高架構造区間となっている。主な構造物は八潮駅、三郷中央駅、中川橋りょう、江戸川橋りょうである。また、八潮駅には電留線4線を併設した。

千葉県内は延長13.5㎞で大部分が明かりであるが、江戸川橋りょうの終点付近となる土地区画整理事業地区内の流山市木地区から西平井・鰭ヶ崎地区間は、南流山駅を含む延長約2.3㎞についてはJR武蔵野線及び既成市街地で、マンション等の建物が多く高架構造とすることが困難なことから地下構造となっている。この区間は、起点方からU型擁壁、箱型開削トンネル、JR武蔵野線南流山駅との交差部は開削地下駅の南流山駅、同駅終端からはシールドトンネル、都市部山岳工法によるトンネルとU型擁壁となっている。流山セントラルパーク駅から茨城県境の利根川橋りょうに至る流山並びに柏市内は、すべて高架構造となっている。高架区間の主な構造物は、流山セントラルパーク駅、東武野田線との交差接続駅として新設される流山おおたかの森駅、柏の葉キャンパス駅、柏たなか駅、国道16号線架道橋や下部工が鉄道と都市軸道路の併用橋となっている利根川橋りょうである。

茨城県内は延長24.3㎞で、大部分が丘陵地帯と水田部を通り、その構造形式は、高架橋や橋りょう、切取り、掘割、盛土が主体となっている。トンネル区間は、常磐自動車道との交差部とつくば市内となる終端部の2区間、終点のつくば駅は道路下の開削地下駅となっている。

本区間の主な構造物は、関東鉄道常総線守谷駅で交差接続駅として新設される守谷駅、都市軸道路との併用橋となっている小貝川橋りょう、掘割構造のみらい平駅、常磐道トンネル（シールドトンネル）、高架構造のみどりの駅、万博記念公園駅、研究学園駅、つくばトンネル（シールドトンネル）、つくば駅（開削地下駅）で、守谷駅の終点方には車両基地（19ha）がある。図4-1-1-1に平面・縦断の略図を示す。

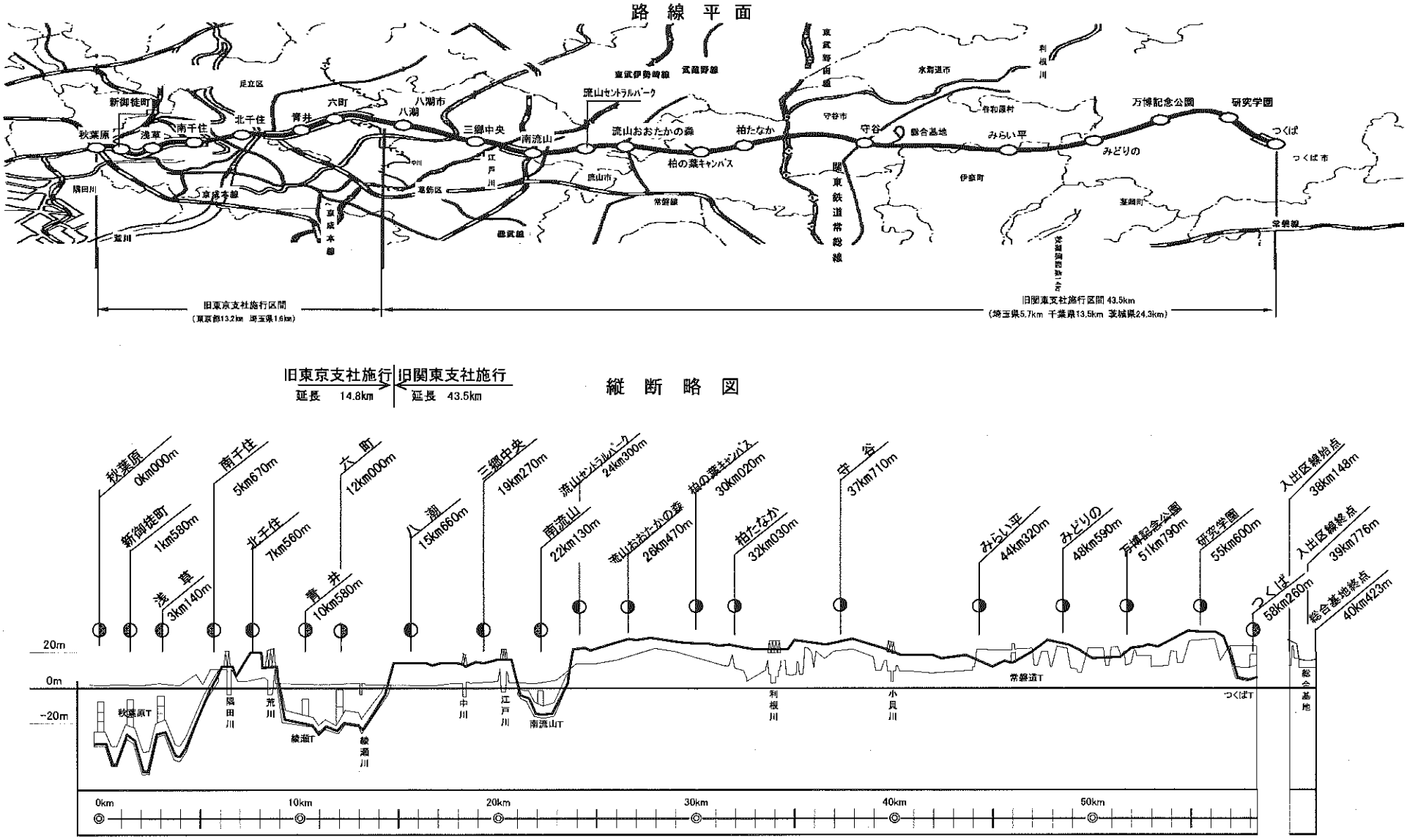


図 4-1-1-1　路線平面・縦断略図

第２節　構造物の概要

構造形式は、都内は主として地下構造、埼玉以北は高架構造を基本に計画した。

全線の構造種別延長は、トンネル延長約 16 km（シールド約 11 km、開削約 5 km）、土工延長約 6 km、橋りょう及び高架橋延長約 36 kmとなっている。

主なトンネルとしては、台東トンネル（L=1,204m47）、寿トンネル（L=1,229m52）、三ノ輪トンネル（L＝2,282m20）、南千住トンネル（L=190m51）、西綾瀬トンネル（L=1,423m00）、加平トンネル（L=1,267m00）、綾瀬川トンネル（L=2,322m52）、南流山トンネル（L＝2,231m00）、常磐道トンネル（L=707m50）、つくばトンネル（L=1,025m00）がある。東京都内は大部分がシールドトンネルである。埼玉、千葉、茨城は大部分が箱型トンネルであるが、常磐道トンネル（707m50）は、一部区間で常磐自動車道と土被りが薄く交差している関係でシールド工法（303 m00）で施工した。

橋りょう延長 10.2 kmの内、主な長大橋りょうは、荒川橋りょう（L=444m85）、中川橋りょう（L=492m20）、江戸川橋りょう（L=411m00）、利根川橋りょう（L=891m00）、小貝川橋りょう（L=463m21）でいずれもトラス構造となっている。

高架橋は、地盤条件のよい所では、従来の高架橋と比べて景観に優れたアーチ形状を取り入れたシンプルな高架橋とすることにより、施工性の向上とコストダウンを図り、地質状態のよくない所では、耐震性に優れたＵ形のプレキャスト PC 桁を採用することで、軽量化、経済化を図っている。

軌道構造はマクラギの下と横に柔らかな防振用ゴムを使用して振動低減を図っている。更に、騒音低減のためバラストを散布している。

表 4-1-2-1 に都県別構造物延長を示す。

表 4-1-2-1　都県別構造延長

構造種別＼位置	単位	東京都	埼玉県	千葉県	茨城県	全線（比率）	備考
切取り	km	0.2	0.2	0.2	3.7	4.3 (7.4%)	
盛　土	km	0.6	0.1	0.2	1.0	1.9 (3.3%)	
高架橋	km	1.5	3.6	8.0	12.4	25.5 (43.7%)	
橋りょう	km	0.8	2.1	2.8	4.4	10.1 (17.3%)	
トンネル	km	10.1	1.3	2.3	2.8	16.5 (28.3%)	
※トンネル工法別内訳							複線シールドトンネル L=8,907m
(シールド)	m					10,764	
(山岳ﾄﾝﾈﾙ)	m					361	
(箱型ﾄﾝﾈﾙ)	m					1,311	トンネル延長 計 16,526m
(開削ﾄﾝﾈﾙ)	m					4,090	
計（延長）	km	13.2	7.3	13.5	24.3	58.3 (100%)	

第２章　設　計

第１節　地形・地質

本路線は、東京低地を基点として概ね北東に線形をとり、流山付近から下総台地を通過する。さらに北東で利根川水系の低地を進み東楢戸付近から稲敷台地に入り、つくば市の終点に至っている。この関東平野は、日本列島最大の平野であり、氷河期及び間氷期の海退・海進による顕著な地質構造を示している。「図 4-2-1-1 参照：日本の地質(3)関東地方 共立出版より抜粋」

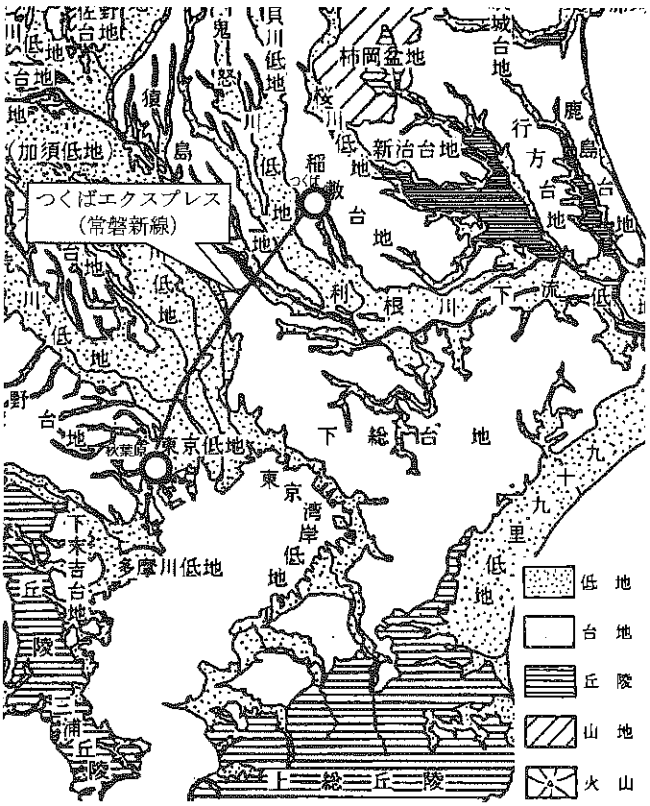


図 4-2-1-1　関東平野の地形区分

台地は、第四紀更新世の中期に堆積したものであり、最終間氷期（リス・ウルム間氷期：7～13 万年前）の高海面（下末吉海進）期に形成された海成層や河成の扇状地堆積物からなる段丘である。路線が通過する台地には、下総台地・猿島台地・稲敷台地があり、これらを構成する地層は江戸川層・藪層、その上位の東京層・木下層・成田層等である。地質はいずれも砂質土・粘性土・砂礫からなり、上総層群を削剥した谷を埋めて堆積している。この地層が構造物に対して支持層となり、台地部ではこの層準を関東ローム層が被覆し、低地部では沖積層の下位に存在する。

低地は、河川の開析により台地を削剥し、その後の海進により堆積した海成層で構成され、諸河川の自然堤防や後背湿地を含むはんらん原と沿岸の海岸平野を成している。路線が通過する低地には、中川・荒川低地及び利根川低地がある。低地を構成する地層は、沖積層で第四紀更新世末期から完新世にかけて堆積したものである。沖積層の基底は起伏のある谷地形を成すことが多く、更新世の地層で構成される低位段丘が沖積層の下に埋没し、顕著なものに 5 km・9 km・13 km・17 km等（第 13 編に示す地質縦断図秋葉原～21.0 km参照）がある。また、21 km・33 km・43 km付近等（同地質縦断図 20.0 km～40.0 km及び 40.0 km～59.0 km参照）は中位段丘を構成している。

沖積層は、砂質土・粘性土・砂礫からなり、いずれも構造物に対して支持層にならない地質である。

第２節　設計基準

1. 概　要

本路線は、普通鉄道構造規則(昭和 62 年 3 月 2 日、省令第 14 号)、その他関係法規に基づき、安全、快適、安定した輸送の用に供する鉄道施設として建設されるものであって、設計に当たっては、これら諸規定の他、『常磐新線土木構造物設計仕様書』に定める基準によった。

当仕様書は、首都圏新都市鉄道が平成 9 年 2 月に制定し、建築限界や曲線諸元などの線路基準のほか、開削トンネル、シールドトンネル等の設計要領を規定している。

主な線路基準は、表 4-2-2-1 に示すとおりである。

上記のほか、主に次の関連法規、規定の定めに基づき設計を行なった。

表　4-2-2-1　主な線路基準

項　　目		基　　準
最高列車速度		90 km/h～160 km/h
軌間		1,067 mm
軌条		60 kg(本線)，50N(側線)
電車線路		直流 1,500V、交流 20,000V, 架空線方式
最小曲線半径	本線部	本線 600m
	停車場部	本線におけるプラットホームに沿う曲線 400m
最急勾配	本線部	35/1,000
	停車場	5/1,000
		10/1,000（車両解結しない区間）
プラットホームの高さ		1,100 mm(直線部)

・普通鉄道構造規則（昭和 62 年 3 月　運輸省令第 14 号）
・普通鉄道構造規則告示（昭和 62 年 3 月　運輸省告示第 177 号）
・道路構造令（昭和 45 年 10 月　政令第 320 号）
・河川管理施設構造令（昭和 51 年 7 月　政令第 199 号）
・常磐新線普通鉄道構造規則の実施細則(線　路)(平成4年10月　首都圏新都市鉄道株式会社)
・常磐新線普通鉄道構造規則の実施細則(建造物)(平成4年10月　首都圏新都市鉄道株式会社)
・鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎・抗土圧構造物）（平成 9 年 3 月　鉄道総研編）
・鉄道構造物等設計標準・同解説(シールドトンネル)（平成 9 年 7 月　鉄道総研編）
・鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）（平成 4 年 10 月　鉄道総研編）
・鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）（平成 4 年 10 月　鉄道総研編）
・鉄道構造物等設計標準・同解説(土構造物)（平成 4 年 10 月　鉄道総研編）
・新設構造物の当面の耐震設計に関する資料（平成 8 年 3 月　鉄道総研）
・新設構造物の当面の耐震設計に関する資料･解説編(平成 8 年 3 月日本鉄道建設公団設計技術室)
・鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（平成 11 年 10 月　鉄道総研編）
・鋼構造物塗装設計指針（平成 9 年 5 月　日本鉄道建設公団）
・乗換こ線橋設計指針（昭和 62 年 6 月　日本鉄道建設公団）
・鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針（昭和 62 年 6 月　日本鉄道建設公団）
・鉄筋フレア溶接継手設計・施工指針（昭和 62 年 6 月　日本鉄道建設公団）
・PRC けた設計指針（案）（昭和 62 年 6 月　日本鉄道建設公団）
・土木構造物動的解析指針（案）（昭和 62 年 6 月　日本鉄道建設公団）

・鋼管矢板井筒の設計施工指針（案）（昭和 62 年 6 月　日本鉄道建設公団）
・掘削土留工設計指針（昭和 62 年 6 月　日本鉄道建設公団）
・深い掘削土留設計施工指針（平成 7 年 4 月　日本鉄道建設公団）
・近接施工の設計施工指針（昭和 62 年 6 月　日本鉄道建設公団）
・NATM 設計施工指針（案）（平成 8 年 2 月　日本鉄道建設公団）
・シールドトンネルの設計施工指針（平成 11 年 8 月　日本鉄道建設公団）
・注入の設計施工指針（昭和 62 年 6 月　日本鉄道建設公団）
・コンクリート標準示方書（平成 8 年　土木学会）
・トンネル標準示方書（開削工法編）（平成 8 年　土木学会）
・トンネル標準示方書（シールド工法編）（平成 8 年　土木学会）
・道路橋示方書（平成 8 年 12 月　日本道路協会）

2. 車両限界及び建築限界

車両限界及び建築限界は普通鉄道構造規則実施細則に定められたとおりである。車両限界は、JR 常磐線と同様の近郊型の車両の採用を考え、車両限界の幅は 3,000 mmとした。（図 4-2-2-1）

建築限界（図 4-2-2-2）は、普通鉄道構造規則第 21 条の但書きにより、車両限界の基礎限界との間隔を 200 mmとし、3,400 mmとした。

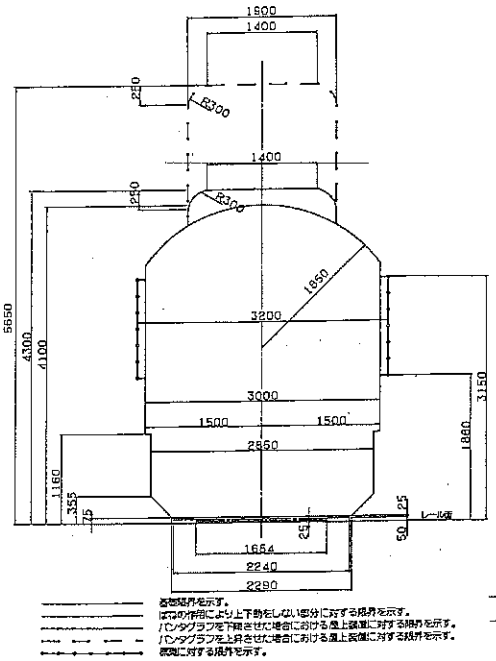


図 4-2-2-1　車両限界

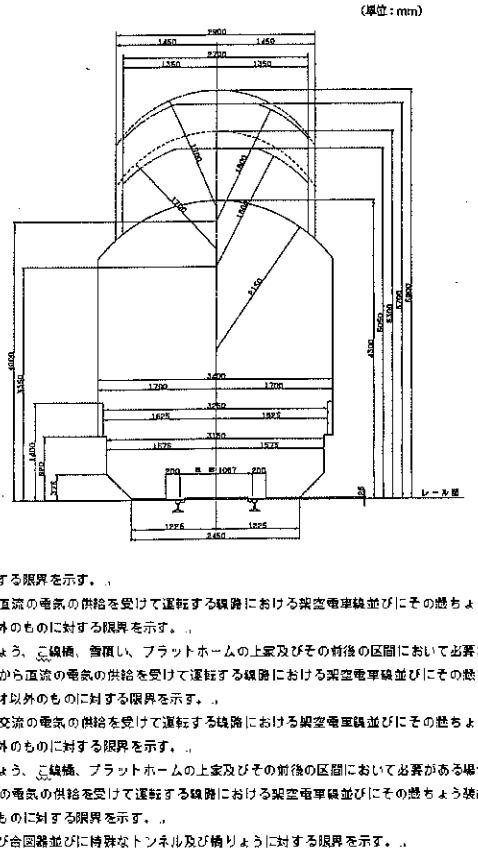


図 4-2-2-2　建築限界

第３章　路　盤

第１節　概　要

つくばエクスプレス（常磐新線）は東京都内 13.2 km、埼玉県内 7.3 km、千葉県内 13.5 km、茨城県内 24.3 kmの１都３県を連絡する延長 58.3 kmの路線である。そのうちトンネル・橋りょう・高架橋以外の路盤の延長は東京都内が 0.8 km、埼玉県内が 0.3 km、千葉県内が 0.4 km、茨城県内が 4.7 kmとなっており、全延長の 10%程度とその比率は小さい。

東京都内ではトンネルが地上部に取付く前後の箇所で採用されており、荒川左岸の JR 常磐線及び東京メトロ千代田線との交差部が該当している。埼玉県では東京都との県境にある綾瀬川トンネルの地上への取付け部である大曽根地区の構造が該当している。千葉県では JR 武蔵野線との交差のため南流山駅が地下構造となっているが、この前後の構造が該当している。また、茨城県では伊奈・谷和原地区の台地部で、常磐自動車道と交差する前後の小張・片田路盤工区における U 型擁壁及び葛城地区におけるつくばトンネルへの取付け部の構造が路盤構造に該当している。

なお、守谷車両基地は盛土構造であるが、盛土造成工事については 10 章において詳述する。

第２節　地山補強土工法による切土（片田路盤）

1. 概　要

片田路盤は、秋葉原起点 46 km 260m～46 km 420m（延長 160m）間の箱型トンネル及び 46 km 420m～47 km 030m（延長 610m）間の U 型擁壁を構築する工事である。当該工事は平成 13 年 3 月に着工し、平成 15 年 9 月しゅん功した。この U 型擁壁延長 610mのうち掘削深さ 14m となる 560m間における切取施工に、地山補強土工法を採用した。本工法は当工区のみならず、伊奈・谷和原地区の切取区間の U 型擁壁の施工に全面的に採用されている。

U 型擁壁区間の位置を図 4-3-2-1 に示す。

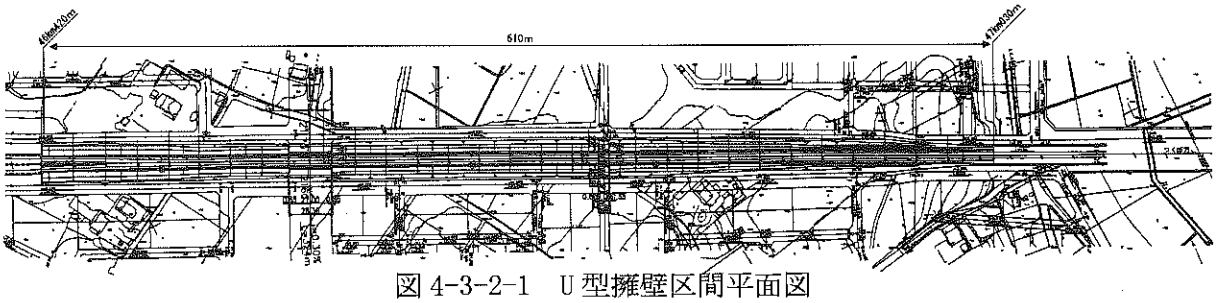


図 4-3-2-1　U 型擁壁区間平面図

2. 地形及び地質

当工区は、茨城県南部に分布する稲敷台地と呼ばれる洪積台地のほぼ中央に位置している。稲敷台地は南から南西に向けて緩やかに傾斜しており、周縁部及び台地内部は小貝川・桜川といった河川により開析され、比高差 10m前後の急崖が発達している。

地質は、台地部においては第四紀更新世に堆積した浅海成の下総層群により構成され、最上位を武蔵野・立川ローム層に相当する新期関東ローム層によって覆われている。

また、西谷田川により形成された低地部には、軟弱な粘性土層からなる沖積層が木下層の上位に堆積している。図 4-3-2-2 に地質縦断面図を示す。

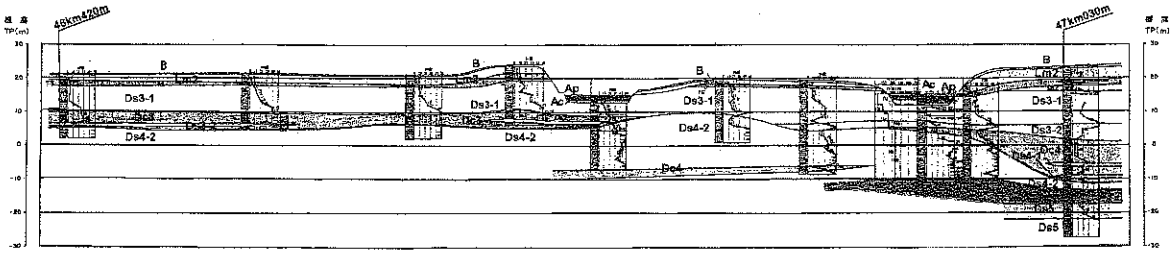


図 4-3-2-2　地質縦断図

3. 施　工

(1) 概　要

46 km 420m～46 km 980m間（延長 560m）におけるU型擁壁部は、地山補強土工法による切土を行なった。

本工法は、切土の急斜面を吹付コンクリートとロックボルトにより補強し、地山のすべり破壊に対して安定を図った上で、掘削しU型擁壁を構築するものである。近年、のり面の急勾配化による経済性の向上や掘削土量低減による環境保全の観点から施工実績が増加しているが、今回の事例のように最大掘削深度が 14mに達する事例はほとんどないため、のり面の変状防止を目的とした自動計測による観測を行なった。掘削深度は 4.0m～14.0mで、切土のり面の勾配は 1：0.35 である。

掘削地盤は自然水位が高く、N 値が 10～20 の緩い細砂層が主体である。湧水による砂質土のり面の崩壊防止やロックボルトの孔壁自立を確保するため、ディープウェルによる地下水位低下工法も併用した。

施工箇所における地質は、図 4-3-2-3 に示すように地表部がローム(Lm)及び凝灰質粘土(tc)からなる粘性土層で、その下位にはN 値が 10～20 の比較的緩い砂質土層（Ds3）が主体をとなっている。床付け位置は硬い洪積シルト層（Dc3）であり、その下位にN 値 50 以上の洪積砂質土層(Ds4)が堆積している。自然水位は約 GL-2.0mと高く、Ds4 層は水頭約 8mの被圧滞水層である。Ds3 層は均等係数が U=1.83 と非常に粒径のそろった細砂であり、雨水や地下水の浸食によって崩壊が生じやすい地層であると想定された。

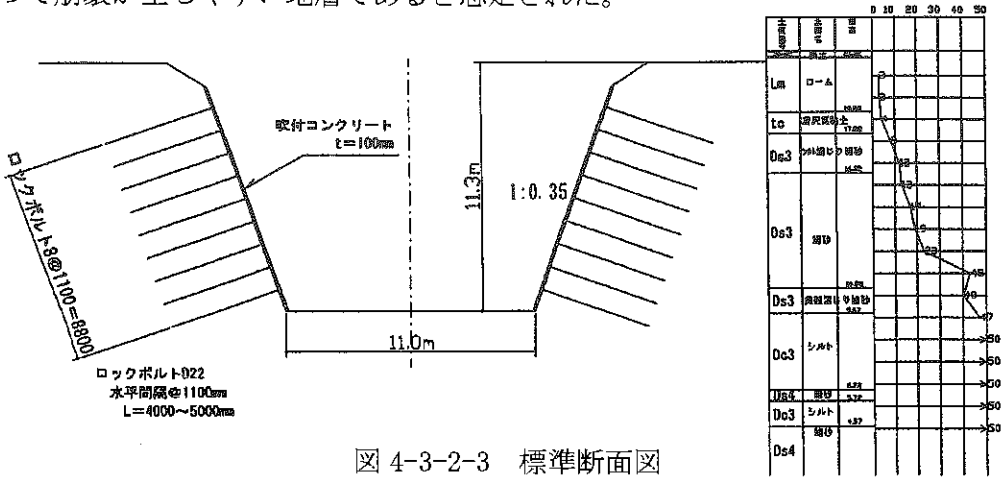


図 4-3-2-3　標準断面図

(2) 地山補強土工法

地山補強土工法は、切土のり面に直角方向に打設した棒状補強材によってのり面の安定性を高める工法であり、一般に棒状補強材、補強材頭部、壁体部によって構成される。また、棒状補強材はその径によって、小径（5～10 cm）、中径（10～30 cm）及び大径（30～40 cm）に分類される。

今回採用した地山補強土工法は、仮設土留壁として用いたものであり、のり面保護工（吹付コンクリート）と小径棒状補強材（ロックボルト+定着材）の組合せとした。詳細を図 4-3-2-4 に、施工手順を図 4-3-2-5 に示す。

1 ステップの掘削深度は約 1.0mとし、吹付コンクリート、ロックボルト打設の順で最終掘削時点まで繰返し施工し、掘削床付けを完成させた。小径棒状補強材は、セメントミルクなどの定着材を使用し、引張り芯材を地山に全面定着させた。

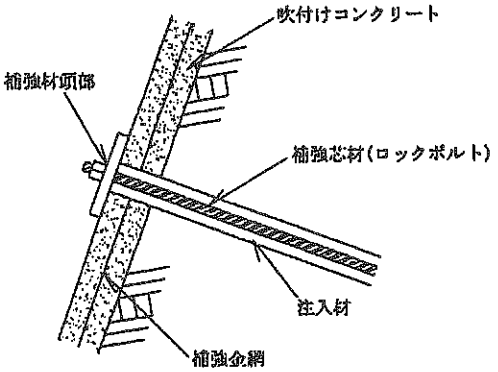


図 4-3-2-4　地山補強土工法詳細図

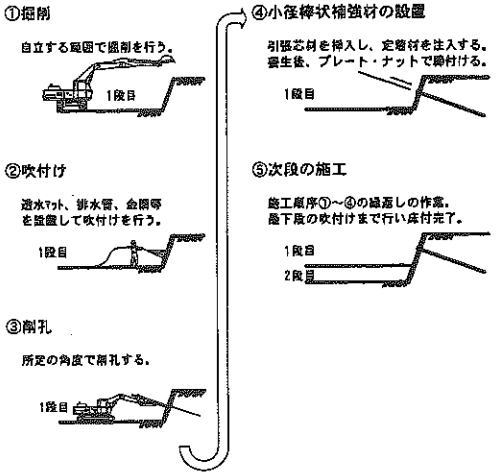


図 4-3-2-5　地山補強土工法の施工手順

施工状況を写真 4-3-2-1、写真 4-3-2-2 に示す。

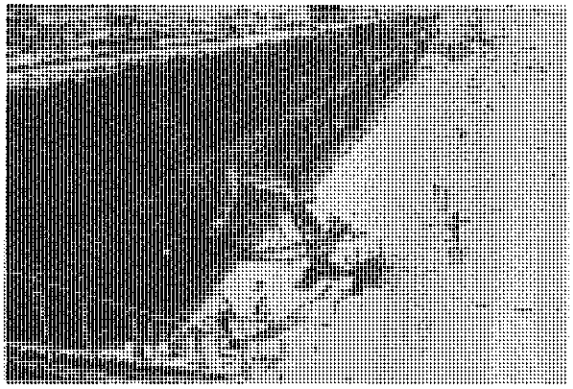


写真4-3-2-1　ロックボルトの削孔状況

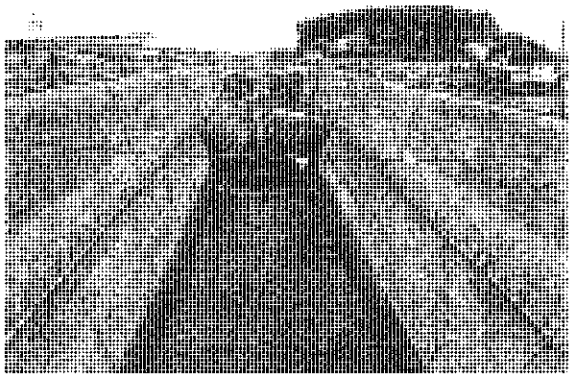


写真 4-3-2-2　掘削床付け完了状況

(3) 地下水位低下工法の併用

本工事で、Ds3 層の自然地下水位及び Ds4 層の被圧地下水位に起因して、以下のような施工上の問題点が懸念された。

① 自然地下水位が高いことから、湧水による切土のり面（Ds3 層）の崩壊が予想されること。

② 洪積砂層（Ds4 層）の被圧水によって、掘削床付け地盤（Ds3 層）の盤ぶくれが想定されること。

③ 地下水位が高いことから、棒状補強材（ロックボルト）の削孔壁が自立しない可能性があること。

このようなことを踏まえ、ディープウェルによる地下水位低下工法を採用し、観測井を設置して所定の地下水位低下を確認することとした。

(4) 計　測

施工中の安全確保、地山補強土工法の妥当性確認及び周辺地盤への影響を評価するため、表 4-3-2-1 に示す計測を行なった。

図 4-3-2-6 は自動計測機器の設置位置を示す。

表 4-3-2-1　計測項目一覧表

計測項目	測定方法
①観察調査	目視, 触手による観察
②のり肩部の変位	観測杭による水準測量・水平, 鉛直変位
③のり面の変位	観測鋲による水準測量・水平, 鉛直変位
④補強材の引抜耐力	油圧ジャッキによる引抜き試験
⑤地中水平変位	地中に設置した孔内傾斜計による測定
⑥補強芯材の軸力	ロックボルトに取付けたひずみ計による測定
⑦地下水位の変化	Ds3, Ds4 層に観測井を設置し水位測定器により計測
⑧周辺地盤の変位	観測杭による水準測量・鉛直変位

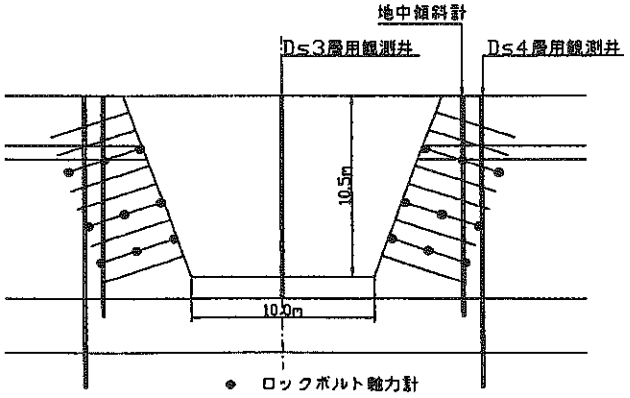


図 4-3-2-6　計測機器設置断面図

(5) 試験施工

本工事に先立ち、46 km 715m付近の 40m区間において試験施工を行ない、自動計測による動態観測を含め、安全性を確保した施工方法を確立することとした。また実施工においては試験結果に基づいて得られた諸数値をフィードバックさせることとした。

試験施工区間は、約 4 ヶ月で床付けを無事完了させることができた。この施工では、のり肩の水平変位は 2 次管理基準値の上限に近づいたものの、切土のり面の崩壊や亀裂、ロックボルトの座金の変形等、仮設土留壁の変状も認められず、また周辺地盤への影響も殆どなかった。一方、試験施工で明らかになった問題点は以下のとおりである。

① ディープウェルによる地下水位低下を計画したが、途中で十分な水位の低下が得られず、ウェルポイントを併用せざるを得なかった。

② ロックボルトの施工の際、地下水位以下においては削孔壁の崩壊が見られたため、塩ビ管による孔壁防護を併用した。

③ 7 次掘削時において変位量が増大し、2 次管理基準の上限に近づいたため、余掘り量を 1.0 mから 0.5mに変更して地山の変位抑制を行なった。

地下水位低下が十分に得られなかった原因の一つとして、群井による井戸効率の低下ではないかと考えられたが、原因の特定には至らなかったため、バキューム併用の強制排水工法であるスーパーウェルポイント工法を採用することとした。

(6) 本施工

本施工は試験施工の検討結果を踏まえ、計測を実施しながら行なうこととした。その結果、掘削深度が約 12.0mの 46 km 615m付近において、GL-9.0mの掘削時に管理限界値を超え、周辺の切土のり面にクラックが確認されたため、応急対策として押え盛土を実施した。

また、地中変位及び地表面のクラックの発生状況から、土魂のすべり面はロックボルトの背面と推定できたため、補強材には長尺補強材が必要と判断し、46 km 600m～690mの 90m間にはグラウンドアンカー工法による補助工法を採用することとした。グラウンドアンカーは押さえ盛土上で行ない、H鋼材による腹起し材を設置した。

図 4-3-2-7 にグラウンドアンカーの施工状況を示す。

グラウンドアンカーの施工により、のり肩の水平変位や地中変位に殆ど変化は見られず、最終掘削を終了することができた。図 4-3-2-8 に補助対策区間ののり肩水平変位を示す。

また、46 km 520m～600mの 80m間においては、のり肩の水平変位が 2 次管理値を超え管理限界値に近づいたため、8 次掘削以深では以下の補助対策工を採用した。

① 10mスパンの分割施工とするとともに均しコンクリート厚を 100 mmから 200 mmに変更し、先行地中梁としての効果を期待する。

② Ds3 層のロックボルト鉛直打設間隔を 1,100 mmから 800 mmに変更し、変位の大きい箇所はロックボルト長を 4,500 mmから 5,000 mmに変更する。

③ 46 km 420m～460mの 40m間は、当工区の最大掘削深度箇所（h=13.8m）であり、箱型トンネルとの境界の 46 km 420m地点では地下水の十分な低下が得られなかったため、ロックボルトの引抜き抵抗力が不足する事態が生じた。この区間は、箱型トンネル部が SMW 杭及び底盤改良により完全に遮水された状態にある一方、U型擁壁部は完全に遮水されていないため、掘削断面外側での地下水の供給が豊富であり、地下水位低下工法による揚水だけでは必要な地下水位の低下が得られなかったものと推察された。このため、この区間では鋼矢板による地下水の遮断やウェルポイントの増強を図ったが、それでも所定の地下水位の低下ができなかったことから、ロックボルトの周面摩擦力の不足に繋がったものと思われた。最終的には、吹付け・ロックボルトによる地山補強土工法は 7 次掘削までとし、8 次掘削以深の掘削については、親杭横矢板による仮土留壁に変更した。

④ グラウンドアンカーは除去式とし、構造物内には存置させないこととした。また、工期的には、試運転列車による走行試験との関係上、軌道工事への引渡し時期が迫っていたため、急速施工を強いられることとなった。このため、部分的に軌道工事に明け渡しながらの競合作業となり、危険度が極めて高い悪条件下での作業であったが、平成 16 年 3 月までに本体工事を無事完了することができた。

本工法は、当該工区のような固結度が低く、侵食による崩壊が生じやすい均質な細砂地盤に用いる場合は、地下水が完全に掘削面以下に低下していることが重要である。特に、ロックボルトの孔壁は地下水が完全に低下した状態でないと孔壁の自立を確保することが困難な状況であった。

今後、類似工事を施工する際は、地質や地下水の状況及び周辺の環境調査を十分に行ない、確実に地下水位の低下が図れる工法を採用するとともに、周辺環境への影響を慎重に検討することが重要である。

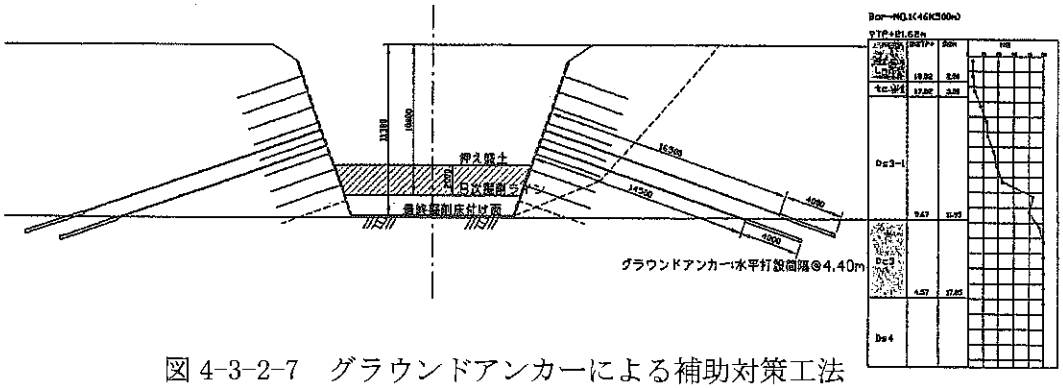


図 4-3-2-7　グラウンドアンカーによる補助対策工法

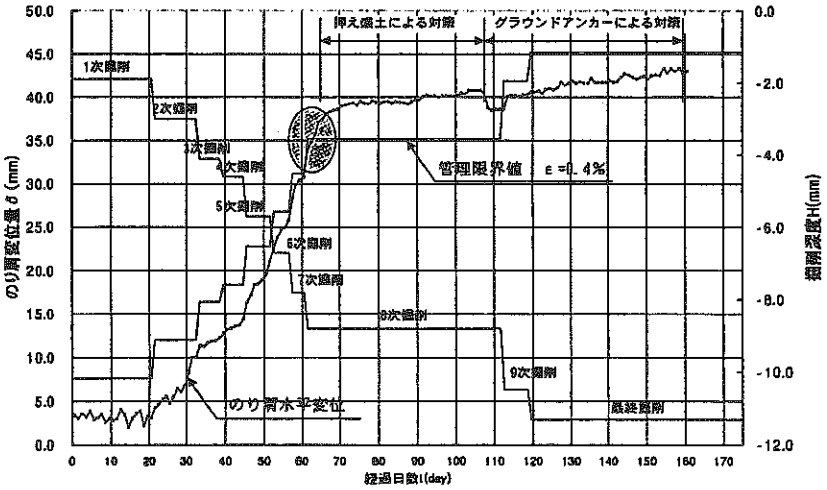


図 4-3-2-8　補助対策区間ののり肩水平変位

第４章　高架橋

第１節　概　要

本路線の全長 58 kmのうち、高架橋区間は半分の約 26 kmを占める。建設にあたり、二つのコンセプトから新しいタイプの高架橋について開発をおこなった。

1 つは、都市鉄道として新しい近代的な都市環境との調和を図り周囲の景観を阻害しない構造であること。

2 つ目は、建設労働者の高齢化と熟練工や技能工の減少へ対応するための省力化を計ることである。このため従来多用されてきたビームスラブ式ラーメン高架橋はアーチスラブ式ラーメン高架橋に、桁式高架橋は鉄道橋でわが国初となる PCU 形桁式高架橋に替え、その採用を図ることとした。また駅部においては従来のビームスラブ式ラーメン高架橋を採用した。

なお、高架橋の構造別施工延長・架設連数は表 4-4-1-1 のとおりである。

表 4-4-1-1　高架橋形式別適用数量

ビームスラブ式高架橋

県　別	構造別数量（m）			構造別内訳数量								
	壁式	2～4 柱式	計	壁式（連）				2～4 柱式（連）				
				3径間	4径間	5径間	6径間	2径間	3径間	4径間	5径間	6径間
東京都			0									
埼玉県		1,266.5	1,266.5					1	8	14	1	1
千葉県		977.6	977.6					2	8	8	1	2
茨城県		1,032.0	1,032.0					2	6	4	2	4
計		3,276.1	3,276.1					5	22	26	4	7

アーチスラブ式高架橋

県　別	構造別数量（m）			構造別内訳数量								
	壁式	2柱式	計	壁式（連）				2柱式（連）				
				3径間	4径間	5径間	6径間	2径間	3径間	4径間	5径間	6径間
埼玉県		1,130.5	1,130.5						6	7	2	1
千葉県	2,624.5	183.0	2,807.5	10	16	9					1	1
茨城県	841.0	3,039.5	3,880.5	5	3	4			9	14	9	6
計	3465.5	4,353.0	7,818.5	15	19	13			15	21	12	8

PCU形桁式高架橋

県　別	構造別数量（連）			
	18m	19m	20m	計（m）
埼玉県		5	7	235.0
千葉県	3	25	96	2,449.0
茨城県	32	9	287	6,487.0
計	35	39	390	9,171.0

第２節　アーチスラブ式高架橋

(1) 概　要

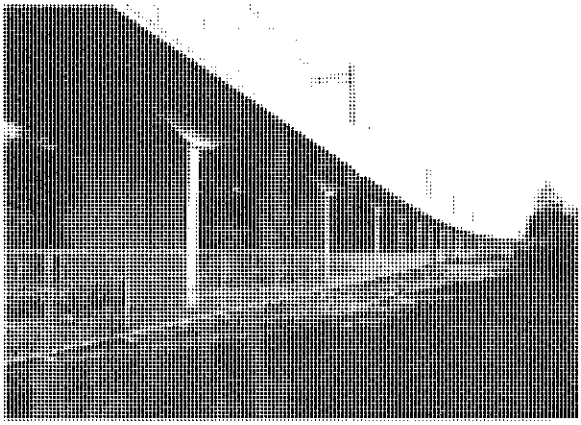
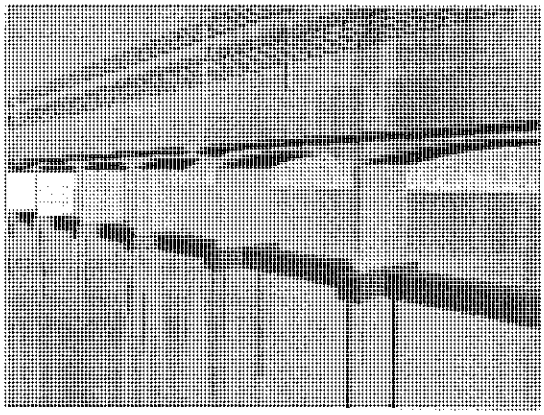


写真 4-4-2-1　アーチスラブ式高架橋全景

鉄道のラーメン高架橋は、絶妙な剛性バランスによるその設計上の合理性と経済性の観点からビームスラブ式ラーメン高架橋が長い間その主役を果たしてきたが、近年の耐震性能向上への対応から杭や地中梁、さらに柱の結合部では、輻輳した鉄筋組みを余儀なくされ、鉄筋加工組立の熟練工の減少とあいまって、省力化のための設計が求められている。一方、このビームスラブ式ラーメン高架橋は林立する柱のため、景観上の弱点を有した構造物とみなされるようになってきている。

このような背景から、新しい近代的な都市環境に適合した美しさを有し、省力化・経済化に資する高架橋として開発され、つくばエクスプレス建設工事において広範囲に適用された高架橋がこのアーチスラブ式ラーメン高架橋である（写真 4-4-2-1）。3～6 径間の連続したアーチ状のスラブを 13～15m（従来の 1.3～1.5 倍）スパンの壁式橋脚で支えるその構造は、写真 4-4-2-2 のように地中梁を 1 本に減らし、杭・地中梁・柱・鉄筋の輻輳を排し、鉄筋加工と型枠の簡素化、省力化を実現した新しい都市景観を創造する高架橋である。



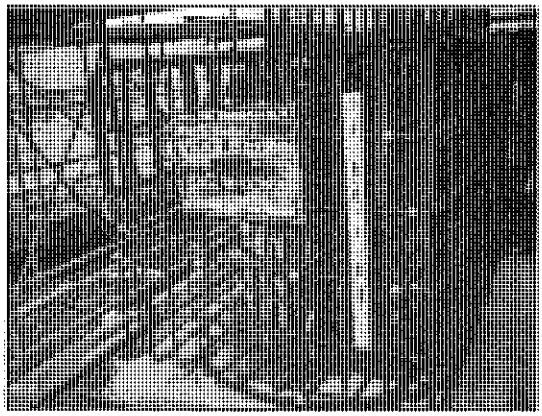


写真 4-4-2-2　杭・地中梁・柱

(2) 設計検討

アーチスラブ式高架橋について、以下の項目について比較検討を行なった。比較検討における設計条件は次の通りである。

- 設計法：限界状態設計法
- 高架橋の高さ：H=9m
- 地盤種別：普通地盤（当時の設計標準の定義で地盤変位量が 3 cm以下、現在の設計標準（耐震）の地盤区分では G2～3 地盤に相当）
- 杭長：L=15m
- 軌道構造：スラブ軌道バラスト散布型
- 活荷重：M-15、列車速度　V=130 km/h
- 材料：コンクリート　σ_{ck}=24kN/cm²
  鉄筋　SD345

1) 側径間長と中央径間長について

本検討においては、2 タイプについて検討を行なった。2 タイプの内訳（Type-1、Type-2）は以下の通りである。

- Type-1：側径間と中央径間が同スパン
- Type-2：側径間長が、中央径間長の 85%

2 タイプを比較した結果は、経済性の観点から見ると、Type-2 の方がモーメントのバランスが良い等の理由により桁高を抑えることができるため、結果としてコンクリートボリュームも少なくすることができ、有利である。また、施工性の観点からは Type-2 は、ゲルバー桁を Type-1 の 80%とし桁の高さをラーメン部に合わせることによりアーチ形状の種類も少なくすることができ、杭の位置決めも容易であることから有利である。一方、景観上は Type-1 の方が柱間隔をほぼ等間隔にできるのですぐれているとも言えるが、すべてを総合的に判断して、Type-2 が有利であると結論付けされた。

2) 中央径間長の検討

中央径間長については、L=10m、15m、20m の 3 タイプで比較検討を行ない、以下の考察結果を得た。

・ 道路交差、線路直角方向の見通し、高架下利用、景観は、径間長が長い 20mが有利である。
・ 1m当り鉄筋量は 15mが最も少ない。
・ コンクリートボリュームは、10mが最も少ない。
・ 基礎杭は、10mでφ1.0m、15mでφ1.2m、20mでφ1.8mとなる。φ1.8mは市場性に問題がある。

これらの経済性・施工性を総合的に判断し、中央径間長は 15mが最適と結論付けされた。

3) 柱（壁）幅の検討

柱（壁）の幅の検討については、B=3m、4m、5mの 3 タイプで比較検討を行なった。3 タイプを比較した結果は、表 4-4-2-1 の通りである。張出しに対する活荷重の影響については、柱幅が大きくなるほど張出部が少なくなることから、幅の広い B=5mが有利となる。コンクリートボリュームは、B=4mが最も少なく有利となる。景観は、側面を見た場合 B=5mがスレンダーとなり最も有位である。また断面を見た場合は 4mがスレンダーで有利となり、3mは断面方向が不安定感がある。これらを総合的に判断して、B=5mが最適と結論付けた。

表 4-4-2-1　タイプ別比較表

柱（壁）の幅		5m	4m	3m
張出しに対する活荷重の影響		小	中	大
コンクリート体積（m当m³）		14.4	13.7	13.9
見通し幅　45 度方向（m）		6.4	7.0	7.6
景観	側面	○	△	×
	断面	△	○	×
総合評価		○	△	×

4) 標準的な構造諸元

上記各検討により、アーチスラブ式高架橋の標準的な構造諸元は以下のように決定された。

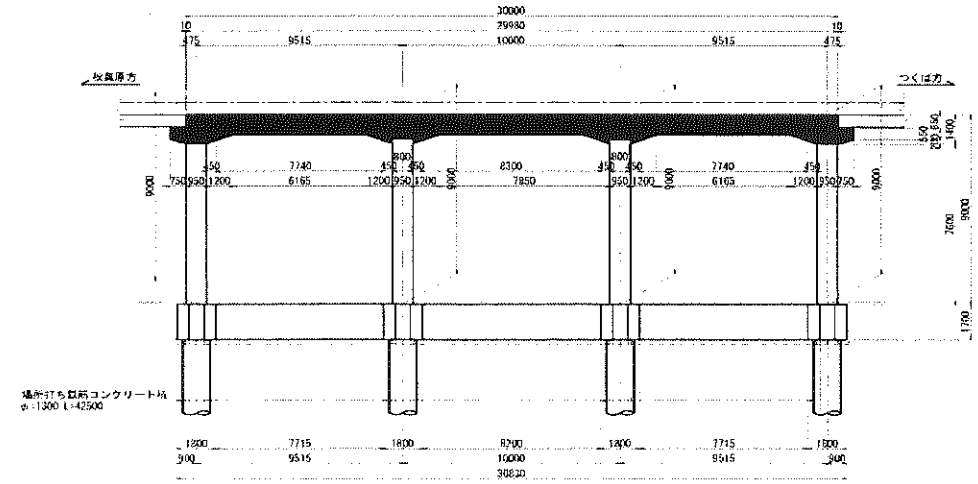
・ 側径間長は、中央径間長の 85%
・ 中央径間長は、15m
・ 柱は、幅 5mの壁構造
・ 地中梁は中央 1 本

標準的な構造・寸法を図 4-4-2-1～3 に示す。

ビームスラブ式をアーチスラブ式に変更

（鉄筋輻輳の解消・型枠の簡素化）

ビームスラブ



アーチスラブ

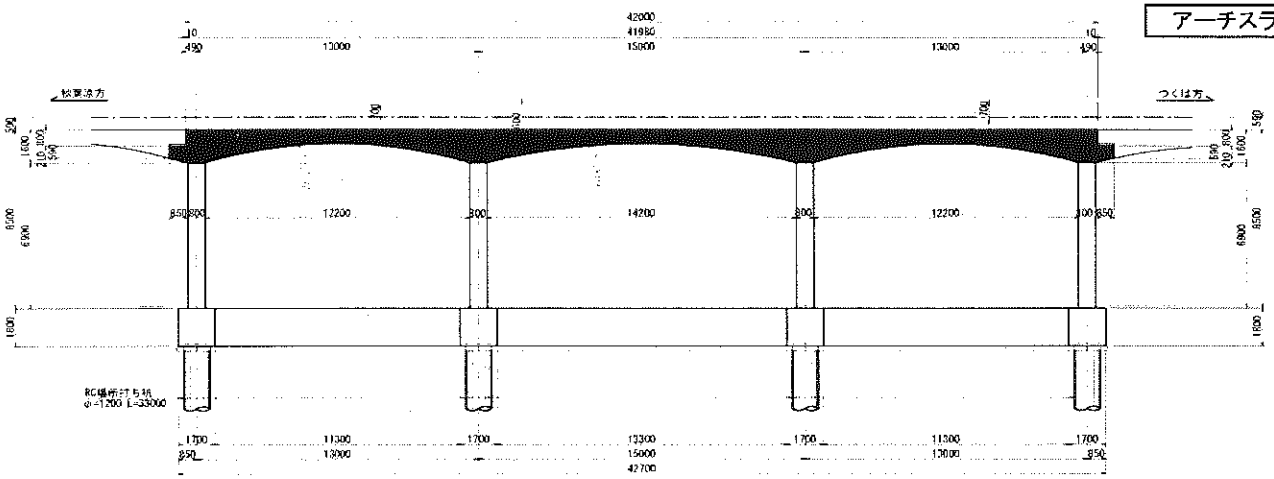
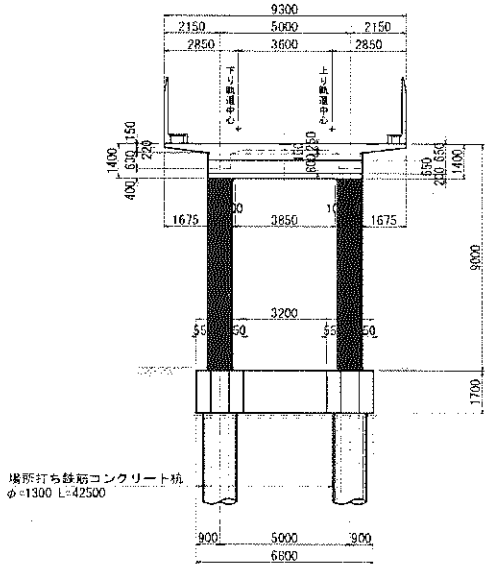


図 4-4-2-1

2柱構造を壁構造に変更

（鉄筋輻輳の解消・型枠の簡素化）



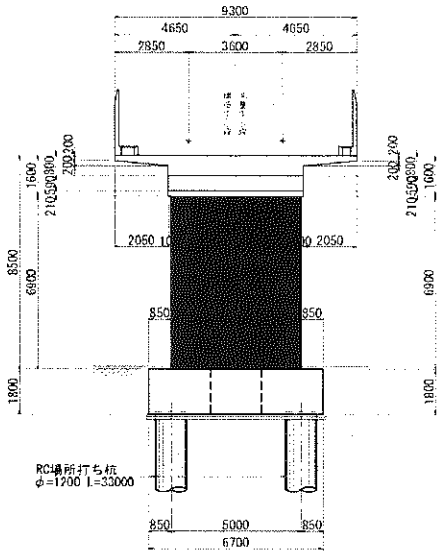
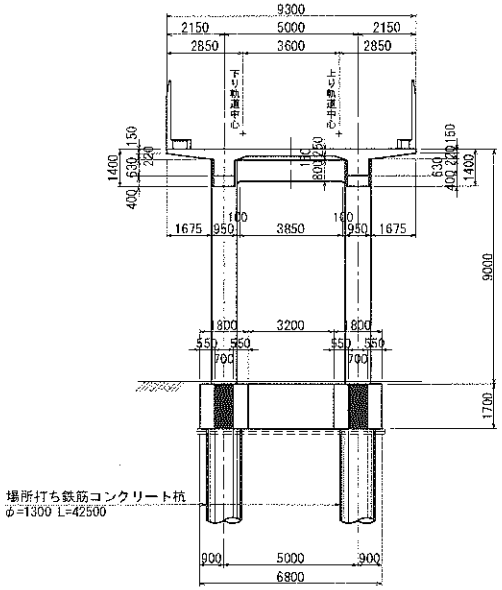


図 4-4-2-2

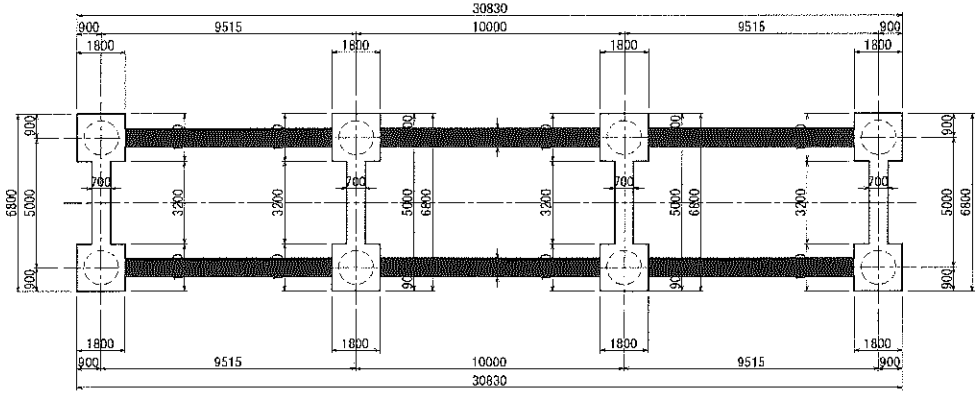
地中梁２本を杭位置を避けて中央１本に変更

（鉄筋輻輳の解消・型枠の簡素化）

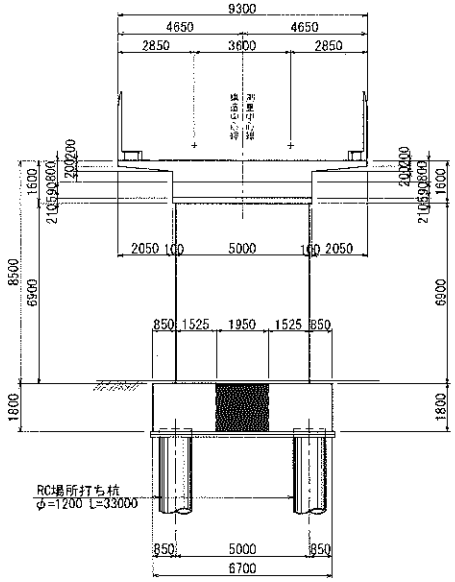
ビームスラブ



基礎平面図



アーチスラブ



基礎平面図

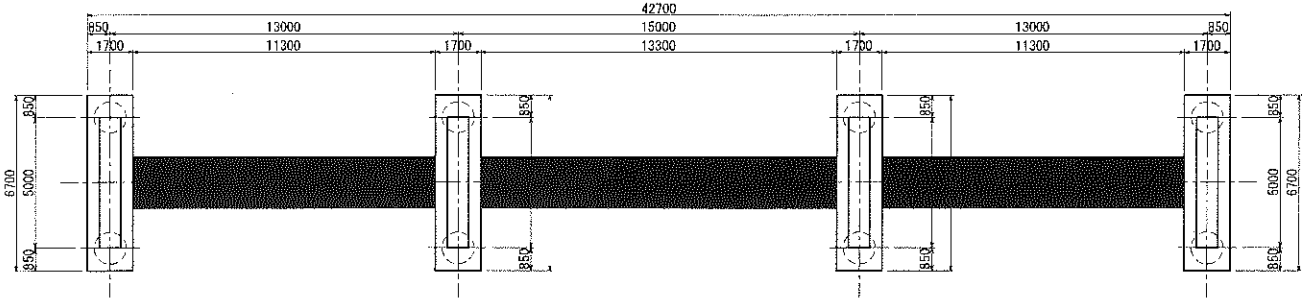


図 4-4-2-3

5) 適用出来る地盤について

上記の各検討は普通地盤を対象に行なわれたものであり、地盤条件の悪い特殊地盤について、別途検討を行なった。検討を行なった地盤は、以下の2パターンである。

- 特殊地盤-1当時の設計標準で、地盤変位が6cm程度の地盤、現在の設計標準（耐震）ではG3～4地盤に相当
- 特殊地盤-2当時の設計標準で、地盤変位が9cm程度の地盤、現在の設計標準（耐震）ではG5～6地盤に相当

なお、特殊地盤-3当時の設計標準で、地盤変位が10cm以上の地盤、現在の設計標準（耐震）ではG7地盤に相当については、検討から外した。

この結果、特殊地盤-2については、地中梁を2本とし橋脚も壁式から2本の柱式に変更すれば問題ないことが判った。この結果、省力化には寄与しないが、景観上の観点を重視し、アーチスラブ式を採用した。

第3節　PCU形桁式高架橋

1. 概　要

構造概要は、U型断面のプレテンションPC主桁とPC合成床版で構成される桁長18m～20mの複線4主桁である。主桁は品質管理が容易にできる工場製作とし、そのメリットを生かし従来の桁に比べ主桁断面を極力薄くして従来のRC桁と比較して3割程度の軽量化を図り、下部工もスリムな構造とした。

床版部は、主桁間は主桁を支点としたPC板を型枠代わりに用い、吊足場を不要として省力化を図るとともに、荷重作用時には一体の剛性床版構造として機能する合理的な構造とした。また、主桁断面をU型にすることにより、これまでの鉄道の桁長20mコンクリート桁において不可欠であった中間横桁の省略及び外桁を高架橋の端部に配置することでの場所打ちコンクリート床版の張出部分を無くし、現場作業の簡素化を図った。主桁には5mピッチで隔壁を設け、剛性を確保すると共に、主桁のスターラップ上部をジベル筋として用いRC床版との結合を図った。

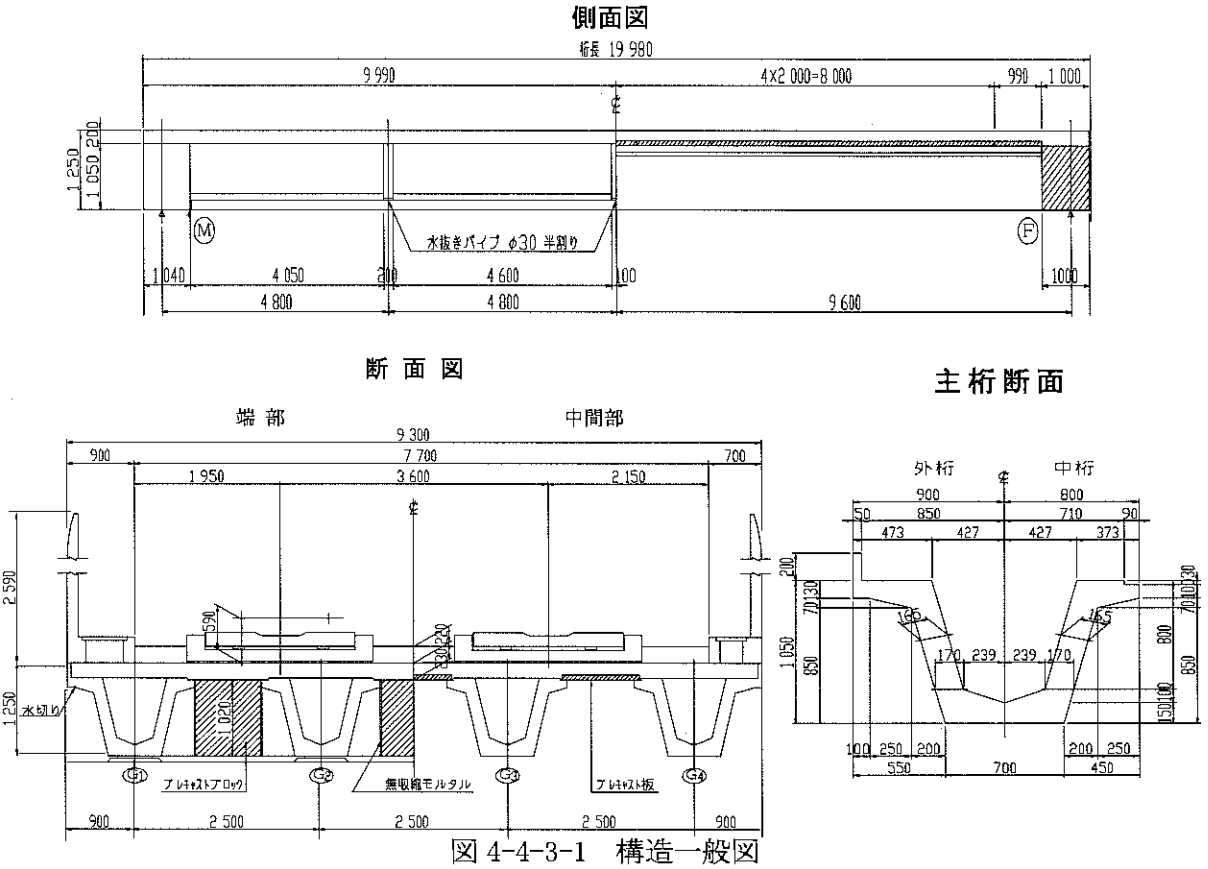


図 4-4-3-1　構造一般図

2. 採用にあたっての試験

主桁のU型構造部材厚を極力薄くしていること、鉄道橋では初めて採用することから、プレキャスト PC 板を載せるための主桁切欠き部及び合成床版の耐荷力を確認するため、静的載荷試験および 100 年間供用に相当する 588 万回の疲労載荷試験を実物大の 1m の切出しモデルで行った（写真 4-4-3-1）。

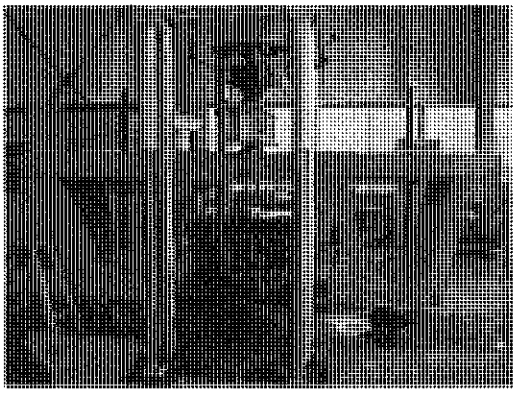


写真 4-4-3-1

静的載荷試験の結果、使用及び終局限界状態において合成性能は十分有していた。

また、疲労載荷試験により 588 万回の供用後も合成性能は保たれることが確認できた。

3. 実橋による検証

(1) 静的載荷試験

静的載荷試験は、PCU 形桁架設の初期段階である平成 13 年末に埼玉県圷地区で実施した。

① 試験の目的

実橋での静的載荷試験において確認する事項を下記に示す。

ア、合成桁としての性能確認

プレキャストの主桁とプレキャスト PC 板および場所打ちの床版からなる桁が、一体としての性能を有しているかどうか、静的荷重によるたわみ測定により確認する。

イ、床版による荷重分配効果の確認

本橋は中間横桁がないため、床版を通じて荷重分配がなされると計算したが、主桁のたわみから荷重分配を確認する。

ウ、設計荷重（M-15）時相当載荷レベルにおける主桁健全性の確認

実列車荷重相当の荷重を載荷して、桁の安全性を確認する。

以上の確認を目的として主桁直上（図 4-4-3-2）および軌道上（図 4-4-3-3）での 2 種類の試験を行った。

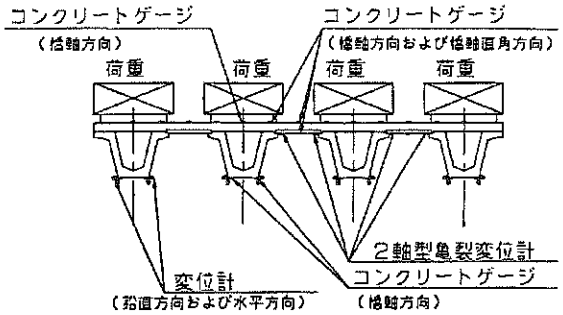


図 4-4-3-2

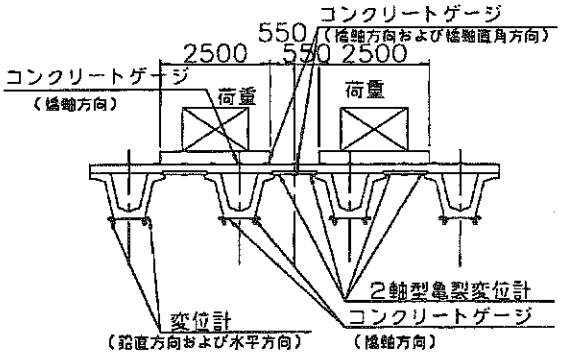


図 4-4-3-3

② 試験方法

着目断面は、支間中央断面とした。載荷荷重により発生する曲げモーメントが設計曲げモーメントと同じ値になるように、支間中央部 2 箇所に荷重を集中載荷した。主桁直上載荷において上記ア、イ、の確認を、軌道上載荷においてウ、の確認を行った。載荷の手順を表 4-4-3-1 に示す。

表 4-4-3-1　載荷手順

番号	載荷方法	載荷手順	載荷荷重
載荷 1	主桁直上	片側 2 主桁	Pmax＝260KN（1 桁あたり）
載荷 2	〃	全主桁	
載荷 3	軌道位置	片側軌道	Pmax＝1088KN（1 軌道あたり）
載荷 4	〃	両軌道	

③ 試験結果

主桁上載荷において各主桁とも格子計算値と比較して変位量は若干小さな値を示し、概ね一致する結果となった（図 4-4-3-4）。載荷荷重は、載荷 1 から載荷 2 へ荷重載荷位置が変更したときの挙動が計算結果と同様なものを示している。この結果により、主桁の断面性能および荷重分配が床版を考慮した格子計算で問題ないことが確認できた。

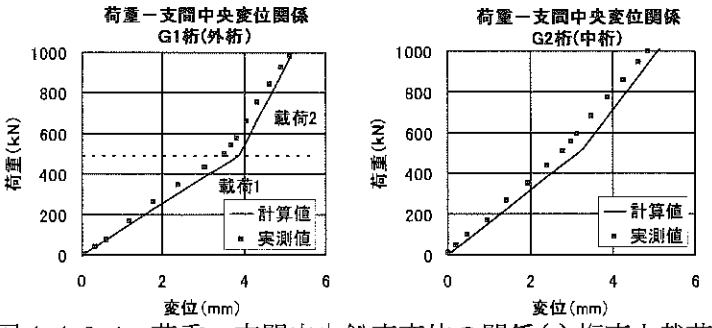


図 4-4-3-4　荷重－支間中央鉛直変位の関係（主桁直上載荷）

一方、軌道上載荷では図 4-4-3-5 のように設計荷重内において弾性計算結果を上回ることがなく、安全性が確認された。また、この際の最大荷重時の主桁底面部のひび割れ幅は 0.04mm 以下と小さく、許容ひび割れ幅（0.15mm）以下であった。

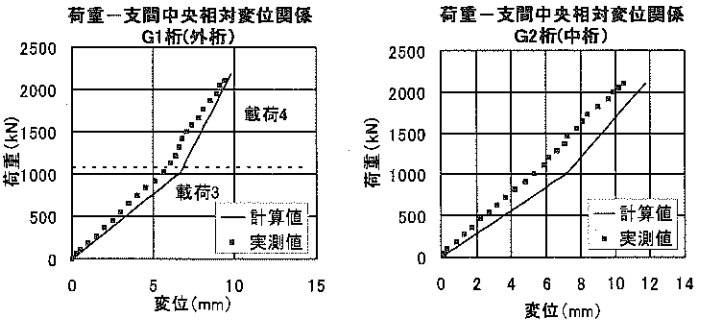


図 4-4-3-5　荷重－支間中央鉛直変位の関係（軌道上載荷）

(2) 死荷重長期計測・動的計測試験

上記(1)に示すような静的試験を行ない、主桁と場所打ち床板との一体化の確認、当初の設計計算の妥当性・計算結果との比較を行なった。しかしながら、これまでの実験では、次に示すような問題を含んでいる。

1) 実列車走行による動的荷重試験を行なっていない。

2) 版上死荷重として軌道死荷重相当を載荷しているが、あくまで仮想荷重であり、実際の荷重とは異なる。

3) PCU 形桁の製作段階から、桁架設後及び永久荷重施工後のクリープの影響までの桁の長期的な変化を捉えていない。

4) 上記の変遷に伴う応力変化を、連続的に捉えていない。

これらの問題点についての検証を行ない、今後の PCU 形桁の品質向上等に寄与させるため、第 2 期走行区間内の茨城県成瀬地区の高架橋において実橋試験を行なった。

① 試験方法

着目断面は、支間中央断面とした。

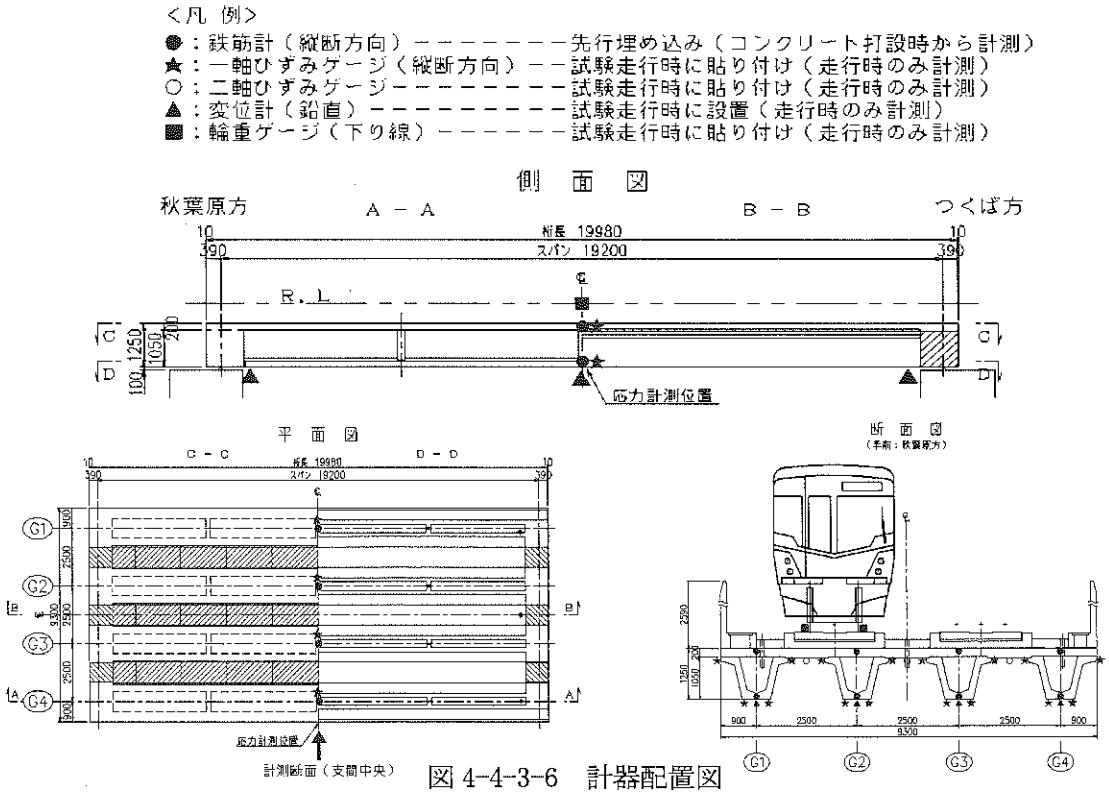


図 4-4-3-6　計器配置図

図 4-4-3-6 で表す箇所のうち●印で示した位置に、桁製作時点および床版コンクリート打設時点で桁縦断方向に鉄筋計を埋込んだ。

さらに、桁架設後の場所打ち床版打設時に床版内に鉄筋計を埋込んだ。この状態で平成 16 年 3 月の列車走行試験まで長期静的計測を行った。

動的計測はこれに追加して各桁及び床版の周囲にひずみゲージを貼り付け、桁たわみ計測のための変位計および走行列車荷重計測のための輪重ゲージを貼り付けた。

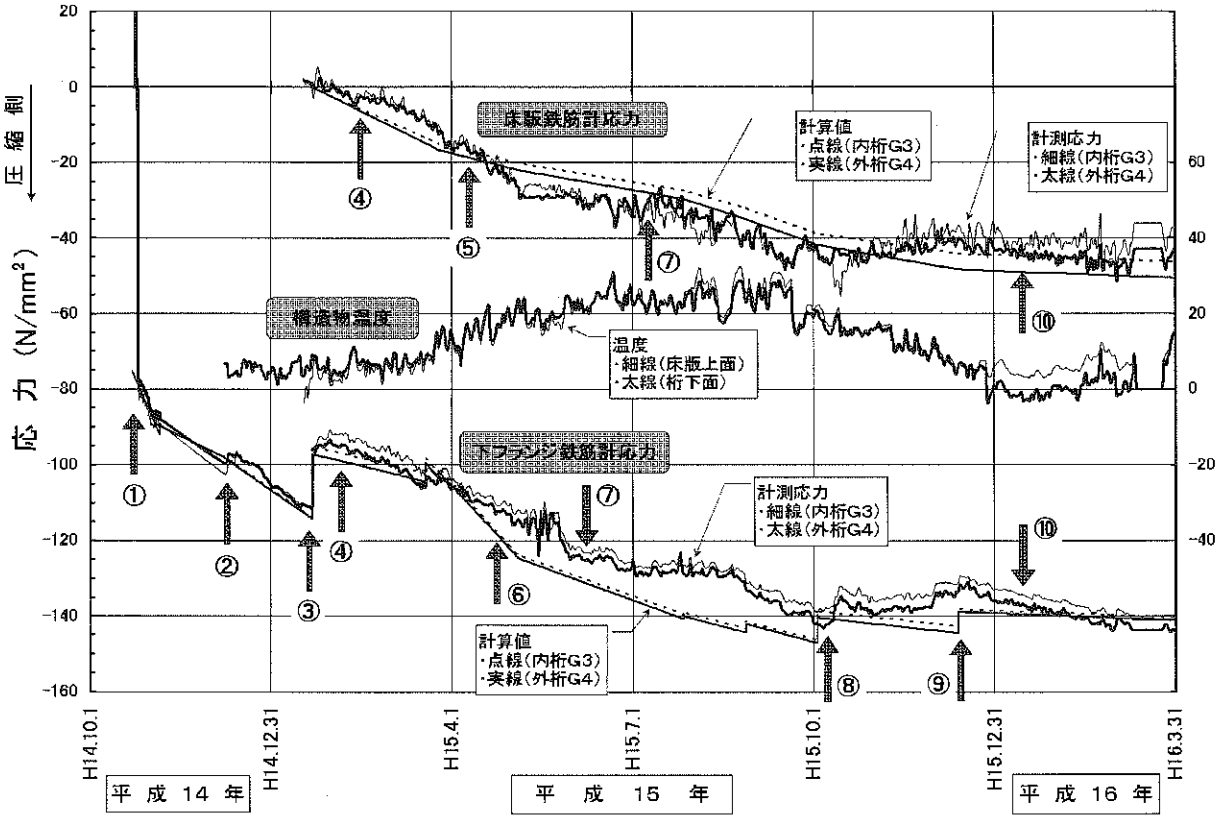
② 計測試験結果

計測は、桁製作時の平成 14 年 10 月より開始し、静的計測は平成 16 年 3 月までの約 17 ヶ月間にわたる長期間計測を行い、動的計測は平成 16 年 3 月の列車走行試験での計測を行った。

ここでは、静的、動的に分けて計測結果を報告する。

ア、長期静的計測

図 4-4-3-7 に、計測結果と設計計算値との比較をグラフで示す。



記号の説明（図中の番号及び ⟹ 印）

① プレストレスの導入。
② 主桁架設、PC 床版接地、クリープ乾燥収縮の影響。
③ 床版打設の影響。
④ 床版合成効果の影響により応力が主桁から合成断面へ移行し始める。
⑤ 温度上昇の影響により床版の乾燥収縮の進行が早まる。
⑥ 気温上昇によるクリープ乾燥収縮進行度の差、および遅れ弾性変形の回復による応力差。
⑦ 床版上荷重の一時的な増加の影響（レール仮置き、PC マクラギ仮置き）
⑧ 路盤コンクリート打設の影響へ路盤コンクリート乾燥収縮の影響。
⑨ バラスト散布の影響。
⑩ 床版上面と桁下面の温度差の影響。

図 4-4-3-7　計測結果と計算値との比較（死荷重長期計測結果）

桁は 4 主桁であるが直射日光の影響を受けやすい南側の主桁（G4 外桁、G3 内桁）についてグラフ化した。

この結果から、設計と実測の良い一致が、長期的な時間経過の面からも明らかになった。したがって、当初から用いている設計手法の妥当性が確認できた。

イ、動的計測

動的計測に際し、実車は計画運転速度に近い 125 km／h で本線下り側（G1 桁、G2 桁）を走行した。

図 4-4-3-8 に、計測結果と設計計算値との比較をグラフで示す。設計値は『当初設計値』と『修正設計値』の 2 ケースについて示した。ここで修正設計値とは、路盤コンクリートの剛性および桁の材令による弾性係数の増加を考慮して試設計した場合の結果である。この比較により、以下のことが明らかとなった。

1) 桁のたわみ、応力ともに修正設計値の方が実測値に近い数値となっていることから、路盤などの剛性が桁本体の挙動にかなり寄与していると考えられる。例えば設計計算（格子計算）での桁たわみは荷重載荷割合の大きい G2 桁に最大たわみが発生するのに対して、実測値では G1 桁に最大たわみが発生している。（図 4-4-3-9 に挙動イメージを示す）。

2) PCU 型桁は中間横桁がない構造であるが、床版の剛性や主桁のねじり剛性、さらに路盤コンクリートの剛性により横剛性が上がり横分配効果が出ている。

3) 一方では、路盤の剛性によって下り線（G１～G２桁）と上り線（G３～G４桁）にグループ化され、境界に当たるＧ２桁～Ｇ３桁間の床版に軸力が発生している可能性があるが、当該床版に貼り付けたひずみゲージでは検知できなかった。今後の課題として解明していく必要がある。

4) なお、今回のような軌道構造ではない場合（例えばバラスト軌道）には上述のような挙動とは異なる可能性があるため別途検討が必要である。

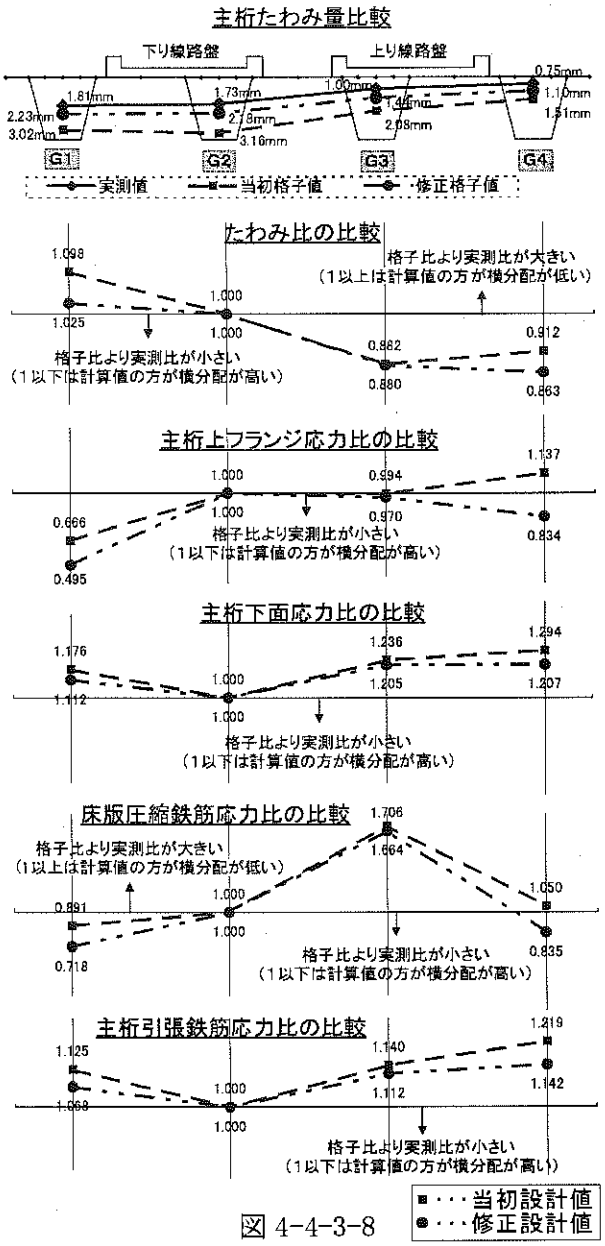


図 4-4-3-8

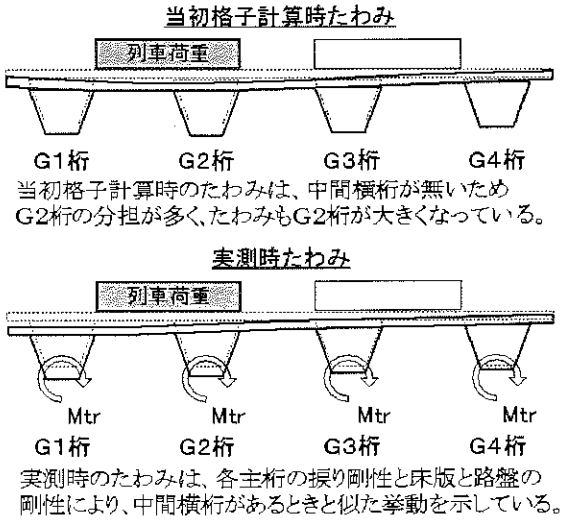


図 4-4-3-9　列車加重による桁たわみ挙動イメージ

第4節　施　工

1. アーチスラブ式高架橋

施工についての結果は以下の通りであり、概ね意図した作業の省力化は達成することができた。

- 従来のビーム式スラブに比べ柱が壁になり、作業空間が取れ施工性が良い。
- ビーム対応の複雑な支保工が無く、単純化されて安全性も良い。
- スラブがアーチなので打設前の清掃がしやすい。
- 径間中央部でのコンクリート荷重が小さい為、生コン打設中の型枠沈下や架設材の変形が懸念される要素が低減した。

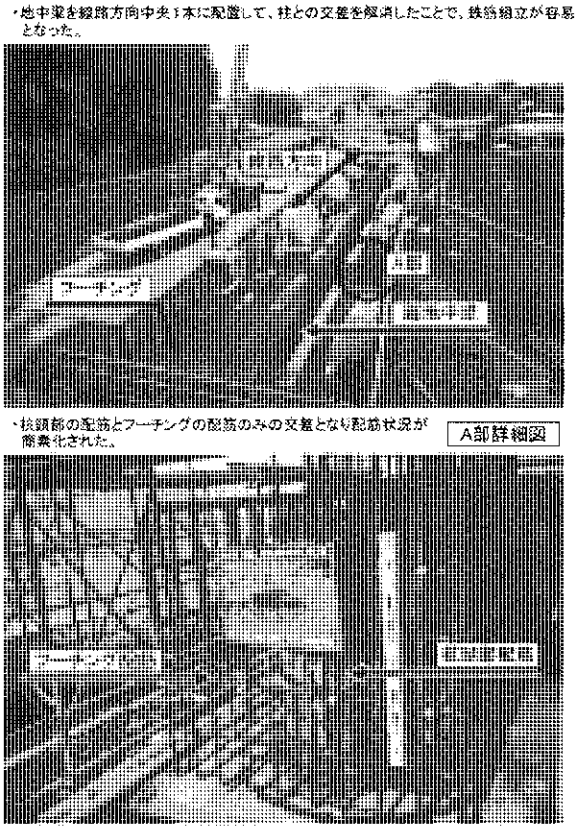


写真 4-4-4-1　アーチスラブ式高架橋

写真 4-4-4-2　ビームスラブ式高架橋

(1) 移動式型枠を用いたアーチスラブ式高架橋の施工

① 概　要

秋葉原起点 18 km 300m付近の三郷市栄地区における高架橋工事は、中川橋りょう下部工事とともに本路線の建設で最初に発注されたアーチスラブ式高架橋工事であったことから、コスト縮減を目指し、後につづくアーチスラブ式高架橋工事への転用も視野に入れて移動式型枠による施工に取組むことにした。

② 移動型枠

ア、基本的な考え方

アーチスラブ式高架橋は、ビームスラブ式のような梁構造ではなく、スラブ下面がフラットである特徴からこれを生かしてスラブ下面の型枠をブロック化するとともに、移動可能か

つ転用可能な形態とすることした。これにより従来の工法に比較して一層の省略化を図るとともに、他工区への転用を考慮し、表4-4-4-1 に示すような条件を整理して検討した。

表 4-4-4-1　移動式型枠

条　件	対　応
耐久性の確保(転用回数)	FRP 型枠材の採用
(中川)狭い場所での施工	軽量化(システム支保・FRP) 多分割化
(他工区)広い場所への転用	分割数の選択自由度
(中川)直線線形	
(他工区)曲線線形、柱厚変化	幅広側枠・端部取替式

上記の条件を満たすべく決定した構造形式を表 4-4-4-2、写真 4-4-4-3～4 に示す。写真 4-4-4-4 の側枠が両側から写真 4-4-4-3 のアーチ部型枠を挟み、これらが支保の上に乗り高架橋のスラブを施工することとした。

表 4-4-4-2　構造形式

アーチ・側枠フレーム	角型鋼管
型枠材	FRP
分割数	アーチ部；8 側 枠 部；4
1ブロック最大重量	1.1 t

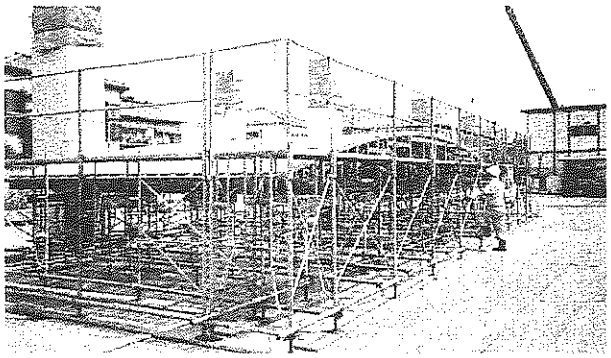


写真 4-4-4-3　アーチ部移動型枠

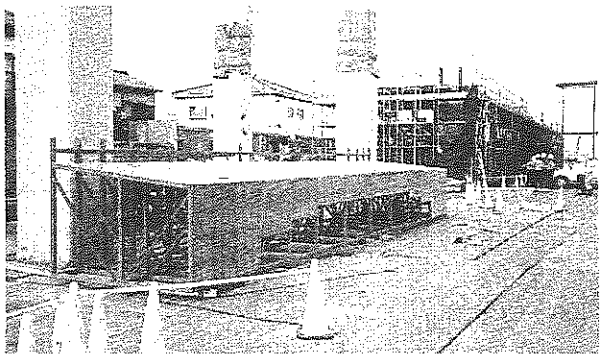


写真 4-4-4-4　側部移動型枠

1) 分割数の選択自由度

現場の施工条件（狭隘 or 広い）に対応可能なように、型枠ブロックを極力軽量化し、分割数の選択にも自由度を持たせる構造とした。

2) 転用回数

転用は型枠部のみとし、支保工部については転用を行なわずに各現場の施工条件に合わせた支保形式を選択することとした。

3) 幅広側枠・端部取替式

アーチ部型枠は高架橋の柱幅の変化や平面線形に応じて端部を取替える構造にした。側部型枠についても高架橋の平面線形に合わせて施工が可能となるよう調整代を設けた幅広構造とした。

4) 型枠材

型枠材は軽量で耐久性に優れたものが望ましく、木製、鋼製など各種材料を比較検討した結果、FPR 材を使用した。特に鉄筋の溶接、圧接など実施工を想定した耐久試験を事前に行ない、その補修の簡便さについても確認した。

イ、移動方法

この工区は市街地で、工事用用地の際まで民家が迫って相当に狭い場所での施工となった。

このためここでは支保と型枠を別々に移動せざるを得なかったが広い現場では一体的にしたまま移動出来る構造とした。

ウ、施工手順

1) ラーメン柱部まで施工

従来どおりの方法で施工する。

2) 支保組立

地表面を整地し、敷鉄板を敷設後、支保を組み立てる。この時、支保移動用のレールを配置する。(写真4-4-4-5)

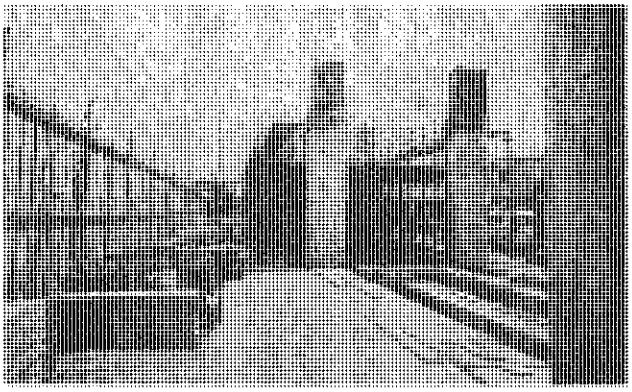


写真 4-4-4-5　支保組立状況

3) アーチ部型枠設置

高さ調整後、アーチ部型枠をクレーンにて設置し、相互にボルト緊結する。(写真 4-4-4-6)

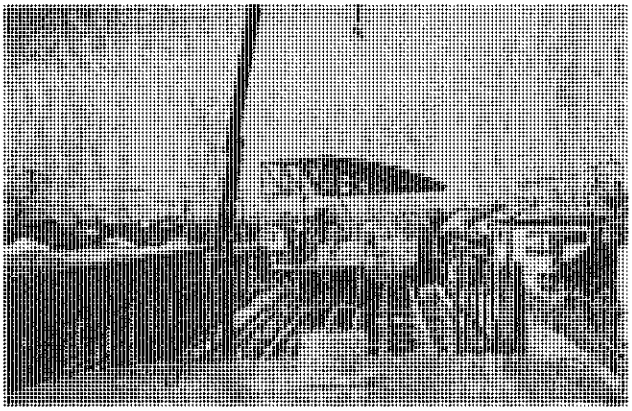


写真 4-4-4-6　アーチ部型枠設置状況

4) アーチスラブ部鉄筋組立

張出部型枠（側枠）を設置すると、その間に挟まれたアーチスラブ部の配筋作業に支障が生じるため、まずアーチスラブ部の鉄筋を組み立てる。

5) 側枠設置

アーチスラブ部の配筋後、側枠を設置。ボルトにてアーチ部型枠と接合する(型枠同士が緊結されるためセパレータなどによる側面の締付不要)。

6) 張出部(側部) 鉄筋組立

7) コンクリート打設

8) アーチ部支保移動

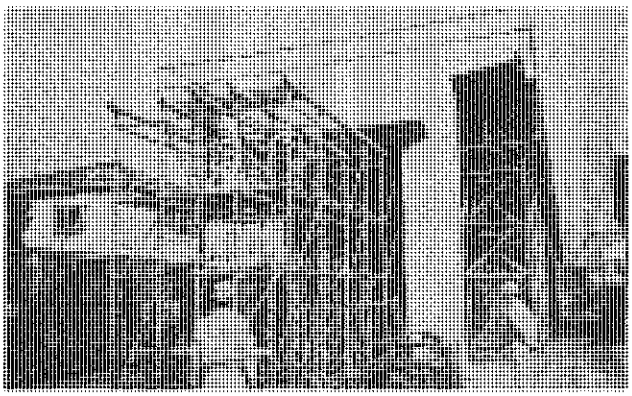


写真 4-4-4-7　アーチ部支保移動

養生後、アーチ部の上下ジャッキを縮め型枠と完全に分離後、支保を次の高架橋へと移動する。なお、この支保移動は支保に取付済のキャスターを②で配したレール上を転がすことにより行なう。(写真 4-4-4-7)

9) 側部支保移動

引き続き側部の支保を移動する。支保を小さく分割し、クレーンやリフトを用いて移動する。

10) 型枠降下・移動

この時、型枠は予め取付済のアンカーにより高架橋に吊り下げられた状態になっている。この型枠の降下・移動についてはアンカーから吊り下げワイヤーを用いて降ろす方法な

どもあるが、この工区では大型リフト付き高所作業車を用いて行なった（写真 4-4-4-8）。

降ろした型枠は次の連の高架橋へ移設、以後同様の手順にて施工を進めた。

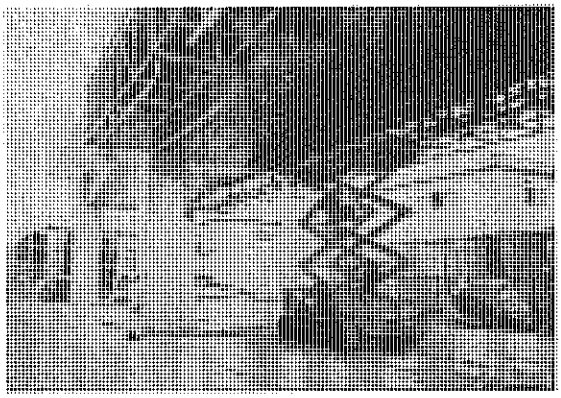


写真 4-4-4-8　大型リフトによる
アーチ型枠効果

エ、コスト比較

『移動型枠』と『通常型枠』の工事費を比較するため、従来の通常型枠を用いた場合の高架橋1連当りのコストを100と仮定した上で検証した。『通常型枠』複数連の施工では、同一の作業（支保工、型枠工）を繰り返して行なうため、例えばx連の高架橋の場合は単純にx倍となる。

通常型枠総コスト＝100×x

『移動型枠』の高架橋 1 連当りのコストは『通常型枠』の 100 に対して 290 に相当する。これはアーチ形状に合わせた型枠の製作費・材料費が通常型枠に比べて高いためである。しかし、2 連目以降では、型枠材料費が不要となり、型枠支保工の組立費も省力化の効果が発揮され『通常型枠』の 100 に対して 70 で済む。『移動型枠』複数連の施工について、x連の工事費を式に示すと次のとおりとなる。

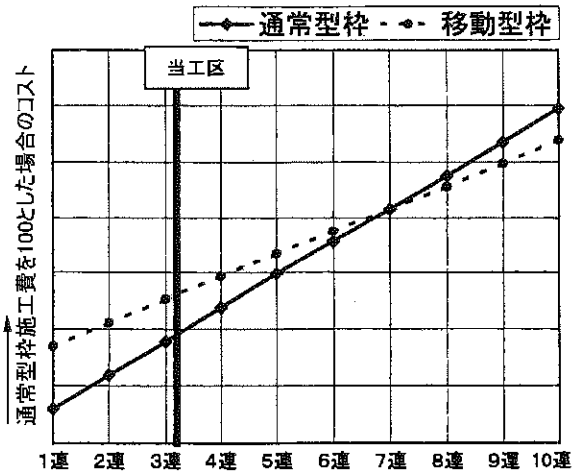


図 4-4-4-1　コスト比較

移動型枠総コスト＝290＋（x－1）×70

以上コスト比較を図 4-4-4-1 にグラフとして示す。

当工区では高架橋が 3 連であり、グラフに示すとおり通常型枠の方が安くなるが、以後転用を重ねれば 7 連目には回収できる計算になる。さらに転用を重ねるほどコストダウンが可能となることがわかった。

オ、施工結果と今後への展開

当工区で使用した型枠はしゅん功後、大柏高架橋工区へ転用され充分にコストダウンが図れることが確認できた。さらに今回使用した FRP 材は剥離性も良く、耐久性も十分であることが実証された。常磐新線では駅部及び地盤条件などから適用できない区間以外はこのアーチスラブ式高架橋を全面的に採用したが、省力化された構造形式、その優れた景観とともにこれからの高架橋形式の一つとして発展が期待される。完成した高架橋を写真 4-4-4-9 に示す。

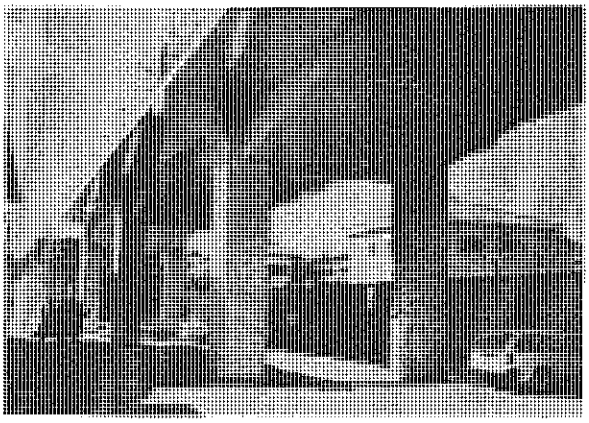


写真 4-4-4-9

2. PCU 形桁式高架橋

主桁は工場製作とし、トレーラーで現地へ搬入後トラッククレーンで橋脚上へ架設する。RC 床版を現場打設し桁を一体化する。

外桁を高架橋の端部に配置することにより床版の張出部分をなくしていること、中間床版は両側を主桁で支持された PC 板を敷設し施工すること、中間横桁を廃止していることから、全ての作業足場をなくし現場作業の簡素化を図っている。

(1) 技術的に新しい事項

① 中間横桁を廃止している。

② 合成床板工法を用いている。

③ 主桁断面を上方に開いた U 形断面とし、コストのかかる埋設型枠を用いずに断面剛性の高い主桁を工場製作としている。

④ 施工管理の行き届く工場製作のメリットを生かし、主桁断面を極力薄くし、軽量化を図っている。

(2) 特　徴

1) 適用にあたっての留意点

従来の鉄道高架橋では地盤が比較的良好な場合はビームスラブ式ラーメン高架橋、地盤が悪い場合や高さが低い（7m以下）場合、高さが高い場合（10m以上）は桁式（RC、PC）高架橋が採用されてきた。今回開発した PCU 形桁は上記の桁式高架橋に採用した場合、経済的に有利となる。しかし、前記したように主桁を工場において製作することからある程度の連数がまとまらない場合、下記のような点で問題が発生する。

① 型枠製作費の占める割合が大きいこと

② 主桁架設に大型クレーンを使用するため工事用道路の確保が必要となる

③ 工場から大型トレーラーで搬入するため搬入路が必要となる

④ 他の構造物と違い、張出部がなく、桁高が小さいことから単独で使用した場合、景観上、違和感がある

以上のことからある程度の区間以上連続での使用が望ましく、単独での使用は避けることとした。(写真 4-4-4-10～11)

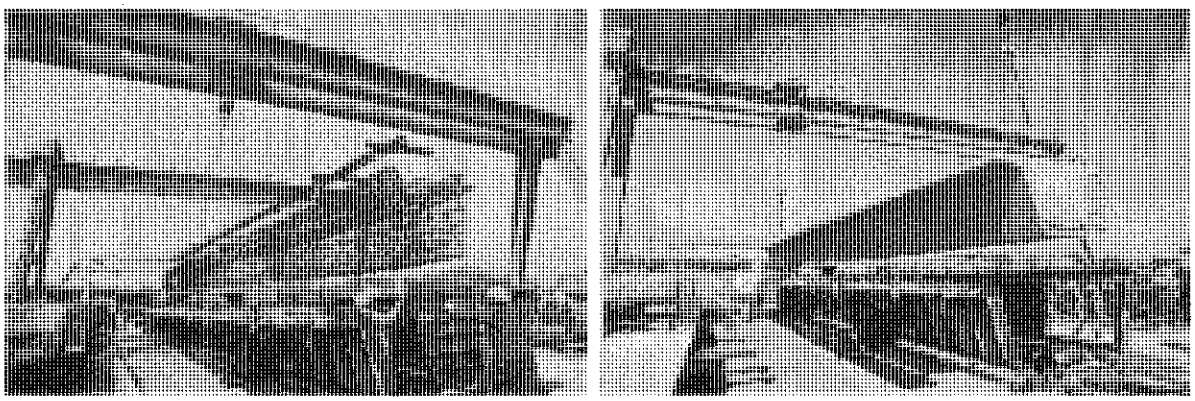


写真 4-4-4-10　主桁の工場製作

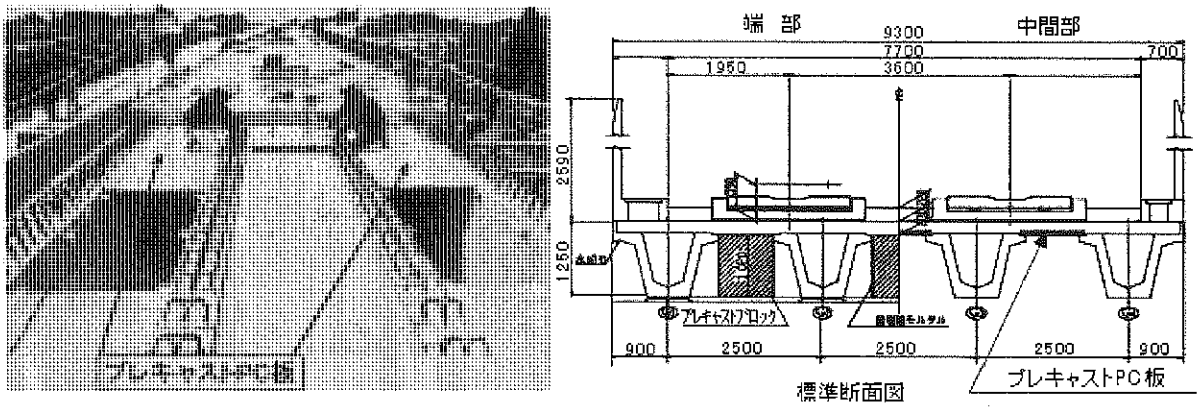


写真 4-4-4-11　プレキャスト PC 板による床版部の施工

2) 景　観

主桁断面を極力薄くしていることから、従前の PC・RC 桁などの構造に比べて、スリムで周辺に威圧を与えないことから写真 4-4-4-12 のように景観にも優れた構造である。ただし、写真のように同一形式で連続性を確保する必要がある。

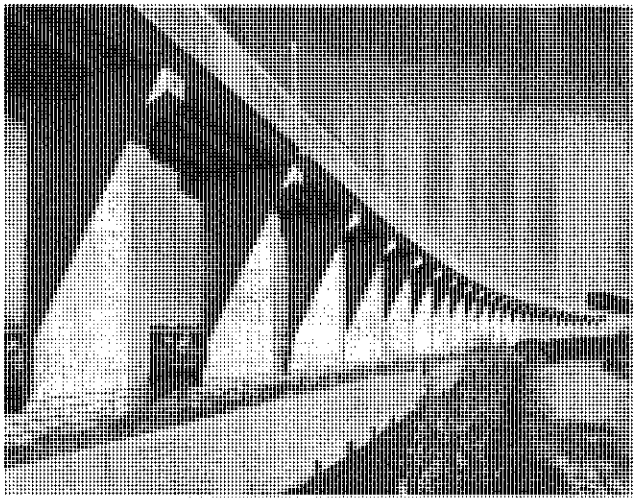


写真 4-4-4-12　PCU 形桁の連続区間

3) 評　価

アーチスラブ高架橋は、周囲の環境に調和し新しい都市空間を創出し、従来の発想を捨て、資材ミニマムと労働量ミニマムを達成した都市型高架橋構造でありこれまでの発想と違った観点から開発された構造である。

一方、PCU 形桁を用いた桁式高架橋は地盤が悪く比較的高さの高い高架橋部分に採用した。スパン長 20m で一般的に用いる RC 桁と 1 連あたりの工期を比較した場合、RC 桁（支保工～コンクリート打設）60 日、PCU 形桁（主桁架設～床版工）35 日となり約 1 ヶ月の短縮となる。

なお、PCU 形桁が連続している箇所において、25 日／連という実績がある。施工性が従来の高架橋に比べ良いことから、急速施工にも大きく貢献することができた。

第５章　橋りょう

第１節　概　要

本路線における橋りょうは20.0m以下はRC桁、35.0m以下はPPC型桁、40.0m以上はPC箱型桁を基本とした。

なお、主要河川の河道部はすべて鋼橋で渡河し、構造はトラス桁を採用した。

また、新たに採用したアーチスラブ式高架橋は都市鉄道として景観に配慮した設計となっているが、その主桁幅は5.2m、張出し長は2.05mとなっている。RC桁、PPC桁、PC箱型桁についても景観設計の観点から張出し長を2.05mに統一した。

表4-5-1-1　橋りょう構造物一覧表

名称	形式	記号	連数	延長	連数比率	延長比率	備考
RC桁	単T桁	Ct	173	3,157.08	42.7% 186連	23.3% 3,419.44m	
	単T桁(単線)	Ct	10	194.24			
	箱型コンクリート桁	CB	2	40.00			
	3連続コンクリート版桁	C3sd	1	28.12			
PC桁	PPC桁(T型桁)	Ctp	150	4,416.65	52.9% 230連	58.0% 8,501.34m	
	PPC桁(単線)	Ctp	12	344.50			
	PPC桁(入出)	Ctp	5	139.27			
	箱型桁	CBp	33	1,491.00			
	2連続箱型桁	C2Bp	4	372.00			
	3連続箱型桁	C3Bp	7	1,031.42			
	ホロー桁	Chp	9	304.00			
	スルー桁	Cstp	10	402.50			
鋼　桁	合成桁	Gc	1	70.00	4.4% 19連	18.7% 2,747.77m	
	合成桁(単線)	Gc	2	80.00			
	合成桁(入出)	Gc	1	29.92			
	3連続合成桁	G3c	2	240.00			
	H鋼埋め込み桁	Hc	6	89.70			
	2連続トラス	T2t	2	510.00			
	3連続トラス	T3t	4	1,310.15			
	4連続トラス	T4t	1	418.00			
計			435	14,668.55			

第２節　RC桁

1. 単T桁（標準桁）

単T桁はスパン長14.1m（桁長：15.0m）及び19.1m（桁長：20.0m）の2種類を標準設計し、2.0m単位でスパン調整をした。

単T桁は一般的には複線4主桁であるが、本路線では景観に配慮して張出し長を2.05mに統一したことから比較的加重バランスの良い3主桁を基本に20.0m以下で採用した。

また、景観評価の条件として連続性を持たせることも重要な要素となることから、桁高の異なる場合に連続性を持たせる調整桁を施工した。

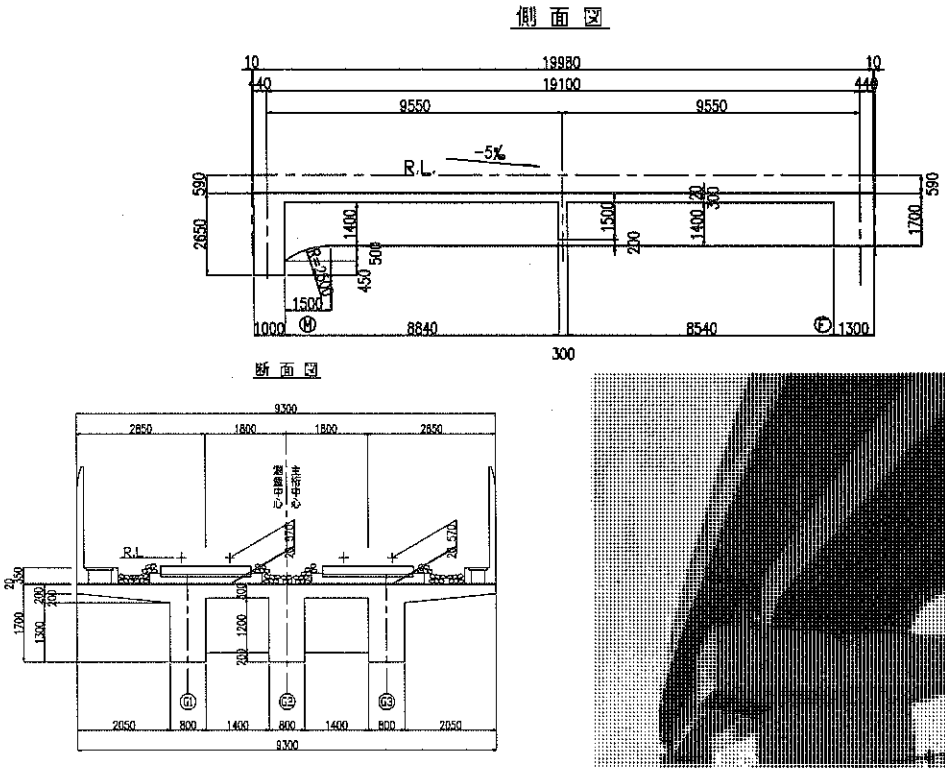


図 4-5-2-1　RC 単 T 桁一般図(L=20.0m)

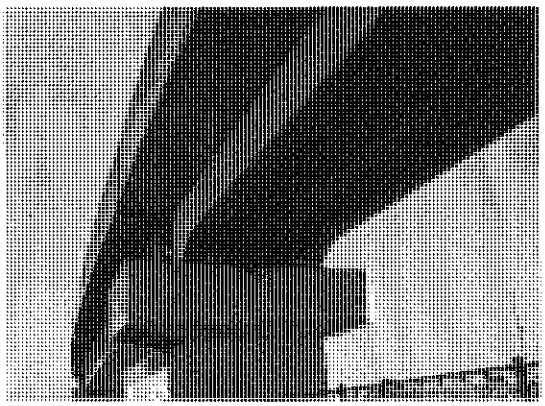


写真 4-5-2-1　RC 単 T 桁(3 主桁)

桁高の異なる構造物と繋ぐ場合に一般的には橋脚の桁受け部パラペットを施工して対応しているが、これを橋りょうの景観、橋脚の施工性、沓の点検等に配慮して橋脚天端を平面とし、桁高の少ない単版桁又は単 T 桁（図 4-5-2-1 起点側側面図参照）の横桁部桁高を調整し、桁高を揃え連続性を持たせた橋りょうとした。

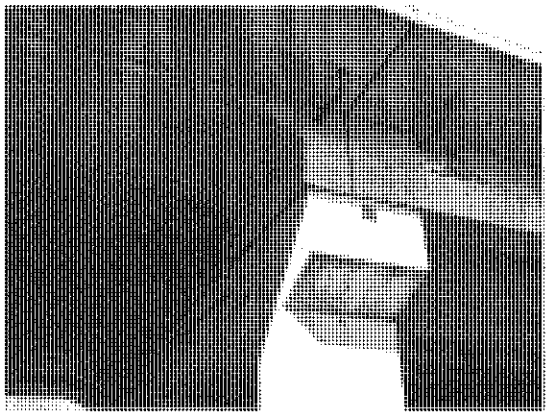


写真 4-5-2-2 桁高を揃えた施工例(版桁)

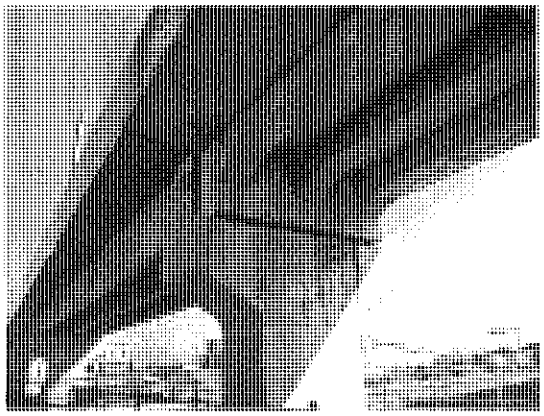


写真 4-5-2-3 桁高を揃えた施工例(単 T 桁)

2. RC 箱型桁及び RC 連続桁

RC 桁の中で特殊なものとして、箱型桁と 3 径間連続コンクリート版桁がある。

① 箱型桁

三郷中央駅の前後に 20.0mの単 T 桁として計画したが、将来のホーム延伸区間に当たりホーム荷重が載った際のねじれに対応するため主桁下端を床版で繋ぎ箱型にしたものである。

また、横桁部にはホーム桁を受ける鋼製ブラケットを締結するためのさや管を埋め込んでいる。

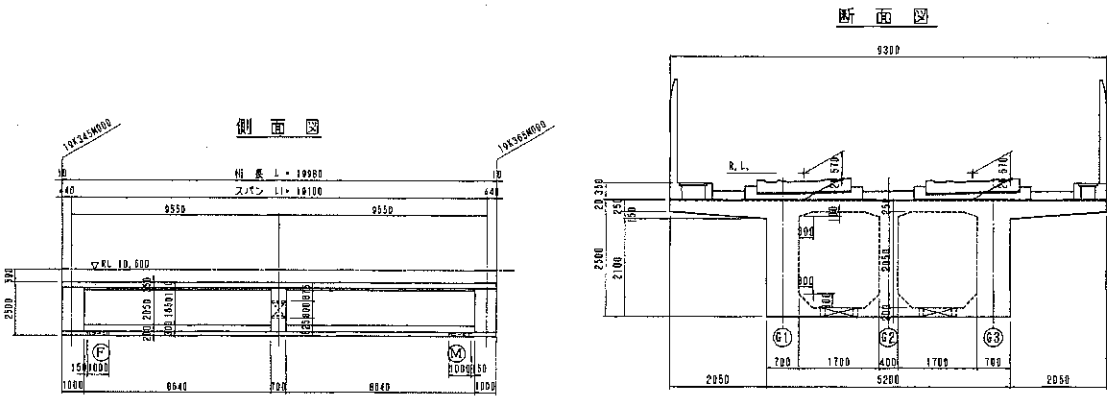


図 4-5-2-2　箱型桁一般図

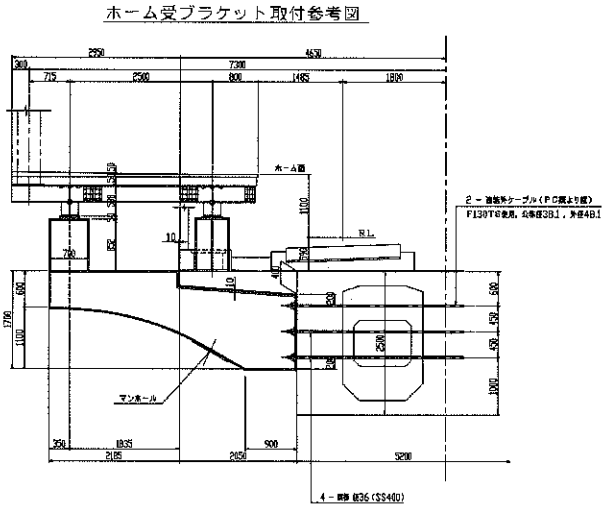


図 4-5-2-3　ホーム受ブラケット取付参考図

② 3径間連続コンクリート版桁

流山おおたかの森駅は東武野田線と交差している。野田線の直上は自由通路でつくばエクスプレス（常磐新線）との乗換えの通路ともなっており、本線部も野田線と斜めに交差し斜桁になることから施工性や空間をできるだけ確保するため版桁を採用した。

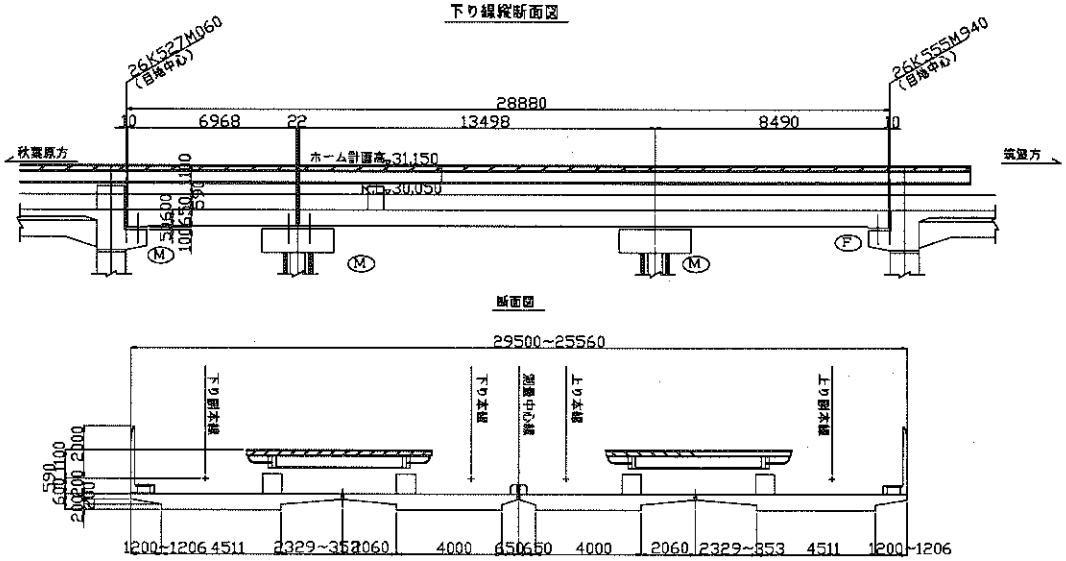


図 4-5-2-4　3径間連続コンクリート桁一般図

第３節　PC 桁

当路線における橋りょう構造物の特徴は PC 桁が連数・延長とも約 50%以上を占めていることであるが、PPC桁を最も多く採用した。

表 4-5-3-1　PC 桁一覧表

名称	形式	連数		延長		備考
PC 桁	PPC 桁	167	72.6%	4,900.42	57.6%	単線を含む
	箱型桁	44	19.1%	2,894.42	34.0%	
	ホロー桁	9	3.9%	304.00	3.6%	
	スルー桁	10	4.3%	402.50	4.7%	
計		230		8,501.34		

1. PPC 桁（T 型桁）

PPC 桁の特徴は RC 単 T 型桁と同様に景観に配慮して張出し長を 2.05mに統一し、図 4-5-3-1 に示す比較的加重バランスの良い 3 主桁を採用したことである。一般的な複線 4 主桁より主桁本数を減らすことで工期短縮、コスト縮減を図った。

また、PPC 桁は桁長 35.0m以下を基本としているが、現地の状況等から 35.0m以上の桁を 6 連架設した。

第 2 北千住架道橋 41.0m、第 2 谷中高架橋 38.0m、第 5 市野谷・第 6 市野谷高架橋 37.0m、第 5 駒木高架橋 40.0m、第 4 大柏架道橋 40.0mの 6 連である。

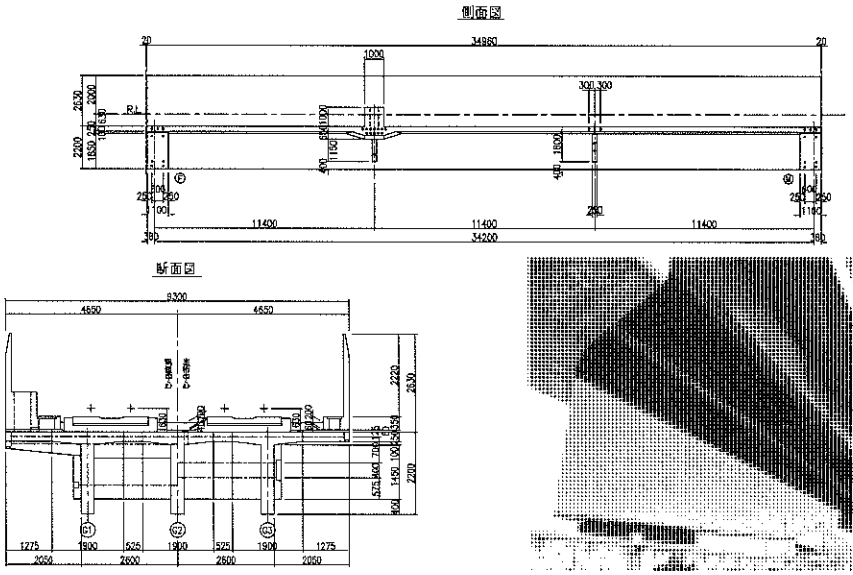


図 4-5-3-1　PPCT 桁一般図（35.5m）

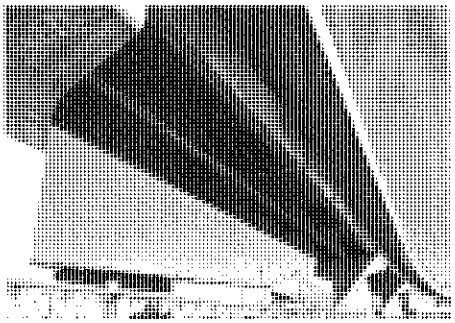


写真 4-5-3-1　PPCT 型桁（3 主桁）

この中で第 5 駒木 BL は難航地権者の箇所に架設したもので設備工事着手時期が切迫していたことから、製作時に床版も同時製作（図 4-5-3-2）して架設後に目地（33 ㎜）に無収縮モルタルを詰め直ぐに横締め作業にかかれるようコンクリート施工を極力なくす桁とした。

また、床版を同時施工するため主桁本数は床版加重のバランスを考慮して 4 主桁とした。

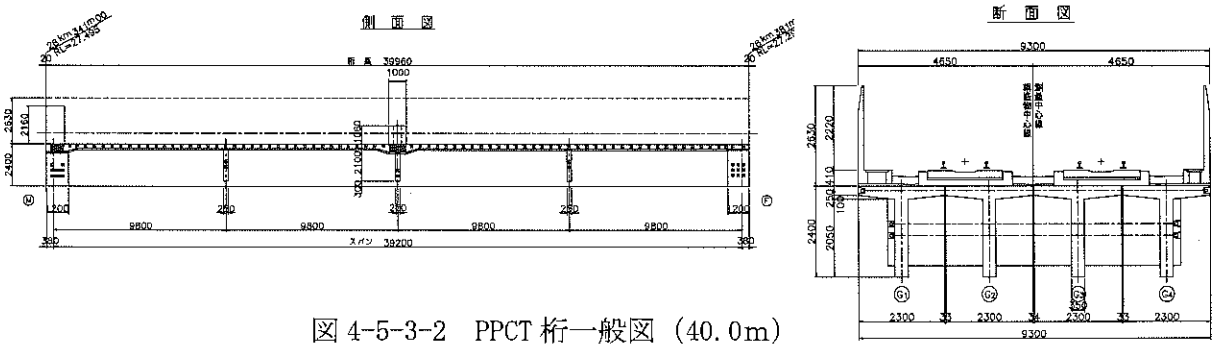


図 4-5-3-2　PPCT 桁一般図（40.0m）

2. 箱型桁

箱型桁は40.0m以上に採用し44連架設しているが、50.0mを超える桁は2連あり、連続桁は2径間が4連、3径間は7連架設した。

表 4-5-3-2　主要箱型桁一覧表

位置	名称	延長	支間割	備考
箱型桁				
15 km 762m00	第2大瀬 Bv	52.00m	1×50.66	主要地方道松戸草加線
53 km 473m50	東谷田川 B	55.00m	1×53.50	東谷田川
2径間連続箱型桁				
18 km 853m00	第2栄 Bv	80.00m	1×(2×39.30)	市道 0217 号
19 km 426m00	第2谷中 Bv	122.00m	1×(2×60.20)	市道 0102 号
32 km 445m45	都計道 3·2·4Bv	80.00m	1×(2×39.30)	都計道 3·2·4 号線
53 km 309m00	第2関の台 Bv	90.00m	1×(2×44.30)	都計道新都市中央線
3径間連続箱型桁				
15 km 123m00	葛西 Bv	204.42m	1×(59.50+84.00+59.50)	市道 7023 号
18 km 022m08	中川 B	230.00m	2×(35.80+42.00+35.80)	中川
19 km 141m48	第1谷中 Bv	107.00m	1×(26.30+50.00+29.30)	三郷中央駅前通り線
30 km 656m50	正連寺 Bv	135.00m	1×(34.33+65.00+34.33)	国道 16 号
32 km 373m50	新利根 Bv	195.30m	1×(59.23+75.00+59.53)	利根川囲ぎょう堤
35 km 118m00	利根川東 B	160.00m	1×(43.33+72.00+43.33)	利根川囲ぎょう堤

架設方法は箱型桁、2径間連続はすべて支保工による場所打ち施工で、3径間連続桁のうち葛西架道橋、中川橋りょう、第1谷中架道橋は支保工施工、正連寺架道橋の中央径間及び新利根架道橋・利根川東橋りょうはカンチレバー工法で施工した。

箱型桁は、長スパンの箇所に用い架設しているが、県道・国道上に架設した橋りょうは6橋あり交通量も非常に多く、殆どの箇所が迂回路を設置できず道路との空頭が厳しい箇所はジャッキダウンで対応した。

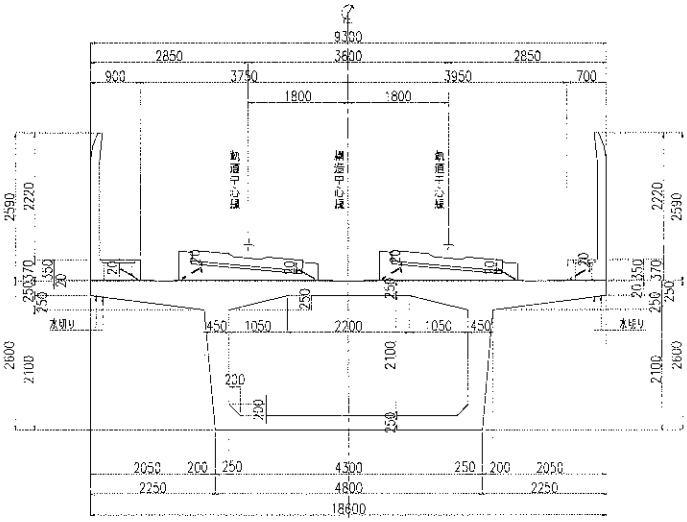


図 4-5-3-4　第2駒木架道橋断面図

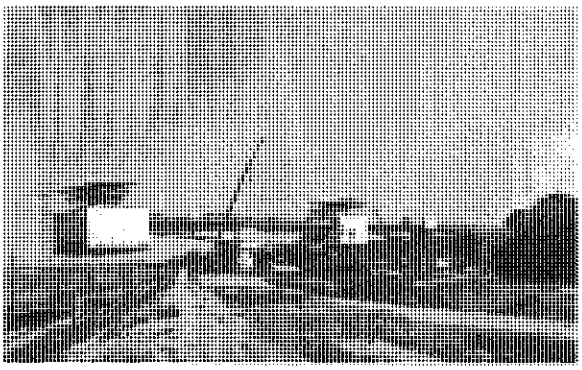


写真 4-5-3-2　新利根架道橋

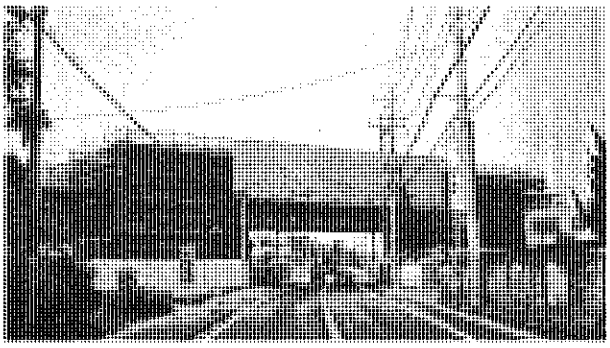


写真 4-5-3-3 第2駒木架道橋

第2駒木架道橋は県道豊四季高田原線に架設した45.0mの箱型桁だが、迂回路がなくガーターを架設した上で製作し、緊張後2.9mジャッキダウンした。

3. ホロー桁及びスルー桁

その他の PC 桁として、交差する道路との桁下空頭確保等を目的にホロー桁（9 連）とスルー桁（10 連）を架設した。

ホロー桁の中で最長となる 45.0mの桁（第 3 苅間・第 4 苅間高架橋）は、つくば市にある日本自動車研究所（JARI）高速周回路に架設した桁で、架設日数が組立･架設で 7 日間程度と非常に限られたことから工場製作したブロックを現地で組立て急速施工した桁である。（第 5 節 施工 1.第 3・第 4 苅間高架橋参照）

スルー桁は、埼玉県三郷市で東京外環状道路と国道 298 号の間で交差する箇所、つくば市の西谷田川と都計道との重層交差箇所等で架設した。（第 5 節 施工 6.その他の主要橋りょう(5)(6) 参照）

表 4-5-3-3　主要ホロー桁及びスルー桁一覧表

位置	名称	延長	支間割	備考
ホロー桁				
18 km 543m96	二郷半用水 B	36.00m	1×35.20	市道 3703 号
52 km 924m50	第 1 関の台 Bv	35.00m	1×34.20	県道土浦岩井線
54 km 874m75	第 3 苅間 BL	45.00m	1×44.20	高速周回路
55 km 380m30	第 4 苅間 BL	45.00m	1×44.20	高速周回路
スルー桁				
20 km 335m25	第 2 岩野木 Bv	50.00m	1×48.56	市道 5078 号
25 km 558m05	第 4 市野谷 Bv	54.00m	1×52.76	都計道
48 km 433m21	第 2 萱丸 Bv	45.00m	1×43.76	都計道
49 km 350m55	西谷田川 B	55.00m	1×53.76	西谷田川
51 km 950m50	第 2 島名 Bv	45.00m	1×43.76	都計道

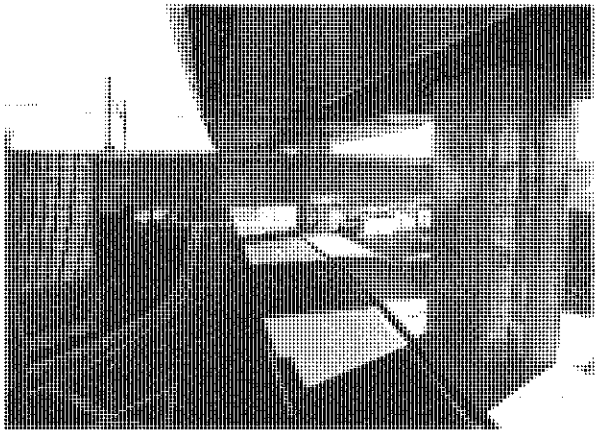


写真 4-5-3-4 外環架道橋のスルー桁
(注)外環道と国道 298 号との交差

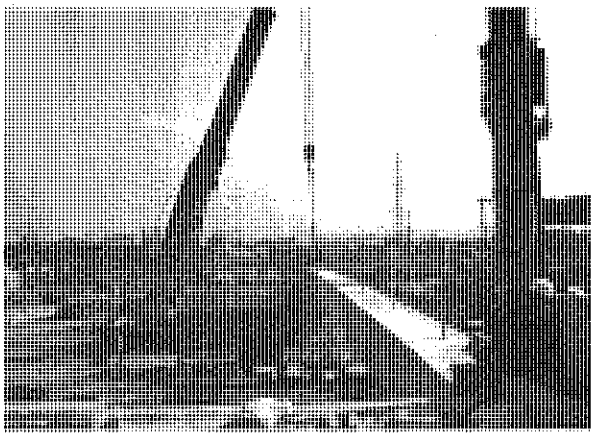


写真 4-5-3-5 二郷半用水橋りょうのホロー桁
(注)主桁 1 本目架設状況

第4節　鋼　橋

つくばエクスプレス（常磐新線）で架設した鋼橋は、合成桁・H 鋼埋め込み桁及び長大橋りょうに架設したトラス桁の3形式で、全19連架設した。（第5節 施工 3.荒川橋りょう参照）

表 4-5-4-1　鋼桁一覧表

位置	名称	延長	支間割	備考
合成桁				
20 km 060m00	大場川 B	70.00m	1×67.70	大場川・県道三郷・松伏線
39 km 168m60	北園 Bi	35.00m 45.00m	1×33.90 1×43.90	入出線（単線）
39 km 118m56	第3北園 Bv	29.92m	1×28.80	県道野田牛久線（単線）
39 km 609m81	小貝川 B	240.00m	2×(39.20+40.00+39.20)	小貝川高水敷（3径間連続）
H 鋼埋め込み桁				
16 km 869m90	第4南川崎 BL	51.00m	3×16.26	区画街路
37 km 696m65	第6守谷 BL	10.00m	1×8.05	守谷駅構内
37 km 795m56	守谷 Bi	13.00m 15.70m	1×10.78 1×14.24	関東鉄道常総線
トラス桁				
8 km 489m45	荒川 B	450.15m	1×(127.60＋192.85＋127.60)	荒川
18 km 022m08	中川 B	266.00m	1×(68.80+106.00+88.85)	中川
20 km 568m00	江戸川 B	418.00m	1×(88.25+119.00+2×88.25)	江戸川
34 km 069m50	利根川 B	897.00m	1×(2×127.50) 1×(127.5+129.00+127.50) 1×(2×124.50)	利根川
39 km 609m81	小貝川 B	207.00m	1×(67.90+69.00+67.80)	小貝川

1. 合成桁

合成桁は、三郷市の大場川橋りょうと守谷市の車両基地への入出区線を跨ぐ北園跨線橋及び小貝川橋りょうの高水敷に架設した3径間連続合成桁、入出区線の第3北園架道橋で架設した。

大場川橋りょうは大場川・主要地方道三郷松伏線及び市道を跨ぐため、スパン 67.7mと単純桁としてはつくばエクスプレス（常磐新線）では最長となった。北園跨線橋・第3北園架道橋は入出区線が下り線及び県道野田牛久線と交差するため、空頭を確保し構造物高さを抑えるために採用した。（第5節 施工 2.大場川橋りょう参照）

小貝川橋りょうの3径間連続合成桁は小貝川の H.W.L. との離隔を確保し構造物の高さを抑えるため採用した。

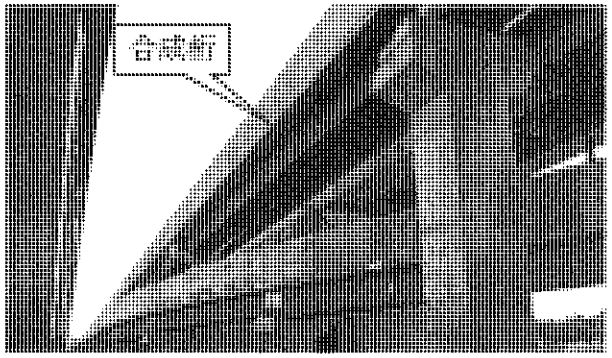


写真 4-5-4-1　北園跨線橋の合成桁

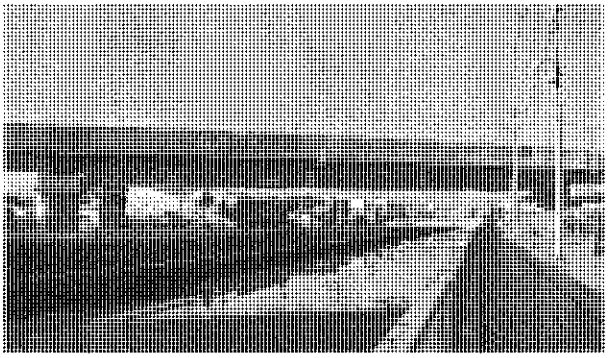


写真 4-5-4-2　大場川橋りょうの合成桁

2. H鋼埋め込み桁

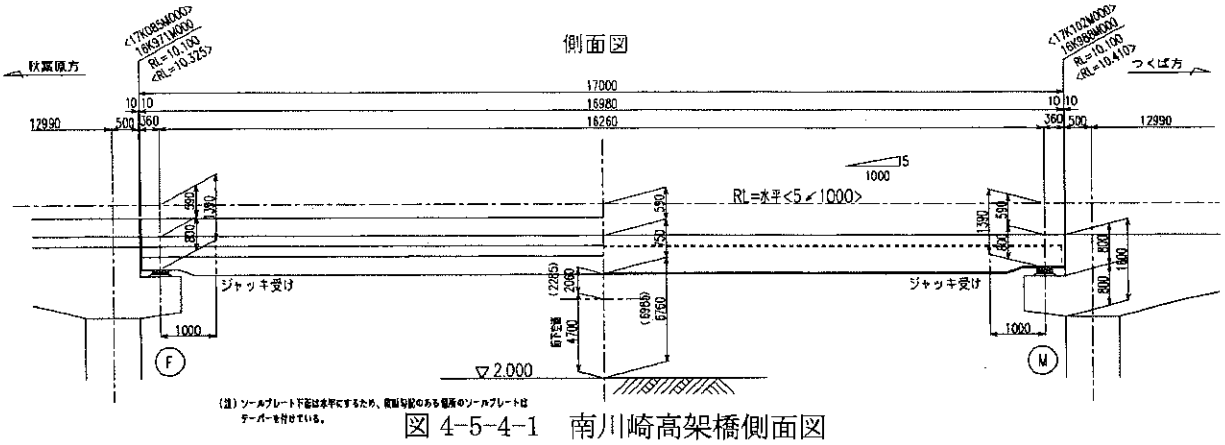


図 4-5-4-1　南川崎高架橋側面図

第4南川崎高架橋は、区画整理区域内の街路との交差においてRL桁では桁下空頭が確保できないため、構造物の高さを抑えたH鋼埋め込み桁とした。

また、守谷駅においては、他線との乗換えのため高架橋の中層階に自由通路を設け、乗換えの利便性を向上させた。このため高架橋高さを極力おさえる必要から、交差部の自由通路桁部にもH鋼埋め込み桁を採用した。

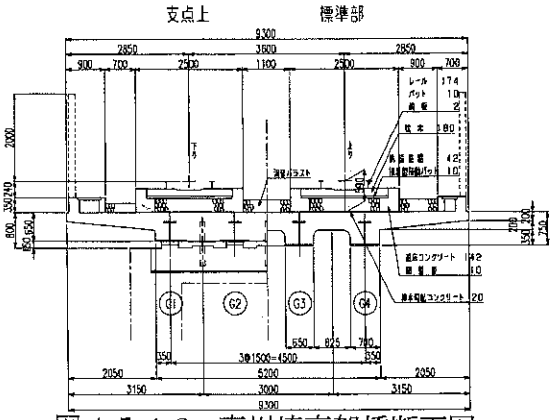


図 4-5-4-2　南川崎高架橋断面図

3. トラス桁

鋼橋については環境保全及び保守の面から鉄道の長大橋りょうにおいてもPC桁が多く採用されているが、つくばエクスプレス（常磐新線）においては河川管理者との協議において橋脚数の制限等から100.0mを超えるスパンが多く、主要河川はトラス桁を採用した。トラス橋の中で荒川橋りょうは、中央スパンが192.85mと国内単独鉄道橋としては最長スパンとなる橋りょうである。

トラス橋はすべて耐候性鋼材を使用しているが、荒川は高水敷に運動公園等があり周辺環境との調和を図るため明るい彩色の着色型錆安定処理を実施した。また、中川・江戸川は環境影響評価書の景観において「デザイン、色彩等は周辺環境との調和をはかり、圧迫感を軽減するよう努めること。」とされ、フォトモンタージュでイメージが示されたことから荒川橋りょう同様に着色型錆安定処理を実施した。

写真 4-5-4-3　中川橋りょう全景（景観塗装を実施）

第５節　施　工

1. 第 3･第 4 苅間高架橋（PC ホロー桁）

(1) 概　要

本工事は、秋葉原起点 54 km 895m～55 km 784m間に位置する日本自動車研究所（以下、JARI という）の高速周回路（1 周 5.5 km）と交差する 2 箇所に架設したものである。(写真 4-5-5-1)

施工中、同敷地内の入場は厳しく管理され、日々入場者の届出が義務付けられ、施工の安全と併せ、各施設の機密保持、高速走行路の安全性を最大限守ることが工事で求められた。

特に横断する 2 箇所は、前後の縦断線形から桁高が制約されたため、表 4-5-5-1 に示すとおり桁形式について比較・検討を行なった。その結果、高速周回路の閉鎖も少なく、工程・経済性・施工性に優れた PC ホロー桁（プレキャストブロック工法：桁長 45m×2 連、主桁数 10 本／連、5 ブロック／本）を採用した。

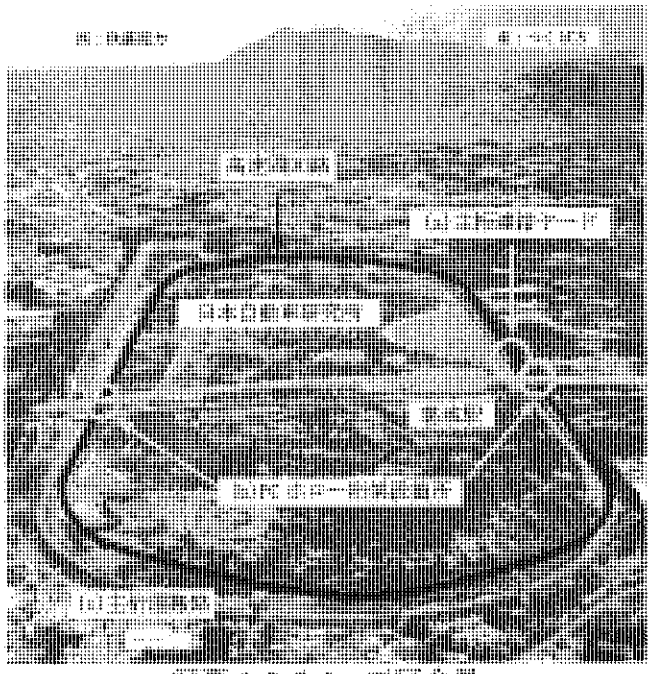
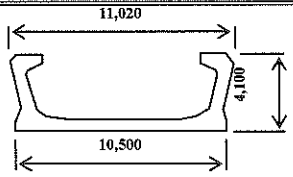
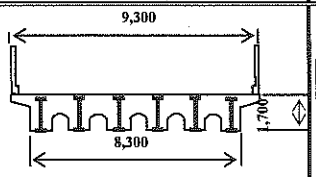
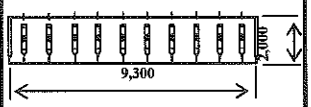


写真 4-5-5-1　工区全景

主桁の架設時期について、JARI と協議を行なったが、自動車の試験走行を長期休止させることは困難との回答があった。

しかし、昼夜連続の24時間作業でも、ブロック桁の搬入から連結･架設まで最低 7 日間を要することとなり、連続休止が可能な年末・年始の施工となった。

表 4-5-5-1　桁形式の比較概要

構造形式	PC下路桁	SRC桁	PCホロー桁
一般形状			
桁重量	約1,300（tf）	約300（tf）	約160（tf）※主桁1本
構造特性	スラブ厚0.65m	桁高1.7m	桁高2.0m
架設工法	押出し工法	ﾄﾗﾝｽﾎﾟｰﾀｰで一括架設	クレーン相吊り工法
架設工全体工期	約8ヶ月	約7ヶ月	約5.5ヶ月
周回路閉鎖期間	約2日間	約6日間	約3日間
問題点	製作ヤード等	周回路路面へ影響	
工事費	5億円	2.1億円	1.8億円
評価	×	△	○

(2) PC ホロー桁の製作及び接合

PC ホロー桁（L=45m）は 1 連当り 10 本の主桁（高さ 200 cm×幅 76 cm）で構成される。主桁は工場で製作し、現場まで運搬した。桁はブロック桁（形状：9m/ブロック×5 ブロック）のため、現場ヤードにおいて接合・連結を行なった。（図 4-5-5-1～2 参照）

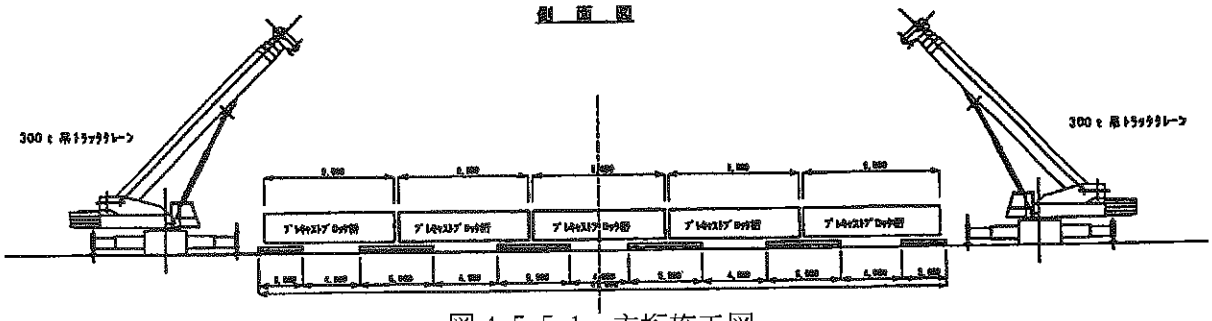


図 4-5-5-1　主桁施工図

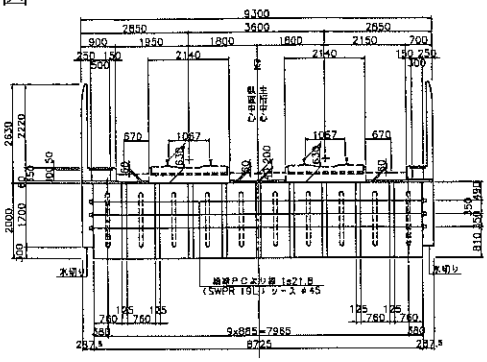


図 4-5-5-2　構造物断面図

主桁の施工手順は次のとおりである。

① ホロー桁は日本工場規格認定を有するPC工場においてブロック単位で製作。

② JARI 敷地内の架設現場付近に設けた接合ヤード（借地）まで運搬し、クレーンで接合用の台車に下す。

③ 各ブロックの接合面（端部）に接着剤を塗布。

④ ブロックの端部には予め接合キーを取付けて、引き寄せレバーブロックで正確に誘導し接合面を密着。以下、5 ブロックを順次接合・密着し終了。

⑤ 主ケーブルは、接着剤の可使時間内に緊張作業を行ない、接着した全断面に圧縮応力が作用するよう管理。

⑥ 緊張端部の後埋めは、塩ビ製の型枠を端部に取付けておいて、桁架設後に無収縮モルタルを打設した。

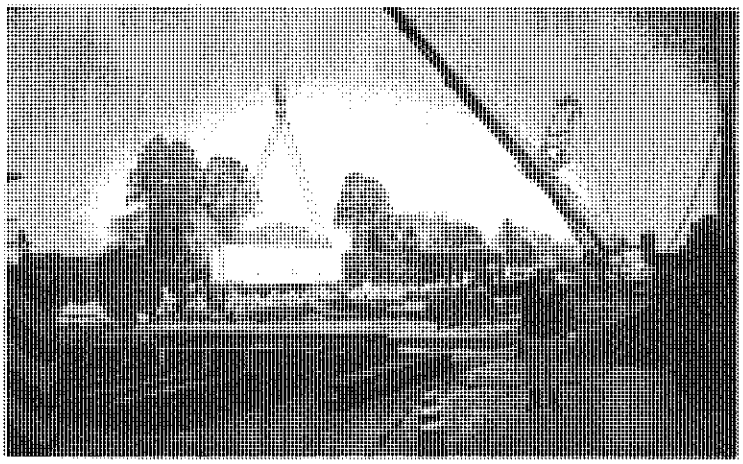


写真 4-5-5-2　ブロック桁搬入状況

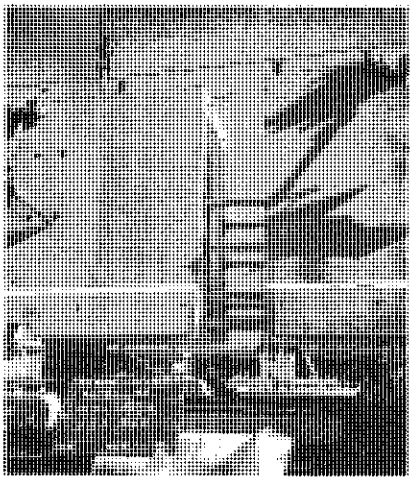


写真 4-5-5-3　ブロック桁接合工状況

(3) ホロー桁の架設

① 桁架設と高速周回路の使用

PC ホロー桁を架設する 2 地点は、前述のとおり高速周回路との交差部であり、主桁の接合・連結及び架設時は、事故防止のため試験走行の休止が不可欠である。JARI との協議の結果、工期厳守のうえ年末･年始の使用が許可された。

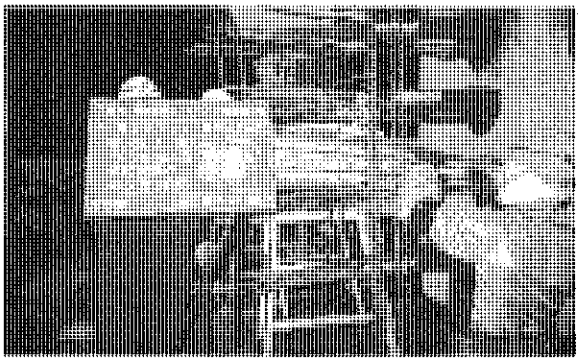


写真 4-5-5-4　主桁ケーブル緊張工

ブロック桁の連結及び架設を行なうため、連結ヤード・主桁運搬走路・架設時のクレーン設置箇所として同敷地の一部使用許可を JARI から受けたが、架設終了後には試験走行が再開されることとなっていた。

そのため、施設使用に際しては「路面の沈下防止、トレーラー等からの油漏れ・飛散防止」等、高速周回路の厳しい安全確保が求められた。

平成 14 年 12 月 27 日～15 年 1 月 3 日の 7 日間で実施した主桁ブロックの連結ヤードへの搬入から主桁架設までの実施工程を表 4-5-5-2、また、PC ホロー桁の製作から架設、横組みまでの全施工フローを図 4-5-5-3 に示した。

表 4-5-5-2　工程表

作業内容	27 金			28 土			29 日			30 月			31 火			1 水			2 木			3 金		
	夜	日勤	夜	夜	日勤	夜	夜	日勤	夜	夜	日勤	夜	夜	日勤	夜	夜	日勤	夜	夜	日勤	夜	夜	日勤	夜
【全般】																								
安全教育、作業内容確認																								
開始・終了時点検(施設内)																								
			開始点検																		終了点検			
路面測量(連結ヤード、周回路)																								
(クレーン据付ヤード)				初期値																最終値				
【連結ヤード】																								
主桁架設連結ヤード造成・片付け																								
主桁連結工				造成													片付け							
【主桁架設工(東側)】																								
クレーン据付位置養生																								
クレーン組立																								
架設																								
解体・移動・片付け																								
【主桁架設工(西側)】																								
クレーン据付位置養生																								
クレーン組立																								
架設																								
解体・移動・片付け																								

主桁の現地施工には、高速周回路等をプレキャストブロック桁の連結ヤードとして約8,000㎡、

連結ヤードから架設地点までの主桁運搬路として約26,000㎡（延長2km、幅員13m）架設時のクレーン設置ヤードとして約1500㎡（起点方600㎡、終点方900㎡）をJARIから施工ヤードとして借地した。

高速周回路の使用に際しては、事前の協議に基づき対象箇所をメッシュ（2m×2m）に区切り、これらの交点約1,680箇所において工事着手前・後に各1回の水準測量を行ない、目視確認と併せ管理を行なった。

主桁架設の作業終了後には、後片付け及び路面清掃を行なった後、水準測量を実施し、路面状況等を確認した。その結果、連結ヤードの一部に5～8㎜の路面沈下が見られたが、JARIの立会・確認を受けて試験走行に支障が無いとの判断から、特に補修等を必要とすることは無かった。

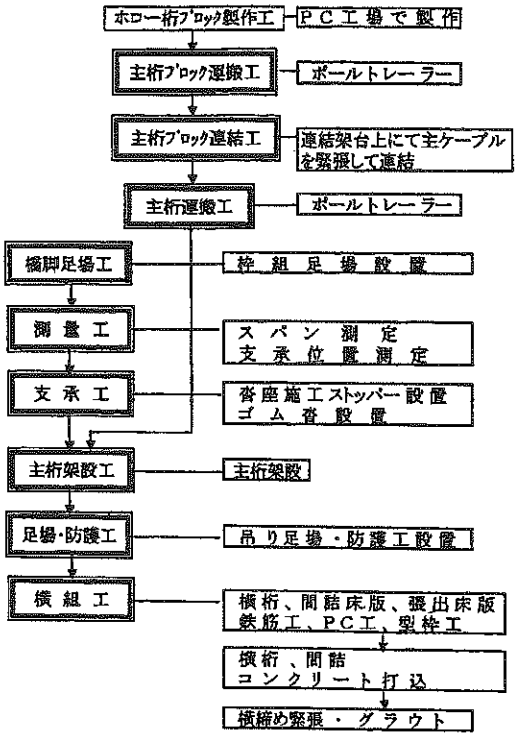


図4-5-5-3　PCホロー桁 施工フロー

② 主桁の連結

1) 平成14年12月27日

工事関係者の安全教育及び作業内容の確認を行ない、同日夕から高速周回路の試験走行の一時閉鎖を受け、周回路面の水準測量を開始した。

閉鎖中の作業は7日間という極めて短期間で主桁の搬入から架設まで終了させる必要があり、事前の打合せを徹底し、各作業が十分に連携して行なうことを確認した。

2) 12月28日

連結ヤードの造成。主桁2本分の連結・緊張が行なえるよう準備。

同日夕には、製作工場から100個の主桁ブロックの運搬を開始。主桁を積んだトレーラーをJARI敷地内に待機させ、主桁の連結作業が順調に進むようにした。

3) 12月29日～1月1日

連結ヤードではブロック桁を台車上にセットし、接合面に接着剤を塗布後、レバーブロックによってふたつのブロックを引き寄せ、5個のブロックを1本の主桁に連結の後、主ケーブルをセットして緊張作業を終了。仮置き場に移動した。

上記作業の繰り返しにより、2連分の主桁（10本×2＝20本）の連結作業は、昼夜作業ではあるが3.5日で終了した。

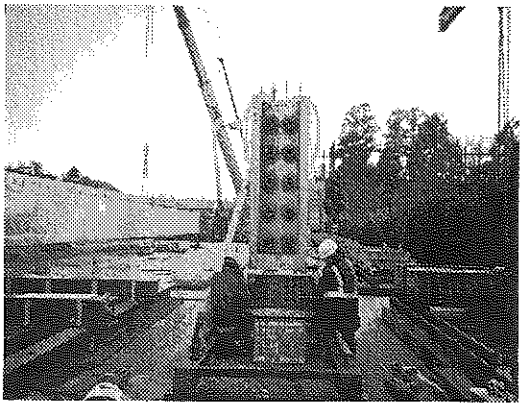


写真4-5-5-5　主桁端部断面

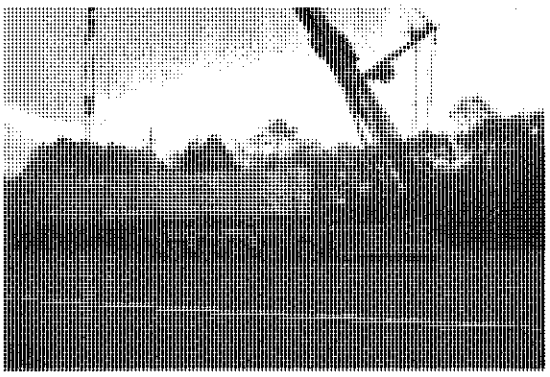


写真 4-5-5-6　主桁運搬状況

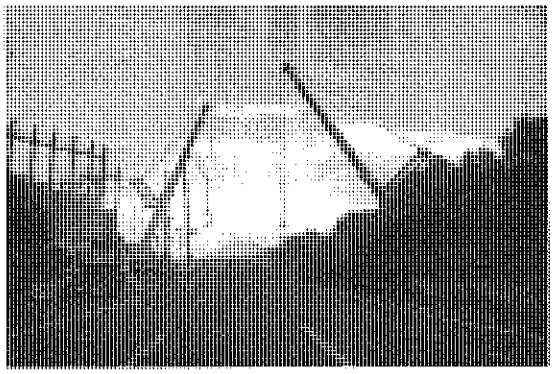


写真 4-5-5-7　主桁架設状況-1

③ 主桁の架設

主桁の架設は、連結ヤードに仮置きした桁を特種トレーラーに積込み、高速周回路を利用して架設地点まで運搬。油圧式トラッククレーン（300 t 吊り×2 台）により各連とも計10本の主桁を吊上げ所定の位置に設置した。作業日は次のとおりである。

○55 km 709m～55 km 754m間(L＝45m) 12 月 30～31 日

○54 km 896m～55 km 754m間（L＝45m）1 月 1 日

桁の架設終了後には路面の水準測量を行ない、施工前の結果と比較し沈下等の有無について確認した。その結果、施工に伴う沈下の無いことを確認し、各ヤードの後片付けを予定期間の 7 日目となる 1 月 3 日に終了した。1 月 4 日以降、JARI では試験走行が再開された。

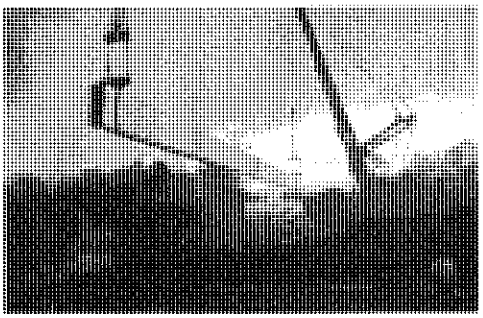


写真 4-5-5-8　主桁架設状況-2

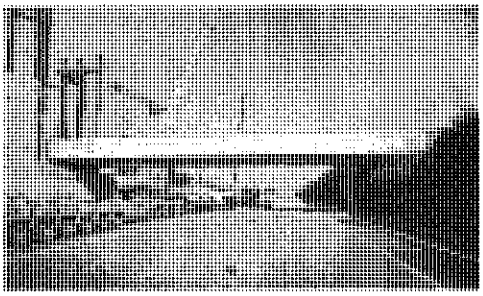


写真 4-5-5-9　主桁架設状況-3

④ 落下防護工

PC ホロー桁の横組工を引き続き行なうため、高速周回路での走行試験に支障を生じさせないように、主桁間の隙間及び張り出部に遮蔽壁を設置し、走行路面に落下物は勿論のこと水滴も落ちないよう継ぎ目部にはシーリング・テープを貼付して、高速走行路における試験走行に係る安全管理を行なった。

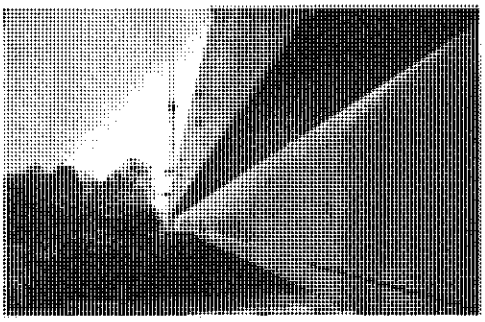


写真 4-5-5-10　主桁架設状況-4

⑤ 横組工

横組みに係る各施工は、高速周回路では自動車の試験走行が行なわれているため、落下防護柵を設置したが、横桁、主桁間詰床版、張出し床版、防音壁等に係る各作業は夜間作業となった。

なお、コンクリート打設日は、走行路面の安全対策として周回路を防護シートで覆い、朝（走行試験開始

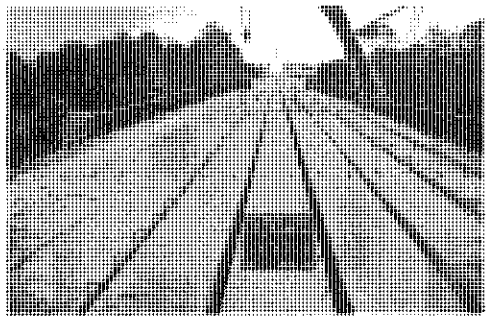


写真 4-5-5-11　主桁架設完了

前）にはJARI職員が現地確認のため立会う体制で行なった。

本工事は、鉄道事業と区画整理事業が同時進行となる地域にあるが、JARI敷地内の施工では、鉄道工事としては稀有な安全管理と工程管理を求められた。

関係機関との設計協議に基づき施工計画と準備を行ない、綿密な施工管理を行なった結果、現場での施工期間が7日間という極めて限られた中で、JARI施設への影響は殆んど与えることなく終了した。

なお、高速周回路は研究学園駅の区画整理事業地内にあるため、平成17年4月には、一部施設を残し水戸市近郊に移転した。

2. 大場川橋りょう（合成桁）

(1) 概　要

大場川橋りょうは、埼玉県の最東部三郷市を南北に流れる大場川に架設したスパン 67.7mの合成桁で、主要河川を渡るトラス橋以外の単純桁としては最長である。また、大場川に並行して主要地方道三郷・松伏線があるが、この道路は地区住民が常磐線松戸駅及び金町駅に出る通勤・通学等の主要道路であるとともに、貨物等の輸送経路ともなっており大型トレーラーも通行する非常に交通量が多い道路である。

図4-5-5-4～5に位置図及び全体図を示す。また、完成状況を写真4-5-5-12に示す。

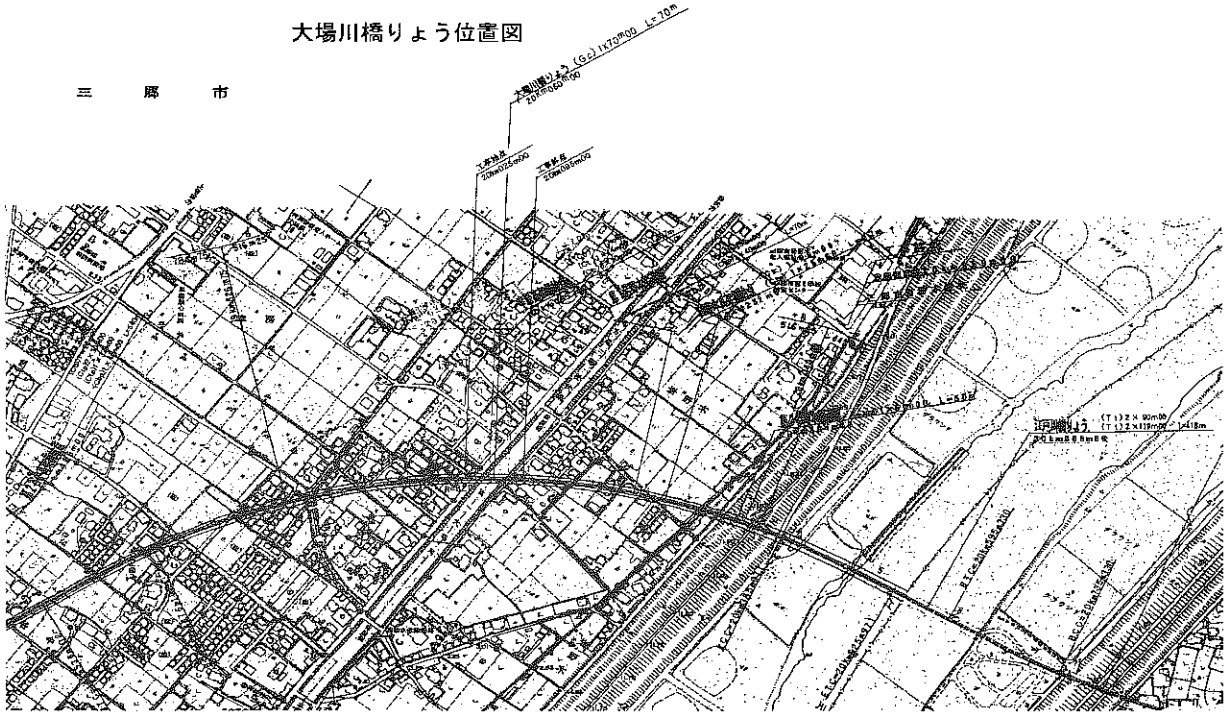
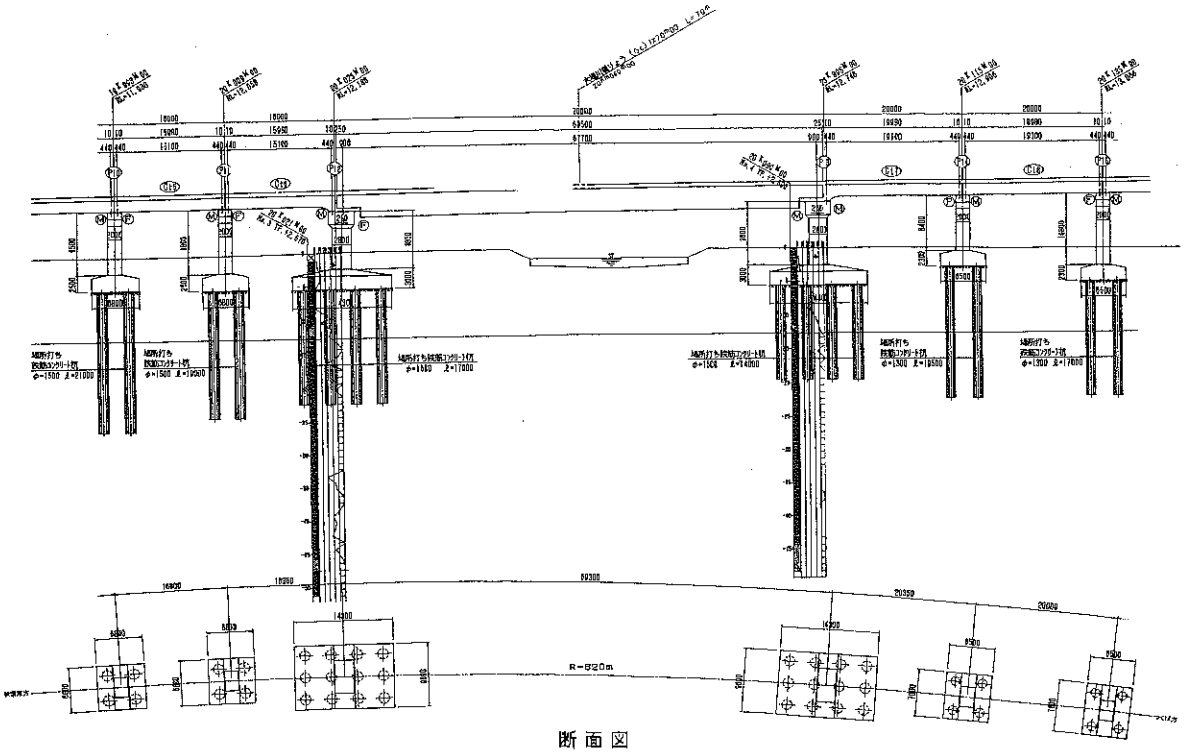


図4-5-5-4　大場川橋りょう位置図

大場川橋りょう全体図



断面図

支点部　　中間部

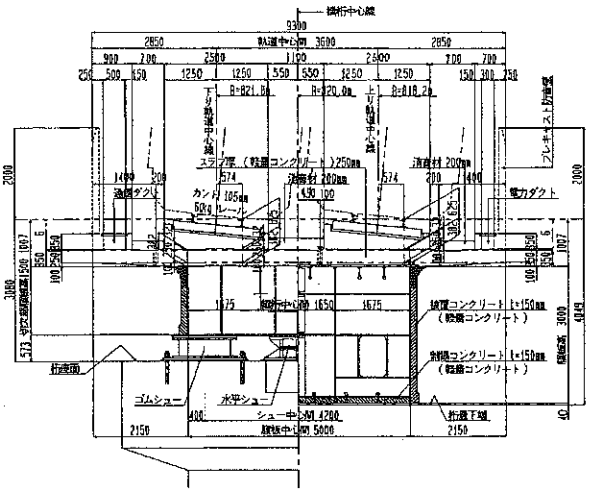


図 4-5-5-5　大場川橋りょう全体図・断面図

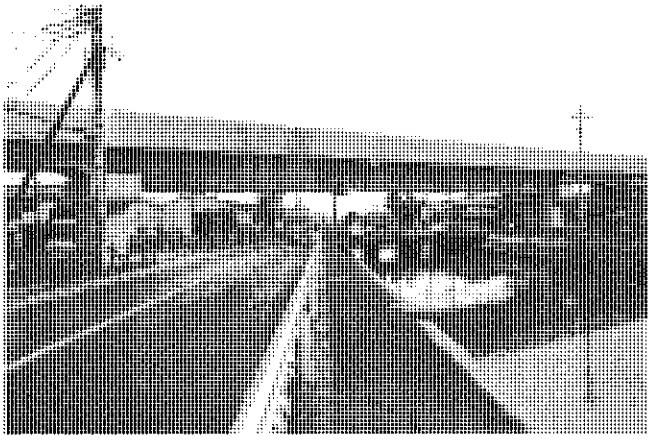


写真 4-5-5-12　完成後（上り線側より）

(2) 下部工の施工

埼玉県東部の地質は支持層が 30.0m～45.0mと深く非常に軟弱な地盤であるが、千葉県との県境を流れる江戸川に近づくと支持層が浅くなり P1 橋脚は 17.0m、P2 橋脚は 14.0mで、場所打ち杭（RCD 工法）で施工した。

大場川と江戸川に挟まれる幸房地区は大型車両が進入可能な道路がなく、このため大場川に進入路及び資材の仮置きも可能な仮設桟橋を組み、P2 橋脚の施工を行なった。

(3) 上部工の施工

① 計画概要

ア、桁の製作

桁長 70.0mであることから橋軸方向に 11 分割し、橋軸直角方向に 2 分割（端部は分割なし）して、全 20 ブロックを製作した。

イ、架設

架設は仮ベントを組み、クレーンにて吊上げるベント・クレーン工法で架設した。

ウ、騒音対策

大場川橋りょう周辺は民家があり、騒音対策として箱桁内に制振コンクリート及び腹板外部側に被覆コンクリートを施工した。

② 上部工の施工

ア、工事作業フロー

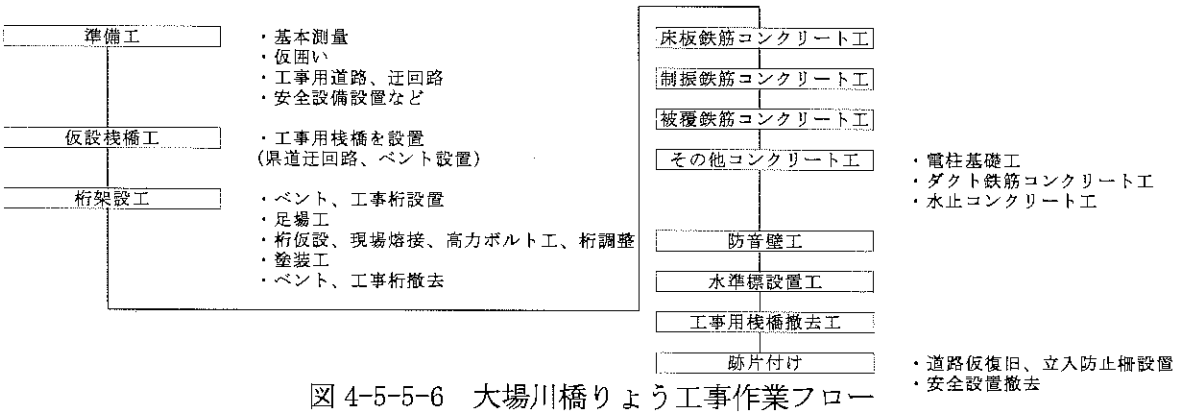


図 4-5-5-6　大場川橋りょう工事作業フロー

イ、準備工

1) 交通量調査

表 4-5-5-3　三郷・松伏線　交通量調査

時間別 交通量調査（平成12年9月25日）

時間帯	4t以下		大型		路線バス		トレーラー		計		
	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	合計
8:00～9:00	541	337	59	80	5	10	6	9	611	436	1,047
9:00～10:00	333	329	69	75	5	12	17	6	424	422	846
10:00～11:00	324	392	85	95	5	3	21	6	435	496	931
11:00～12:00	384	375	107	76	6	5	23	9	520	465	985
12:00～13:00	329	297	84	101	4	4	20	7	437	409	846
13:00～14:00	420	339	64	85	4	6	17	7	505	437	942
14:00～15:00	416	377	51	64	7	5	12	7	486	453	939
15:00～16:00	388	409	67	46	4	6	13	4	472	465	937
16:00～17:00	454	395	55	27	5	3	10	7	524	432	956
17:00～18:00	496	538	55	21	5	5	0	3	556	567	1,123
計	4,085	3,788	696	670	50	59	139	65	4,970	4,582	9,552
合計	7,873		1,366		109		204		9,552		

曜日別 交通量調査

調査日	曜日	調査時間	上り	下り	計
平成12年9月22日	金	8:00～18:00	5,004	4,466	9,470
平成12年9月25日	月	8:00～18:00	4,970	4,582	9,552
平成12年9月26日	火	8:00～18:00	4,759	4,326	9,085
平成12年9月27日	水	8:00～18:00	4,551	4,274	8,825
平成12年9月28日	木	8:00～17:00	3,981	3,624	7,605
平成12年9月30日	土	8:00～17:00	3,970	3,793	7,763
計			27,235	25,065	52,300

主要地方道三郷・松伏線は朝夕のラッシュ時には 1,000 台/時間を超え、日中でも 900 台/時間を超える非常に交通量激しい道路となっており、路線バスも走行していることから、大きく迂回路を設けることは不可能であった。

2) 仮設桟橋設置

主要地方道三郷・松伏線の交通止め等は不可能なため、現場付近に迂回路を設置することとしたが、民地側には家屋等が建てられており大場川に仮設桟橋を設置して、迂回路及びベント設置基礎とした。

設置にあたっては、下部工事で設置した進入路桟橋を利用し、これに迂回路及びベント設置基礎を継ぎ足した。なお、迂回路部分にはすべり止め付覆工板を使用した。

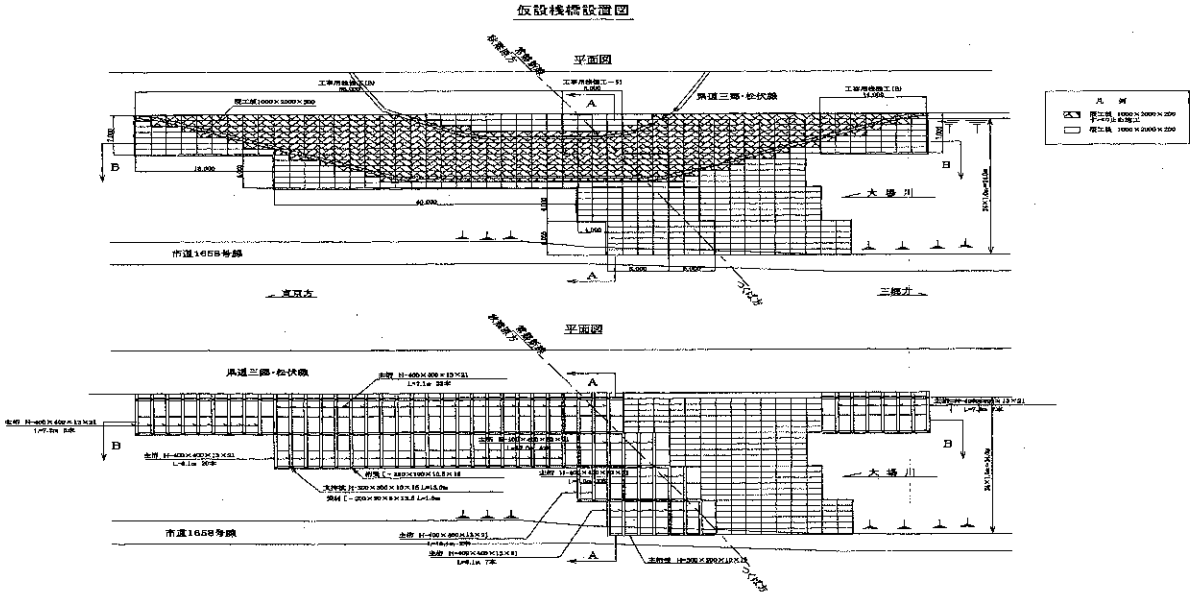
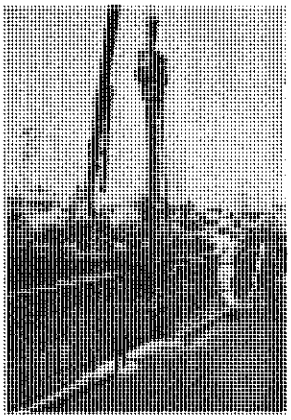
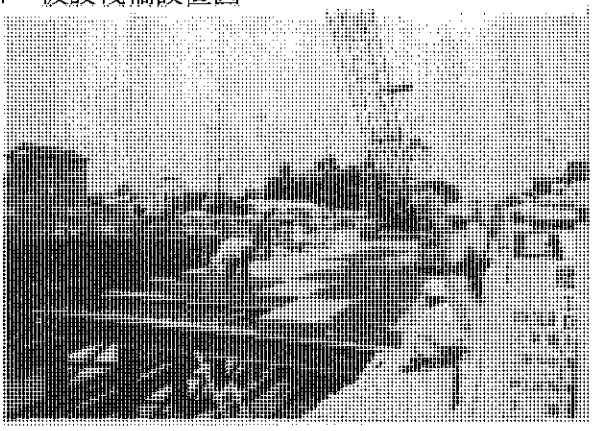


図 4-5-5-7　仮設桟橋設置図



杭打ち



覆工板設置

写真 4-5-5-13　仮設桟橋設置状況

施工は既設の仮設桟橋上から H300×300（L=13.0m）の杭を低騒音・低振動型バイブロハンマーにて設置し、道路に近接する作業は片側相互通行に交通規制し実施した。

なお、仮設桟橋は毎月定点測量を実施するとともに、覆工板のずれ、基礎コンクリートの変状等の点検を実施した。覆工板の測量結果は最大 6 ㎜の沈下が観測されたが交通等に支障は生じなかった。

ウ、ベント組立

1) 製作は橋軸方向に11ブロックに分割して製作したが、道路部及び迂回路を設置したことから、道路交通を確保するためベントは7基とした。

2) ベントNo.3～No.4の間は迂回路部となるため工事桁（H700×300、L=22.0m）を設置した。

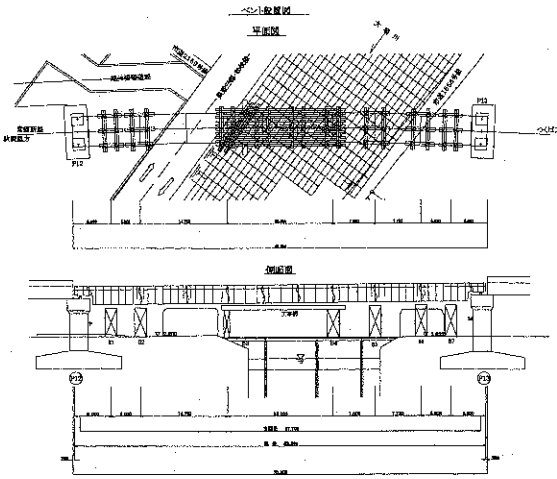


図 4-5-5-8　ベント設置図

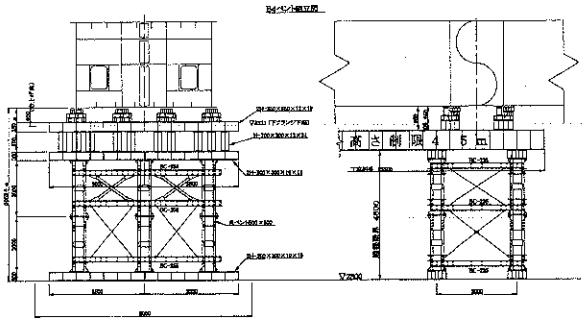


図 4-5-5-9　No.3ベント組立図

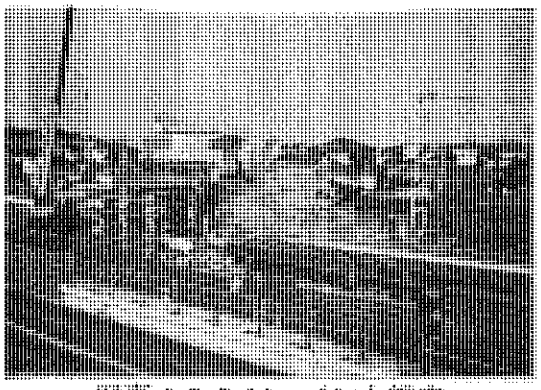


写真 4-5-5-14　ベント組立

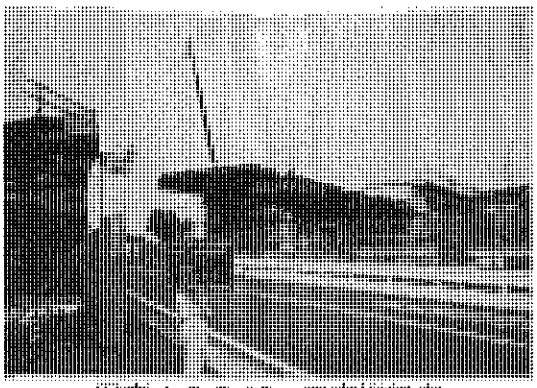


写真 4-5-5-15　工事桁組立

エ、支沓設置

1) 支沓設置作業フロー

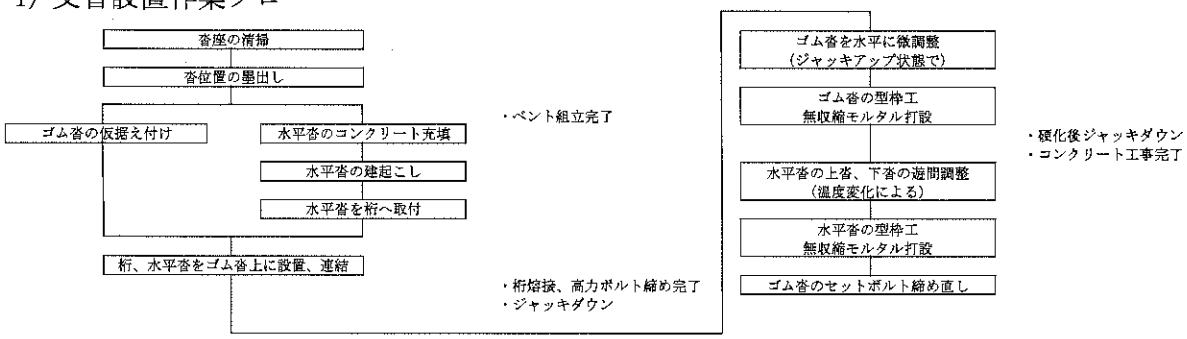


図 4-5-5-10　支沓設置作業フロー

2) ゴム沓・水平沓の取付け

ゴム沓・水平沓は、桁架設完了時（死加重全載荷時）に水平となることが前提だが、架設段階では製作キャンバーがあるため支点部において桁は回転角を有しており、水平とはならない。このため、ゴム沓・水平沓において対策を行なった。

ゴム沓は、桁架設完了時(ベント撤去時)で主桁ソールプレートの間に16㎜の隙間ができる。このためセットボルトは締付けられないが、せん断キーによりゴム沓と主桁ソールプレートの横ずれを防いでおり、工事完了時にボルト孔はずれない。

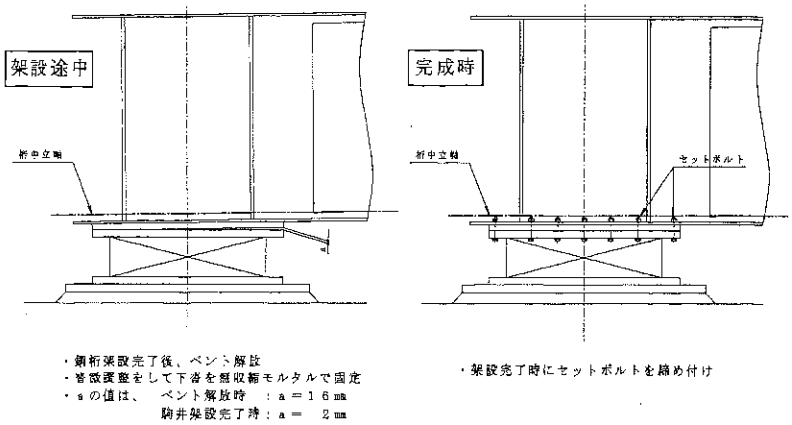


図4-5-5-11　桁回転角によるゴム沓への影響

また、軌道工事施工前は2㎜の隙間が残るが締付けには支障がなく、軌道工事施工前に締付けを完了した。

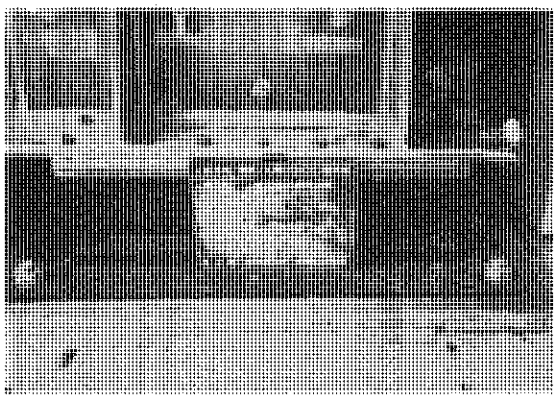


写真4-5-5-16　ゴム沓据付

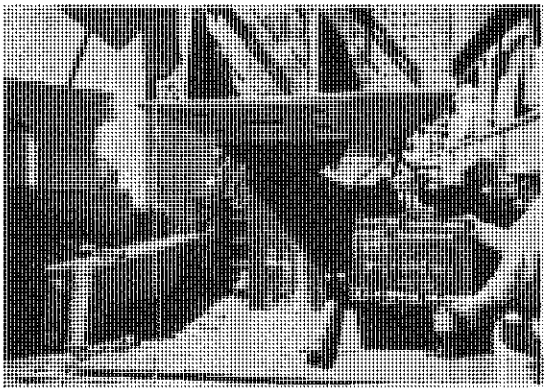


写真4-5-5-17　水平沓端部ブロック取付け

水平沓の下沓をベント撤去し床版コンクリート打設前に無収縮モルタルで固定した場合、固定側の上沓と下沓の遊間2㎜をその後の桁回転により干渉する現象が起こり、無収縮モルタルを損傷する。なお、ベント撤去時の干渉量は6.4㎜である。

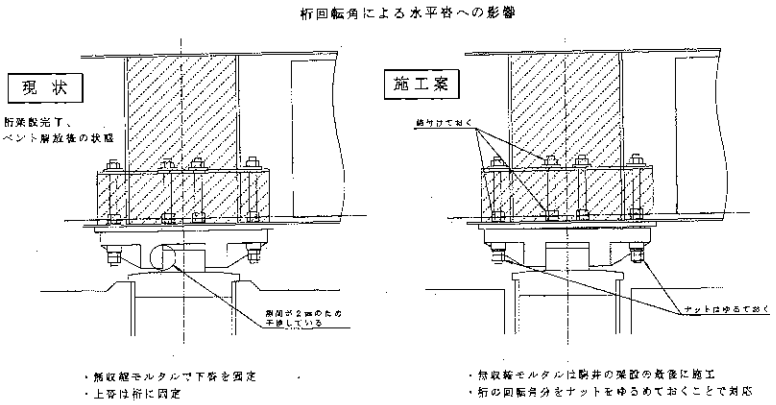


図4-5-5-12　桁回転による水平沓への影響

このため、桁架設工事完了時に無収縮モルタルの施工を行なうことにしたが、軌道工事前でありこの段階でも2.4㎜と干渉するため、上沓の取付けナットを回転角分緩めておくことで対応した。

オ、桁架設

1) 架設は終点側から起点側に向かい160ｔトラッククレーンを使用して架設した。

2) 両端部ブロックは予め水平沓を取付け、終点側架設順序①はワイヤーで落下防止処理をした。

3) 架設順序⑤～⑦は迂回路部分にあたり工事桁上に架設した。このため、設計高さより 670 mm嵩上げとなった。

4) 道路部分に当たる架設順序⑧は、予め橋軸方向に 2 ブロックを地組して架設したが、ボルトは全孔数の 2/9 を HTB 締め、1/9 をドリフトピンを打ち込み架設した。

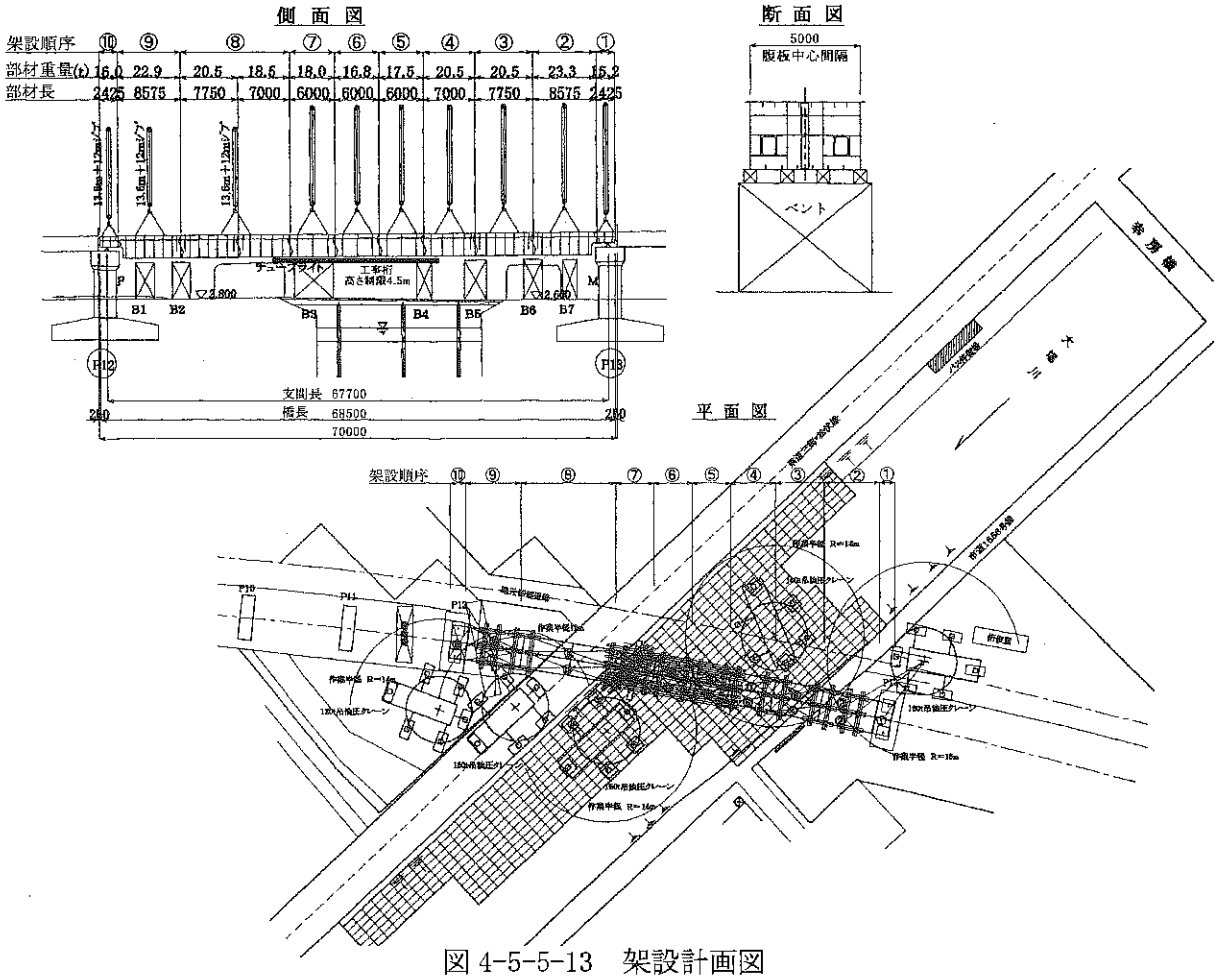


図 4-5-5-13　架設計画図

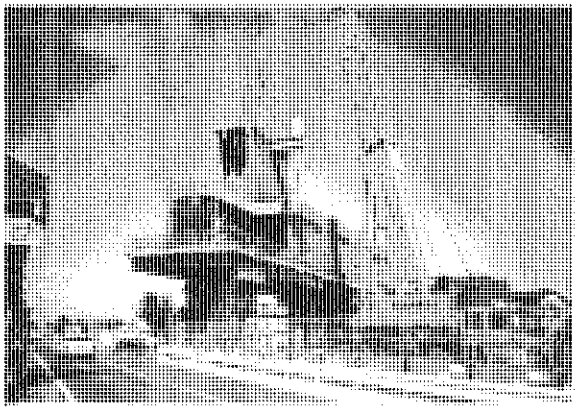


写真 4-5-5-18　工事桁上の架設⑤～⑦

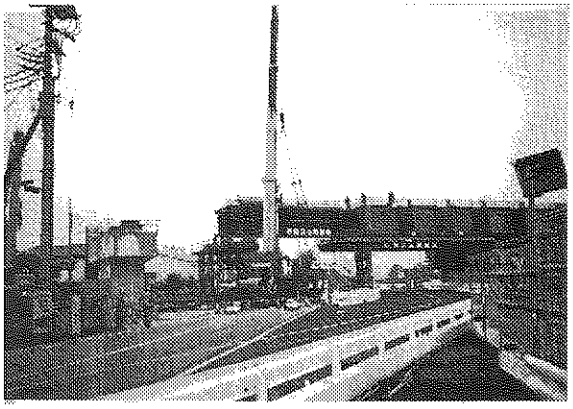


写真 4-5-5-19　道路上の架設⑧

5) 桁溶接、HTB ボルト本締め完了後、B1 ベント及び B7 ベントに 300 t ジャッキを各 2 台セットして設計高さまで下げた。

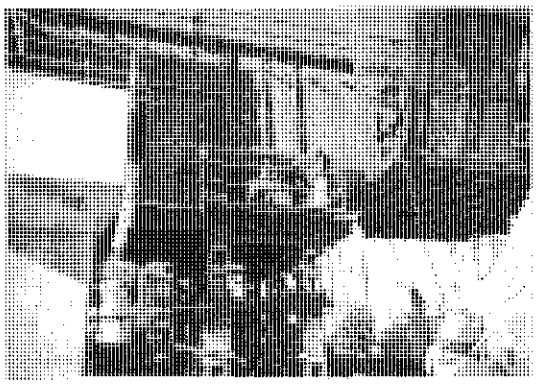


写真 4-5-5-20　ジャッキダウン設備

6) キャンバー計測

キャンバー経過計測（しゅん功）　　検測日　H13. 7. 31

	P12(A1)	D1b	D2b	D3b	D3e	D3g	D3i	D2d	D1d	P13(A2)
	①	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑫
鋼棒計画高 GH8	11,710	11,853	11,947	12,016	12,070	12,116	12,157	12,193	12,222	12,250
鋼棒実測高 GH8	11,710	11,849	11,936	12,000	12,052	12,100	12,145	12,187	12,221	12,250
差	0	-4	-11	-16	-18	-16	-12	-6	-1	0

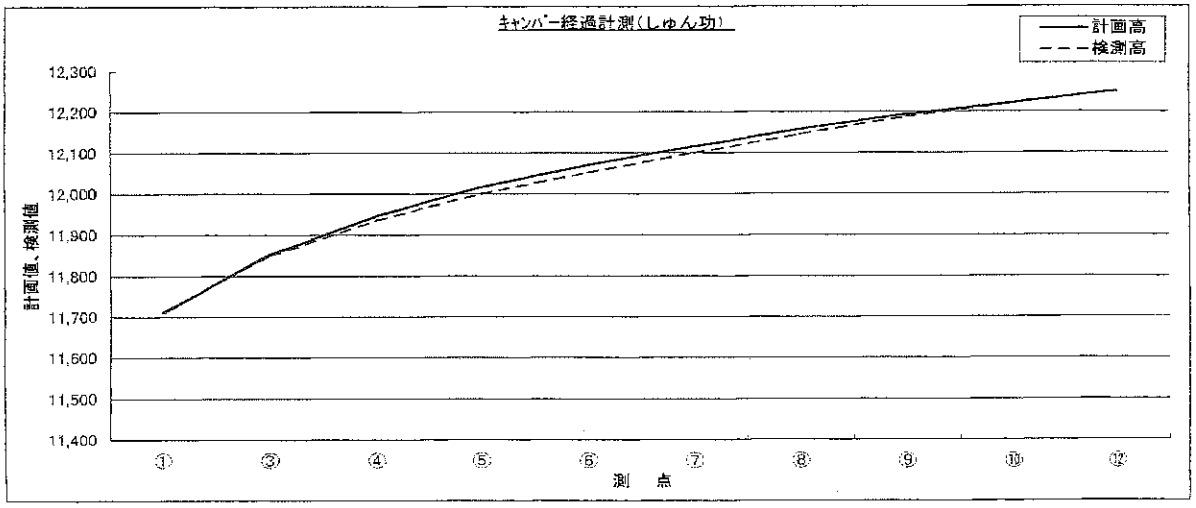


図 4-5-5-14　キャンバー経過計測

国土交通省のしゅん功検査・監査時に実車によるたわみ試験（河川上のため光学式：CCD 方式）を実施したが、設計たわみ量 38.70 mmに対する実測たわみの換算値は 15.84 mmであった。この結果、実測と設計たわみ量の比は 0.41 であった。

カ、被覆コンクリート

1) 大場川橋りょうは、床版コンクリートを施工するとともに、騒音対策として箱桁内に制振コンクリート（t =15 cm）及び景観を兼ねて腹板外部側に被覆コンクリートを施工した。

2) 被覆コンクリートは設計厚さ t =15 cmであったため、振動によるひび割れ、落下が心配された。桁下には、主要地方道及び市道があることから埋設型枠（PIC フォーム t =20 mm）を型枠として取り付け、内部にコンクリート（21N/mm²）を打設した。

なお、最上段パネルをセットすると打設口が設けられないことから最上部は無収縮モルタルを充填した。

3) 無収縮モルタルの充填

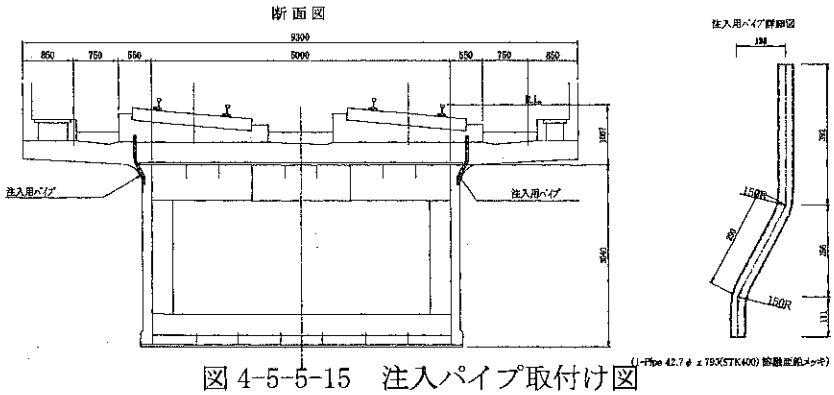


図 4-5-5-15　注入パイプ取付け図

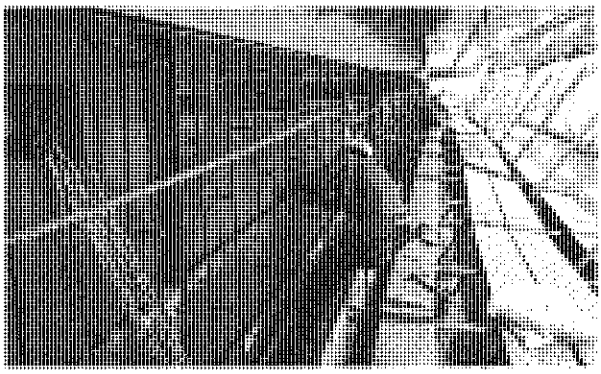


写真 4-5-5-21 埋設型枠取付けプレート設置

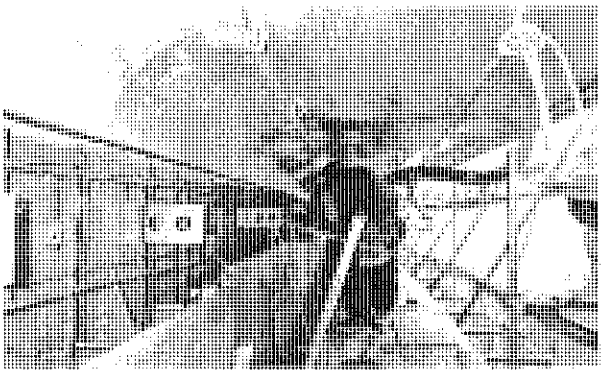


写真 4-5-5-22　コンクリート打設

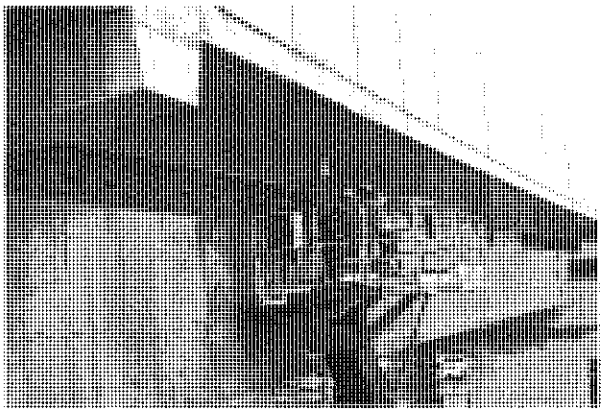


写真 4-5-5-23　上部埋設型枠取付け

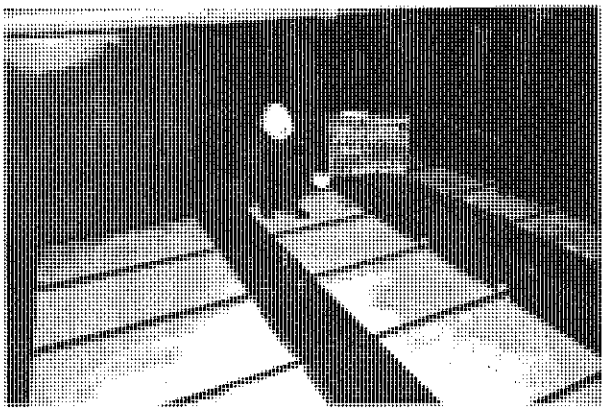


写真 4-5-5-24　制振コンクリート打設

キ、工事工程

表 4-5-5-4 に工程表を示す。

表 4-5-5-4　工事行程表

工事工程表　　自）平成11年 3月30日　至）平成13年 7月27日

工　種	数　量	単位	平成12年 5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	平成13年 1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	備考
準備工）																		
準備・防片付け	1.0	式	準備工														防片付け	
仮設桟橋工）	1.0	式		設　置												撤去		
仮設備工）																		
ベント設置撤去	7.0	基				設置					撤去							
吊り足場設置撤去	1.0	式					キャッチネット,吊り足場設置								撤去			
板張り防護設置撤去	1.0	式																
架設工）																		
沓据付工	6.0	基					仮置き				ゴム沓固定				水平沓固定			
桁架設工	392.363	t					架設											
高力ボルト締付工	13,128	本																
現場溶接工(6mm換算)	6,526.7	m																
塗装工）	582.5	m^2									基礎部現場塗装							
コンクリート工）	1.0	式																

3. 荒川橋りょう

(1) 概　要

荒川橋りょうは、秋葉原起点 8 km 489mに位置し、一級河川荒川（幅員 428m）を渡る JR 常磐線及び東京メトロ千代田線の下流側に並行して架かる橋りょうである。

本橋は、渡河部が湾曲部にあたること、また、隣接橋であることなどから河川管理者との協議において中央スパンが 192.85mとなる 3 径間連続トラス橋となり、鉄道単独橋としては国内最長スパンとなった。

図 4-5-5-16 に全体図を示す。

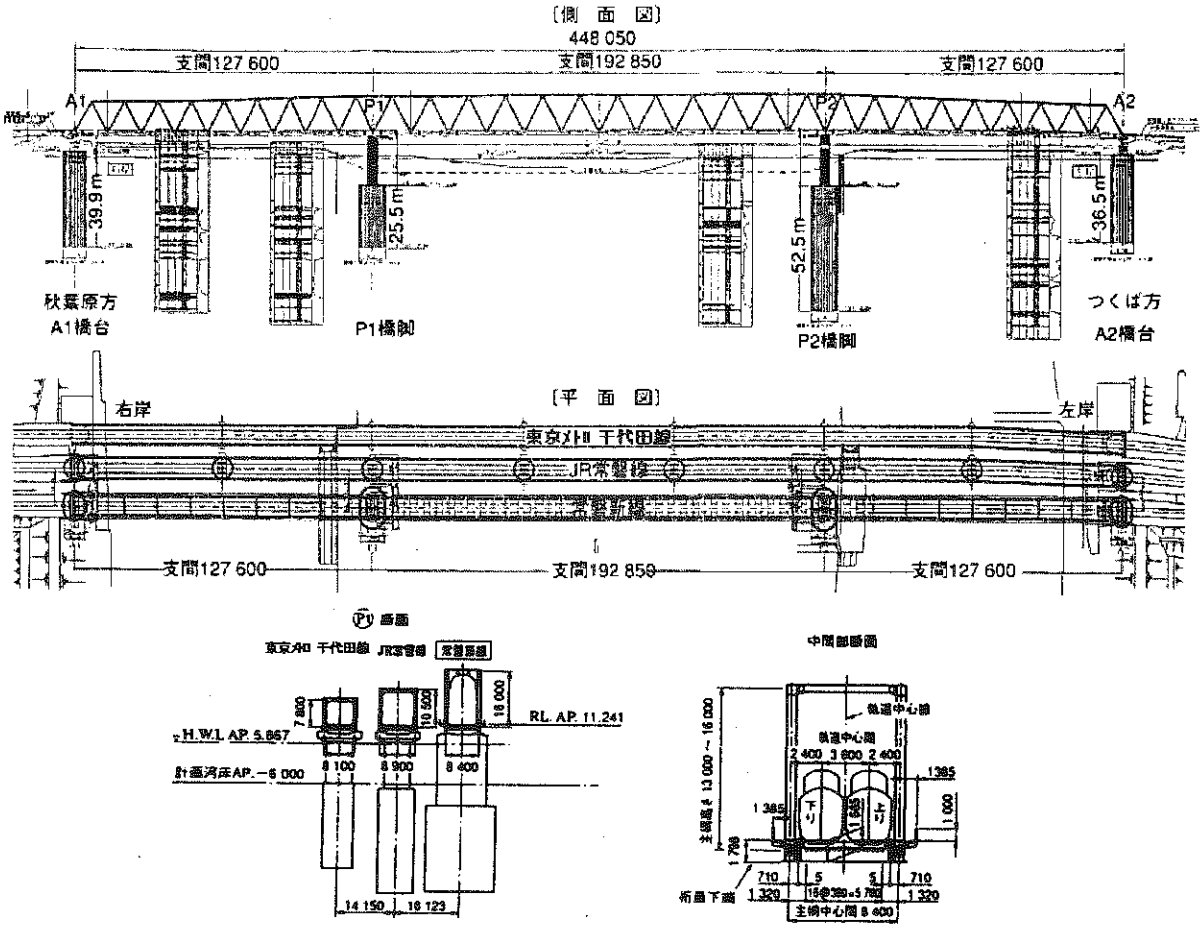


図 4-5-5-16　荒川橋りょう全体図

(2) 地　質

本橋付近の地質は、P1 付近は上部 5～6mが砂層、その下はN値 0～4 程度のシルト質粘土層が 15m続き、N値 10～45 程度の砂層が更にあって、砂質シルトの互層を経て、-36～-37m付近にN値 50 以上の支持層となる上部東京礫層がある。

P2 付近の地質は、上部 2～3mが砂層、その下はN値 0～4 程度のシルト質粘土層が約 16m続き、N値 20～30 程度の砂層が更にあって、-36m付近にN値 50 以上の砂質シルトが約 3mある。更に深部にはN値 10 程度のシルト質が約 25m続き約-62～-63m付近に支持層となるN値 50 以上の下部東京礫層がある。

図 4-5-5-17 に荒川橋りょう付近地質図を示す。

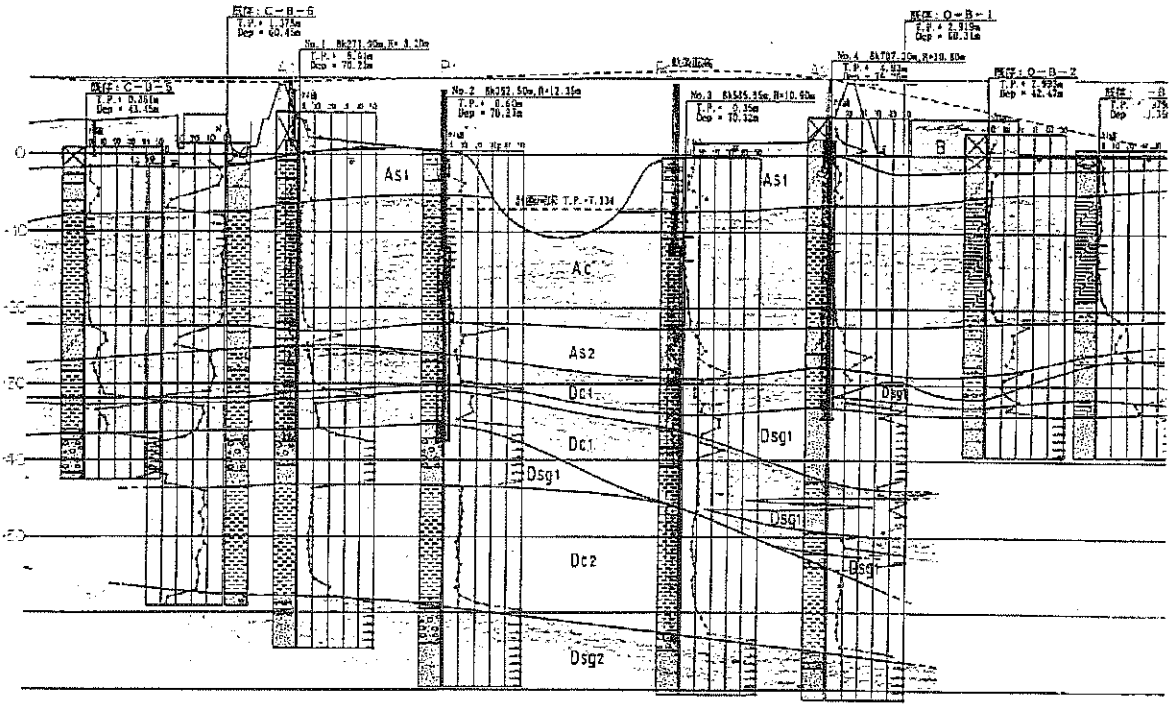


図 4-5-5-17　荒川橋りょう付近地質図

(3) 施　工

荒川橋りょうは、JR 常磐線と近接しての施工となるため、下部工及び上部工の慎重な施工を行った。

① 下部工

ア、下部工の形状

基礎構造は、以下に示す理由により鋼管矢板井筒基礎とした。(図 4-5-5-18)

1) 近接する既設橋りょう構造物に対する影響が最も少ない施工方法とする。

2) 長大スパン橋りょうのため鉛直荷重が大きくなる。

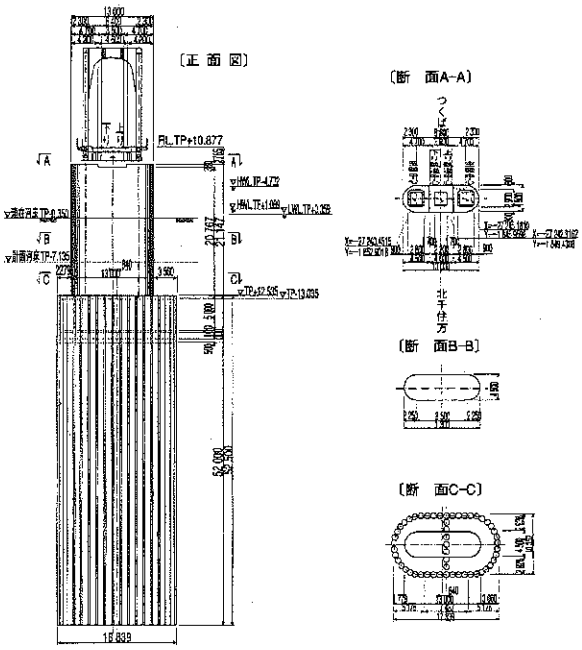


図 4-5-5-18　橋りょう正面図

また、P2 橋脚の支持地盤として、隣接する JR 常磐線の橋脚位置における支持層（-37m付近の砂質シルト）では極めて薄く、長大スパンの地盤反力を十分確保できないことから、JR 常磐線の基礎構造物より深い-62m付近の東京礫層を支持層とした。

イ、構造上の特徴

1) 鋼管と頂版コンクリートとの結合は、営業線に近接していることから、仮締切り時の掘削による鋼管の変位を極力少なくするため差し筋方式を採用し、従来から鉄道橋で施工してきたブラケット方式と比較して、掘削深さをブラケット分の 1.5m程度浅くした。

2) 本橋の上流には JR 常磐線の荒川橋りょうが架設されている。その橋脚の幅を考慮し、本

橋の橋脚最大幅を 4.7m未満とする必要がある。

3) JR 常磐線への影響を極力少なくするため、鋼管矢板の剛性を増加させるため、中埋めコンクリートを 7mとした。

ウ、施工時期

下部工の施工は、河川管理者との協議により、河積阻害等を考慮して渇水期工事で行った。

エ、営業線近接施工

JR 常磐線との離隔は鋼管井筒が 2.2m、杭打ち機は最小で 0.3mとなるため、近接構造物に傾斜計やワイヤー式伸縮計を取付け、施工中の変位を監視する計測システムを構築して施工した。

解析値から 1 次管理値・2 次管理値を定め、1 次掘削から 6 次掘削までの各掘削段階での計測値が理論値を超える場合には、逆解析により最終掘削時の変位量を予測し、早期に対策工を実施した。この方法は、営業線近接工事の合理性・迅速性・安全性向上のため有効であった。

図 4-5-5-19 に 4 次掘削から 6 次掘削と底版コンクリート打設完了後の測定結果を示す。

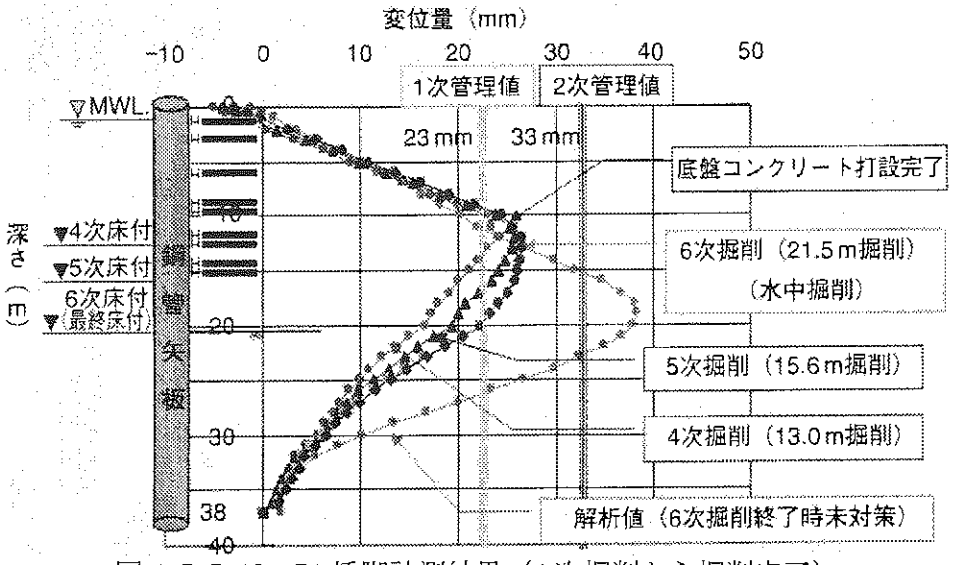


図 4-5-5-19　P1 橋脚計測結果（4 次掘削から掘削完了）

② 上部工

ア、上部工の形状

上部工は、3 径間連続鋼床版低床式下路トラス橋で、諸元を表 4-5-5-5 に示す。

表 4-5-5-5　　橋りょう諸元

形　　式	3 径間連続鋼床版低床式下路トラス橋
線　　数	複線
軌 道 構 造	道床式
列 車 荷 重	M-15
ス　パ　ン	127.60+192.85+127.60＝448.05
主 構 間 隔	8.4m（終点方橋台付近のみ 8.5m）
主　構　高	側スパン 13～16m・中央スパン 16m
鋼　　重	約 4760 t
平 面 線 形	終点方側スパンの一部に緩和曲線あり

イ、構造上の工夫・特徴

長スパン橋りょうであるため、以下のような点を工夫し、鋼材減少を図るとともに、景観にも配慮した。

1) 下弦材と鋼床版を一体化した低床式

下路トラス橋であり、鋼床版にも軸力を分担させ、下弦材断面の経済化を図った。

2) トラスの格点構造は、通常のガセットによる2面添接に対し応力伝達を考慮した4面添接とした。

3) 1 支承当り鉛直反力が橋脚上で最大 23000KN となるため、支承構造を水平力分散構造とし、大規模地震時（L2 相当）でのせん断ひずみに耐え得る構造とした。(写真 4-5-5-25)。

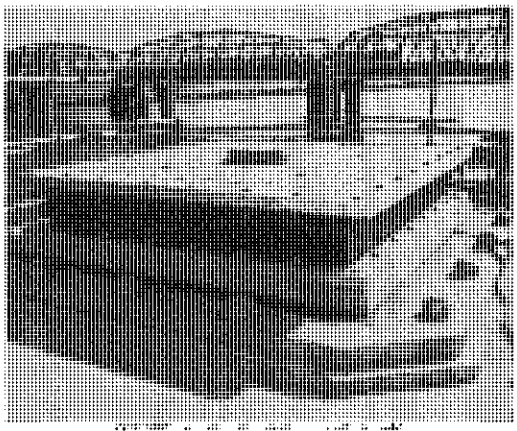


写真 4-5-5-25　ゴム支承

4) 高水敷に運動公園などがあることから、周辺環境に合った明るい色彩を取り入れ、耐候性鋼材に着色型錆安定化処理を施した。

③ 桁架設

ア、架設の順序と工法（図 4-5-5-20～21)。

1) スッテプ 1（秋葉原方側径間架設）　：クローラクレーン

2) スッテプ 2（つくば方側径間架設）　：クローラクレーン

3) スッテプ 3（中央側径間架設）　：トラベラクレーンによる張出し工法

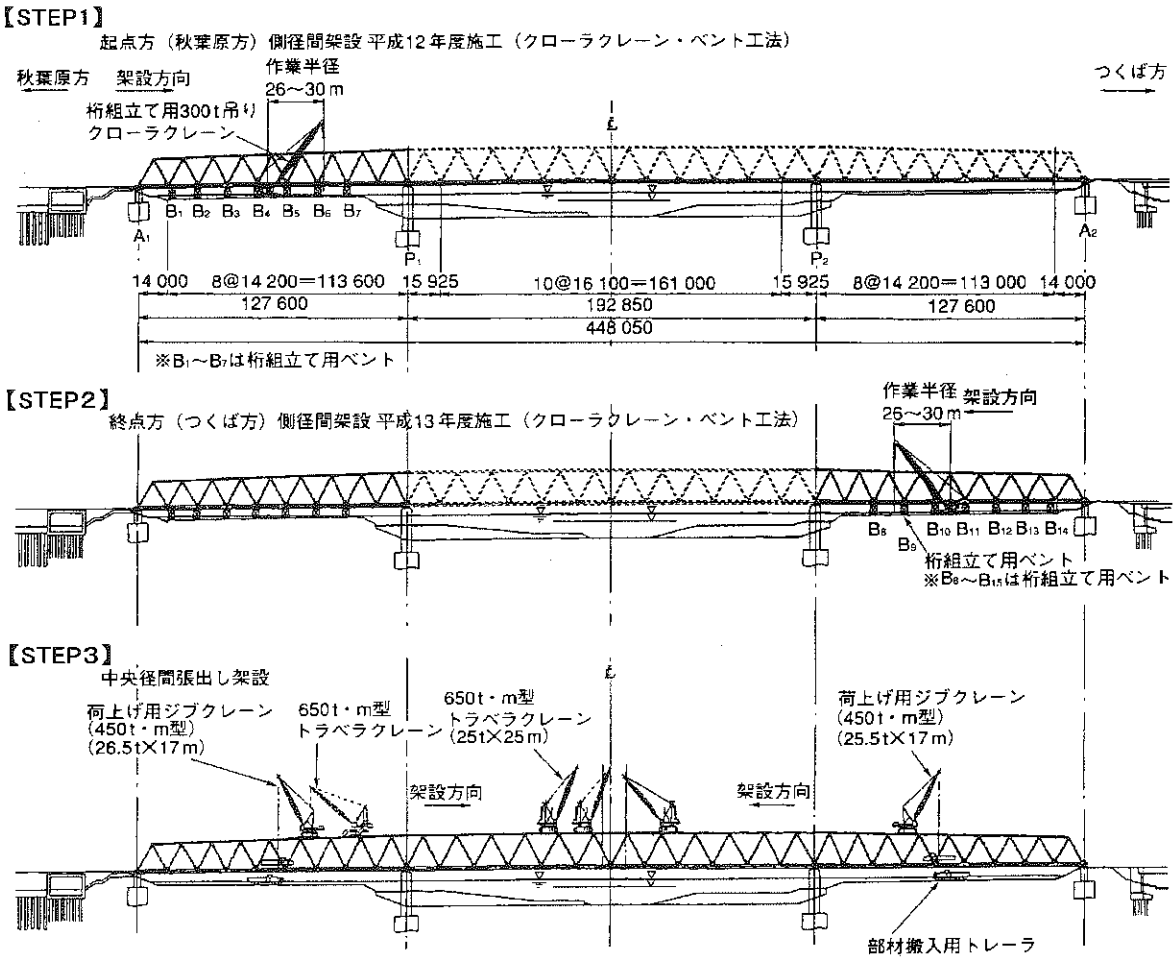


図 4-5-5-20　架設要領図①

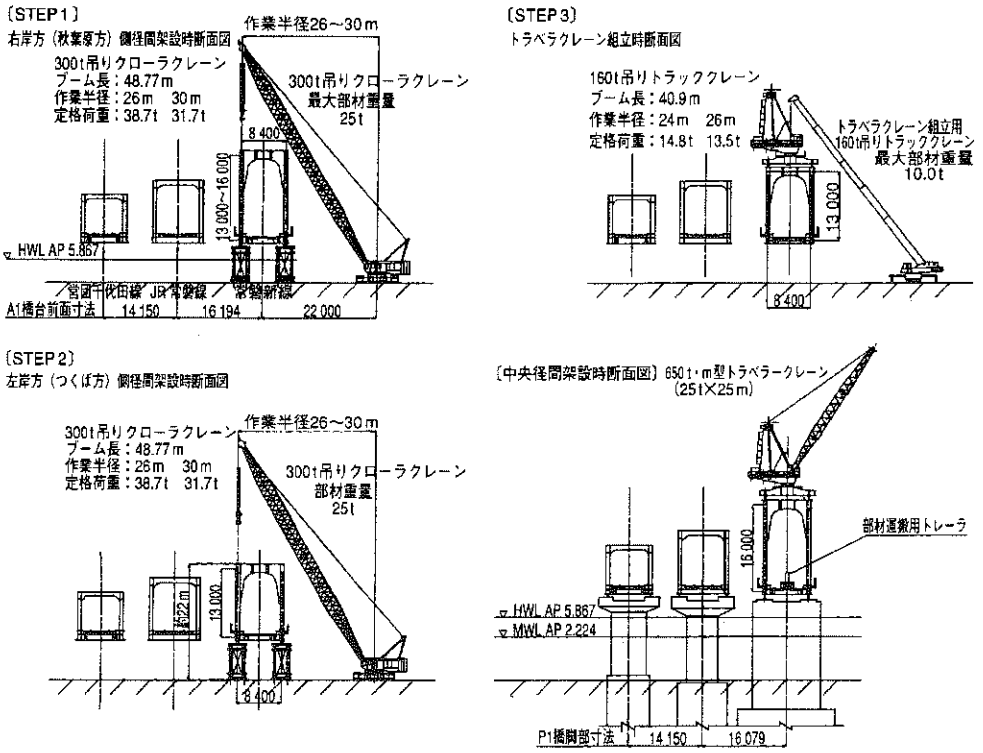


図 4-5-5-21　架設要領図②

イ、架　設

1) 架設は、河川占用条件により、第1渇水期（平成12年11月～平成13年5月）に秋葉原方側径間を、第2渇水期（平成13年11月～平成14年3月）につくば方側径間を施工した。

2) 引き続き中央径間の架設を行うため、平成14年3月より、両側径間上弦材上に架設クレーン（650 t 型トラベラクレーン）及び荷揚げクレーン（450 t 型ジブクレーン）を設置し、張出し架設を行った。張出し架設は、下弦材→斜材→上弦材→鋼床版や上横溝の順に架設し、これを1パネルとして順次架設し、中央径間中央部にて桁閉合（平成14年7月）した。

3) 閉合後は、各支点において所定の位置まで降下作業を行い、ゴム沓と桁とを連結し、温度及び残キャンバーによる移動量を算定し、ゴム沓に与変形を与えた。

これらの閉合から、支点降下の一連の作業は、張出し架設に伴う片持ち梁系の主構応力を支点降下によって完成系である 3 径間連続桁系に残留させないモーメント連結法の採用手順となる（表 4-5-5-6）。

	変位図	曲げモーメント図	備　考
桁降下前（閉合直後）			架設系の曲げモーメントが作用
桁降下後			上図の状態に桁降下に伴う曲げモーメントが加算され、結果として3径間連続梁系の曲げモーメントが作用

表 4-5-5-6　モーメント連結法の概要

ウ、中央径間の閉合

中央径間架設の最終段階となる閉合作業の手順は次のとおりである（図 4-5-5-22、4-5-5-23）。

併合は、下弦材（30～32）→斜材（30～31）→斜材（31～32）→上弦材（31～33）→上弦材（29～31）→鋼床版（30～32）→上横溝（29～33）の順序により落とし込み閉合を行った。

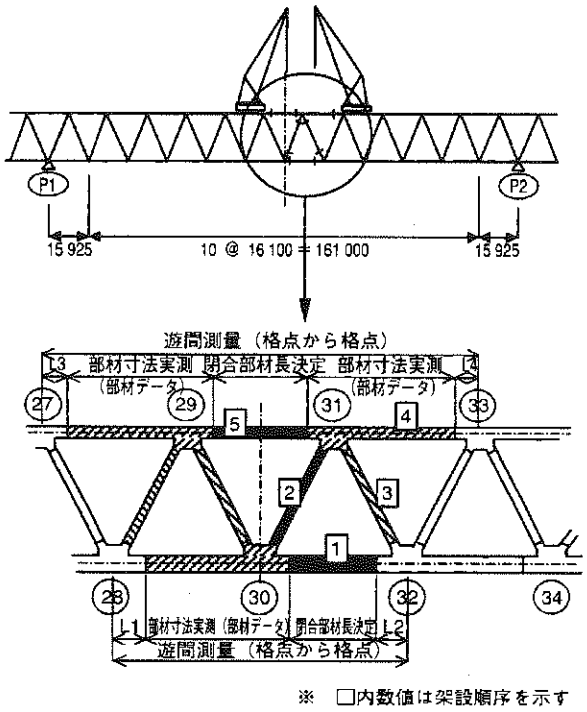


図 4-5-5-22　閉合要領図

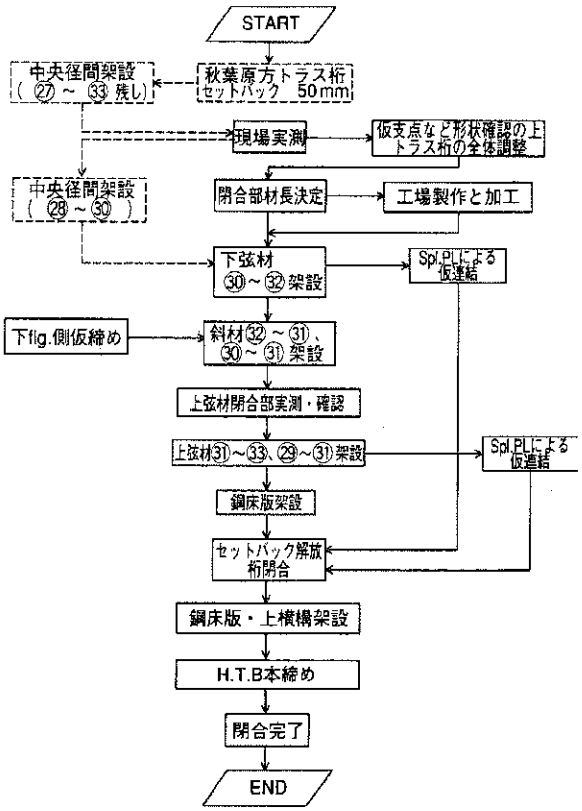


図 4-5-5-23　閉合作業フローチャート

エ、架設精度管理

架設精度管理は、1パネルの架設完了ごとにたわみ、高さ及び通りを調査した。

1) 架設時のトラス桁のたわみ量を求めるため、鋼重と実際に載荷する架設材を想定した荷重状態での構造解析（立体骨組構造）を行った。

2) 上記より求めた解析値よりステップごとの値を求め、これを計画値として管理した。

3) 管理限界値は、中央スパン長が 192.5m と長くキャンバー許容値が±100mm を超えるため、中央径間閉合直前で鉛直・水平相対差±50mm とした。これは、構造解析よりトラス桁の変位量の許容限界値である。

4) 結果として、閉合時の相対差は鉛直・水平ともに数mmの値であった。また、桁を降下（応力導入）し、各支点の調整後の最終高さ誤差は、最大で+26 mm（桁中央部）であった。

オ、架設時の支点構造

架設完了後の本設沓への盛替えが困難なことから、架設時はすべての支点で本設沓上にサンドルを設置し、その上に架設沓を設けることで橋全体を支持するものとした（図 4-5-5-24)。

架設沓の構造決定にあたっては、次のことに配慮した。

1) 本設沓（ゴム沓）上にサンドル架台を設け、鉛直荷重が一様に分散し、偏荷重が発生しない構造とする。

2) 架設時に作用する水平力に対しては、本設沓の周囲 4 面をジャッキングブラケットで受けて固定することにより、有害なせん断変形が起きない構造とする。

3) 架設用沓は、橋体の変形に追随できるように回転機能を有する構造とする。

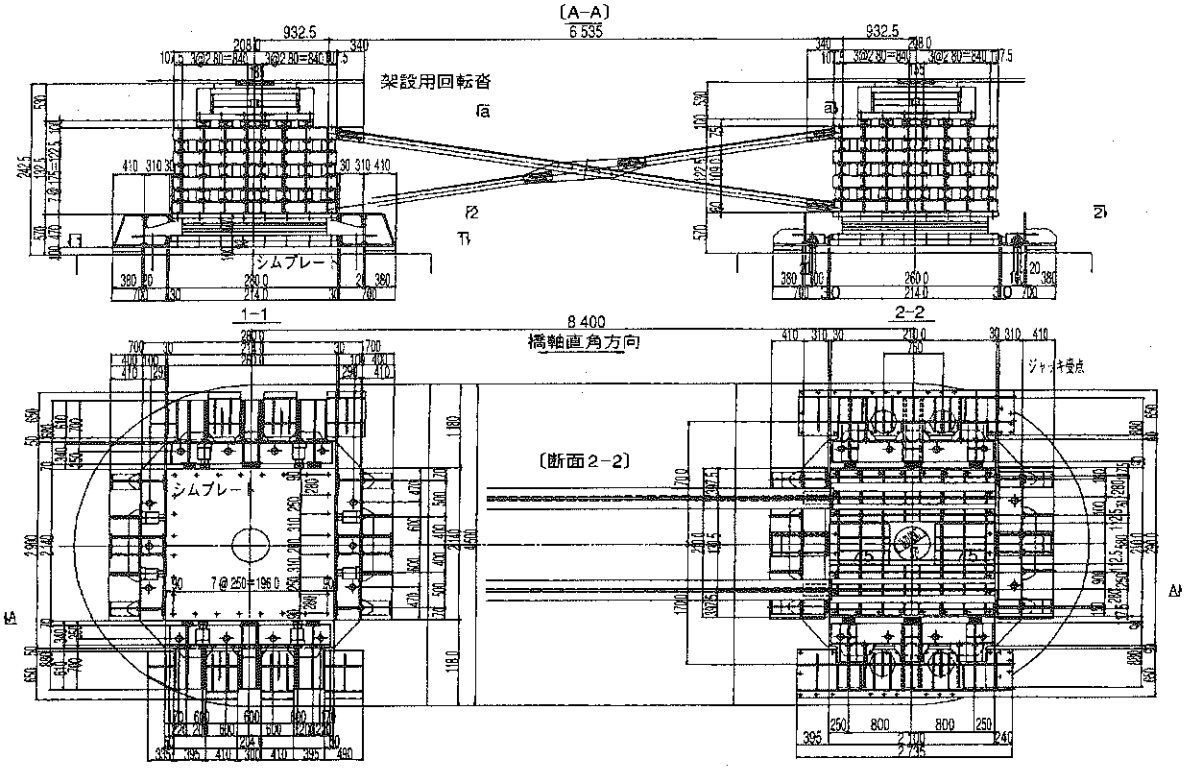


図 4-5-5-24　橋脚部の架設時支点構造

カ、架設時の安全性の確認

架設時、側径間部は単純桁系となり、また中央径間部は張出し架設系となるため、各構造系において、以下の内容について事前に架設計算を実施し、安全性を確認した。

1) 完成系が 3 径間連続桁に対して、側径間部の完成時は単純桁系となるため、単純桁として主応力部材の応力照査を行い、応力的な安全性を確認した。

2) スパン中央部で閉合直前は、張出した先端に閉合部材を吊ったトラベラクレーンが載荷されたゲルバー桁系になり、中間支点に大きな負曲げが発生することや、端支点には上揚力が発生する可能性があることから、それぞれについて主構造部材の応力照査、橋体の転倒に対する安全照査を実施し、安全であることを確認した。

3) 部材応力の計測点を各径間の支点中央部と中間支点部の上下弦材及び鋼床版について行い、ステップごと、閉合前後、桁降下前後について計測し、解析値に対して実測値が下回ったことから安全であることを確認した。

4) 桁降下による応力導入も確認し、「モーメント連結法の妥当性」を確認した。

(4) 安全対策

① 営業線近接施工

近接する JR 常磐線に工事用列車接近警報機器、工事用列車防護装置の設置及び施工箇所ごとに列車見張員、重機誘導員を配置した。

中央径間の張出し架設用トラベラクレーンは全旋回仕様であるため、営業線への旋回を制限するための制限装置を装備するとともに、転落防止金具を設置した。

② 航行船舶の安全確保

河川の航路上となる中央径間部の張出し架設にあたっては、架設ステップに応じた作業区域に手動式の防護工を設置した（写真 4-5-5-26）。

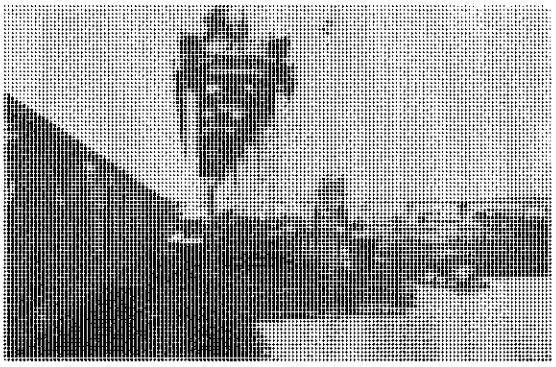


写真 4-5-5-26　移動防護工

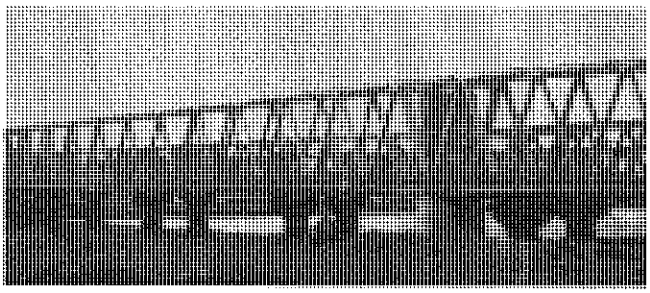


写真 4-5-5-27　荒川橋りょう完成

荒川橋りょう工事の下部工は、平成 9 年 11 月より工事に着手し、平成 12 年 5 月に完了、上部工は、平成 12 年 11 月より工事に着手し、平成 14 年 7 月末に中央部にて閉合を完了した（写真 4-5-5-27）。

4. 江戸川橋りょう（西工区）

(1) 概　要

江戸川橋りょう（秋葉原起点 20 km 358m～20 km 776m、L=418m）は、埼玉県三郷市と千葉県流山市の県境に位置する江戸川に架かる 4 径間連続下路トラスである。三郷中央駅と南流山駅の位置関係及び江戸川をできるだけ直角で渡河するルートのため、起点側 R=800m、終点側 R=1,100m の S 字を描くトラス桁となっている。両側径間部は河川高水敷部、中央径間部は全て流水部の工事となった。

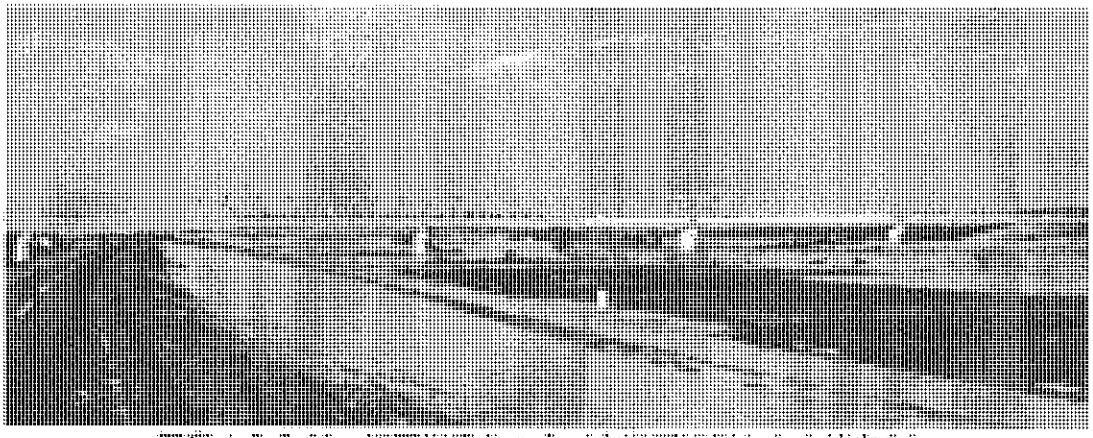


写真 4-5-5-28　江戸川橋りょう（右岸下流側から上流方向）

本工事は、4 径間連続下路トラスの内、埼玉県三郷市側 2 径間部（L=209m）の鉄桁製作・運搬と 1 径間（L=114m：10 パネル分）の架設及び橋面工の施工である。

主な工事数量としては、鉄桁製作運搬及び同架設各 1 連、床版鉄筋コンクリート 336 ㎥、耳桁鉄筋コンクリート 89 ㎥、制振コンクリート 43 ㎥、支点横桁充填コンクリート 44 ㎥、防音壁 221m であり、工事着手は平成 13 年 3 月、しゅん功は平成 14 年 12 月である。

本工事の特徴としては、以下の点が上げられる。

① 通年による河川内工事であるが、鉄桁架設を渇水期施工、橋面工種を出水期施工とし、河川管理上の配慮のもとで施工した。

② 縦桁及び横桁は、完成後における環境保全対策上より、騒音・振動軽減のために腹板面に制振コンクリートを施工した。また、始点箱桁においてもコンクリート充填を行なった。

③ 架橋部は江戸川河川敷部に当たるが、グランド整備が施され、多目的な広場が近接することとなるため、景観に配慮した塗装を施した。

④ 中間橋脚は高水敷部に当たるが、支承点検のため、橋面より移動可能なように点検扉・橋脚手摺及びタラップを設置した。

⑤ 完成形においては4径間連続トラスであるが、東西2工区での施工となっているため、橋体閉合を行なった。

⑥ 支承形式において、橋体閉合時での作業スペース確保及びゴム沓の施工作業性を考慮し、ペデスタルフレームを採用した。

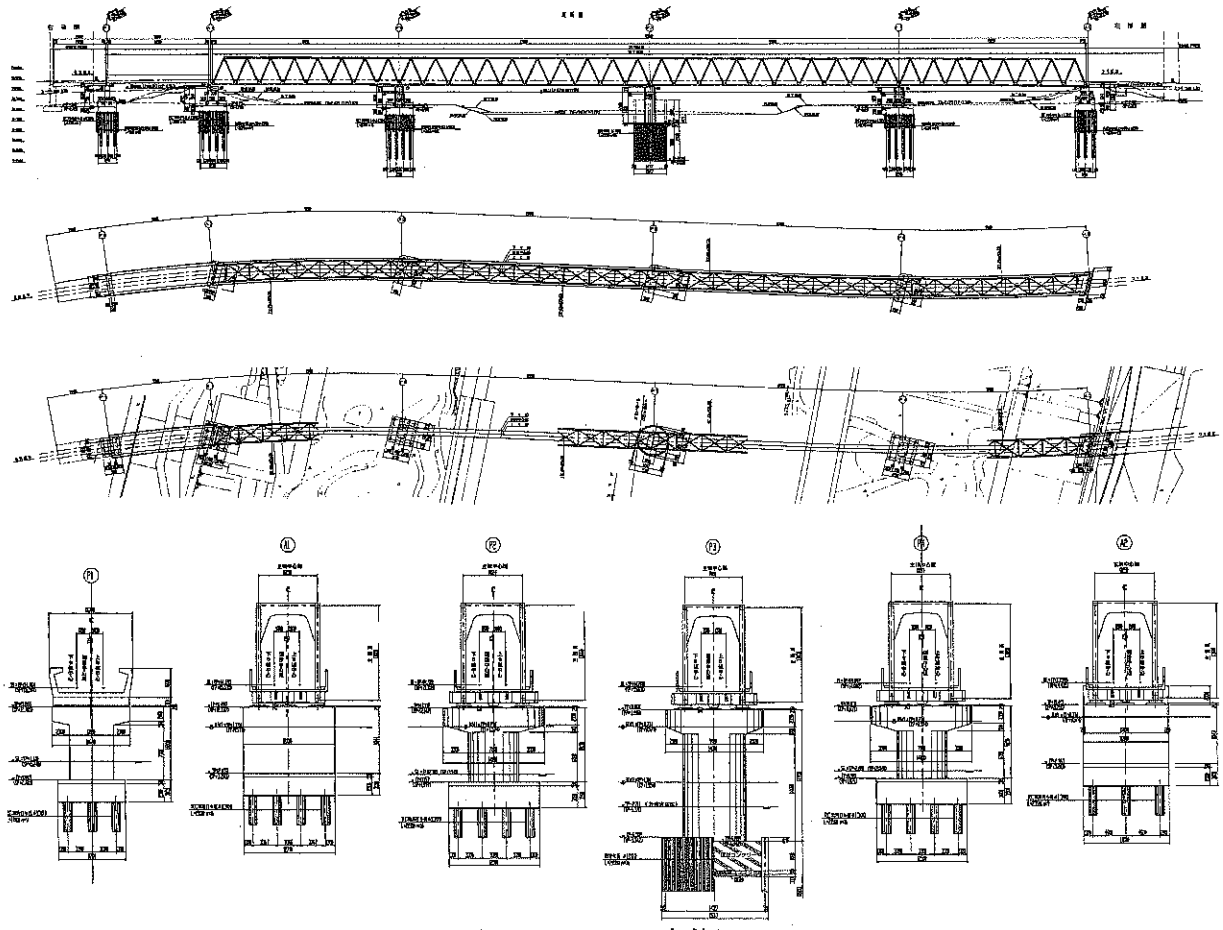


図 4-5-5-25　全体図

(2) 施　工

江戸川橋りょうは、4径間連続下路トラス形式で、両側径間は江戸川河川高水敷部、中央径間部は全て流水部であることから、側径間部をベント・トラッククレーン架設、中央径間をトラベラークレーン張出し架設工法によった。本工区は埼玉県三郷側径間部 A1～P2 間（L=114

m：10 パネル分）の鋼桁架設（渇水期でのベント・トラッククレーン架設）及び橋面床版工の施工である。

工事全体の施工フローを図 4-5-5-26 に示す。

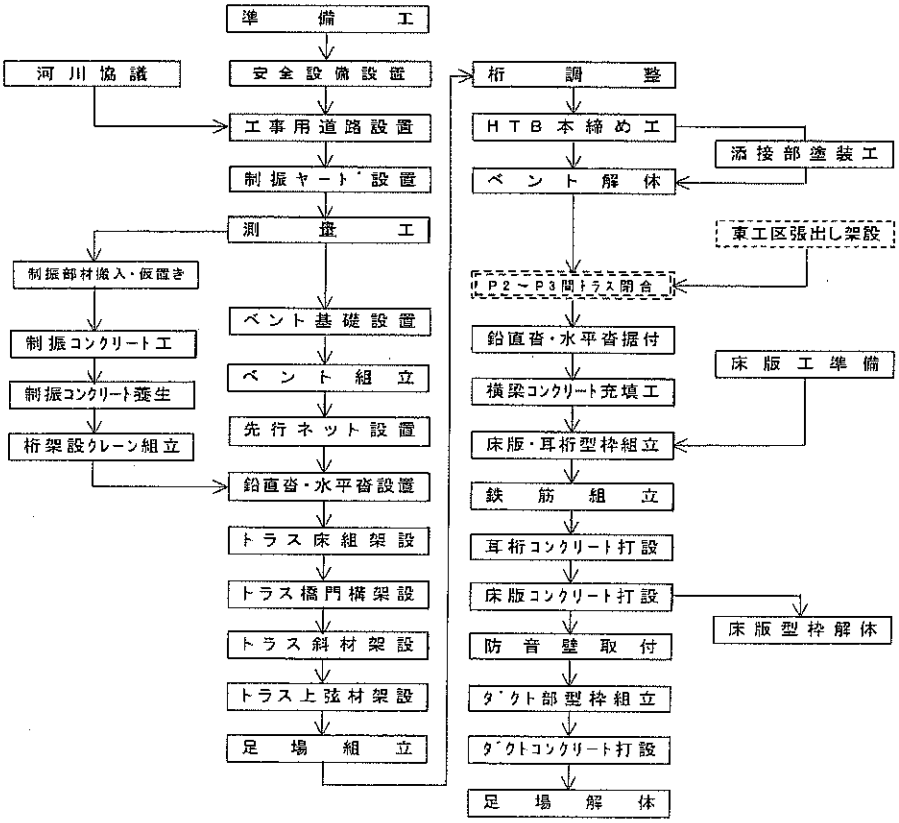


図 4-5-5-26　施工フローチャート

① 昇降設備・ベント基礎

当該鋼桁の架設地は江戸川の高水敷部であり、クレーンの進入も可能であったため、渇水期にベント・トラッククレーンを使用して施工した。(図 4-5-5-33 参照)

ア、昇降設備

1) 橋脚昇降設備

測量作業及び桁架設時の橋脚上への昇降のため、P2 橋脚にビティー形式からなる昇降設備を 1 基設置した。

2) 橋脚・橋台上手摺設備

橋脚上での作業時の転落防止のため、手摺設備を設置した。また、トラス架設後、桁下吊足場と接続した。

イ、ベント基礎工

仮受けのため、ベント基礎を 7 基設置した。

1) コンクリート張ブロック基礎

A1 橋台側は、コンクリート張ブロックであったため、土嚢積み形式による鋼板基礎とした。(B1・B2・B3：3 基分)

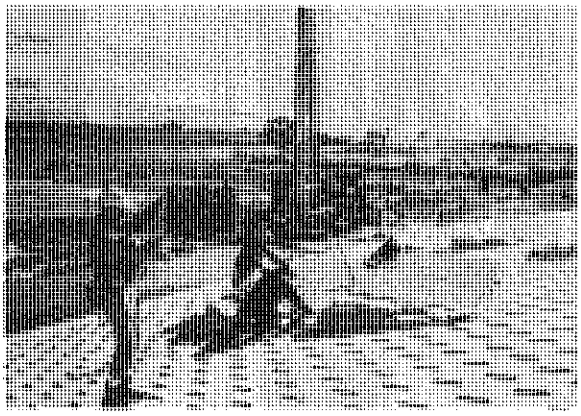


写真 4-5-5-29　ベント基礎工設置状況

2) 高水敷部基礎

高水敷部は、通常の鋼板基礎とした。(B4・B5・B6・B7：4基分)

ウ、ベント組立工

1) 材料搬入時に材料検収を行ない、ベント組立前に組立位置を測量した。

2) 組立は測量墨を基準とし、P2 より A1 方向（B7,6,5,4,3,2,1）とし、25 t 吊油圧クレーンにて行なった。

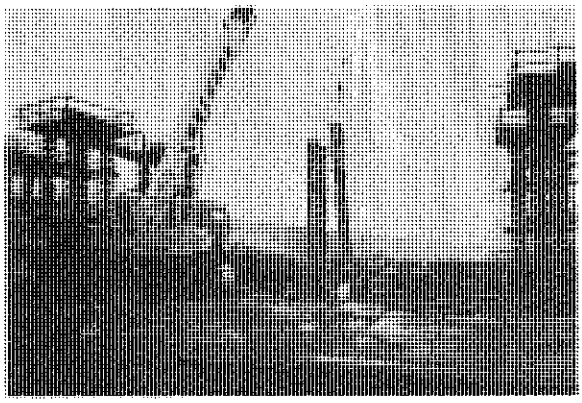


写真 4-5-5-30　ベント組立状況

3) ベント組立時、昇降梯子及び墜落防止としてセーフティーロックを設置した。

4) 組立完了時にはボルト締結状況を点検し、ベント組立完了後、墜落防止用に先行ネットを施工した。

② 支承工

支承工は、鉛直荷重を支持するゴム沓（分散型）と、移動制限する水平沓の 2 タイプとした。また、ゴム沓形式において、東西トラス閉合のための作業スペース確保及び施工時の作業性を配慮して、ペデスタルフレーム方式とした。

ア、桁架設に際しては、予め鋼桁架設完了後の支承の固定方法及び固定時の変位量について検討を行なった。

鋼桁架設完了後に支承を固定する場合、主桁に床版コンクリート・バラスト等の死荷重分のキャンバーが残された状態で支承を固定することとなる。これにより、橋りょう完成時点において、主桁は残キャンバーにより橋軸方向に変位することとなるため、この変位量を考慮して支承を固定する必要があった。

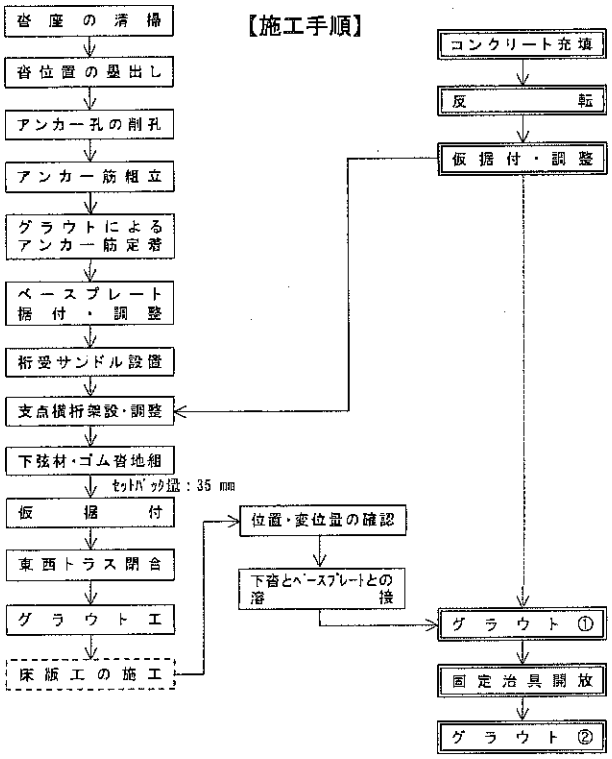


図 4-5-5-27　支承工施工フローチャート

また、桁の標準温度 20℃に対する支承固定時の温度との差による桁の伸縮量も考慮することとした。

1) 残死荷重による桁変位量の算出

本橋りょう設計図面の応力表より、残死荷重による各支点の橋軸方向変位量は次表のとおりであった。なお、起点側への変位を（-）、終点側への変位を（+）としている。

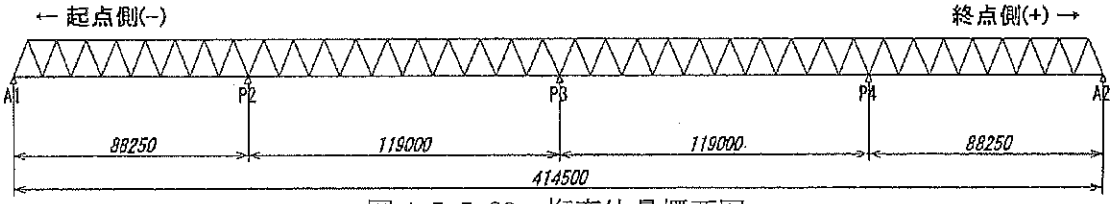


図 4-5-5-28　桁変位量概要図

表 4-5-5-7　桁変位量算出表

			A1	P2	P3	P4	A2
残死荷重	①	防音工(RC耳桁)	+0.9	+0.3	0.0	-0.3	-1.0
	②	床版・勾配コンクリート	+5.2	+1.7	+0.4	-1.4	-5.2
	③	地覆・ダクト・バラスト止め	+0.7	+0.3	0.0	-0.3	-0.7
	④	バラスト	+3.8	+1.6	+0.1	-1.4	-4.0
	⑤	軌道	+0.3	+0.1	0.0	-0.1	-0.3
	⑥	防音壁・ケーブル	+1.0	+0.5	0.0	-0.4	-1.0
合　計			+11.9	+4.5	+0.5	-3.9	-12.2

2) 温度変化による桁伸縮量の算出

1℃当たりの温度変化に伴う桁の伸縮量（S）は、下記の式により算出した。

なお、本橋の伸縮中立軸はP3とする。

$S_{1\sim5}=d\times L$　　d：熱膨張係数（12×10^{-6}）

L= 支間長

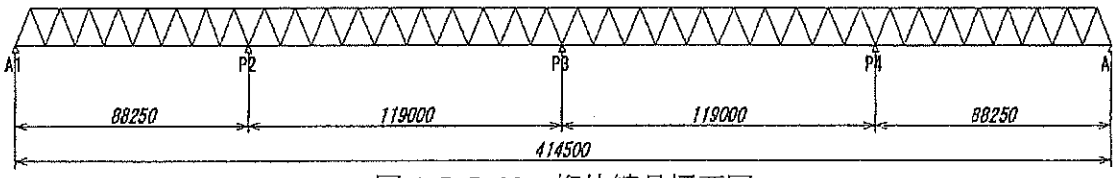


図 4-5-5-29　桁伸縮量概要図

- A1 橋台　$S_1=d\times L=12\times10^{-6}\times$（88250+119000）=2.5 mm
- P2 橋脚　$S_2=d\times L=12\times10^{-6}\times119000=1.5$ mm
- P3 橋脚　$S_3=d\times L=12\times10^{-6}\times0=0.0$ mm
- P4 橋脚　$S_4=d\times L=12\times10^{-6}\times119000=1.5$ mm
- A2 橋台　$S_5=d\times L=12\times10^{-6}\times$（119000+88250）=2.5 mm

3) 支承固定時変位量の算出

ゴム沓は、標準温度 20℃で全死荷重載荷時に中心線が一致することを目標に据付けなければならない。したがって、ゴム沓固定時の気温と残死荷重（残キャンバー）による中心線のズレ量（変位量）を以下の通り算出した。

中心線のズレ量 = 気温による桁の伸縮量 + 残死荷重による変位量

表 4-5-5-8　支承変位量算出表

気温	A1	P2	P3	P4	A2
-10	86.9	49.5	0.5	-48.9	-87.2
-9	84.4	48.0	0.5	-47.4	-84.7
-8	81.9	46.5	0.5	-45.9	-82.2
-7	79.4	45.0	0.5	-44.4	-79.7
-6	76.9	43.5	0.5	-42.9	-77.2
-5	74.4	42.0	0.5	-41.4	-74.7
-4	71.9	40.5	0.5	-39.9	-72.2
-3	69.4	39.0	0.5	-38.4	-69.7
-2	66.9	37.5	0.5	-36.9	-67.2
-1	64.4	36.0	0.5	-35.4	-64.7
0	61.9	34.5	0.5	-33.9	-62.2
1	59.4	33.0	0.5	-32.4	-59.7
2	56.9	31.5	0.5	-30.9	-57.2
3	54.4	30.0	0.5	-29.4	-54.7
4	51.9	28.5	0.5	-27.9	-52.2
5	49.4	27.0	0.5	-26.4	-49.7
6	46.9	25.5	0.5	-24.9	-47.2
7	44.4	24.0	0.5	-23.4	-44.7
8	41.9	22.5	0.5	-21.9	-42.2
9	39.4	21.0	0.5	-20.4	-39.7
10	36.9	19.5	0.5	-18.9	-37.2
11	34.4	18.0	0.5	-17.4	-34.7
12	31.9	16.5	0.5	-15.9	-32.2
13	29.4	15.0	0.5	-14.4	-29.7
14	26.9	13.5	0.5	-12.9	-27.2
15	24.4	12.0	0.5	-11.4	-24.7
16	21.9	10.5	0.5	-9.9	-22.2
17	19.4	9.0	0.5	-8.4	-19.7
18	16.9	7.5	0.5	-6.9	-17.2
19	14.4	6.0	0.5	-5.4	-14.7
20	11.9	4.5	0.5	-3.9	-12.2

気温	A1	P2	P3	P4	A2
21	9.4	3.0	0.5	-2.4	-9.7
22	6.9	1.5	0.5	-0.9	-7.2
23	4.4	0.0	0.5	0.6	-4.7
24	1.9	-1.5	0.5	2.1	-2.2
25	-0.6	-3.0	0.5	3.6	0.3
26	-3.1	-4.5	0.5	5.1	2.8
27	-5.6	-6.0	0.5	6.6	5.3
28	-8.1	-7.5	0.5	8.1	7.8
29	-10.6	-9.0	0.5	9.6	10.3
30	-13.1	-10.5	0.5	11.1	12.8
31	-15.6	-12.0	0.5	12.6	15.3
32	-18.1	-13.5	0.5	14.1	17.8
33	-20.6	-15.0	0.5	15.6	20.3
34	-23.1	-16.5	0.5	17.1	22.8
35	-25.6	-18.0	0.5	18.6	25.3
36	-28.1	-19.5	0.5	20.1	27.8
37	-30.6	-21.0	0.5	21.6	30.3
38	-33.1	-22.5	0.5	23.1	32.8
39	-35.6	-24.0	0.5	24.6	35.3
40	-38.1	-25.5	0.5	26.1	37.8
41	-40.6	-27.0	0.5	27.6	40.3
42	-43.1	-28.5	0.5	29.1	42.8
43	-45.6	-30.0	0.5	30.6	45.3
44	-48.1	-31.5	0.5	32.1	47.8
45	-50.6	-33.0	0.5	33.6	50.3
46	-53.1	-34.5	0.5	35.1	52.8
47	-55.6	-36.0	0.5	36.6	55.3
48	-58.1	-37.5	0.5	38.1	57.8
49	-60.6	-39.0	0.5	39.6	60.3
50	-63.1	-40.5	0.5	41.1	62.8

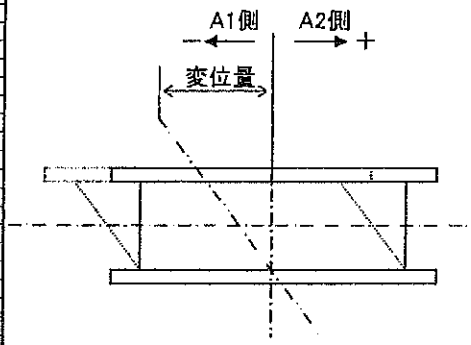


図 4-5-5-30
支承変位量算出概要図

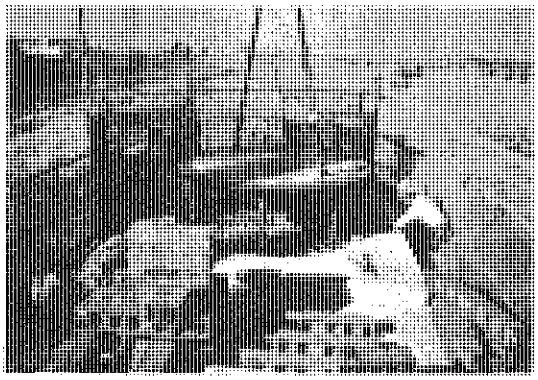


写真 4-5-5-31　ベースプレート据付状況(P2)

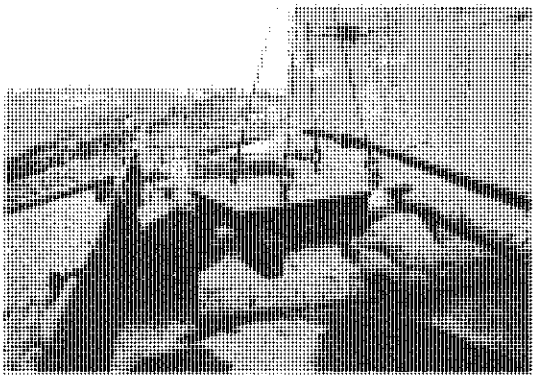


写真 4-5-5-32　水平沓据付状況(A1)

③ 桁架設工

ア、準備工

1) 桁架設に先立ち、ベント上にサンドル及びライナープレートで高さを調整して、桁位置をマークした。

2) 中間橋脚では、ライナー調整したゴム沓と横桁で構成した。

3) 架設に使用する大型クレーンの県道草加・流山線からの搬出入に際し、河川管理道路通用門が支障となったため、一時的な撤去・復旧作業を行なった。

4) 使用クレーンについては、部材重量及び地形条件より必要作業半径を算定し、下表に基いて 360 t 吊油圧クレーンに決定した。

表 4-5-5-9　使用クレーン選定表

種　別	クレーン機種	単位	数量	備考
A1沓据付	200t吊油圧クレーン	台	1	ヘビーリフト
A1端横梁架設	360t吊油圧クレーン	台	1	ヘビーリフト
A1端部トラス架設	200t吊油圧クレーン	台	1	
トラス一般部	100t吊クローラークレーン	台	1	

イ、桁材荷卸しは、工場付け吊金具を使用し、架台上に仮置きした。その際、ウエス及びフィルム等にて養生し、塗装面に損傷のないように注意して作業した。

ウ、桁架設は、工程を勘案し、図 4-5-5-31 に示すフローに、また、トラス部材組立順序は図 4-5-5-32 に示すフローに従ってそれぞれ行なった。

トラス部材組立順序を右記手順に従って行なった。

1) 部材添接は、所定量のドリフトピン及び仮締めボルトにて行なった。

2) 桁架設完了後、油圧ジャッキを用いてキャンバー調整を行なった。

なお、P2 及び P3 間において桁閉合となったため、同箇所においては高力ボルト締付完了後に下表のとおり上越し形状とした。

表 4-5-5-10　上越し量表

箇　所	単位	下り線主構	上り線主構	備考
A1	mm	18	0	
P2	mm	330	314	

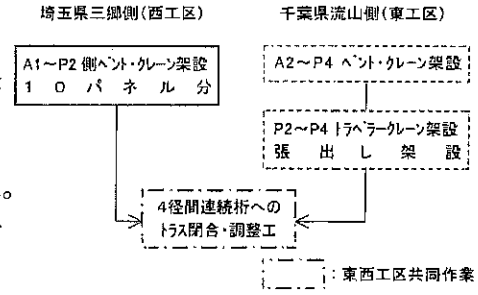


図 4-5-5-31　桁架設フローチャート

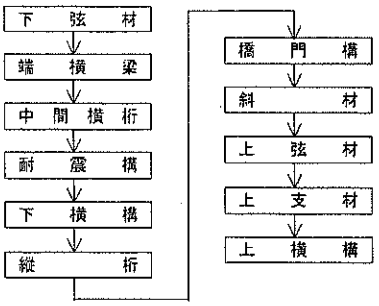


図 4-5-5-32　トラス部材組立フローチャート

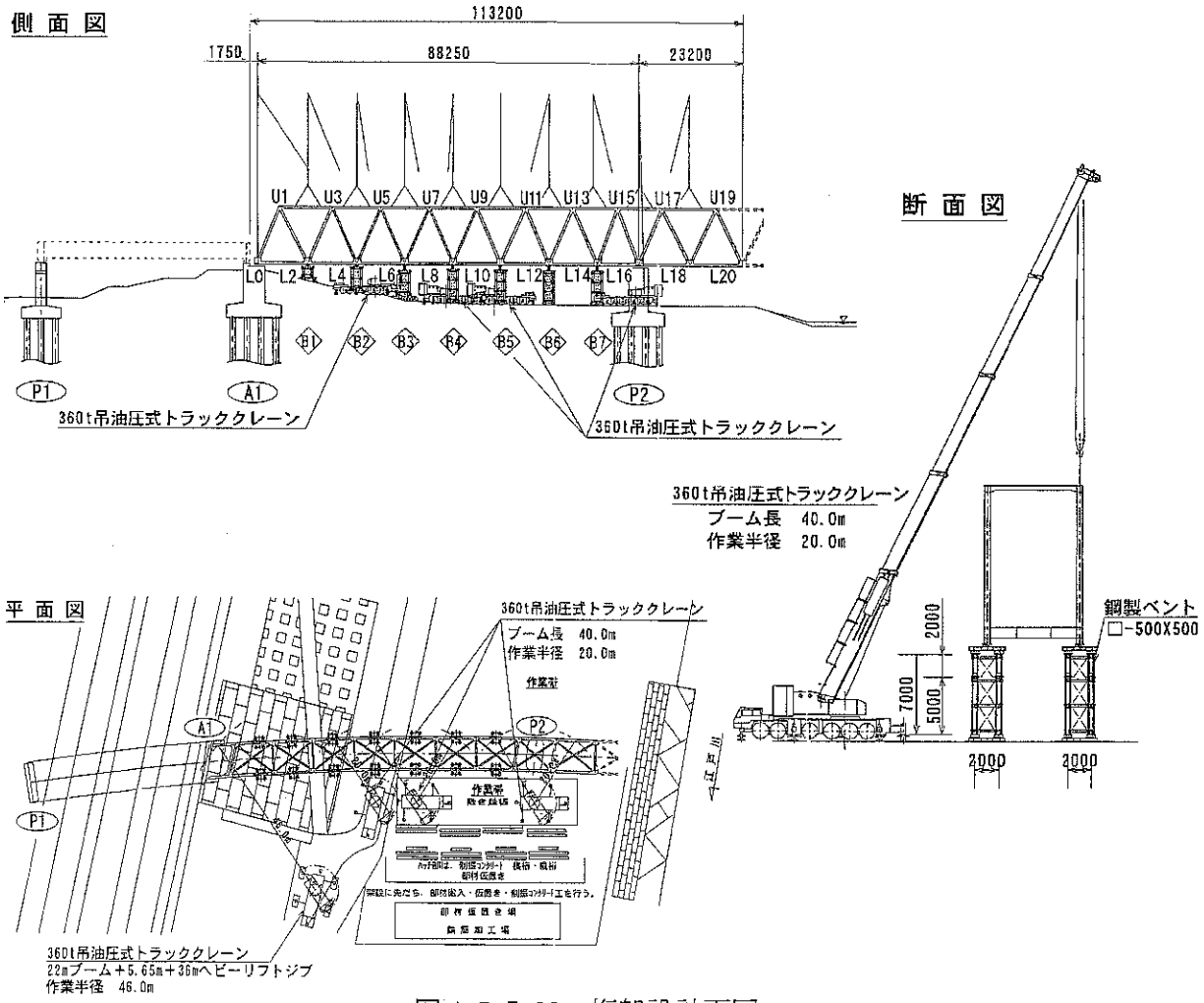


図 4-5-5-33　桁架設計画図

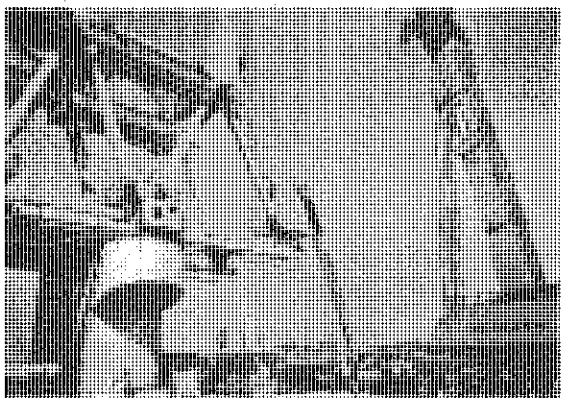


写真 4-5-5-33　トラス張出し架設状況

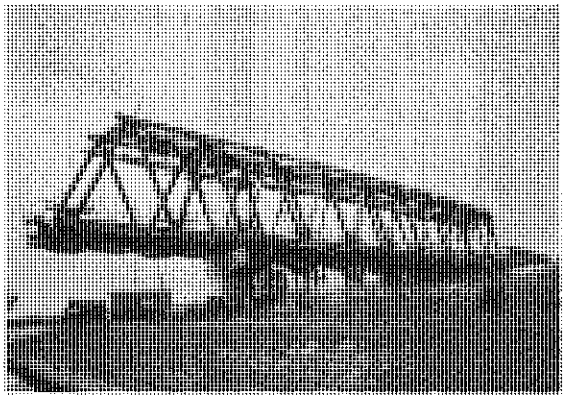


写真 4-5-5-34　トラス架設完了

④ ベント解体工

桁の調整及びHTB締付完了検査後、ベント解体を行なった。

ア、P2上でのジャッキアップにより、各ベントでの撤去スペースを確保した。

イ、各ベント上部材のサンドル・上梁を先行撤去した。

ウ、ベント支柱材の解体を25ｔ吊油圧クレーンにて行なった

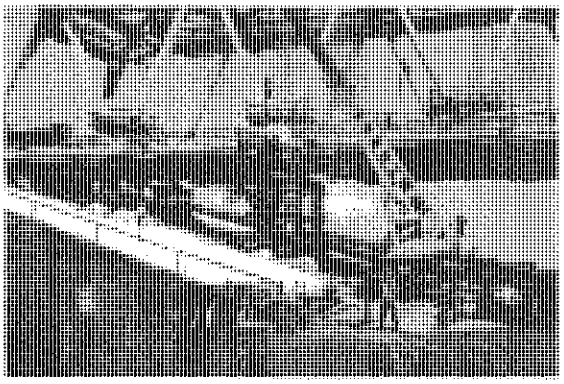


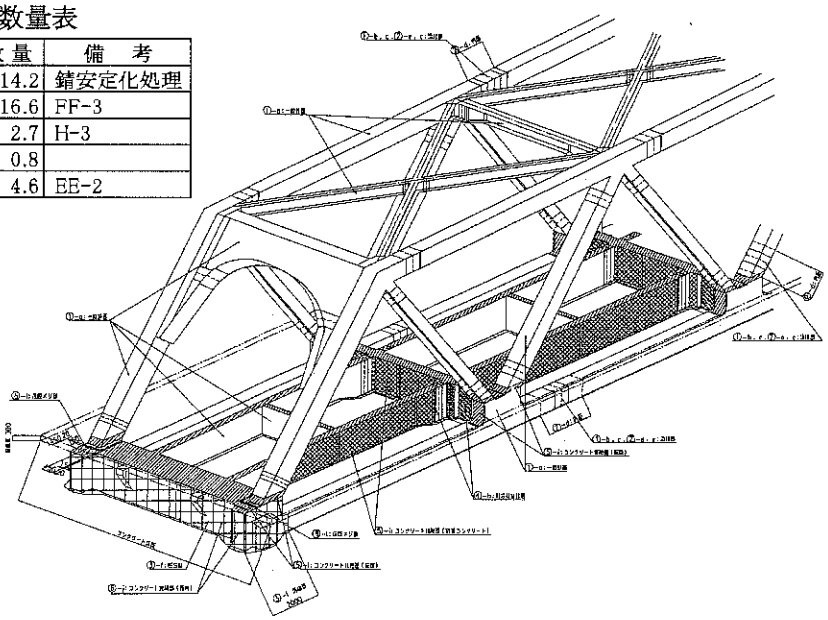
写真 4-5-5-35　ベント上梁撤去状況

⑤ 現場塗装工

本橋における現場塗装については、「土木工事標準示方書（昭和62年8月1日 総裁通達第15号）」・「鋼構造物塗装設計施工指針（平成9年）」・「無塗装鋼鉄道橋設計施工の手引き（昭和62年6月）」に準拠して施工した。なお、本橋では耐侯性無塗装鋼材を使用し、外面には景観塗装を施工した。

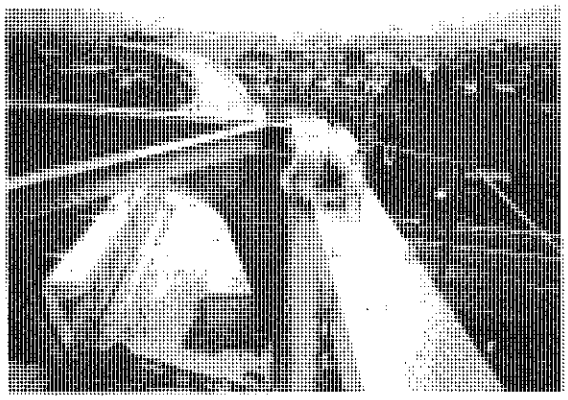
表 4-5-5-11　現場塗装数量表

現場塗装箇所		単位	数量	備　考
添接部	1) 一般外面	m²	514.2	錆安定化処理
	2) 箱桁内面	m²	116.6	FF-3
	3) 特殊外面（桁端部）	m²	2.7	H-3
	4) 橋門構タラップボルト頭部	m²	0.8	
	5) 沓溶接部	m²	4.6	EE-2

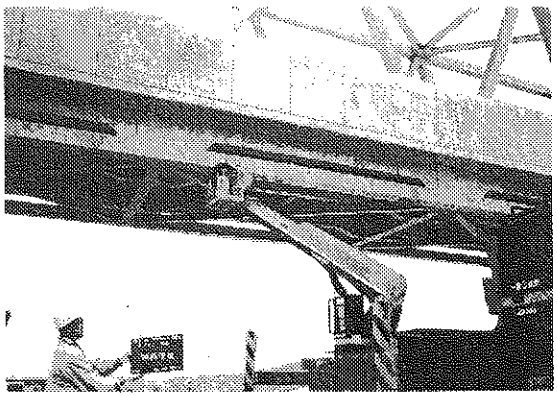


外　面	①-a：一般部（ラスコールN高級塗装）
	①-b、c：添接部
内　面	②-d：内面（EE-2）
	②-e、c：添接部
特殊外面	③-f：桁端部（H-2）
	③-g、c：添接部
制振材貼付面	④-h：制振材貼付面（タール2回）
コンクリート接触面	⑤-i：一般部（高機ジンクプライマ）
	⑤-i、c：添接部
コンクリート充填部	⑥-j：充填部（高機ジンクプライマ）
	⑥-i、c：添接部
めっき部	⑦-k：添子（めっき＋ポリウレタン）
床版メジ部	⑧-l：床版メジ部（EE-2）

図 4-5-5-34　塗装区分図



梁上



桁下

写真 4-5-5-36　塗装状況

⑥ トラス閉合工

東西両工区による桁架設後、4径間連続トラス形成のため、工区境のU19～L20側添接位置にてトラス閉合を行なった。なお、閉合作業については東西両工区共同で行なった。

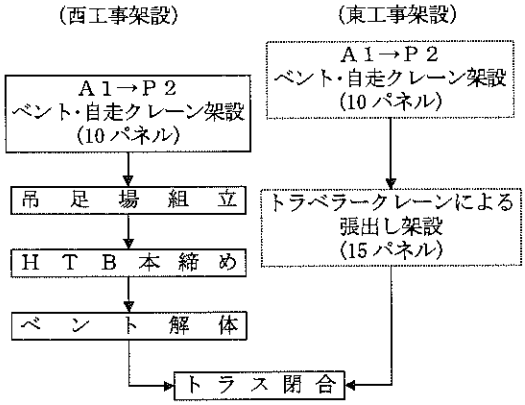


図 4-5-5-35　トラス閉合工フローチャート

ア、西工区での作業内容

1) トラス閉合形状の形成及び状況によるジャッキアップ・ダウン作業(A1及びP2での上越し)設備内容

・A1→200 t 鉛直ジャッキ2台（主）

・P2→200 t 鉛直ジャッキ4台（主）＋（100 t 鉛直ジャッキ2台：補助）

2) 10パネルのA1側へのセットバック・セットフォアー作業（δ=35 mm）設備内容

・A1→200 t スライドジャッキ2台

・P2→200 t スライドジャッキ4台

イ、閉合前トラス形状

・西側桁形状

表 4-5-5-12　西側桁形状表

項目		単位	上弦材	下弦材	備考
高さ	上り線	mm	-52	-53	+：西桁が上側
	下り線	mm	-50	-50	
通り	上り線	mm	+20	+22	+：西桁が上流側
	下り線	mm	+20	+23	

ウ、調整作業

1) 高さは、A1・P2設置のジャッキにより、東工区の桁高さに合わせた。

2) 通りは、東西トラス引合いにより、形状合わせを行なった。

⑦ ジャッキダウン工

東西両工区による桁閉合後、沓高さまでジャッキダウンを行なった。

なお、ジャッキダウンについては東西両工区の連携作業で行なった。

ジャッキダウン量及び反力は、表4-5-5-13のとおりである。

表 4-5-5-13　ジャッキダウン量及び反力

(1主構当り)

項目	単位	A1	P2	P3	P4	A2	合計
反力	t	142	264	652	286	136	1480
使用ジャッキ	t×台	200×1	200×2	500×2	200×2	100×2	
ジャッキダウン全量	mm	0	344	800	350	0	
STEP 1	mm	0	0	300	0	0	
STEP 2	mm	0	150	0	150	0	
STEP 3	mm	0	0	300	0	0	
STEP 4	mm	0	150	0	150	0	
STEP 5	mm	0	0	200	0	0	
STEP 6	mm	0	44	0	50	0	

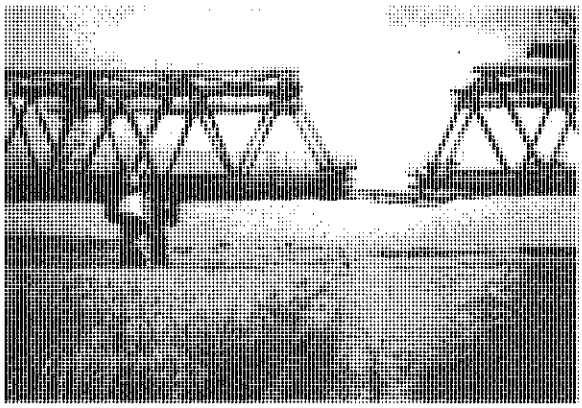


写真 4-5-5-37　トラス閉合前状況

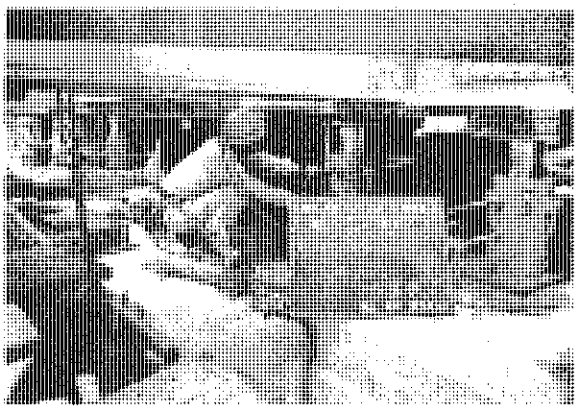
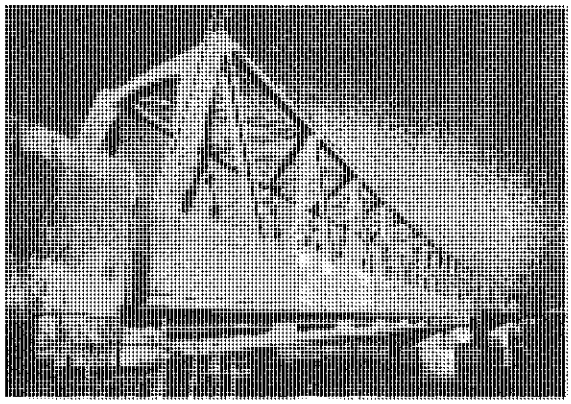
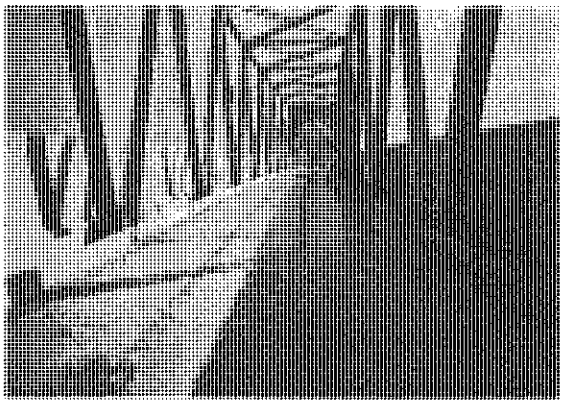


写真 4-5-5-38　ジャッキダウン状況

江戸川橋りょう工事は、東西両工区の共同作業によるトラス閉合作業を終えた後、床版鉄筋コンクリート・耳桁鉄筋コンクリート・制振コンクリート等を施工し、それに引き続き防音壁取付け、ダクトコンクリート等の橋面工を施工して、平成 14 年 12 月しゅん功した。



全　景



橋　面

写真 4-5-5-39　完成時

5. 小貝川橋りょう

(1) 概　要

秋葉原起点 34 km 500m付近～44 km 000m付近にかけての区間は、鉄道と並行（鉄道の両側）して、茨城県の重要プロジェクトであり、つくばエクスプレス（常磐新線）の沿線開発地区を結ぶ地域幹線道路となる「都市軸道路（都市計画道路、守谷・伊奈・谷和原線）」事業が進行している。その結果、小貝川橋りょう部分は鉄道と道路を一体構造とし、同時に整備することが平成6年3月に都市計画決定された。図4-5-5-36に位置を、写真4-5-5-40に周辺写真を示す。

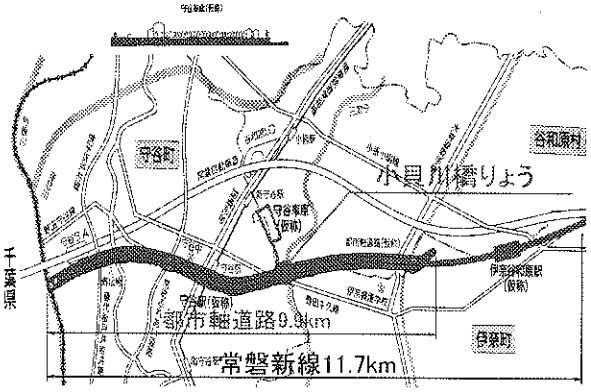


図 4-5-5-36　位置図

写真 4-5-5-40　小貝川全景写真

したがって、秋葉原起点 39 km 610m50 に位置する小貝川橋りょう（L=467m）は、一級河川小貝川に架設するものであり、河川横断部は河川事前協議及び経済性の見地から、首都圏新都市鉄道と茨城県間で協議し、併用橋として建設することとなった。

渡河位置及び径間数等の計画については、次の要素に基づき決定した。

〔渡河位置〕

① 守谷駅周辺地区、守谷東地区及び伊奈・谷和原地区の宅地開発地域との整合を図る。

② 開発地域を極力短絡する線形とする。

③ 130 km／h 走行可能な線形とする。

④ 青木集落及び井関農機工場等を極力避ける線形とする。

⑤ 河川横断にあたっては、極力直角に近い角度とする。

〔径間数〕 9 スパン

① 流心部 3 スパン 70m程度のスパン

② 高水敷　基準径間長　　(36.5m) 以上 6 スパン

〔河川阻害率〕　　5%以下

橋りょう下部工は、「常磐新線と都市軸道路との併用橋となる小貝川橋りょう（下部工）の施行及び費用負担等に関する協定書」を鉄道公団と茨城県とで締結して工事に着手した。

工事費の負担については、道路と鉄道がそれぞれ単独橋とした場合の仮想設計を実施し、その割合を基本として併用橋に要する費用を双方で按分することとした。（鉄道 38.3%、道路 61.7%）これにより、鉄道及び道路双方とも単独で施工する場合よりも大幅な工事費の低減が図られた。

小貝川橋りょうは全体図（図 4-5-5-37）に示すように、延長 L=467mの橋りょうで、11 基の下部工のうち中央部 9 基が併用橋で、両端部 2 基が単独橋となっている。

基礎構造は、P9 及び P10 橋脚が鋼管矢板井筒で、他はオールケーシング工法による場所打杭である。

上部工については、鉄道は鉄筋コンクリート床版上路合成桁及び鉄筋コンクリート床版下路鋼トラスであり、道路は鉄筋コンクリート床版鋼鈑桁及び鉄筋コンクリート床版鋼箱桁となっている。

なお、施工時期は、通年施工ができないため渇水期（11 月 1 日～5 月 31 日）のみの施工であった。

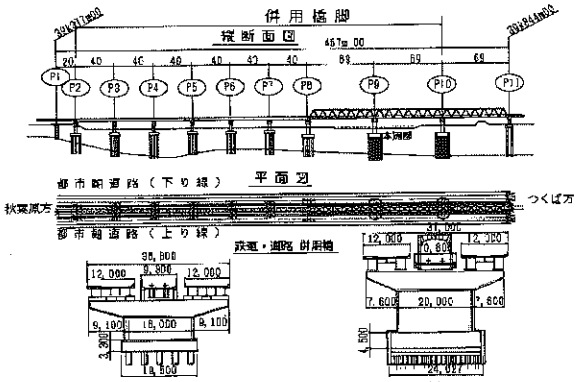


図 4-5-5-37　小貝川 B 全体図

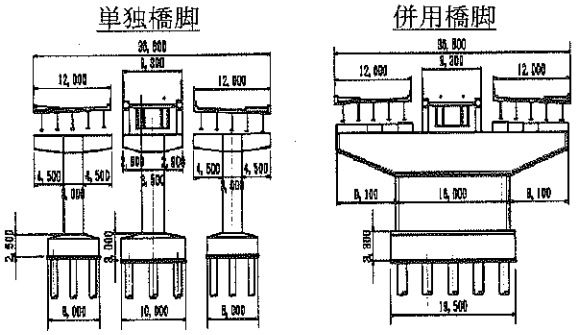


図 4-5-5-38　橋脚図

① 下部工の主な工事内容

1) 根掘（素掘及び仮土留工）（P1～P8）	19,600 ㎥
2) 地盤改良（液状化対策（TOFT 工法））（P6～P8 ）	1,960 ㎥
3) 場所所打鉄筋コンクリート杭（P1～P8）	
（オールケーシング工法φ1000～φ1800、L=15.0m～27.0m）	2,660m
4) 橋脚基礎鉄筋コンクリート（P1～P10）	7,180 ㎥
5) 橋脚く体鉄筋コンクリート（P1～P10）	10,300 ㎥
6) 鋼管矢板井筒基礎φ1000	
（L=30.5m～35.5m：小判型 長径 24.0m 短径 12.7m）	144 本
7) ディープウェル工（ケーシングφ350）（L=18.5m～37.4m）	25 本
8) 工事用仮桟橋（L=106m B=8m 桟橋杭長=29.0m～40.0m）	1 式
9) 工事用道路	1 式

第一渇水期では、工事用道路、場所打鉄筋コンクリート杭、地盤改良、根掘(P4、P5 及び P8 の鋼矢板打ち)、橋脚基礎鉄筋コンクリート(P4、P5)及び橋脚く体鉄筋コンクリート(P4、P5 の柱まで)までの工事を終了した。

第二渇水期では、前渇水期で残った部分の本体工事を完成させた。

② 上部工について

桁形式については、以下の通りである。(図 4-5-5-37～38)

1) 鉄　道

・　鉄筋コンクリート床版上路合成桁（幅員 9.30m～10.88m）　40.0m×6 連

・　鉄筋コンクリート床版下路鋼トラス（幅員 10.80m～10.90m）　69.9m×3 連

2) 道　路

・　鉄筋コンクリート床版鋼鈑桁（幅員 12.0m×2）　40.0m×6 連

・　鉄筋コンクリート床版鋼箱桁（幅員 12.0m×2）　69.9m×3 連

(2) 地形及び地質

小貝川橋りょうは、ほぼ関東平野の中心に位置している。周辺は荒川や利根川によって形成された広大な扇状地性及び三角州性の平野であり、河川に沿った沖積低地と洪績世中期の海面上昇によって造られた海岸段丘である台地が、その大部分をしめている。

本橋りょう部の土質は、ローム、砂質土、粘性土及び腐植土等の互層であり、P1 付近は洪積層が概ね水平に堆積しているが、P3～P11 は沖積層と洪積層の互層からなり複雑な堆積状況を呈している。(図 4-5-5-39)

洪積層の砂質土（Ds3）は層厚が薄く、下位に軟弱な沖積粘性土があるため、TP－10m～TP－30m付近のＮ値 50 以上の砂質土を支持層（Ds4）とした。

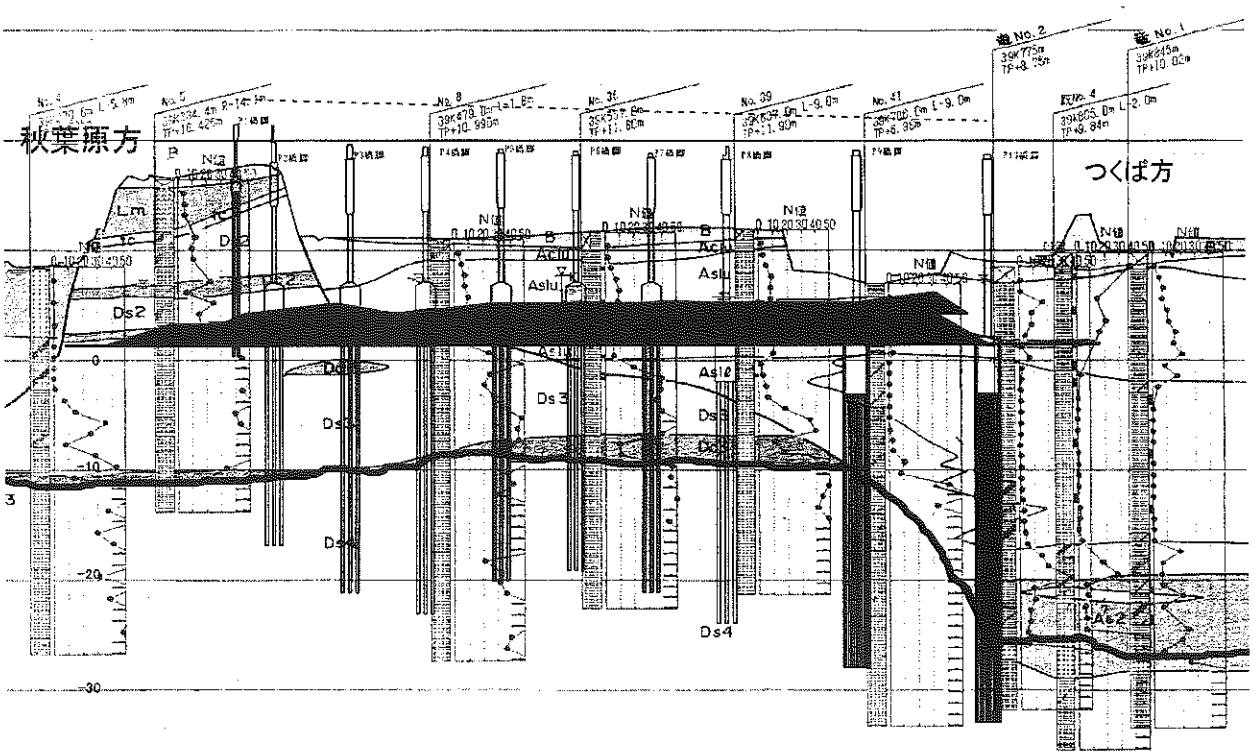


図 4-5-5-39　地質縦断図

(3) 鋼管矢板井筒基礎の設計・施工

① 設　計

ア、設計概要

小貝川橋りょうは河川の低水敷の冠水部に位置しているため、工法的には、表 4-5-5-14（基礎施工法別比較表）に示すとおり、鋼管矢板井筒基礎とニューマチックケーソンが考え

られるが、工期及び工費等を総合的に判断して鋼管矢板井筒工法を採用することとした。

なお、P10 橋脚は陸上部であるため杭基礎（場所打杭）の採用を検討したが、道路基準による杭頭変位が許容値内に収まらないため、鋼管矢板井筒基礎とした。

本橋りょうは、併用橋脚であるため、道路基準（許容応力度法）及び鉄道基準（限界状態設計法）の両方を満足させる設計とすることを求められた。

また、それぞれの基準において、平成７年１月に発生した兵庫県南部地震による耐震設計を盛り込んだものとしている。

表 4-5-5-14　基礎施工法別比較表

工　　法	鋼管矢板井筒基礎	ニューマチックケーソン基礎
特　　徴	1. 大水深、軟弱地盤地域でも施工が可能である。 2. 省力化工法であり、工期・工費の低減が可能である。 3. 剛性、支持力が大きく、占有断面が小さい。 4. 合理的で経済的な設計が可能である。 5. 支持層が深い場合でも、安全確実な施工が出来る。 6. 仮締切が兼用できる。	1. ドライな作業室内で掘削作業を行なうため、あらゆる地盤に適応可能であり、工期も確実である。 2. 支持地盤を直接確認し、平板載荷試験が出来るので、基礎構造物としての信頼性が高い。 3. 周辺地盤の沈下・水位を変動させることなく、地下構造物を造ることが出来る。 4. 大がかりな電力、機械設備を必要とする。 5. 高気圧下の作業となるため、規則上（高気圧作業安全衛生規則）の制約を受け、また、熟練と経験を必要とする。 6. 深さに限界があり、実用的には作業気圧として 4.0 kg/m² （水面下 40m）程度までである。 7. 河川内で、仮締切・築島が必要となる。
工　　期	12 ヶ月（1 基）	14 ヶ月（1 基）
工　　費	502 百万円	600 百万円
施 工 性	――――――――	HWL より 41m で、作業気圧が 4.0 kg/m²以上となり、問題がある。
評　　価	○	△

頂版の土被りは、河川管理者との協議により、2m以上を確保することとした。

線路直角方向の橋脚く体幅を 20m とするため、鋼管矢板杭配列は小判形で計画した。（図 4-5-5-40）

また、井筒の全体剛性を高めるため、線路方向に２列の隔壁鋼管矢板を配置し、隔壁内には頂版施工時の沈下防止対策として 4 本の中打ち単独杭を配置することとした。（図 4-5-5-41）

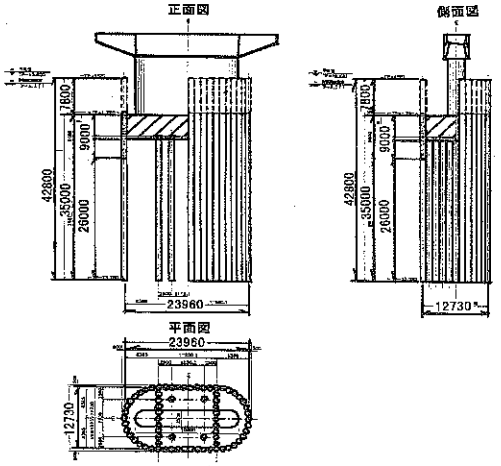


図 4-5-5-40　鋼管矢板井筒基礎一般図

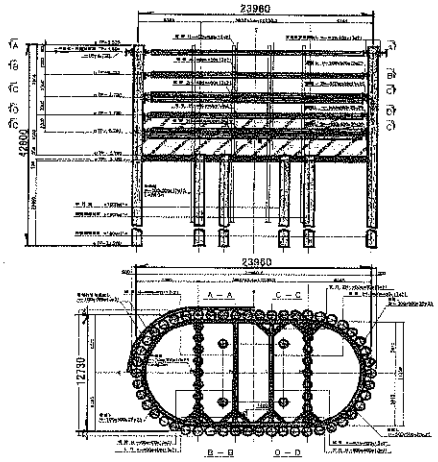


図 4-5-5-41　鋼管矢板締切図

杭の天端は、河川の当該区間における最高水位より 1m以上確保するようにした。

設計に当たっては、最初に道路基準に沿った設計を行ない、鋼管矢板の断面諸元及び矢板の根入れ長を決定することとした。その後に鉄道基準に沿った設計を行ない、必要により道路基準で設計した断面諸元及び矢板の根入れ長等の見直しを図るという手順で行なった。(図 4-5-5-42)

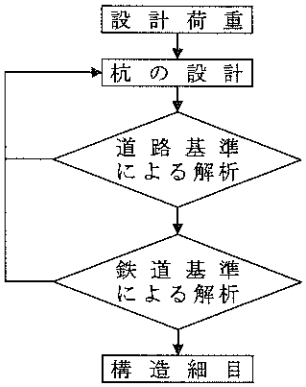


図 4-5-5-42　設計の流れ

イ、巨大地震時の解析

構造設計を行なうに際しての重要な点は、発生する確率は極めて低いが大きな地震動に対して落橋等の致命的な被害を受けないこと、及び橋の機能回復を速やかに行なうために限定された損傷にとどめることである。

設計方針としては、原則的に基礎降伏震度が上部構造物の降伏震度よりも上回るように設計することを基本としている。ただし、今回の直角方向壁式橋脚のように橋脚く体が十分な降伏耐力を有している場合は、基礎の耐力を橋脚の耐力以上に設計することは必ずしも合理的ではないため、基礎本体に過度な損傷が生じない範囲において、基礎でのエネルギー吸収を期待して設計を行なった。

解析の方法は、道路基準と鉄道基準とでは解析モデルの違いがあるが、両者ともに鋼管矢板井筒基礎の荷重（震度）～変位曲線を作成し、それぞれの指針で定められた基礎降伏点を算出して、以後の耐力照査及び変形性能の照査に移ることとなる点は同じである。

ウ、鋼管矢板井筒基礎仮締切の設計

当初設計は、鋼管矢板杭仮締切時の残留応力の低減及び支保工段数、使用鋼材の縮小をはかるため、掘削方式を水中掘削方式により施工する計画としていたが、水中掘削時における作業効率の悪さ、信頼性、施工工程の問題及び産業廃棄物問題等を勘案して、水中掘削から気中掘削に変更した。

気中掘削としたことにより、井筒内水圧及び先行地中梁（底盤コンクリート）が設計上考慮できなくなったため、支保工計画を見直して再度鋼管矢板の合成応力照査を行なった。

また、掘削に伴い井筒内の土の有効上載圧が減って行くことから、掘削底面付近に位置する粘性土（不透水層）の盤膨れの検討において、安全度を満足しないため、その対策として減圧装置（ディープウェル）を設置することとした。

エ、解析結果

道路基準及び鉄道基準におけるそれぞれの解析を行なった結果、鋼管矢板基礎降伏点の耐力・変形性能の照査等によりほとんどが道路基準で決定しており、鉄道基準で決定しているのは、杭根入れ長と荷重載荷幅との比が小さくなっているため、群杭基礎として設計を行ない決定したケースである。

② 施　工

工事は、平成 9 年 1 月 6 日～平成 9 年 5 月 31 日及び平成 9 年 11 月 1 日～平成 10 年 5 月 31 日の 2 渇水期にて完了させる必要があった。

P9 及び P10 橋脚の施工のために、本流部に工事用仮桟橋の設置を必要とした。工事用仮桟橋の施工延長は 107m、桟橋杭は H400 で L=29m～40m、通路幅 8m当り杭本数 3 本である。

なお、クレーンは、打込み及び引抜きともに作業半径（約 12m）及び吊荷重（約 30 t）等を考慮して、クローラクレーン 100 t 吊を使用した（写真 4-5-5-41）。

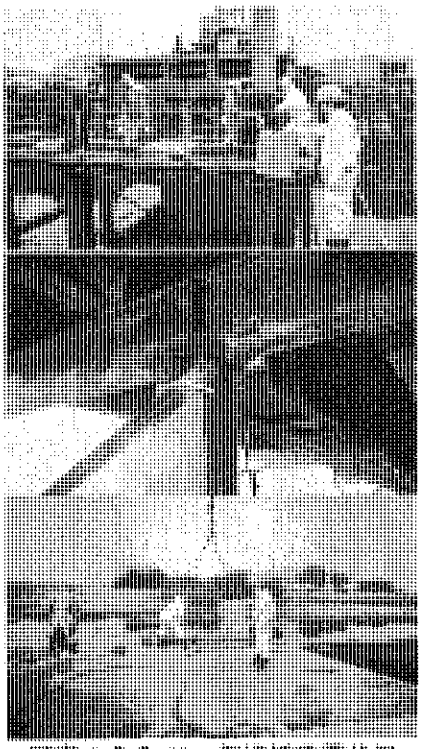


写真 4-5-5-41　仮桟橋施工状況

ア、鋼管杭打込

当初計画では中掘併用圧入工法で考えていたが、試験施工を行なった結果、設計深度まで 11.5m（N 値 50 以上）を残して圧入不能となったため、中掘併用打撃工法に変更して施工した。（表 4-5-5-15）

中掘併用打撃工法に伴い騒音が問題となるが、その対策として油圧ハンマー廻りに防音シートを施し、民家近く（施工現場より約 100m位）の堤防上に遮音シートを設置して騒音の低減をはかった。（表 4-5-5-16）（写真 4-5-5-42～43）

表 4-5-5-15　支持力　(単位：t／本)

	許容支持力	実施支持力
P9	233	288
P10	227	254

表 4-5-5-16　騒音及び振動測定値(単位：dB)

	許　容　値	実　施　値
騒 音	85	75
振 動	75	40

(敷地境界地点にて)

施工手順としては、鋼管矢板打込みに先立ち、導杭打込み及び定規を設置して下杭の打込みを行ない、溶接箇所が同一断面とならないよう、一本置きに長さを変えて所定の深度まで打込んだ後に、継手部の止水モルタルを打設することとした。

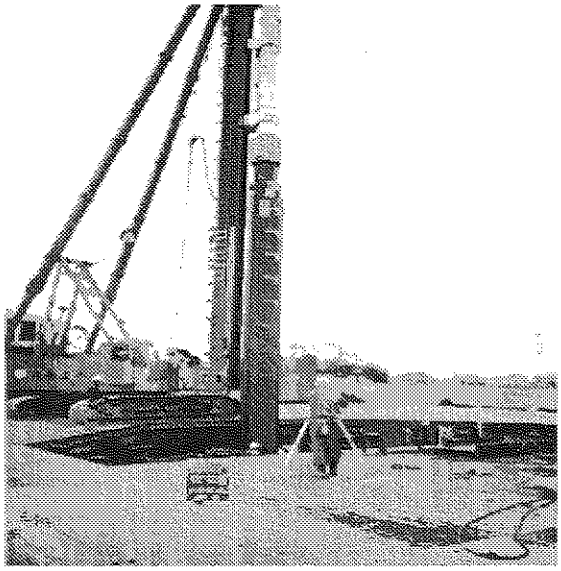


写真 4-5-5-42 鋼管杭打込み（油圧ハンマー）

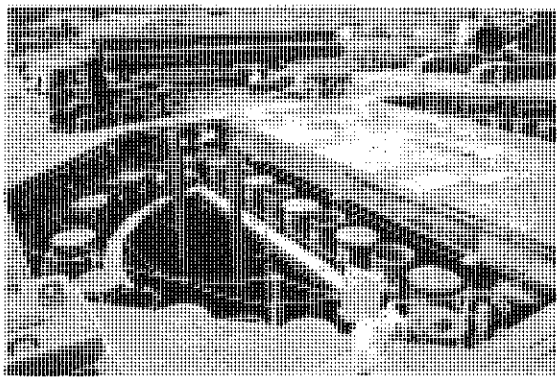


写真 4-5-5-43 鋼管杭下打込み完了

イ、井筒基礎掘削

当初水中掘削で計画していたが、底盤以下の地盤が軟弱であったため、間隙水圧による盤膨れが危惧された。また、水中掘削に伴う掘削土の産業廃棄物扱い等の問題も懸念された。

これらの問題を解決するため、ディープウェルによる減圧対策を実施することとした。これにより、含水比を低下させてトラフィカビリティを改善し、機械掘削等の作業性の向上を図るとともに、間隙水圧の減少により盤膨れ防止を図ることができた。

また、ディープウェルをかけることによって水中掘削から気中掘削となったため、掘削土が産業廃棄物扱いとならなくなった。

気中掘削への変更に伴う仮設時の鋼管矢板に与える合成応力度の検討の結果、切梁のサイズアップ(H400 から H500)、段数の増加(1 段)及び一部鋼管杭材料(P10 円弧部分)の SKY490 が長く(L=3m増)はなったが、底盤コンクリートの厚さ(t=1.20mから 0.50m)及び置換砂の厚さ(t=1.00mの砂置換から t=0.20mのぐり石に変更)については、当初計画より大幅に厚さを低減させることが可能となった。(写真 4-5-5-44～45)

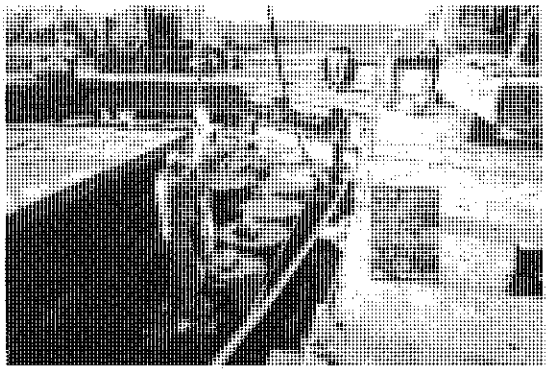


写真 4-5-5-44　継手止水工(ジャケット挿入)

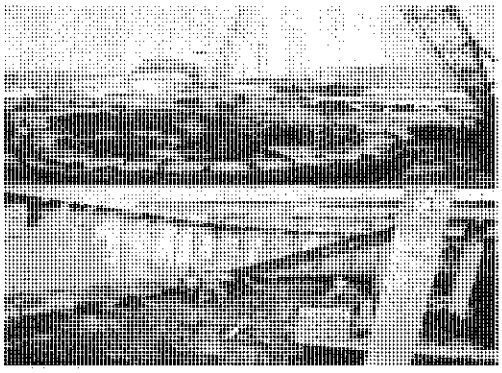


写真 4-5-5-45　掘削及び切梁取付け

施工手順は、掘削開始前にディープウェルを稼動させ、山留工を設置しながら気中掘削にて掘削を終了し、ぐり石→底盤コンクリート→頂版鉄筋コンクリート→く体鉄筋コンクリート構築後、埋め戻しを行なって、鋼管の切断・引抜き及び工事用仮桟橋等を撤去して施工完了となる。

頂版コンクリートと鋼管矢板の接合部は、一体性を持たせると共に、上方橋脚く体からの外力を鋼管矢板井筒に伝達する重要な箇所である。

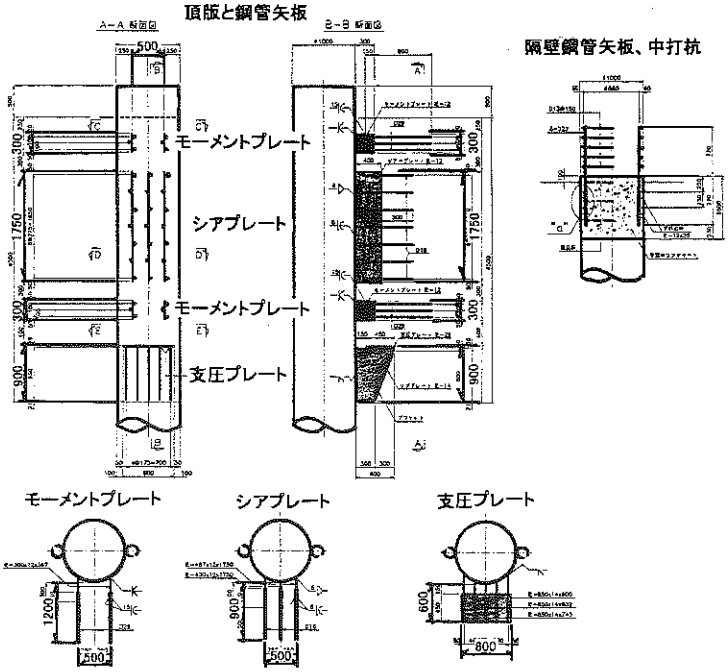


図 4-5-5-43　鋼管矢板頂版結合図

その接合方式について次の 4 工法を比較検討した。

1) プレート・ブラケット方式

井筒部鋼管矢板の側面に現場溶接で取付けたモーメントプレート、シアープレート及びブラケットで鋼管矢板と頂版を結合する。(写真 4-5-5-46～47)

写真 4-5-5-46　頂版接合工

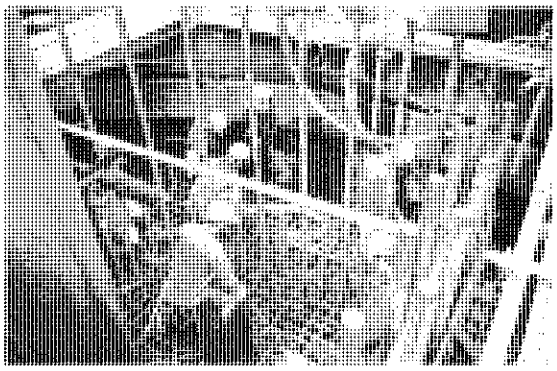


写真 4-5-5-47　頂版コンクリート打設

2) 差し筋方式

井筒基礎内に孔あけ機を設置し、ガストーチにより鋼管矢板の本体側面に鉄筋径＋10㎜程度の孔をあけた後、直接鉄筋を差込んで鋼管矢板と頂版を結合する。

3) 鉄筋スタッド方式

鋼管矢板側面に直接自動スタッド溶接した太径で長尺の異形鉄筋に、鋼管矢板と頂版を結合する。

4) JR 方式

鋼管矢板本管に縦リブプレートを工場溶接で取り付けたものに、現場でモーメントプレート、シアープレート及びブラケットを高力ボルトで接合し、鋼管矢板と頂版を結合する。

以上の 4 工法を比較検討した結果、施工性及び工期等を考慮して、1) のプレート・ブラケット方式にて設計及び施工を実施した。

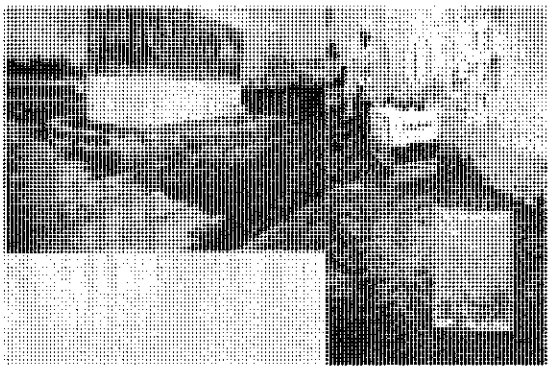


写真 4-5-5-48　埋め戻し

写真 4-5-5-49　小貝川 B 下部工完成

③ 工事工程について

本橋りょうは、渇水期の中で工事を進めて行くため、P9 及び P10 については盤膨れ対策としてディープウェルを追加し、水中掘削から気中掘削に変更したことにより切梁の増設が必要となった。また、P10 付近作業ヤード確保のために地盤改良等の追加工事を要することとなり、これによって工事工程に影響(約 30 日延伸)がでるため、工程をいかに短縮するかが重要な課題となった。これについて種々検討した結果、下記の対策を採用し実施することとした。

1) 工事用仮桟橋の設置及び撤去時間の短縮

桟橋杭以外は、ボルト締から重仮設用締結金具（ブルマン）に変更、また主桁と桟橋杭の接続を杭頭キャップに変更し、桟橋杭の施工本数を低減する。(5 日短縮)

2) 工事用荷置桟台（P9）の新設

各作業の能率を上げるため、材料及び器材置場として荷置桟台を新設する。(5 日短縮)

3) 梁支保工の組立及び撤去時間の短縮

組立済（自在トラス）の支保工を使用し、組立及び撤去時間を短縮する。(6 日短縮)

4) 鋼管矢板現場継手時間の短縮

現場継手を 3 箇所から 2 箇所に変更する。(10 日短縮)

5) 鉄筋組立時間の短縮

ガス圧接からエンクローズアーク溶接に変更する。(4 日短縮)

以上により工程を約 30 日短縮できることとなり、渇水期内に完了することができた。

6. その他の主要橋りょう

(1) 葛西架道橋（埼玉県八潮市）

現道に架設した葛西架道橋は、近接する葛西用水の道路橋が H.W.L. との離隔を確保するため橋桁の施工基面が上がったことにより、道路との桁下空頭を確保するため桁高を抑えた断面となり、中央スパン 84.0mの柱頭部で 4.5m、中央部の桁高は 2.2mで、主ケーブルはアウトケーブルを採用して施工した。

場所打ち工法のため支保工を現地に組んでいるが、市道部は 3.9mに高さ制限して施工した。また、地域の主要道路であるため大型車も多く H 型鋼の空頭防護工を設置した。

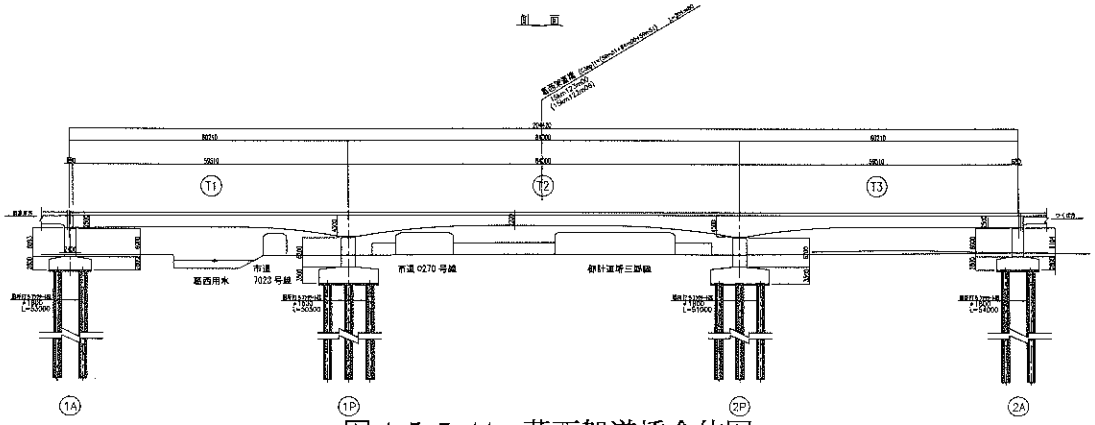


図 4-5-5-44　葛西架道橋全体図

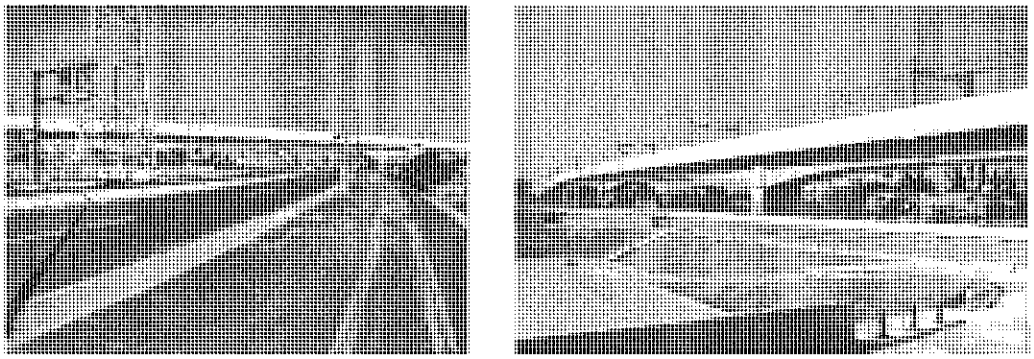


写真 4-5-5-50　葛西架道橋

(2) 正連寺架道橋（千葉県柏市）

正連寺架道橋は約 60,000 台/日という非常に交通量の激しい国道 16 号（片側 2 車線）に架設しているが、ワーゲン移動時は桁下の車両通行禁止という施工条件から上り線(春日部方面)をサイドスパンの桁下に迂回させ、移動時は迂回路を使用して対面通行させることで交通止めをせず施工した。

施工は側径間を支保工式で架設し、側径間にカウンターを載せ中央径間をカンチレバー工法で施工した。また、ワーゲンと道路面の離隔は 5.0mあるが付近の同程度離隔のある横断歩道橋に衝突の後があり、H 型工で空頭防護工を設置した。

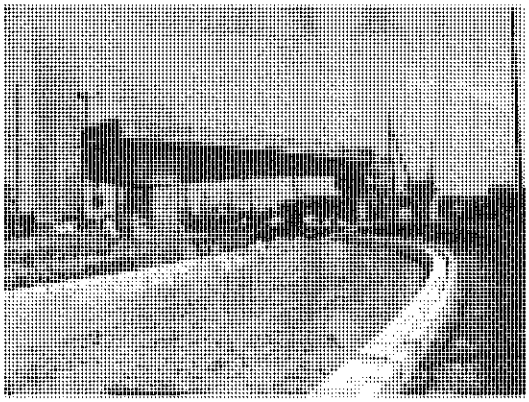


写真 4-5-5-51　側径間の迂回路工事中

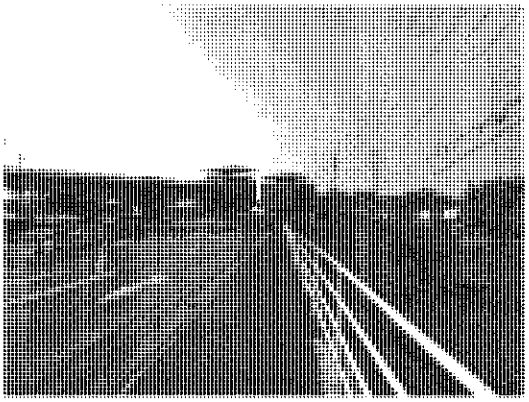


写真 4-5-5-52　カンチレバー工法

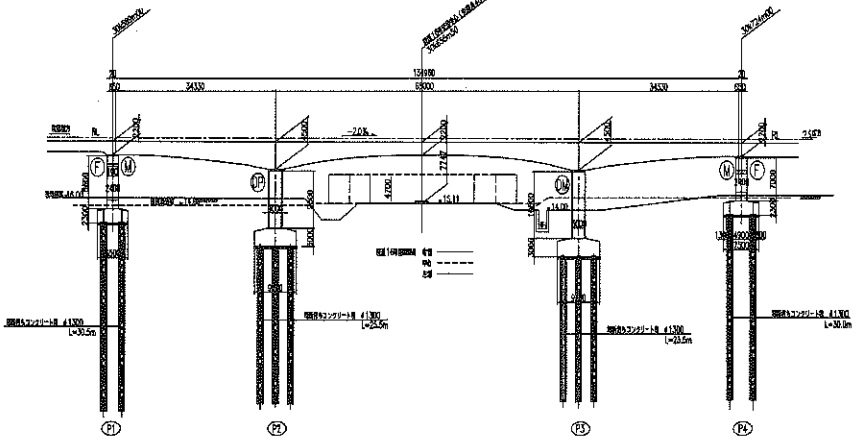


図 4-5-5-45　正連寺橋りょう全体図

(3) 都計道 3・2・4 架道橋（千葉県柏市）

都計道 3・2・4 架道橋は、つくばエクスプレスに並行して計画されている都市軸道路が片側からつくばエクスプレスを挟むように両側に分岐する位置にあたり、交差角度が少ないため門型橋脚の中央部に都市軸道路を通す 2 径間連続桁である。

写真 4-5-5-53　都計道 3・2・4 架道橋

橋脚基礎はライフライン埋設を考慮して土被り 2.5mで許可を得たものの、道路幅が広く桁受け梁の長さが 11.2m（内空）となり柱ハ

ンチ部から上はPC構造として対処した。

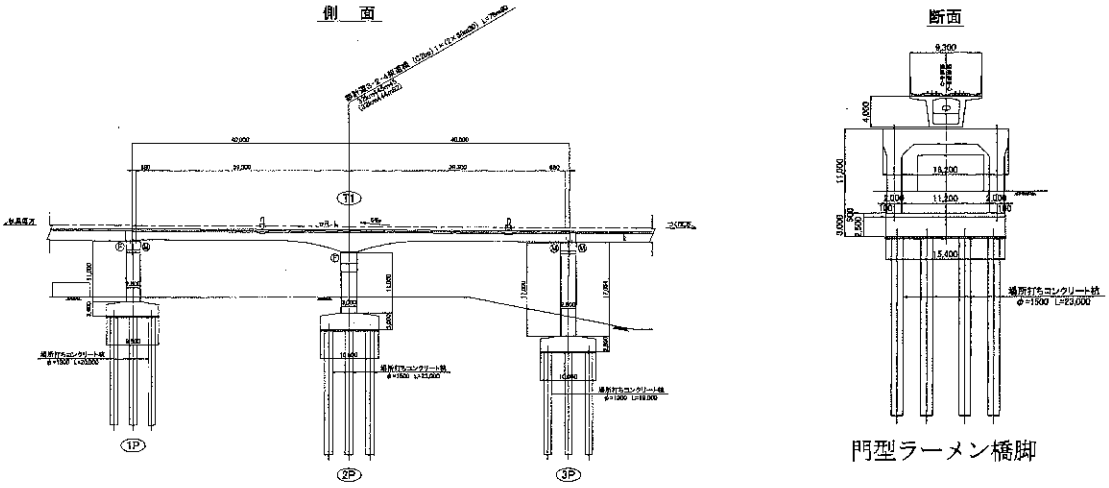


図 4-5-5-46　橋りょう全体図

(4) 利根川橋りょう（千葉県柏市・茨城県守谷市）

利根川橋りょうはトラスとしては最長橋りょうである。利根川の右岸側は田中調節池、左岸側は稲戸井調節池となっており、これらの調節地の周囲堤を含めた利根川橋りょうの延長は2,656.09mである。

利根川橋りょうの渡河位置は常磐自動車道の下流側240.0mに位置している。また、常磐自動車道の上流で利根川と鬼怒川が合流しているため、この付近は河川管理上重要な場所となっており、洪水時の調節池機能を持たされている。

このような場所に架設された利根川橋りょうは、協議の結果本流部橋脚6基となり、起点側5スパンの桁長は129.0m、終点側2スパンが桁長126.0mで全長897.0mとなっている。

施工において軽量コンクリートの圧送距離が問題となった。川幅が広く圧送距離が最大345.0mになるため、実際の圧送距離の1.2倍、414.0mでポンプ圧送試験を実施して、ポンプの性能を確認した後打設した。

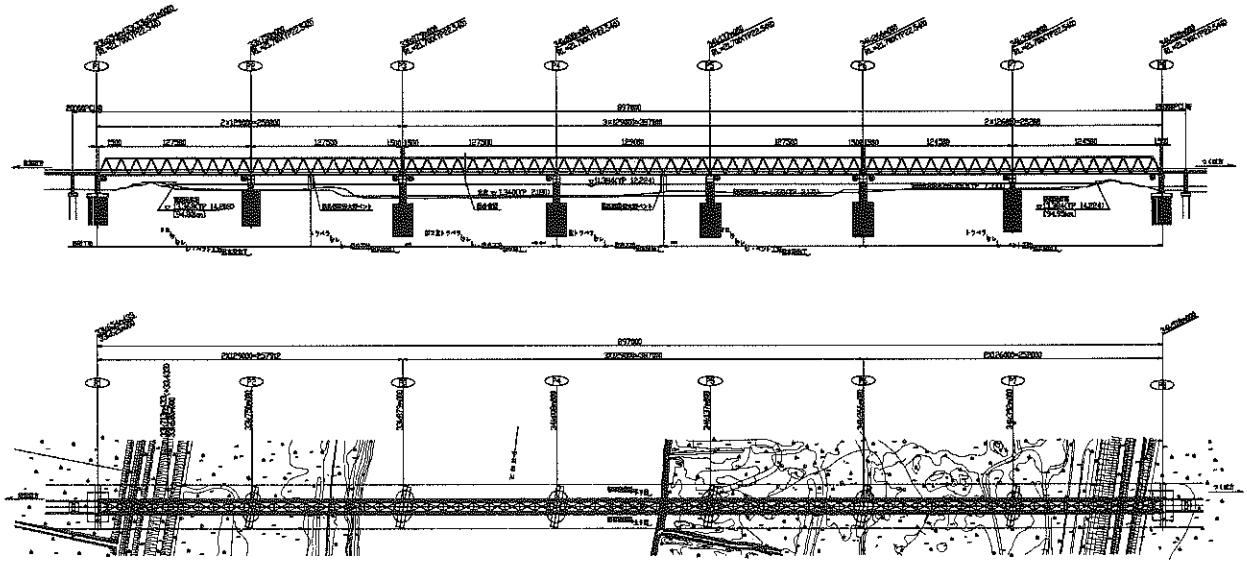
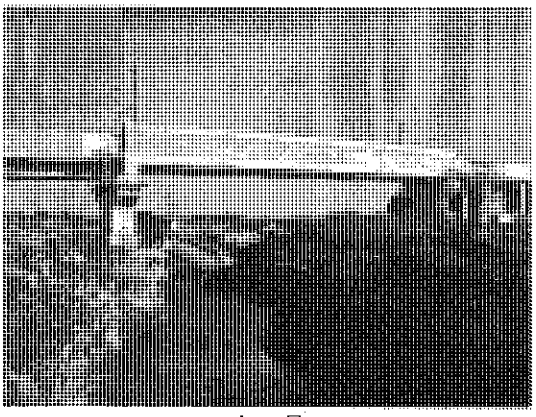


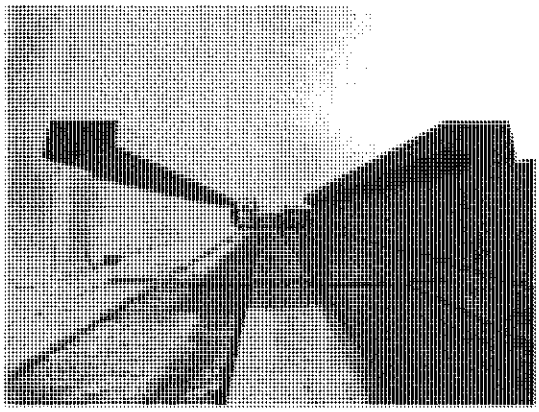
図 4-5-5-47　利根川橋りょう全体図

(5) 西谷田川B（茨城県つくば市）

西谷田川橋りょうは西谷田川との交差箇所に架設したPCスルー桁である。PCスルー桁としたのは河川との空頭を確保するためではなく、斜めに交差する都市計画道路（真瀬大角豆線：国道354号BP）との空頭を確保するためであり、桁長はPCスルー桁としては最長となる55.0mとなった。



全　景



軌道面

写真4-5-5-54　道路上の西谷田川橋りょう

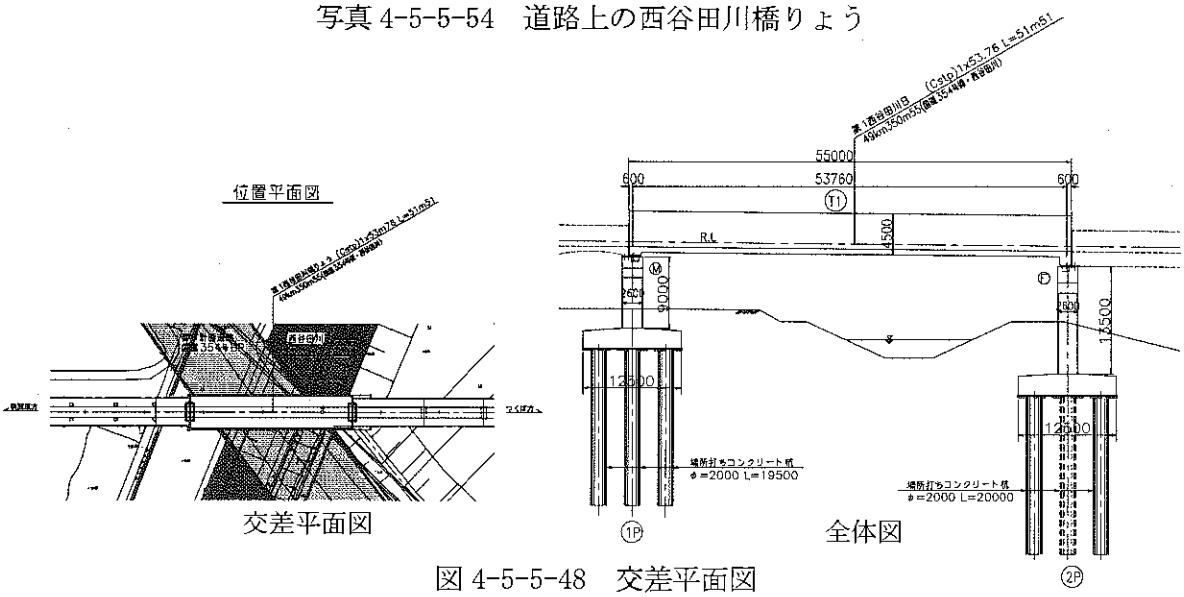


図4-5-5-48　交差平面図

(6) 第2島名架道橋（茨城県つくば市）

本路線は北関東を横断する首都圏中央連絡道路（以下「圏央道」という。）とつくば市島名地区の茨城県施行の島名・福田坪地区区画整理区域内で交差する。都市計画決定は圏央道のほうが早かったため道路の施工基面を変更しないよう、つくばエクスプレスを切取として、圏央道構造物との離隔を6.0m確保することとなった。

また、縦断勾配は9‰に抑えられたため、第1島名・第2島名架道橋ともスルー桁の架設となった。

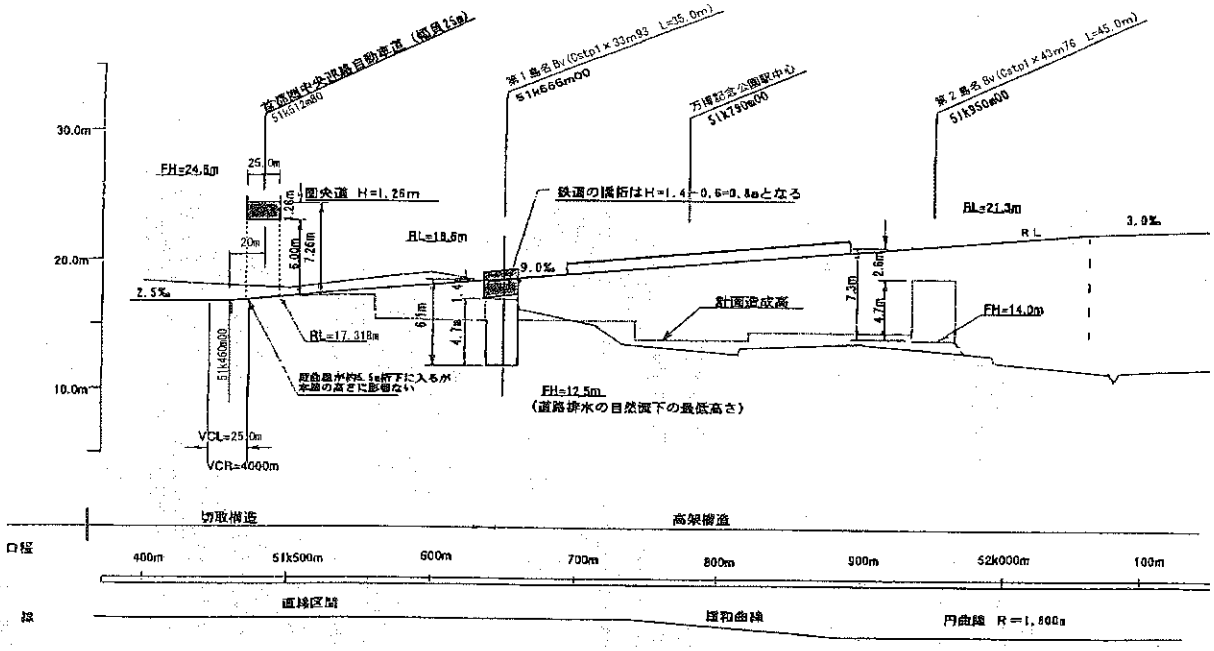


図 4-5-5-49　万博記念公園駅付近縦断図

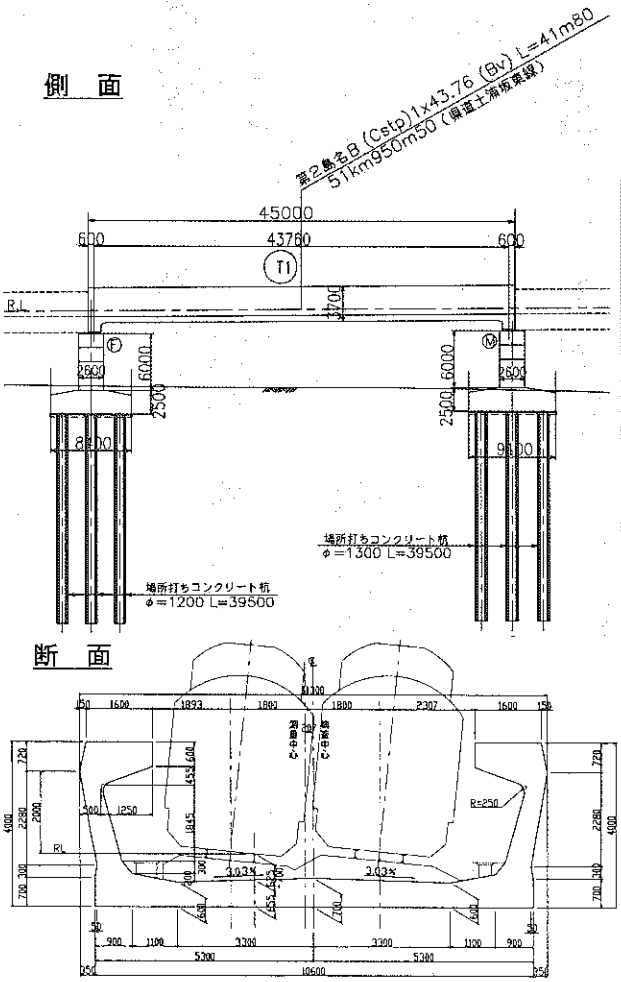
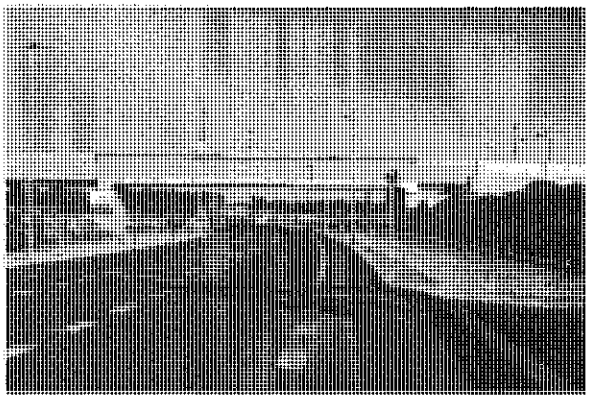


図 4-5-5-50　第 2 島名架道橋断面･側面図



写 4-5-5-55　第 1 島名架道橋

写 4-5-5-56　第 2 島名架道橋

第６章　山岳トンネル

第１節　南流山トンネル（西平井）

1．概　要

近年、都市部におけるトンネルの構築方法としてシールド工法や開削工法のほか山岳工法が注目されている。遮水処理方法に課題があるものの、都心部では地上での施工が生じないことや工事費がシールド工法に比較し安価に抑えられる可能性があることなどが注目される原因となっている。

南流山トンネル（西平井）工区は本路線全工区の中で唯一山岳工法（NATM）で施工された工区である。図 4-6-1 に西平井工区の位置及び地質縦断面を示す。

本工事を含む南流山トンネルは、流山電鉄と交差する秋葉原起点 21 km 169m～23 km 400m 間（L=2,231m）のトンネルで、起点方から南流山（西）トンネル（L=877.0m）、南流山駅トンネル（L=189.9m）、南流山（東）トンネル（L=1,164.1m）で構成されている。駅部開削区間を除く残りの区間は、21 km 169m～22 km 340m間（L=1,170m）の民地及び市道 106 号線直下を開削工法、22 km 340m～22 km 995m間（L=665m）の市道 106 号線直下、民地、流山電鉄交差部及び西平井・鰭ヶ崎土地区画整理事業地内はシールド工法で、残る 22 km 995m～23 km 400m（L=405m）の西平井～思井地区は山岳工法で施工した。

山岳工法を採用した南流山トンネル（西平井）工区は当初計画では工区終点までを南流山駅から発進するシールドトンネルとしていた。しかしながら、22 km 900m付近において交差する流山電鉄との交差協議が難航し、状況によってはシールドが直前で長期間停止する恐れがあったため、終点方の比較的土被りの少ない箇所を先行して施工することにし、その施工方法として山岳工法を採用したものである。

なお、工事は平成 13 年 5 月にシールドの回転立坑から着手し、平成 14 年 9 月にトンネルの掘削を開始、平成 15 年 3 月に無事起点方の回転立坑に到達した。

また、完全なるトンネル防水を目標に、特殊シートを全周に貼り付けた精度の高いウォータータイト防水工の施工を行なっているのが特徴的である。

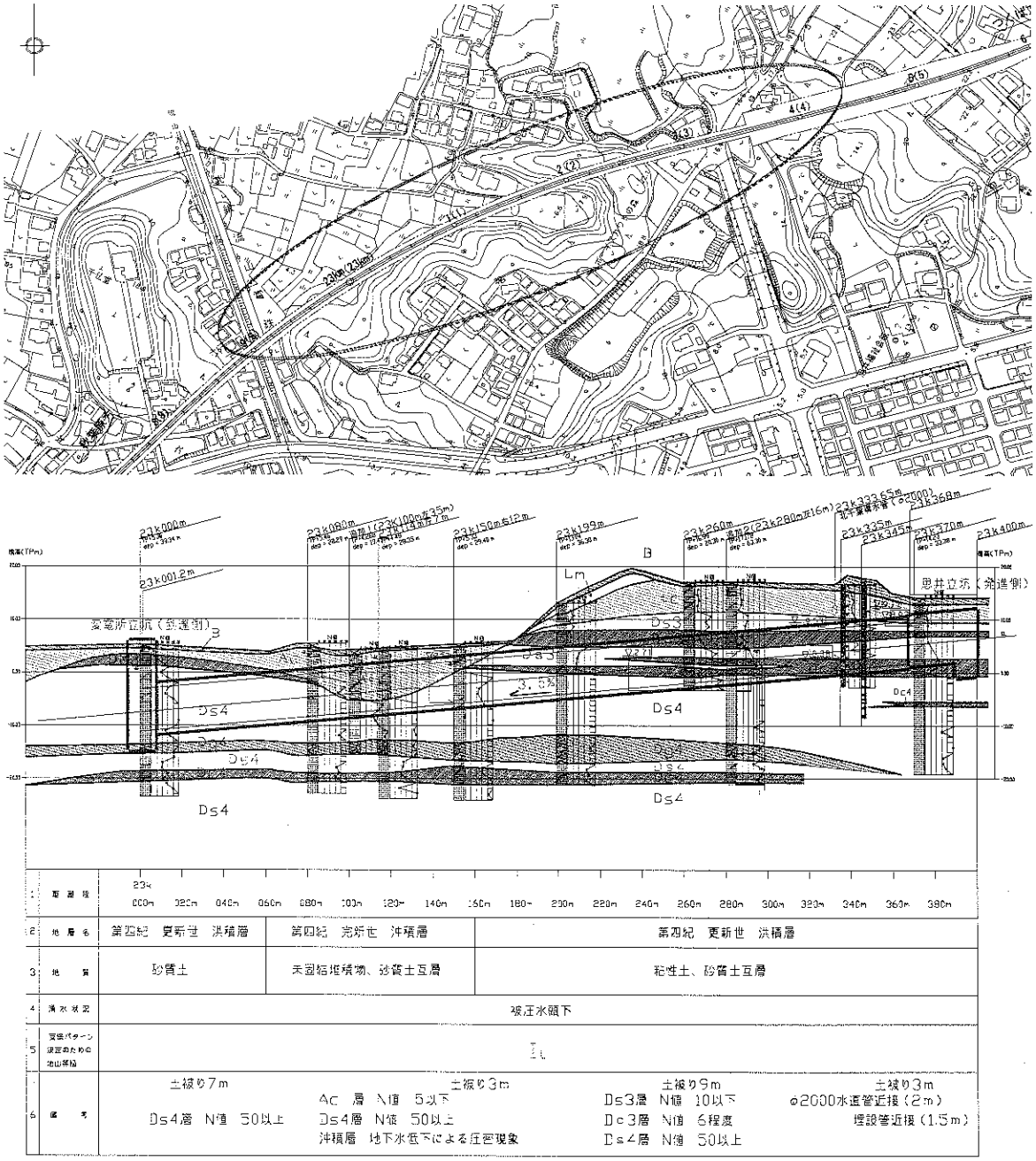


図 4-6-1-1　西平井工区の位置及び地質縦断面

2. 特　徴

本工区の特徴は以下に示すとおりである。

・低土被り

・被圧水を伴う未固結地山の掘削

・交通の頻繁な県道直下の掘削

3. 補助工法

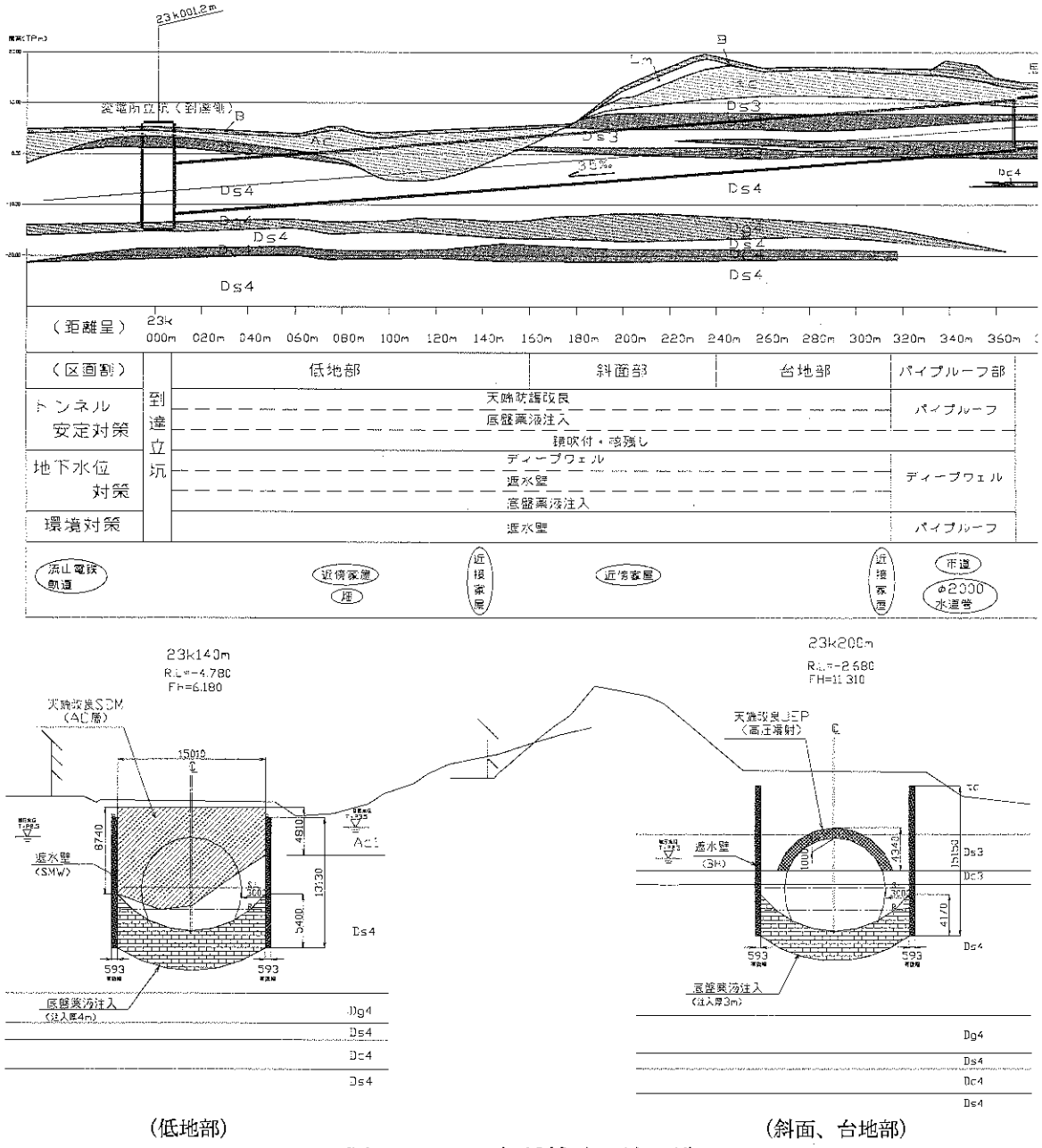
本工区は土被りが 3m～11m と小さく、また地山は地下水位が高く地質は当地区特有の成田砂層と言われる細砂主体の未固結地山が大半を占めている。NATM を適用するにあたって必要となる補助工法は土被りの関係でトンネル直上部からの施工が比較的容易であることから、適

切な補助工法を選択すれば山岳 NATM での掘削は可能と判断した。

(1) 補助工法の概要

補助工法は、極力欠陥の生じにくくかつ確実に施工できる工法でなければならない。本工区では、沖積粘土層の地下水位の低下を抑制するためトンネル両側に止水壁を設けるとともに、底盤部の適切な位置に薬液注入により止水ゾーンを設け、先行釜場を設置して事前排水より掘削部の水位低下を確認してからトンネルの掘削を行なった。

各種補助工法の一覧を図 4-6-1-2 に示す。



（低地部）　　（斜面、台地部）

図 4-6-1-2　各種補助工法一覧

(2) 止水壁工

止水壁は工区の低地部と台地の平地部においてはSMW工法、台地の斜面部では大型のボーリングマシンを使用したBH工法で施工した。造成天端は自然水位+1.0mとし、下端は図4-6-1-2の低地部に示す底版注入下端とした。SMW・BH工法による止水壁はともにφ=650㎜で心材なし、トンネル側壁（SLの位置）から3mの離隔を確保した位置とした。

なお、止水壁の設計強度はσ_{28}=0.5N/㎟としたが、実施工では安全を見込んでσ_{28}=1.0N/㎟とした。

① SMW工法による止水壁

SMW工法は低地部と台地の平地部の止水壁の施工に採用したもので、重機搬入の容易性から決定した。SMWは連結された三軸機構のアースオーガー機を用いて攪拌ロッド、特殊スクリューにより削孔するもので、スクリュー先端からセメントミルクを排出しながら掘削し土砂と混合させながらソイルセメント壁を構築する。また、各エレメントを完全にラップさせることにより継ぎ目のない柱列壁を施工した。なお、低地部は作業地盤が軟弱かつ窪地で水はけが悪く重機の接地圧が確保出来ないため、地表面から1.0m～1.5mの範囲の地盤改良を行なった。施工順序は一般の開削工事等で施工されるSMW壁と同一で、芯材建込みがないだけである。

編成は工程、作業環境等を考慮し、4セットとした。表4-6-1-1に施工数量を示す。

表4-6-1-1　止水壁工A施工数量

施工位置	ソイル径 φ	ピッチ @	ソイル本数 本	施工距離 m	造成長 m	施工面積 ㎡
低地部	650	450	716	153×2	12.8～18.1	4,677
台地部	650	450	334	75×2	12.5～17.0	2,437
合　計			1,050	-	12.8～21.6	7,114

② BH工法による止水壁

BH工法は台地の斜面部の止水壁の施工に採用したもので、SMW工法に比べ重機の搬入が容易であることから採用した。ボーリングマシンにドリルロッドとリングビットを取付け、それを回転させると同時にウォータースイベルを介してビット先端から泥水を高圧噴射させながら削孔するもので、削孔完了後スライム処理を行ない孔内泥水にA剤（珪酸ソーダ）及びB剤（セメントペースト）を投入し、エアーによって泥水を攪拌するとともに杭の一部をラップさせながら作業を進め柱列固化杭を構築した。なお、杭のピッチは450㎜、軸間ラップ長は200㎜とした。編成は工程、作業環境等を考慮し、4セットとした。表4-6-1-2に施工数量を示す。

表4-6-1-2　止水壁工B施工数量

施工位置	ソイル径 φ	ピッチ @	ソイル本数 本	施工距離 m	造成長 m	造成延長 m
斜面部	650	450	354	80×2	11.2～18.0	5,251

4. 地盤改良工

地盤改良はトンネル掘削時にトンネル上部からの崩壊を防止する目的で、地質及び地上の施工環境により施工範囲を決定した。

シールド到達立坑部（23 km 007m）から低地部終点付近（23 km 160m）までの間の延長 L=153 mを地盤改良工 A、低地部終点付近（23 km 160m）から台地部終点（パイプルーフ取付け部、23 km 315m）までの間の延長 L=155mを地盤改良工 B と区分した。図 4-6-1-3 に地盤改良工の位置を示す。

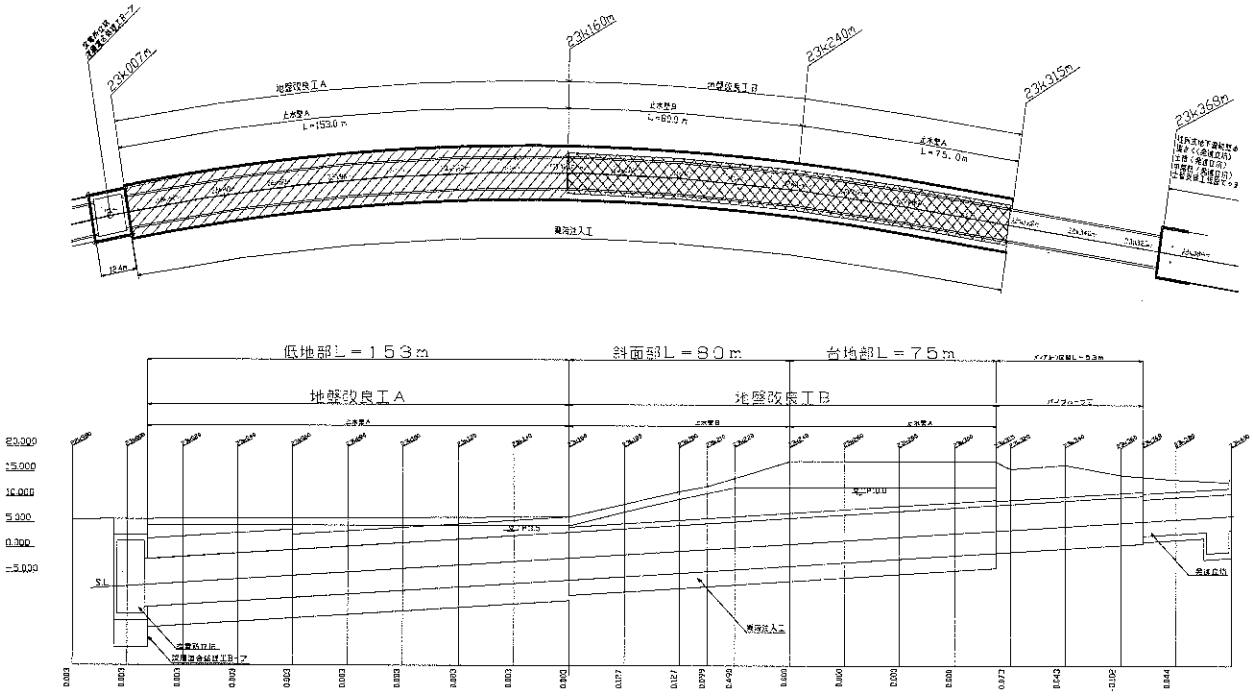


図 4-6-1-3　地盤改良工位置図

(1) 地盤改良工 A

低地部に分布する沖積粘土層（Ac 層）を深層混合処理する改良工である。Ac 層は 23 km 008 m付近からシールド到達立坑に近づくとともに Ds4 層の砂層に徐々に入れ替わり、シールド到達立坑部では Ds4 層だけとなる。このため、Ac 層の改良を SDM 工法、Ac 層から Ds4 層のトンネル天端－1.0mまでの改良を CDM-Lodic 工法による改良とした。

深層混合処理の方法には各種方法があるが、23 km 150m付近本線左に民家が近接しており、変位を抑制する必要があったため本工法を採用した。なお、施工完了後においても民家や造成後の止水壁に変化は見られなかった。

図 4-6-1-4 に SDM 工法と CDM-Lodic 工法による地盤改良の範囲を示す。

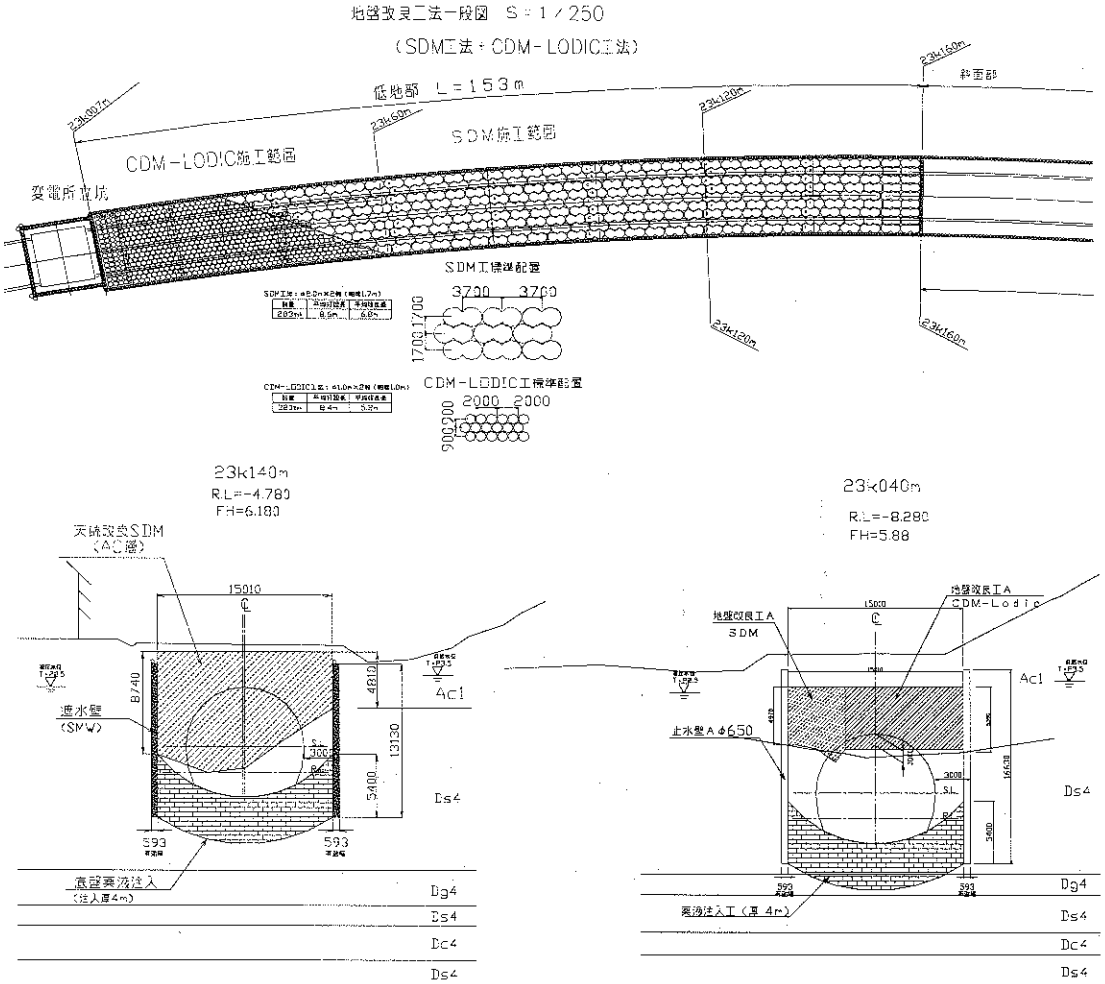


図 4-6-1-4　地質改良工 A 施工範囲平面図

(2) 地盤改良工 B

台地の斜面部、平地部におけるトンネル天端の崩落防止対策として JEP 工法による地盤改良工を行なった。

工法の選択にあたっては改良範囲、施工性、経済性、工程等を考慮し、高圧噴射攪拌工法の中でも大口径の改良ができる JEP 工法を採用した。

改良は砂質土を対象とする場合は ϕ=3,200 mm、Dc3 層を対象とする場合は ϕ=2,600 mmとした。なお、トンネル形状にあわせたアーチ状の改良はできないため階段状に施工した。施工数量は全本数 348 本、全造成延長 899.6m であった。

図 4-6-1-5 に JEP 工法による地盤改良範囲を示す。

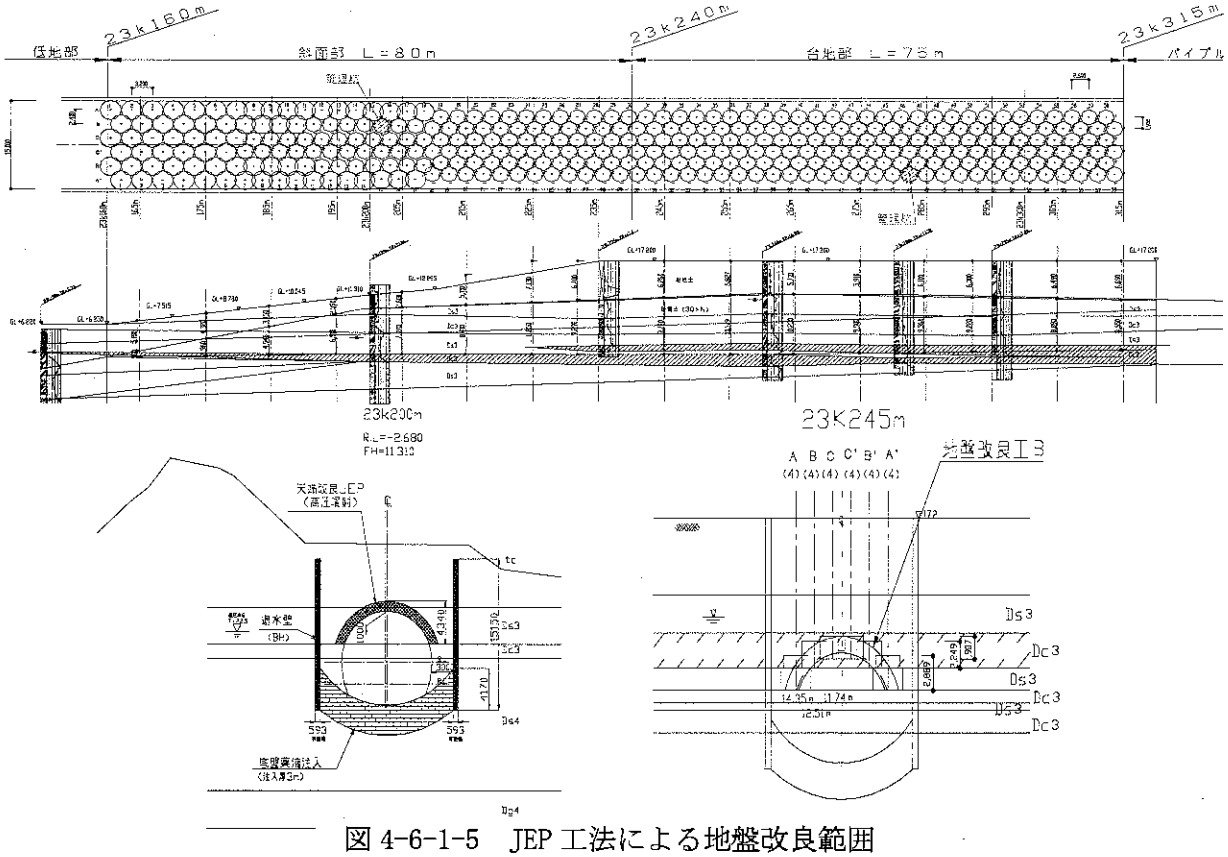


図 4-6-1-5　JEP 工法による地盤改良範囲

(3) 薬液注入

薬液注入は、トンネルの全施工区間に存在する被圧水下にある Ds4 層の盤膨れとパイピングを防止すると同時に、止水を兼ねることを目的としてトンネルの底盤に施工したものである（図 4-6-1-4）。

千葉・茨城両県に広く分布する常総台地を構成する主要な地層である Ds4 層は TP±1.0m付近からより深くかつ広域的に分布しており、黄褐から暗灰色を呈した細砂層である。層内は Dg 層及び何層かにわたる粘土層が挟在するが全体的に均質な地層である。

N 値は 21～50 の範囲で、平均 N 値は 46、N 値 50 以上が 10m以上連続する箇所もあって、全体的には密実な砂層となっている。

この地盤に対し、確実な浸透効果が期待できる工法及び注入材を検討したが、注入工法としては二重管ストレーナー工法（複相式）によることとし、改良範囲の上部から下部に下降するステージ方式とした。また、注入材は地下水などの環境保全に最も有利でありかつ地盤変位の少ない水ガラス系グラウトを主体とし、改良対象土の削孔により乱されたロッド周辺のルーズ部は瞬結材による逸走防止を図るとともに長いゲルタイムの溶液型注入材による浸透注入を行なった。薬液はある程度の強度が得られる有機質水ガラス系溶液型注入材を採用した。

表 4-6-1-3 に注入量を示す。

表 4-6-1-3　有機質水ガラス系溶液型注入材注入量

項目	施工本数(本)			トンネル底盤注入量(ℓ)			切羽防護注入量(ℓ)			珪酸ソーダ使用量(ℓ)		
	設計数量	実施数量	増域	設計数量	実施数量	増域	設計数量	実施数量	増域	設計数量	実施数量	増域
注入工	5,148	5,275	127	5,598,539	5,675,545	77,006	189,900	195,813	5,913	1,399,635	1,467,840	68,205

※施工本数は補足注入分を含む

5. パイプルーフ工

工区終点方のトンネル掘削用発進立坑の起点方端部から 53mの間は交通量の多い流山市道107 号線及び 67019 号線と最小土被り約 2.5mで交差している。市道 107 号線には北千葉広域水道企業団の送水管（φ2,000 ㎜）、ガス管（φ150 ㎜、φ200 ㎜）、水道管（φ150 ㎜）及び雨水管（φ500 ㎜）が、市道 67019 号線には水道管（φ200 ㎜：石綿管）、NTT 線（φ75 ㎜：3 条3 段）及び雨水管（φ250 ㎜）が埋設されており、これらの埋設物の防護及び市道の沈下防止のためパイプルーフ工を行なうこととした。

試掘の結果、トンネル中心において市道 107 号線のφ2,000 ㎜の送水管との離隔は 1.8mであり、FEM 解析の結果パイプルーフの施工を行なっても 30 ㎜の沈下が予想された。また、市道67019 号線の水道管との離隔は 1.4mであったため掘削前にトンネル掘削の影響範囲となる30mの間の水道管を石綿管から鋳鉄管に変更した。

図 4-6-1-6 にトンネルと市道との関係を示す。

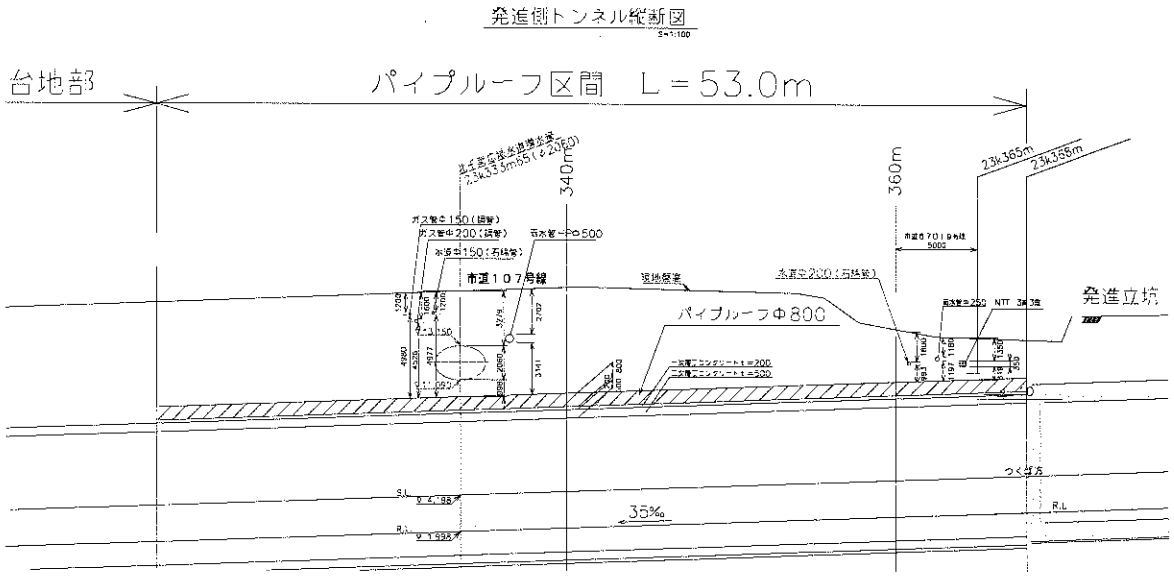
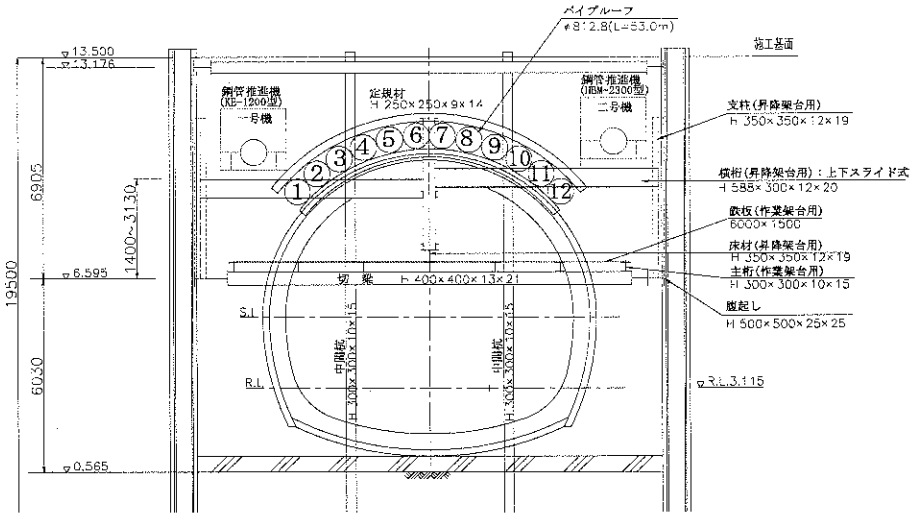


図 4-6-1-6　トンネルと市道との関係

地下埋設物の沈下計測はパイプルーフの施工前に市道の路面上に地表面沈下計測のための計測ピンをトンネル横断法方向に 5mピッチで設置し、随時レベル計測を行ない沈下量が管理値内に収まるか確認を行なった。

計測の結果、パイプルーフ施工完了時においてトンネルセンター部で 5 ㎜、トンネル掘削通過後では 10 ㎜の沈下量であり、計画した管理値 12 ㎜以下に抑えることができた。

坑内の天端沈下もトンネル天端における沈下量が最大で4㎜と一次管理値の5㎜以内に収めることができた。各計測値を一次管理値内に収めることができた最大の要因は、パイプルーフ施工中の裏込め注入を迅速かつ適宜行なった結果と判断している。パイプルーフの施工断面及び縦断を図 4-6-1-7 に示す。



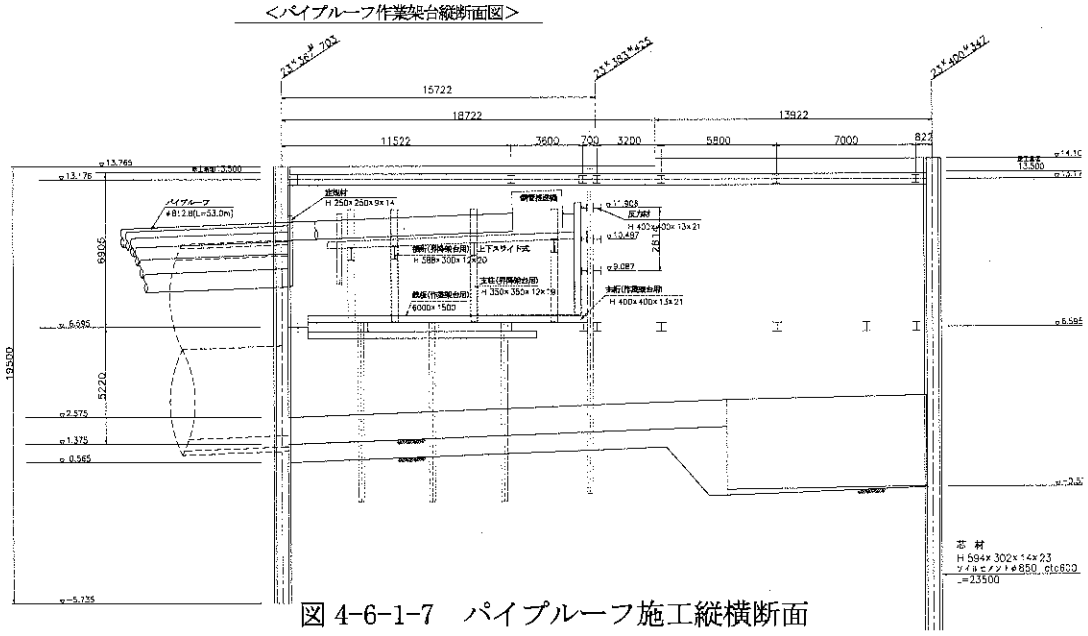


図 4-6-1-7　パイプルーフ施工縦横断面

6. 掘　削

(1) 概　要

本工区延長 405mのうち工区の始点方 12mと終点方 32mにはそれぞれ立坑が構築されており、残りの延長 361mを NATM により掘削した。

掘削は終点方の立坑から行ない、始点方の変電所立坑に到達した。掘削区間は発進立坑側から市道直下のパイプルーフ区間、洪積台地区間、台地斜面区間及び沖積層の低地部に区分できる。各区間の特徴を図 4-6-1-8 に示す。

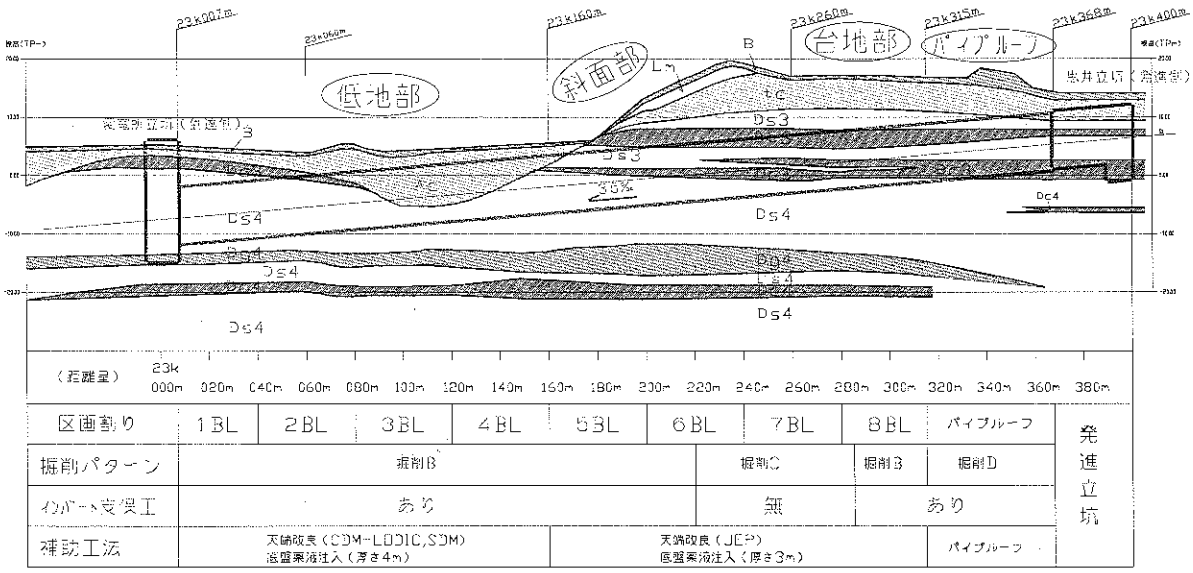


図 4-6-1-8　補助工法適用トンネル縦断図

① パイプルーフ区間

市道直下の延長 53mの区間で、土被りは 3.5～7.5mとなっている。市道にはガス管、水道管、雨水管、北千葉広域水道企業団の送水管が埋設されている。送水管はトンネルの天端からの離隔が 1.8mと最も少ない位置にある。

なお、当区間にはトンネル掘削用発進立坑の本線左に SMW との離隔 2.0mで民家が近接しており、地下水を低下させるためディープウェル 6 本を施工した。

② 洪積台地部

23 km 240m～23 km 315mの延長 75mの区間は洪積台地部であり、補助工法としてトンネルの両側を SMW による止水壁、トンネル底版部を薬液注入による地盤改良、トンネル天端部を JEP 工法による地盤改良とした。なお、トンネルと離隔 8.2mで民家が近接している。

③ 台地斜面部

23 km 160m～23 km 240mの延長 80mの区間は洪積台地に該当するが、土被りが 11mから徐々に小さくなり 23 km 160m付近では土被り 2.6mと工区内で最も土被りの小さな箇所となっている。当区間の補助工法は止水壁の施工を BH 工法としたほかは洪積台地部と同一な補助工法とした。なお、民地に近接している。

④ 沖積低地部

23 km 007m～23 km 160mの延長 153mの区間は沖積層低地部で、被圧された成田砂層と圧密沈下が懸念される Ac 層が分布している。補助工法としてはトンネル両側を SMW による止水壁、トンネル底盤部を薬液注入による地盤改良、トンネル天端部の Ac 層を SDM 及び CDM-Lodic 工法による深層混合改良とした。

(2) パイプルーフ区間の掘削

① 初期掘進

トンネルの掘進は発進立坑の SMW 壁を鏡切りすることから開始した。掘削は昼夜 2 交代制としたが、民家が近接していることもあり夜間の騒音・振動対策としてキャタピラにゴムタ

イヤを取付ける等の慎重な対応をした。

② パイプルーフ直下の掘削

当区間の掘削においては吹付けコンクリートの強度発現までの間、パイプルーフの沈下を抑制するため支保工建て込み後に支保工とパイプルーフとの間隙に速硬性のモルタルを充填注入した。

インバートの早期閉合と速硬性モルタルの充填注入により、地表面沈下を一次管理値（12㎜）以内の10㎜に抑えることができた。

地質は砂質土と粘性土の互層であり、トンネルの肩部付近に Ds3 層が 1m程度挟在していたため発進立坑から水平水抜きボーリングを行ない、ディープウェルとの併用で水位低下させることができた。施工中は滲水程度（0.1～0.4ℓ/min）であり、問題なく掘削することができた。

(3) 台地部の掘削

台地部の掘削は、ディープウェルによる掘削断面内の揚水を行ない水位をインバート基面付近まで低下させた後、復水試験により外部から地下水の流入が見られないことを確認してから開始した。

インバート基面の地質状況が良好であったため、トンネルと近接（23㎞285m付近）している民家を通過した段階でインバートストラットの設置を取止め、インバートの閉合を吹付けコンクリート（t=200㎜）による施工に切り替えた。

なお、この区間における揚水、復水試験では透水係数は 2.35×10^{-5}cm/sec であり、ポンプ排水で掘削可能と判断した。

(4) 台地斜面部の掘削

台地斜面部の掘削は、台地部の掘削と同様ディープウェルによる掘削断面内の揚水を行ない、水位がインバート基面付近まで低下したことを確認してから開始した。復水試験による Ds4 層の透水係数は 1.51×10^{-5}cm/sec であった。

切羽は砂質土と粘性土との互層状態で、上半切羽は安定していた。インバートは掘削基面全体が滲水状態であったため、インバートストラットの設置を行なった。

(5) 低地部の掘削

低地部の掘削前に行なった揚水では水位低下が少なかったため、ディープウェルを2本追加した。なお、揚水試験結果に基づく透水係数は 1.1×10^{-4}cm/sec であったため本線左側の SMW 止水壁に沿った延長40m間に図4-6-1-9に示す補強注入を行なった。

なお、補強後の透水係数が 3.3×10^{-5}cm/sec となり、補強の効果が確認できた。

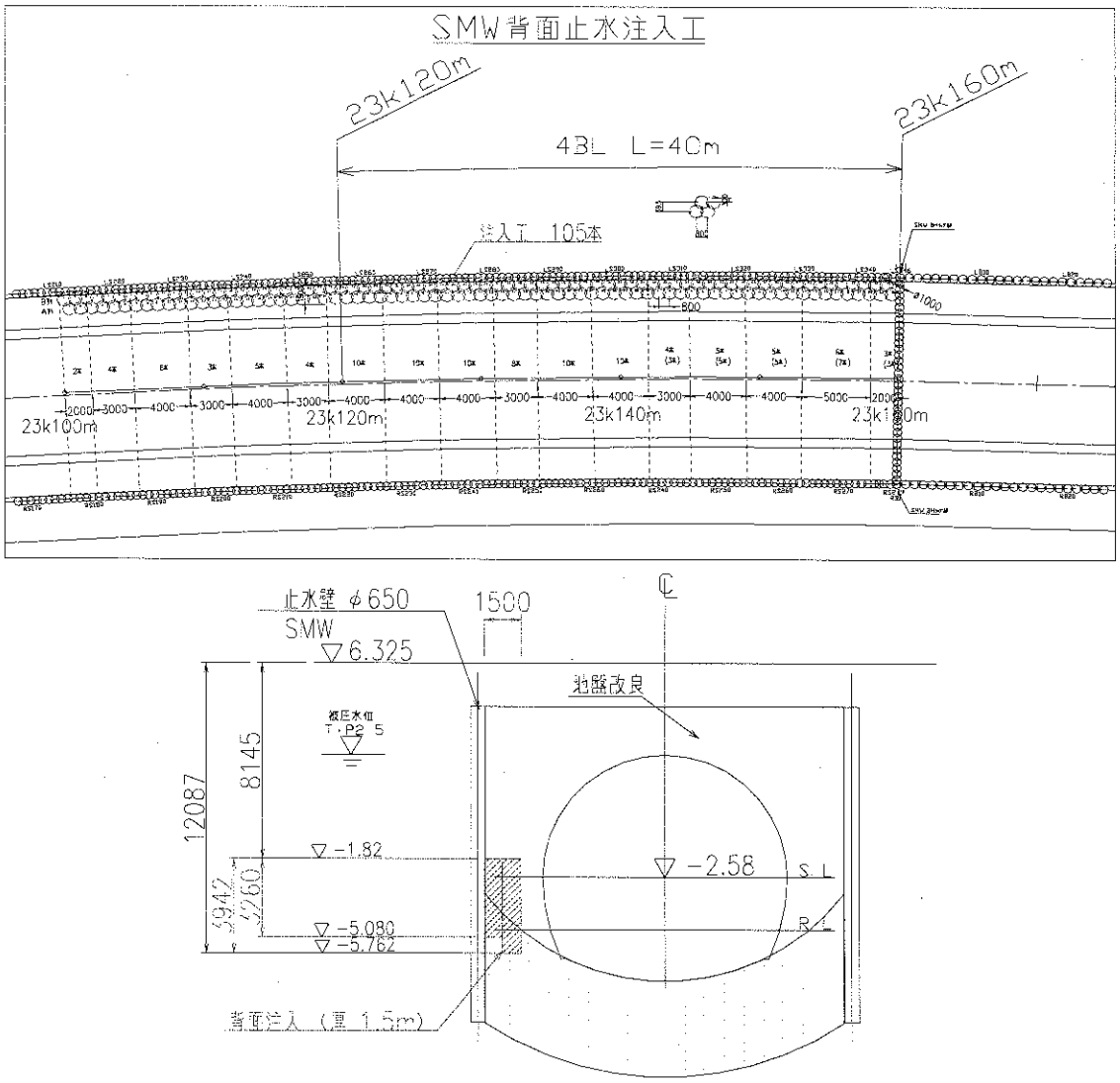


図 4-6-1-9　補強注入平面及び断面図

7. 計測工

本トンネルの掘削・計測管理を行なうにあたっては、事前に検討若しくは決定した内容を再確認するとともに、掘削に反映させることを最優先した。

(1) 計測管理

土被りの小さな都市型トンネルの変位はトンネル切羽前方から始まり、支保材による内圧効果の発現までの間トンネル周辺の地山に影響を与える。したがって、先行変位沈下量を小さくして周辺地山の安定誘導を行なうことがトンネル自体の安全性につながるものと言える。そのため、先行変位沈下、影響範囲、周辺地山の挙動把握に着目した計測管理を行なうこととした。

通常、計測は日常的な施工管理のための A 計測、地山条件や設計内容に応じて実施し、設計施工に反映させる B 計測がある。本工区では周辺地山の挙動把握に着目し、坑外計測についても重点をおくこととした。

計測項目を表 4-6-1-4 に示す。

表 4-6-1-4

位置	計測項目	計　測　内　容
坑　内	坑内観察調査	・切羽の自立性及び掘削面の安定性確認 ・地質状況の確認 ・既設支保工の変状及び異常の有無
	天端沈下測定 内空変位測定	・トンネル天端の沈下量を監視し断面の変状状態と天端の安定性を確認 ・周辺地山の安定性、支保工の設計と施工状態の妥当性及び覆工コンクリート打設時期の決定
坑　外	地表面沈下測定	・トンネル掘削時における地表面沈下や埋設物に対する影響及びトンネルの安全性確認と評価
	地中側方変位測定	・トンネル掘削に伴う地中及び地表の変形の把握による影響範囲の確定
坑　外	地下水位測定	・止水壁内外における地下水変動量の把握 ・ディープウェル及び止水壁等の設計の妥当性確認
その他	ﾊﾟｲﾌﾟﾙｰﾌ沈下測定	・地下埋設管及び市道の沈下監視
	近接家屋変状観測	・第三者に対する安全監視

なお、地表面沈下計測はトータルステーションを 3 箇所に設置し、3 次元自動追尾方式によるプリズム計測とした。

(2) 計測結果

沈下及び内空変位の測定結果は絶対量で 10 mm程度であった。計測値からは洪積台地部に比べ、沖積低地部の方が沈下量、閉合に関し安定していたほか、土被りの相違による違いはないものと考察できた。

地表面沈下の計測では全ての測定値で一次管理値内に収まり安定した結果が得られ、天端防護工の施工が寄与した結果と判断される。

事前に懸念されていた底盤からのパイピングや盤ぶくれ等の現象は発生しなかった。これは隔壁ブロックを形成し揚水効果を確認しながら施工した結果と考えられる。

なお、薬液注入には不利となる砂質土や粘性土の互層が存在したため、ある程度の湧水はあったが、環境条件に適切に対応することにより、安定した掘削ができた。

8. 防水工

NATM 工法はトンネル掘削方法に関する合理性や経済性の観点から山岳部のみならず都市部においても採用される傾向にあるが、その一方で覆工コンクリートのひび割れや漏水が大きな問題になるとともに、トンネル供用後の補修が難しい点から維持管理・修繕の軽減策が重要な課題となっている。

当工区では㈶鉄道総研等によって開発されていた防水シート（接着性防水シート、商品名：エバーブリッド）を有効に活用してシート防水の効果を高め、覆工コンクリートのひび割れ防止とトンネルのウォータータイト構造を実現するために、施工現場での適用上の問題点の確認と適用性の確立・立証を目的とした施工を行なった。

この工法は NATM の覆工コンクリートの施工にあたり、吹付けコンクリート面の不陸に影響されずに防水シートを円滑に展張りするシステムであり、展張り用台車上に敷設した防水シートと吹付けコンクリートとの間の空隙に充填材を圧入し、同時に充填材の付着力でシートを張付ける方法である。

本システムの採用により、従来ひび割れの原因であった覆工背面の拘束や空洞の発生といっ

た問題点を解決することが可能となった。また、幅広のシート（本工区では長さ6mのシートを使用した）を用いることにより、現場での溶着回数を減少させるとともに不陸を修正することで、シートの破損の減少を図ることが可能となった。

施工結果は良好で、覆工コンクリートに生ずるひび割れを抑制し、止水性の高い防水構造物が得られるとともにトンネルの寿命を高め、ひいては将来にわたる維持管理、補修費の削減につながることが期待される。

図4-6-1-10にトンネル断面構造における従来工法と新工法を模式図として示す。

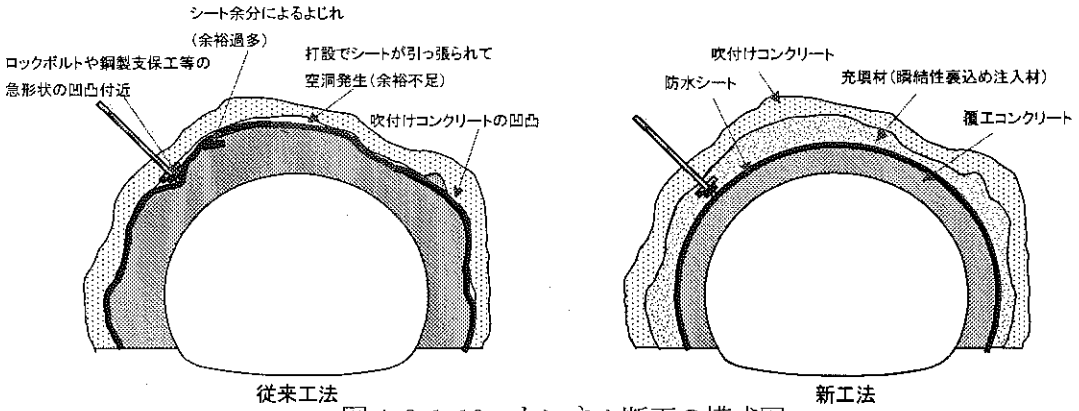


図4-6-1-10　トンネル断面の模式図

(1) 実用化への検討

新システムを発展させるためは次に示すような課題を解決する必要があった。

- 覆工コンクリートの下地となるべき部分を平滑に仕上げるとともに、この下地への防水シート張付けを同時かつ経済的に達成させること
- 作業効率を考慮した適切な裏込め充填材の選定と所要強度の確保
- システム全体の効率的な作業手順の確立
- 実施工における性能確認

そのため、課題解決にあたっては施工性（施工方法）、経済性、品質の3点から検討を進めた。

① 施工性（施工方法）

防水シートを平滑に仕上げる方法としては、型枠（セントルなど）をセットし吹付けコンクリートと型枠との間に充填材を注入する方法を採用した。なお、吹付け面を整形した後に防水シートを張付ける方法も考えられたが、型枠にあらかじめ防水シートを広げておくことでシート張りの手間を省くことができ、またシート背面の空隙を最小限に抑えることが可能となるため、施工性と品質確保の面で有利と判断した。

この方法により防水シート、充填材及び吹付けコンクリートを一体化するとともに、凹凸のない滑らかな防水シートの展張りが可能となった。

また、この施工方法をスムーズに行なうためには、適切な防水シート材と裏込め充填材を選定したうえで、防水シート張り設備（型枠台車）の改良が必要であった。種々検討の結果、防水シートは従来工法と同じ構造（防水シート+不織布）とし、工場で防水シートと不織布を接着加工したうえで、充填材と不織布との付着力を利用して防水シート全体を張付けること

とした。なお、防水シート張付け設備の製作や張付け作業は、従来のトンネル施工技術で十分対応が可能であった。

裏込め注入材は吹付けコンクリートと不織布との付着力、吹付けコンクリートと不織布との空隙への充填性（流動性）が必要であると同時に、充填材が妻部や型枠下端からリークしないよう固結時間（瞬結性）についても確認が求められた。

ア、裏込め充填材の選定

充填材は、エアーミルクとシールド工法で使用される2液型瞬結性注入材の2種類について検討した。

試験の結果、エアーミルクは注入時圧力によりエアーがつぶれ材料が過大になることや想定を上回る硬化熱が発生する等の問題点があることがわかった。また、硬化に長時間を要するため吹付けコンクリートの凹凸と妻型枠（エアーバルク）から多量のリークが生じ、作用荷重によって型枠の変形が生じた。一方、シールド工法で使用される2液型瞬結性注入材は硬化時間の調節が可能であるためリークの問題がなく、作業効率も大幅に改善可能であった。そのため、裏込め充填材としては2液型瞬結性注入材を採用した。

図4-6-1-11に防水シート張付け設備を示す。

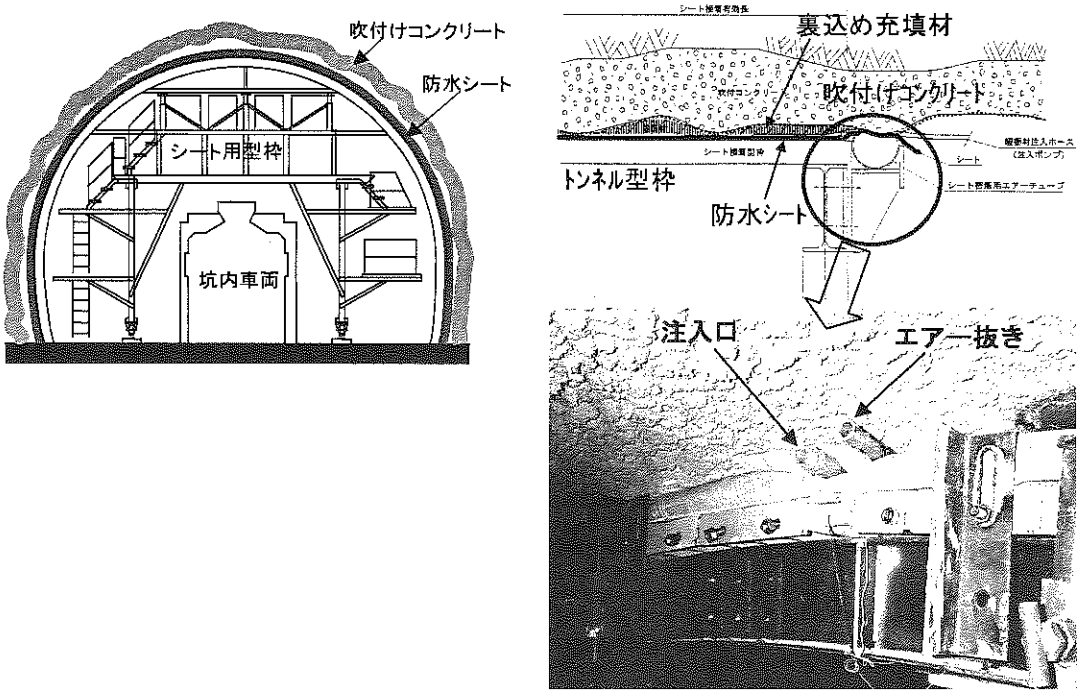


図4-6-1-11　防水シート張付け設備

イ、凝結時間及び付着力

充填材には高流動性（充填性）のほか、リークが生じた場合容易に対応できること（瞬結性）が重要である。この2点の要件を満たすため、材料のゲルタイムを10～30秒の間で変化させた室内試験を行なった結果、ゲルタイムとしては30秒が最適であることがわかった。また、目標のゲルタイムから充填材の配合を決定するとともに、吹付けコンクリートと充填材、充填材と防水シートの不織布との付着力を確認するための実験も行なった。

その結果、充填後の材令2時間で吹付けコンクリートと充填材との付着力（必要な付着力=1.4×10^{-3}N/mm²）、充填材と不織布との付着力（同=1.8×10^{-5}N/mm²）ともに、材料の自重から求められる付着力の20倍を上回る結果となり、2液型瞬結性注入材は要求性能のひとつである付着力について十分満足していることが確認できた。

ウ、作業方法

裏込め充填材の注入は以下の手順とした。

・防水シートを型枠に巻き上げた後、型枠の位置をセットする。

・充填範囲の外周にエアーバルクを配置し、妻型枠を作成する。

・注入口は3箇所とし、両肩部（SL+4mの位置）から片側ずつ注入した後に天端センター部から注入を行なう。

・妻型枠の天端に設置しているエアー抜き（図4-6-1-11）から充填材が流出することを確認した上で注入完了とする。

② 経済性

新システムと従来工法とを比較すると、新システムの設備費は防水シート張り設備等が必要になることから、従来工法の約2倍となった。一方、労務費、材料費、プラント費は従来工法と比較し、3.5%の増加に抑えられたことから、新システムと従来工法とのコスト差は設備費に起因していることがわかった。

設備費は施工数量の基本となるトンネル延長に大きく影響されるため、当トンネルのように比較的短いトンネル（延長 361m）の場合は、シート張り設備を覆工コンクリート用セントルで兼用しコスト低減を図ることが必要である。

また、本工区では防水シートの展張り長を 6mとしたが、覆工コンクリート用セントルで兼用する場合は、施工延長をセントル長（10.5mまたは12m）に合わせて労務費を低減することも可能と思われる。

充填材も付着力の発現強度が大きすぎたことから、配合の見直しを行ないコスト低減を図ることも必要であると考えられる。

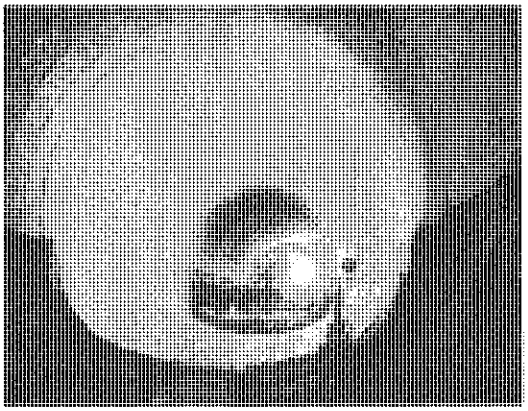


写真4-6-1-1 防水シートの敷設状況

③ 品　質

写真4-6-1-1に示すように防水シートの敷設状況は、シートの溶着部を除きほぼ平滑に仕上がっており、従来工法のシート余裕過多あるいは余裕不足といった問題点は解決できたものと考えられる。

(2) 新システムの効果

今回施工した防水シート展張りシステムにより期待される効果は以下のとおりである。

① 防水性能の向上

・型枠長に合わせた幅の広いシートの展張りが可能となるため、現場での溶着作業量が減

少し、品質に対する信頼性が向上する。

・ロックボルト頭部等の突起物によるシートの損傷が少なくなる。

・覆工コンクリートに鉄筋を使用する場合、鉄筋組立て時に鉄筋の端部でシートを損傷することが少なくなる。

・シートが吹付けコンクリートに密着するとともに仕上げ面を平滑にできるため、確実なウォーターバリアの形成が可能で、広範囲な漏水の拡大を防止することができる（補修箇所の絞込みが可能）。

② 覆工コンクリートの品質の向上

・防水シートの表面が平滑なため、覆工コンクリートの巻厚が一定となり空隙の発生もすくなくなる。

・防水シート面のアイソレーション機能が向上するとともに一定になる。

・シートの表面が平滑なためコンクリート打設がスムーズとなり、密着したコンクリート構造となる。

③ 良好な作業環境の確保

・防水シートの敷設が機械作業となるため、省力化を図ることができる。

・シートのたるみがなくなるため、鉄筋組立て時の作業環境が改善され、能率アップを図ることができる。

④ ライフサイクルコストの低減に寄与

・漏水量を減らせるため、漏水処理費を少なくすることができる。

(3) 土木学会技術開発賞受賞

本システムは、都市トンネル等に求められているウォータータイトな構造物を構築するという目的を達成するためには画期的な方法と評価され、平成16年度の土木学会技術開発賞を受賞した。

9. 覆工コンクリート

覆工コンクリートは低土被りという地山条件、覆工コンクリート施工後に計画されている本線地上部における地山の一部除去等を考慮し、鉄筋構造とした。

図4-6-1-12に覆工コンクリートの断面図を、写真4-6-1-2～3に施工状況を示す。

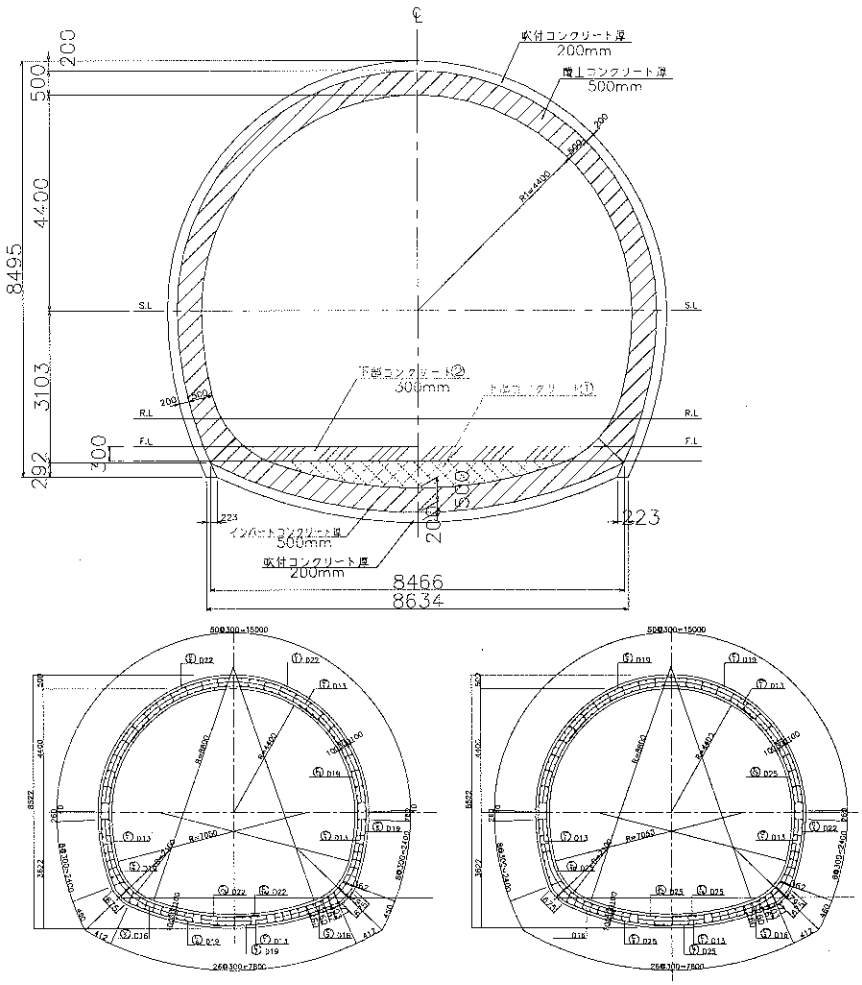


図 4-6-1-12　二次覆工配筋断面図

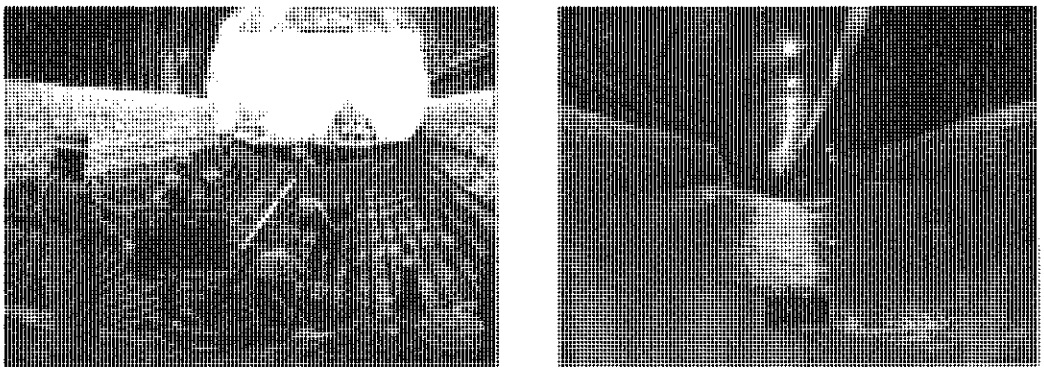


写真 4-6-1-2　インバート打設状況及び打設完了全景

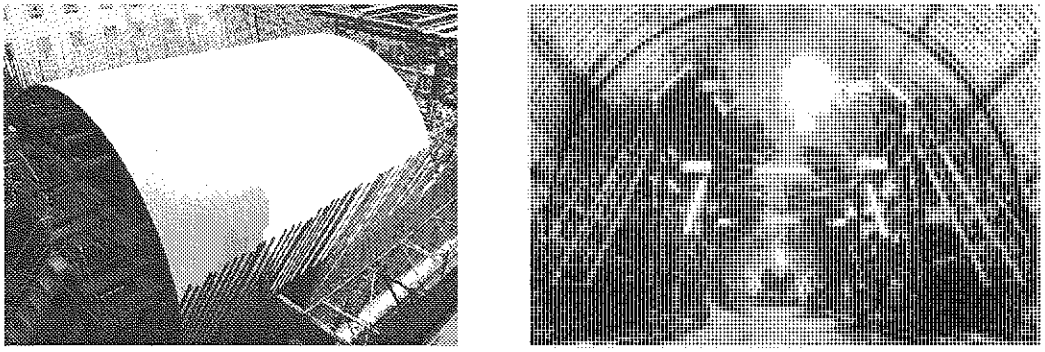


写真 4-6-1-3　セントル組立状況及び鉄筋組立台車全景

第７章　開削トンネル

第１節　概　要

開削トンネルとしては、駅部が 20 駅のうち８駅、一般部としては西綾瀬トンネル、綾瀬川トンネル等が施工された。

各駅の概要を図 4-7-1-1 に示す。

種別＼駅名	秋葉原	新御徒町	浅草	南千住	青井	六町	南流山	つくば
配線略図	[1面2線]	[1面2線]	[1面2線]	[2面2線]	[2面2線]	[1面2線]	[1面2線]	[1面2線]
躯体及びホームの形態								
キロ程	0k000m	1k600m	3k130m	5k640m	10k590m	12k020m	22k130m	58k260m
乗降人員(人/日)	48,000	83,000	11,000	31,000	15,000	25,000	65,000	23,000
駅形態	地下4階	地下4階	地下4階	地下1階	地下2階	地下3階	地下1階	地下2階
ホーム長	1×12.0×125m(165m)	1×9.3×125m(165m)	1×9.7×125m(165m)	2×4.5×125m(165m)	2×4.0×125m(165m)	1×9.1×125m(165m)	1×9.0×125m(165m)	2×10.0×125m(165m)

図 4-7-1-1　各駅の概要

開削トンネルの内空寸法は所定の建築限界寸法に建築限界外方の規程余裕を加算して決定している。図 4-7-1-2～5 に駅部と一般部の標準断面を示す。

1. 駅　部

(1) 島式ホーム駅

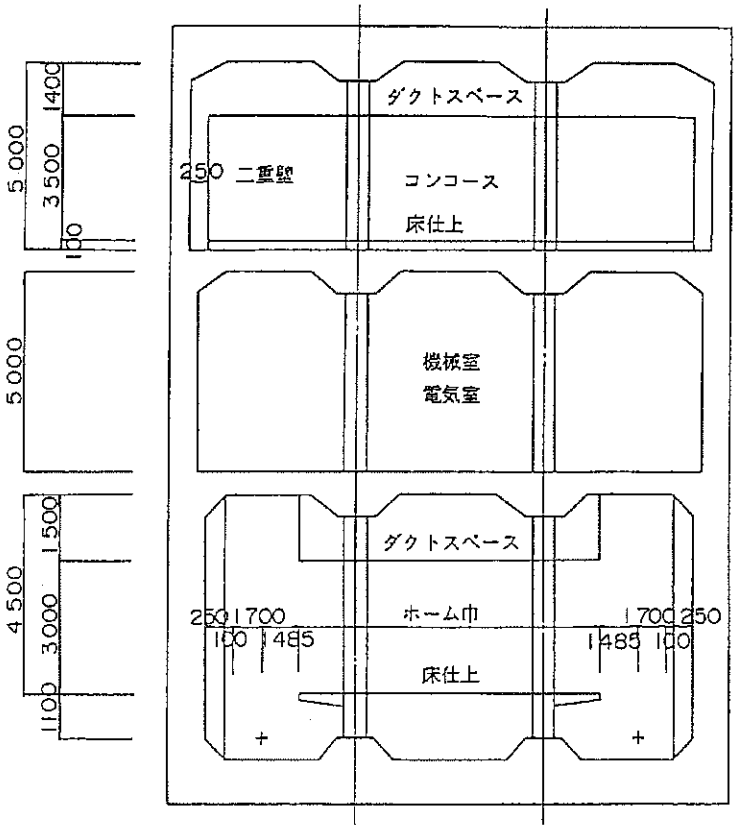


図 4-7-1-2　開削トンネル（島式ホーム駅）標準寸法

(2) 相対式ホーム駅

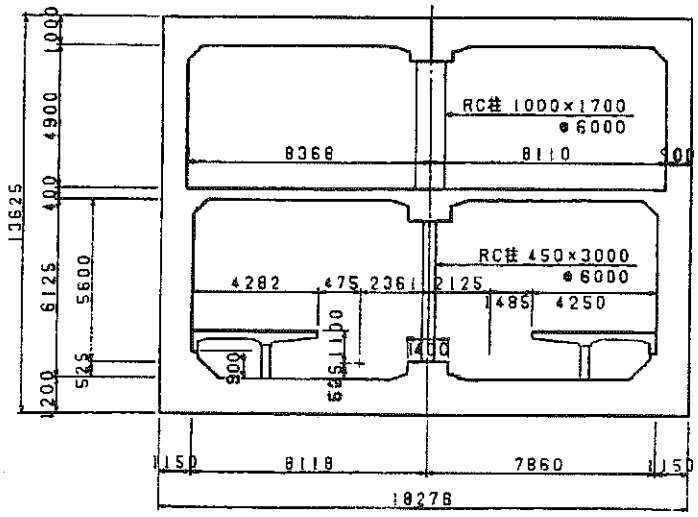
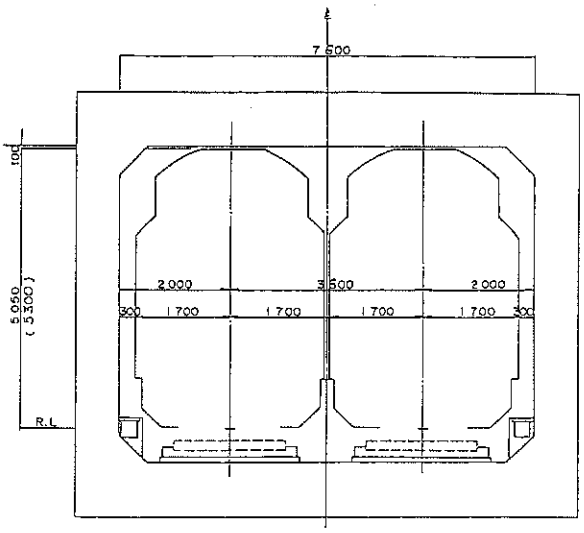


図 4-7-1-3　開削トンネル（相対式ホーム駅）の例

2. 一般部

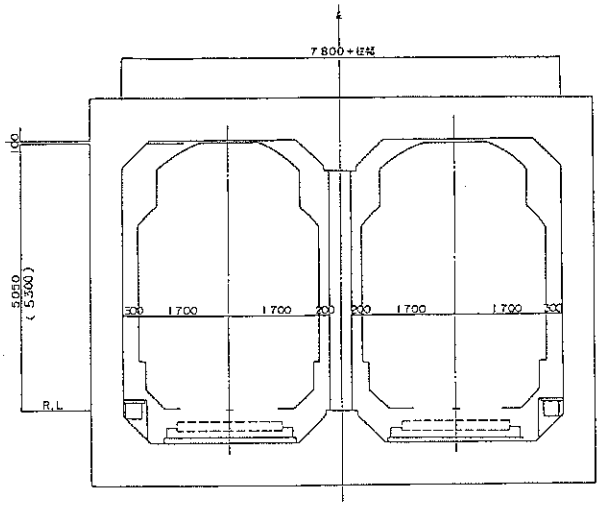
(1) 1ボックス区間



（　）内の標記は、交流区間を示す。

図 4-7-1-4　開削トンネル(一般部)1BOX 区間標準寸法

(2) 2ボックス区間



（　）内の標記は、交流区間を示す。

図 4-7-1-5　開削トンネル(一般部)2BOX 区間の標準寸法

第２節　仮設構造物の設計（仮土留工）

開削トンネルの重要仮設構造物である仮土留工は、掘削深さ、周辺地盤の土質・地下水の状況、占用道路幅などの作業帯確保、近接構造物への影響度合いなどを考慮し、施工実績、信頼性、工期、工事費の観点から選定を行った。その結果、大半が軟弱地盤に構築される工区が多く、仮土留形式は柱列式地下連続壁(SMW)を採用しているが、秋葉原駅は普通地盤であり、RC地中連続壁を仮土留めに採用し、一体壁による本体利用を行っている。

設計にあたっては、『(深い掘削土留工設計指針) 平成７年４月　日本鉄道建設公団』を基準として、図 4-7-2-1 の仮設設計フローにより設計している。地表面荷重は 10kN/㎡、建築荷重はブーシネスク法による側圧とし、切梁上載荷重、切梁温度荷重、路面覆工荷重（車両荷重 T-20 及作業帯荷重クローラークレーン等）を考慮している。断面力算定モデルは弾塑性解析を用いて、根入れ長は釣り合い計算、弾性領域率及び最小根入長（=3.0m）で計算し決定している。土留め工の市街地における許容変位量は 50 ㎜を標準としているが、西綾瀬ﾄﾝﾈﾙは都営住宅と近接しているため 30 ㎜とし、青井駅は近接の程度から 60 ㎜に許容している。地下水位については、土留め背面側は全水頭、掘削面側は、盤ぶくれの安全率が 1.1 となるように設定している。掘削底面の安定については、施工過程における中間粘性土の盤ぶくれの検討及びボイリング、ヒービングの検討を実施している。補助工法については、必要に応じて、土留め内に揚水井戸の設置、土留め壁変位抑制として地盤改良による先行地中梁、ヒービング・ボイリング対策として底盤改良、トラフィカビリティー向上のため、生石灰杭工法による改良及び切梁プレロードを実施している。また、周辺環境を考慮し、市街地では、騒音・振動に対する検討を行っている。仮設構造物の概要については表 4-7-2-1(1)～(4)に示している。

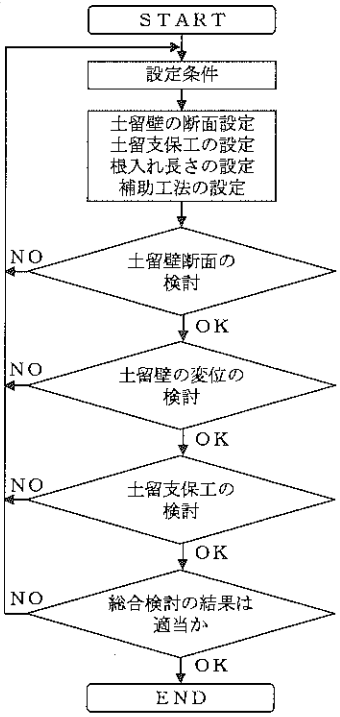


図 4-7-2-1　仮設設計フロー

また、仮設構造物の設計例として、地下４階と深くしかも軟弱地盤に設置した浅草駅の設計を記述する。浅草駅は、トンネル延長 310m、掘削深さ 37.9m、仮土留め形式は、柱列式地下連続壁(SMW)を採用している。地質条件は表 4-7-2-2 の表中山留め架構一般図に示すように軟弱地盤、中間杭支持層は Ds5 層、地下水位は-2.3m、被圧地下水位-14.4m、地表荷重は建築荷重として 50kN/㎡とし、ブーシネスク法による側圧を考慮している。山留架構断面力算定は弾塑性解析モデルとし、根入れ長は釣り合い計算、弾性領域率及び最小根入長（=3.0m）で検討を行ない、釣り合い計算より 7.1mとしている。土留め壁は心材 SS400(φ850、H-594×302×14×23、ctc600 ㎜σｓ/σｓａ=65%、τ/τａ=52%、δmax42.3 ㎜)、土留め支保工は H-400～500、腹起しは H-400×400×13×21～2H-502×470×20×25、路面覆工桁は、H-400×400×13×21(ctc2.5m)、中間杭 H-300×300×10×15(ctc2.5m)となっている。その詳細は表 4-7-2-2(1)～(2)に示す。

表 4-7-2-1　開削トンネル概要(1)

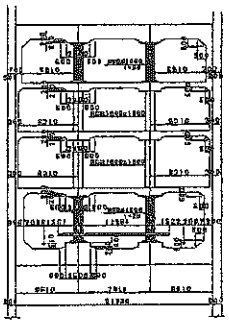
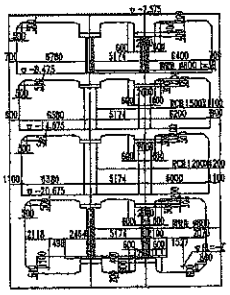
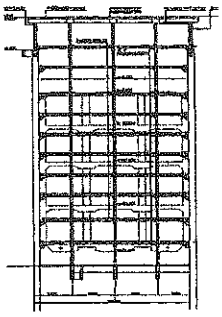
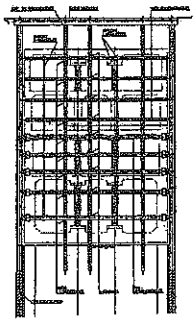
駅　名					秋葉原駅	浅草駅
開削トンネル	本設構造物	鉄道計画	駅規模	駅　種　別	終端駅	中間駅
				駅　長(m)	283.5	304.0
			沿線状況（市街地・その他および道路幅）		市街地	市街地
			線形条件	設計最高速度(km/h)	130	130
				平面線形（曲線半径(m)）	650.0	上り線1000:下り線800
				縦断線形（勾配(‰)）	-2.0	+10.0
				軌道構造	弾性直結	弾性直結
			ホーム形式	ホーム形式	島式ホーム（1面2線）	島式ホーム（1面2線）
				路　線　数	複線	複線
				ホーム長(m)	6両対応:125 8両対応:165 10両対応:205	6両対応:125 8両対応:165 10両対応:205
				ホーム幅(m)	7.0～11.9	7.7～9.7
		構造設計	構造条件	トンネル延長	103	130
				構造形式	4層3径間	4層3径間
				構築幅(m)	22.8	18.0
				構築高さ(m)	27.8	22.9
				構造一般図（標準断面）		
			地　盤　条　件		普通地盤	軟弱地盤
	仮設構造物		構造条件	土留め壁形式	ＲＣ地下連続壁	ＳＭＷ形式
				支保工形式	切梁式（ﾌﾟﾚﾛｰﾄﾞ有り）	切梁式（ﾌﾟﾚﾛｰﾄﾞ有り）
				平均掘削深さ(m)	37.4	32.8
				山留架工一般図		
			補　助　工　法		－	土留め内に揚水井を設けている
			近接構造物の有無		－	下水浅草幹線(φ4800)が並行して近接している。

表 4-7-2-1　開削トンネル概要(2)

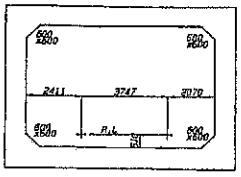
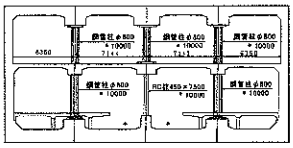
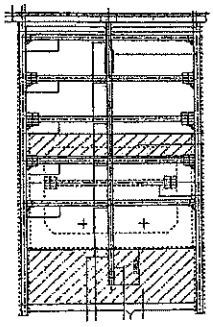
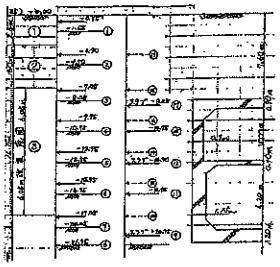
駅　名					西綾瀬トンネル	青井駅
開削トンネル	本設構造物	鉄道計画	駅規模	駅　種　別	―	中間駅
				駅　長(m)	―	180.0
			沿線状況（市街地・その他および道路幅）		市街地	市街地
			線形条件	設計最高速度(km/h)	130	130
				平面線形（曲線半径(m)）	―	―
				縦断線形（勾配(‰)）	―	―
				軌道構造	弾性直結	弾性直結
			ホーム形式	ホーム形式	―	相対式ホーム（2面2線）
				路　線　数	複線	複線
				ホーム長(m)	―	6両対応:125 8両対応:165
				ホーム幅(m)	―	4.25～9.6
		構造設計	構造条件	トンネル延長	―	70
				構造形式	1層1径間	2層4径間
				構築幅(m)	10.0	28.6
				構築高さ(m)	7.7	13.6
				構造一般図（標準断面）		
			地　盤　条　件		軟弱地盤	軟弱地盤
	仮設構造物		構造条件	土留め壁形式	ＳＭＷ形式	ＳＭＷ形式
				支保工形式	切梁式（ﾌﾟﾚﾛｰﾄﾞ有り）	切梁式（ﾌﾟﾚﾛｰﾄﾞ有り）
				平均掘削深さ(m)	16.8	21.8
				山留架工一般図		
			補　助　工　法		地盤改良による先行地中梁、ヒービングおよび盤ぶくれ対策として底盤改良を行う。	トラフィカビリティー確保のため生石灰杭地盤改良を行っている
			近接構造物の有無		―	―

表 4-7-2-1　開削トンネル概要(3)

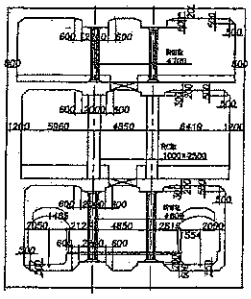
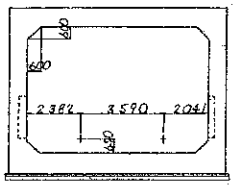
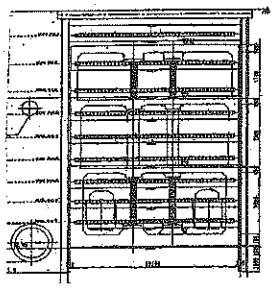
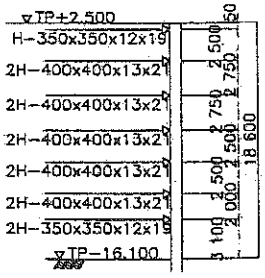
駅　名					六町駅	綾瀬川トンネル
開削トンネル	本設構造物	鉄道計画	駅規模	駅　種　別	中間駅	－
				駅　長(m)	260m	－
			沿線状況（市街地・その他および道路幅）		市街地	農地
			線形条件	設計最高速度(km/h)	130	130
				平面線形（曲線半径(m)）	上り線1000：下り線直線	直線
				縦断線形（勾配(‰)）	+3.0	－
				軌道構造	弾性直結	弾性直結
			ホーム形式	ホーム形式	島式ホーム（1面2線）	－
				路　線　数	複線	複線
				ホーム長(m)	6両対応:125 8両対応:165 10両対応:205	－
				ホーム幅(m)	5.0～9.5	－
		構造設計	構造条件	トンネル延長	260m	－
				構造形式	3層3径間	1層1径間
				構築幅(m)	19.6	9.7
				構築高さ(m)	24.9	7.9
				構造一般図（標準断面）		
			地　盤　条　件		軟弱地盤	軟弱地盤
	仮設構造物		構造条件	土留め壁形式	上り線側:SMW　下り線側:TMW	ＳＭＷ形式
				支保工形式	切梁式（ﾌﾟﾚﾛｰﾄﾞ有り）	切梁式（ﾌﾟﾚﾛｰﾄﾞ有り）
				平均掘削深さ(m)	29.3	18.6
				山留架工一般図		
			補　助　工　法		ﾄﾗﾌｨｶﾋﾞﾘﾃｨｰ確保，先行地中梁のため地盤改良を行っている	－
			近接構造物の有無		－	－

表 4-7-2-1　開削トンネル概要(4)

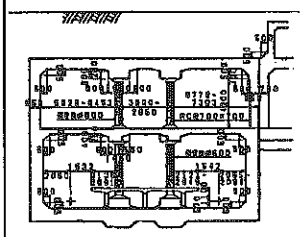
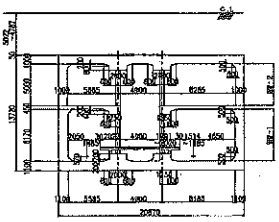
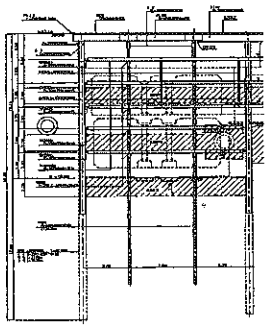
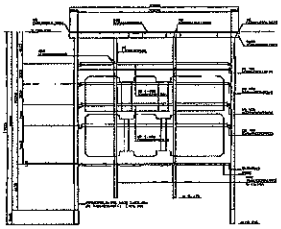
駅　名					南流山駅(南流山トンネル)	つくば駅
	本設構造物	鉄道計画	駅規模	駅　種　別	中間駅	終端駅
				駅　長(m)	189.9	241.0
			沿線状況（市街地・その他および道路幅）		市街地	市街地
			線形条件	設計最高速度(km/h)	130	130
				平面線形（曲線半径(m)）	上り線900：下り線1000	上り線600：下り線直線
				縦断線形（勾配(‰)）	-5	+2.0
				軌道構造	弾性直結	弾性直結
			ホーム形式	ホーム形式	島式ホーム（1面2線）	島式ホーム（1面2線）
				路　線　数	複線	複線
				ホーム長(m)	6両対応：125 8両対応：165 10両対応：205	6両対応：125 8両対応：165 10両対応：205
				ホーム幅(m)(6両対応)	6.3～9.2	8.3～9.0
		構造設計	構造条件	トンネル延長	189.9（南流山ﾄﾝﾈﾙ1,171.7）	241.0
				構造形式	2層3径間	2層3径間
				構築幅(m)	13.7～17.5	20.9
				構築高さ(m)	13.7	13.7
				構造一般図（標準断面）		
			地　盤　条　件		軟弱地盤	普通地盤
	仮設構造物		構造条件	土留め壁形式	ＳＭＷ形式	ＳＭＷ形式
				支保工形式	切梁式	切梁式
				平均掘削深さ(m)	18.8	19.3
				山留架工一般図		
			補　助　工　法		土留壁変位抑制のため先行地中梁を施工、ﾄﾗﾌｨｶﾋﾞﾘﾃｨ確保のため、生石灰くい等により地盤改良を行なっている。	ﾄﾗﾌｨｶﾋﾞﾘﾃｨｰ確保，先行地中梁のため地盤改良を行っている。終点端部擁壁等にｸﾞﾗｳﾝﾄﾞｱﾝｶｰを施工している。
			近接構造物の有無		武蔵野線高架橋と交差・近接、千葉県幹線下水道管(Φ1,650)、東京ｶﾞｽ高圧導管	－

表 4-7-2-2　仮設構造物(1)

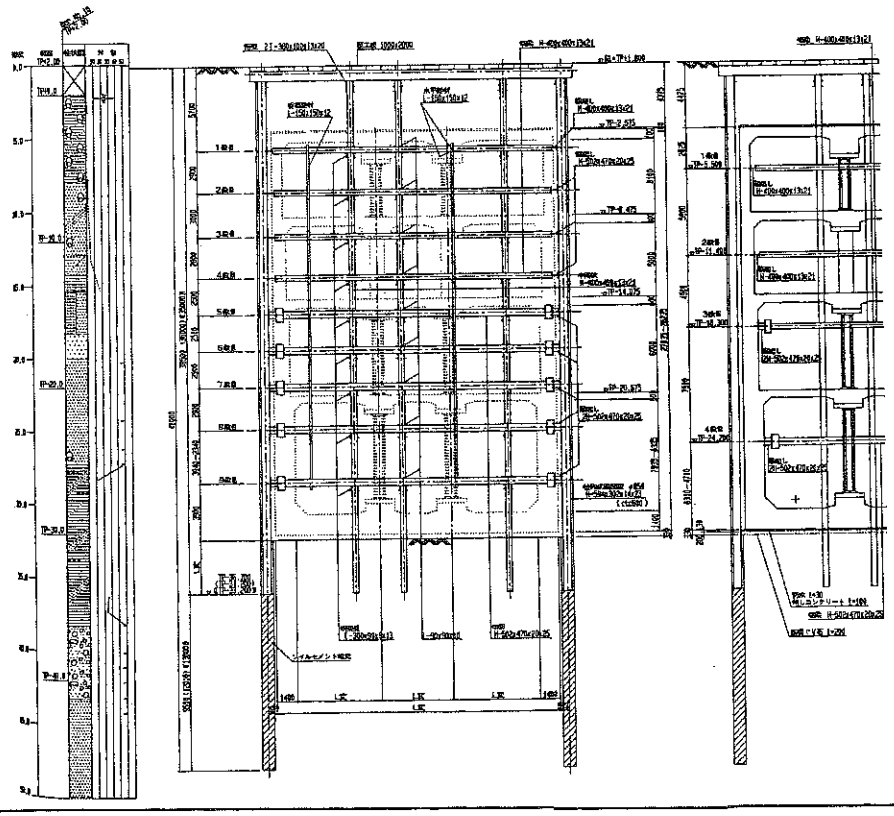
件　　名	常新、新浅草St仮設設計他	
開削トンネル名	常磐新線浅草駅(C断面)	
設計概要	常磐新線浅草駅の一般部断面(C断面)における仮設設計である。仮土留形式は柱列式地下連続壁(SMW)を採用している。またGL-20m付近に下水浅草幹線(Φ4800)が並行して近接している。	
準拠基準		深い掘削土留工設計指針、平成5年9月 日本鉄道建設公団
開削トンネル構造条件	トンネル延長(m)	304m
	構造形式	4層3径間
	幅(m)	20.0m
	構築高さ(m)	27.9m
	掘削深さ(m)	32.8m
使用材料	山留め壁	芯材SS400
	桁・支保工	SS400
許容応力度	山留め壁(kgf/cm2)	[σsa]=2100　[τa]=1200
	山留め壁(N/mm2)	[σsa]=210　[τa]=120
	桁・支保工(kgf/cm2)(N/mm2)	2100(210)
弾性係数	山留め壁(tf/m2)(KN/m2)	[Es]=2.1E+7(2.1E+8)
	桁・支保工(tf/m2)(KN/m2)	[Es]=2.1E+7(2.1E+8)
近接構造物の有無	下水東浅草幹線(Φ4800)がGL-20m付近に並行して近接している。(シールド端部～構築端部約1.7m)	
山留め架工一般図		

表 4-7-2-2　仮設構造物(2)

設計条件	土質条件	土質	図面参照
		中間杭支持層	Ds5層
		地下水位	GL-2.3m(被圧水位GL-14.40m)
	山留壁設計荷重条件	地表面荷重	〔地表面上載荷重〕1.0tf/m2(10KN/m2)
			〔建築荷重〕5.0tf/m2(50KN/m2) 離れ2m　載荷幅32m ブーシネスク法による建築荷重の側圧を考慮している。
		その他の荷重	〔切梁上載荷重〕0.5tf/m(5KN/m)
	路面覆工桁、中間杭の設計における荷重条件		
解析モデル	山留め架構断面力算定モデル	〔弾塑性解析〕	
	根入れ釣合い	釣合い計算、弾性領域率および最小根入れ長(3.0m)で検討を行い、最小根入れ長より根入れ長を3.0mとしている。	
設計にあたって留意した事項	周辺環境	――	
	地下水位	土留め背面側は全水頭、掘削面側は盤ぶくれの計算安全率がFs=1.1となるような地下水位を設定している。	
	圧密沈下	――	
	掘削底面の安定	盤ぶくれの検討を実施している。	
	トラフィカビリティー	――	
	補助工法(地盤改良含む)	土留内に揚水井を設けている。	
設計結果	山留め壁根入れ	最小根入れ長3.0mより決定している。	
	山留め壁	芯材:H-594×302×14×23　φ850　ctc600 σs/σsa=1689/2100　τ/τa=694/1200　δmax=52.2mm	
	山留め支保工	切　梁:1～4段: H-400×400×13×21　0.81/1.0 5～9段: H-502×470×20×25　0.78/1.0 腹起し:　1段: H-400×400×13×21　τ/τa=1162/1200 2,3段: H-502×470×20×25　τ/τa= 758/1200 4～9段:2H-502×470×20×25　τ/τa=1039/1200	
	路面覆工桁	H-400×400×13×21　ctc2.5m(標準ピッチ)	
	中間杭	H-300×300×10×15　ctc2.5m(標準ピッチ)	
	特記事項(弾性領域率について)	掘削面側を地盤改良する場合で、強度は高いけれど脆性的な破壊を示す場合に、破壊に対する安全性を大きくする必要がある。弾塑性法により山留め壁の計算を行うと、根入れ部に弾性領域と塑性領域が計算される。これにより弾性領域率(根入れ長に対する弾性領域の長さの割合)を求め、この弾性領域率により安全性を検討している。	

第３節　本体構造物の設計

開削トンネルの本体構造物の設計は図 4-7-3-1 の設計フローにより実施している。

設計は、『常磐新線土木構造物設計仕様書第９編開削トンネル平成９年２月』によっている。トンネル延長、構造形式、構築幅、構築高さより、各構造条件を決定し、軌道方向スパンは 10 mとしている。使用材料はコンクリート 24N/㎟(床版、側壁)、RC 柱・鋼管柱中詰 50N/㎟、鉄筋 SD345、鋼管柱 SM490、SCW490-CF、支圧盤 SCW480 としている。側圧は、平水位時と低水位時２ケース水圧を考慮している。地表面荷重は、路面活荷重、民地荷重等を考慮している。断面力解析モデルは、常時・地震時(中・大)については、地盤バネモデルとし、断面力算定は常時・中地震時は変形法による線形解析、大地震は、等価線形化手法による部材非線形解析、地震時の変位の算定は、中地震時は応答スペクトル法、大地震は、SHAKE により算出している。また、本路線の地下駅では、経済化を図るため、充填コンクリートの強度を高めることにより、鋼管を薄肉化し、支圧板形状を見直した新型合成鋼管柱を採用した。

この新型合成鋼管柱の開発については後述する。

本体構造物の概要については表 4-7-2-1(1)～(4)に示している。また、設計の例として表 4-7-3-1(1)～(3)に示す。

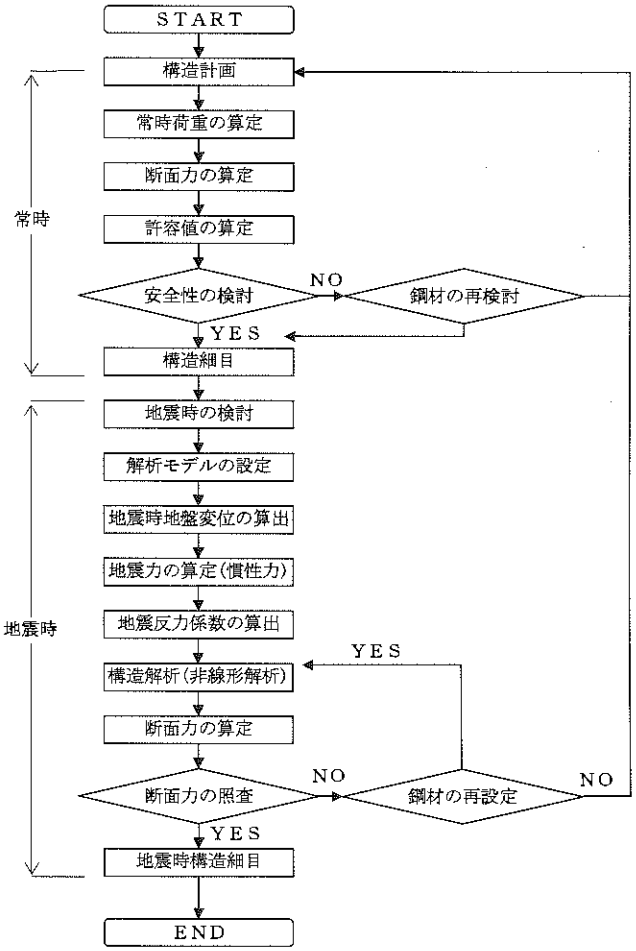


図 4-7-3-1　設計フロー

表 4-7-3-1　本体構造物(1)

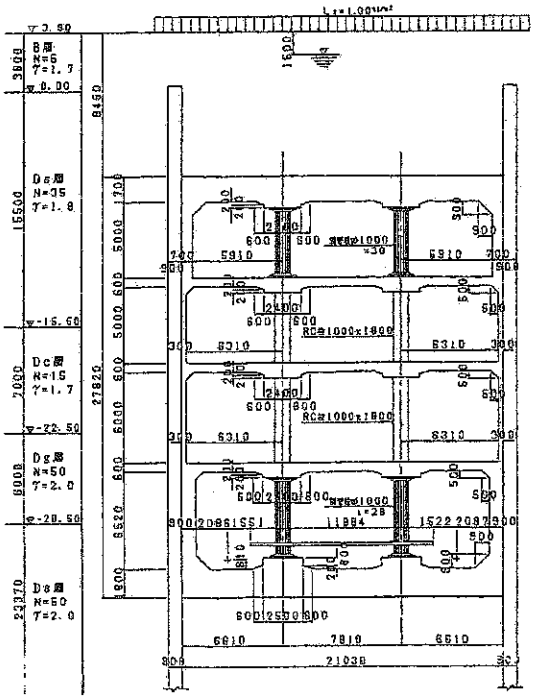
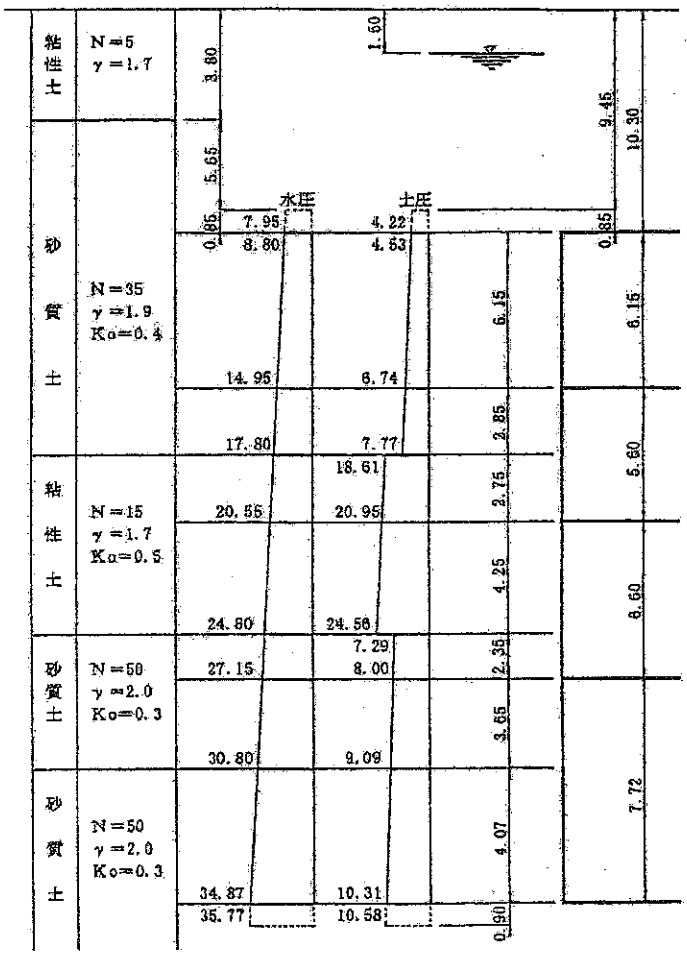
件　　名	常新、秋葉原St設計他1							
トンネル名	秋 葉 原 駅							
設計概要	・常磐新線秋葉原駅(283.5m)における代表断面の内のひとつであるA－1断面 (4層3径間RC箱型断面)の常時および大地震時の設計である。 ・連続地中壁を本体利用している。 ・大地震時の検討にて鉛直方向慣性力(上・下方向)を考慮している。							
準拠基準	常磐新線土木構造物設計要領　第9編　開削トンネル　H8年 7月　日本鉄道建設公団　東京支社							
構造条件	トンネル延長(m)	103						
	構造形式	4層3径間						
	構築幅(m)	21.03 ＋ 0.90 × 2 ＝ 22.83						
	構築高さ(m)	27.82						
	軌道方向スパン(m)	10.0						
使用材料	コンクリート強度【σck】	kgf/cm²	床版・側壁	240	RC柱・鋼管柱中詰	500	連続地中壁	250
		N/mm²		24		50		25
	鉄筋材質	SD345						
	鋼管柱材質	SM490, SCW490-CF						
	支圧板材質	SCW480						
許容応力度	コンクリートの曲げ圧縮強度	kgf/cm²	床版・側壁	90	RC柱・鋼管柱中詰コンクリート			170
		N/mm²		9				17
	鉄筋	kgf/cm²	降伏強度より定まる許容引張応力度		2,000	ひび割れ検討用		1,600
		N/mm²			200			160
	鋼管柱	2,150kgf/cm²				215kN/mm²		
	支圧板	kgf/cm²	引張応力度		1,750	圧縮応力度		1,850
		N/mm²			175			185
弾性係数	鉄筋コンクリート	kgf/cm²	床版・側壁		2.5×10^5	連続地中壁		2.55×10^5
		N/mm²			2.5×10^4			2.55×10^4
	鋼管柱および中詰コンクリート	kgf/cm²	鋼管柱		2.1×10^6	中詰コンクリート		3.3×10^5
		N/mm²			2.1×10^5			3.3×10^4
構造一般図								

表 4-7-3-1　本体構造物(2)

設計条件	土質条件	設計土被(m)		9.35			
		トンネル上部土質	tf/m³	地下水位以浅：γ	1.7	地下水位以深：γ	2.0
			kN/m³		17		20
		地下水位	平水位	G.L -1.50m			



設計条件	荷重条件	側土圧の考え方	平水位時の水圧を考慮		
			側土圧は平水位時の100%と70%の2ケースを考慮		
		地表面荷重	路面活荷重	1.00tf/m²	10.0kN/m²
			民地荷重	1.00tf/m²	10.0kN/m²
			地上権設定荷重	なし	
		その他の荷重	なし		

解析モデル	断面力解析モデル	常時	地盤ばねモデル
		中・大地震時	地盤ばねモデル
	断面力算定方法	常時・中地震時	変形法による線形解析
		大地震時	等価線形化手法による部材非線形解析
	地震時地盤変位の算定	中地震時	――――
		大地震時	SHAKE

表 4-7-3-1　本体構造物(3)

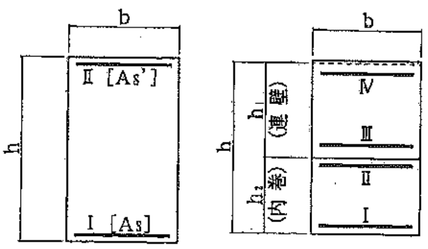
設計結果（標準部材）	部材名称			着目点	断面寸法(cm) b	断面寸法(cm) h	配置主鉄筋 I	配置主鉄筋 II	配置主鉄筋 III	配置主鉄筋 IV	決定要因	スターラップ 配置鉄筋	スターラップ ピッチ(cm)	決定要因
	浮き上りに対する安全度			——										
	RC部材	上床版		①	100	170	D32-8	D25-8			常時	D19-2組 (D16-2組)	@25	常時
				②	100	170	D35-8	D25-8			〃			
		側壁	BF1	③	100	87.5+70	D25-8	D16-8	D32-8	D32-8	常時	D19-2組	@25	〃
				④	100	87.5+70	D25-8	D16-8	D32-8	D32-8	〃			
			BF2	⑤	100	87.5+30	D22-8	D16-8	D32-8	D32-8	〃	D16-2組	@25	〃
				⑥	100	87.5+30	D22-8	D16-8	D32-8	D32-8	〃			
			BF3	⑦	100	87.5+30	D22-8	D16-8	D32-8	D32-8	〃	D16-2組	@25	〃
				⑧	100	87.5+30	D22-8	D16-8	D32-8	D32-8	〃			
			BF4	⑨	100	87.5+90	D25-8	D16-8	D32-8	D32-8	〃	D19-2組 (D16-2組)	@25	〃
				⑩	100	87.5+90	D25-8	D16-8	D32-8	D32-8	〃			
		下床版		⑪	100	180	D29-8	D25-8			常時	D16-2組 (D19-2組)	@25	〃
				⑫	100	180	D25-8	D29-8			〃			
		中床版	BF1	⑬	100	60	D29-8	D22-8			大地震時	D13-2組	@25	〃
				⑭	100	60	D19-8	D22-8			〃			
			BF2	⑮	100	60	D22-8	D16-8			〃	D13-2組	@25	〃
				⑯	100	60	D16-8	D16-8			常時			
			BF3	⑰	100	60	D16-8	D16-8			〃	D13-2組	@25	〃
				⑱	100	60	D16-8	D16-8			〃			
		RC柱		BF2	180	100	D29-18	D29-18			常時	D13-4組	@10	〃
				BF3	180	100	D29-18	D29-18			〃	D13-4組	@10	〃
		中壁		——	——	——								
				——	——	——								
		縦桁	上床桁	支承部	240	210	D32-23+12				常時	D16-4組	@15	常時
				径間部	240	210	D29-23+12							
			BF1	支承部	240	100	D19-23				〃	D13-4組	@15	〃
				径間部	240	100	D19-23							
			BF2	支承部	240	100	D22-23				〃	D13-4組	@15	〃
				径間部	240	100	D19-23							
			BF3	支承部	240	100	D25-24				〃	D13-4組	@15	〃
				径間部	240	100	D25-24							
			下床桁	支承部	250	260	D32-24×2				〃	D19-4組	@15	〃
				径間部	250	260	D32-24+12							
	管	BF1			φ 800mm	t= 16mm	L= 4[illegible]				常時	——		
		BF4			φ1000mm	t= 18mm	L= 53				〃	——		

記事

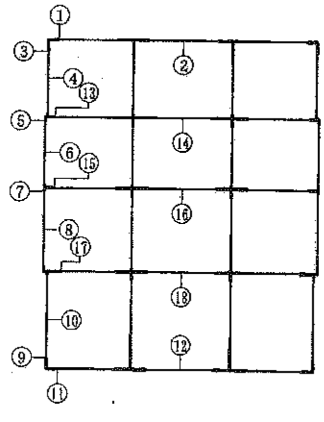
検討断面図

上床版・中床版
下床版・ＲＣ柱
縦　桁

側　壁



断面照査位置図



第４節　新型合成鋼管柱の開発

地下駅においては、乗降客で混雑する箇所（ホーム階、コンコース階）などには地下空間を有効に利用するため、鋼管内にコンクリートを充填して合成構造とし、鋼管の上下端に支圧板を取り付けた合成鋼管柱が多く用いられており、近年の都市部における地下駅は、大規模な地下埋設物を避けるため、大深度に構築される傾向があり、それに伴い土かぶりの増大によって柱１本にかかる軸力が増加している。さらに阪神･淡路大震災以降の耐震設計とも相まって、鋼管の厚肉化と支圧板の大型化が顕著になってきている。

本路線の地下駅では、経済化を図るため、充填コンクリートの強度を高めることにより、鋼管を薄肉化し、支圧板形状を見直すことで新型合成鋼管柱の開発を行い開削駅に採用した。

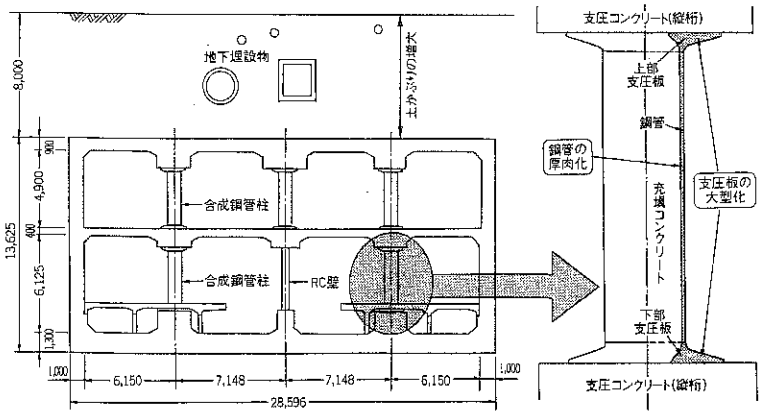


図 4-7-4-1　鋼管柱一般図

開発にあたり、実施した一連の載荷実験（鉛直載荷実験及び水平交番載荷実験）とその結果に基づいた設計手法は以下のとおりである。

(1) 新型合成鋼管柱の着眼点

新型合成鋼管柱の着眼点としては以下の①～③について着目し検討した。

① 材料強度の変更

② 設計方法の変更

③ 市場原理の導入

①については、中間柱は、軸力が支配的な部材であるため、充填コンクリート強度を従来の24N/mm²から 50N/mm²に上げてコンクリート部分の耐荷力を増加させ、相対的に鋼管部分の薄肉化を図る。

②については、支圧板の設計は、支圧コンクリートの局部載荷割増しを考慮した許容支圧応力度を用いることにより支圧板の小型化を図る。

表 4-7-4-1　試験体一覧

項　　目	記号	単位	A1 B1	A2 B2	A3 B3	A4 B4
鋼　管　径	d	mm	318.5			
鋼　管　肉　厚	t	mm	9		6	
充填コンクリート強度	$f'ck$	N/mm²	24		50	
支　圧　板　外　径	D	mm	635	520		450
支　圧　板　厚　さ	H	mm	92	79		66
支圧コンクリート強度	$f'ck$	N/mm²	24			
許　容　支　圧　応　力　度	$\sigma'ca$	N/mm²	8	12		16

備考　1)　A1～A4：鉛直載荷実験用試験体
　　2)　B1～B4：水平交番載荷実験用試験体
　　3)　このうち，A1，B1が従来型

③については、支圧板の形状を特許外とするとともに、鋼管の材質についても溶接用遠心力鋳鋼管（SCW-CF）から一般構造用炭素鋼管（STK）も使用可能とすることで、市場原理の導入を図る。

(2) 載荷実験

実験は、新しい合成鋼管柱の設計方法の妥当性及び合成鋼管柱の耐震設計方法検証のため従来型と新型の合成鋼管柱を比較検討する手法で実施し、以下の事項を検討した。

鉛直載荷実験：

・従来型と新型の軸力に対する耐力の比較

・支圧分布に対する予備解析（FEM 解析）と実験値との比較

水平交番載荷実験：

・合成鋼管柱の変形性能

・支圧板の回転鋼性（M-θ 関係）

・地震により大変形を生じた合成鋼管柱の補修後の力学的性状

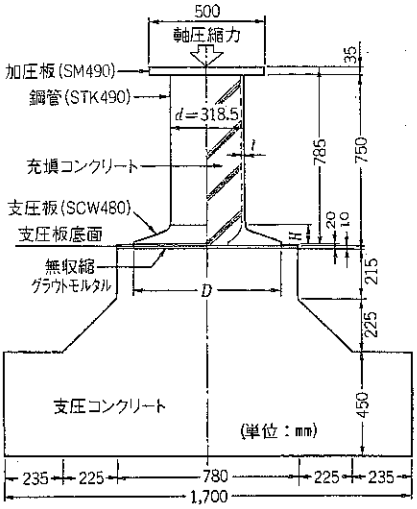


図 4-7-4-2　鉛直載荷実験

実験概要：

実験では、従来型と新型の合成鋼管柱の縮小モデルを作成し、常時荷重に対応する鉛直載荷実験と地震時荷重に対応する水平交番載荷実験を行った。試験体は、1/2.5 縮尺によるハーフモデルで充填コンクリート強度や支圧板外径を変化させ、各載荷実験で 4 体ずつ作成し比較を行っている。表 4-7-4-1 に試験体一覧、図 4-7-4-2～3 にそれぞれの試験体を示す。

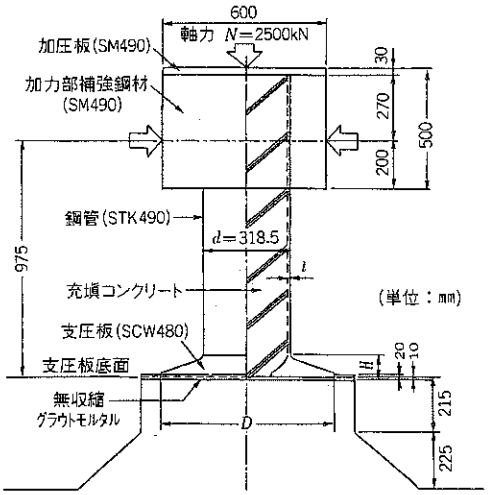


図 4-7-4-3　水平交番載荷実験

(3) 鉛直載荷実験結果

①圧縮特性:鉛直荷重と鋼管柱の軸方向変位との関係を図 4-7-4-4 に示す。鋼管の局部座屈は、4 体とも 4.0×10^3kN を過ぎる頃から発生している。

A_1、A_2 は、鋼管の上下が全周にわたって局部座屈し、座屈が進行しながら変形の増加とともに荷重が斬増して、軸方向変位が 30 mm前後で最大耐力となっている。

一方、A_3、A_4 は、軸方向変位が 7～8 mmのとき最大耐力となり、その後、対角方向の座屈が顕著となった。

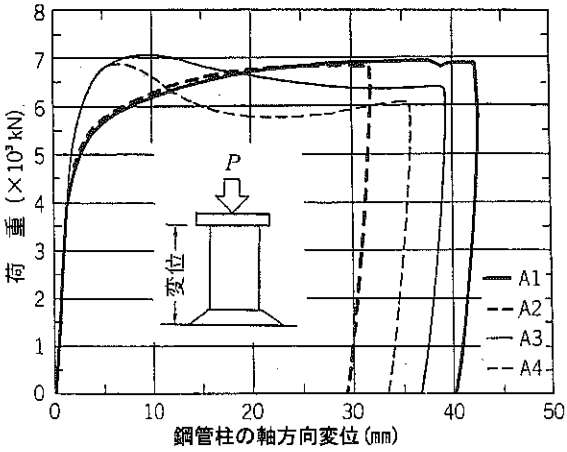


図 4-7-4-4　荷重と鋼管柱の軸方向変位の関係

表 4-7-4-2 に実験結果（最大耐力）の一覧を示す。表中の①～④は、合成鋼管柱の耐力計算値である。

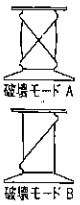
実験値は、素材試験による σ－ε 曲線を用いて算定した累加強度式②に対して 1.04 倍から

1.18 倍、コンファインド効果を考慮した建築学会式④に対して 0.94 倍から 1.05 倍であり、よく一致している。

図 4-7-4-5 に、鋼管のポアソン比を示す。A1（従来型）の鋼管のコンファインド（円周方向ひずみ）が顕著となるのは、4.0×10³kN を過ぎる頃からであるのに対して、A3（新型）は 5.0×10³kN 頃からであり、A1 に比べてコンファインド効果が小さい。これは、コンファインド効果を考慮した計算値に対して実験値がやや小さいことと一致している。

表 4-7-4-2　実験結果

試験体名			A1	A2	A3	A4
実験値 N_{max}		×10³kN	6.95	6.85	7.05	6.87
①	N_u	×10³kN	5.24	5.25	6.27	6.28
	N_{max}/N_u		1.33	1.31	1.12	1.10
②	N_u	×10³kN	5.89	5.90	6.62	6.62
	N_{max}/N_u		1.18	1.16	1.07	1.04
③	N_u	×10³kN	4.99	5.00	5.74	5.74
	N_{max}/N_u		1.39	1.37	1.23	1.20
④	N_u	×10³kN	6.62	6.63	7.22	7.34
	N_{max}/N_u		1.05	1.03	0.96	0.94
破壊モード			A	A	B	B



①$N_u = fc \cdot Ac + fsy \cdot As$
累加強度式（鉄道標準 $\sigma-\varepsilon$ 関係）
②$N_u = fc \cdot Ac + fs(\varepsilon = 0.01) \cdot As$
累加強度式（素材試験 $\sigma-\varepsilon$ 関係）
③$N_u = \kappa\{0.85fc \cdot Ac + f'sy \cdot As\}$
鉄道標準式（$\kappa = 1.0$ とした場合）
④$N_u = cfc \cdot Ac + f'syc \cdot As$
建築学会式（コンファインド考慮）

充填コンクリートの強度を 50N/mm²とし、鋼管の肉厚を薄くした試験体は、従来型の試験体（A1）に比較して、コンファインド効果がやや小さくなるものの、充填コンクリートを高強度化することで、最大耐力には差がなく、長期設計荷重相当（2.5×10³kN）の軸力に対して 2.8 倍の耐力を有している。

② 支圧コンクリートの圧縮応力：支圧コンクリートは、いずれの試験体とも最終加力段階まで軽微なひび割れが発生する程度である。長期設計荷重相当時（2.5×10³kN）の桁方向及び桁直角方向の圧縮応力度分布を図 4-7-4-6～7 に示す。

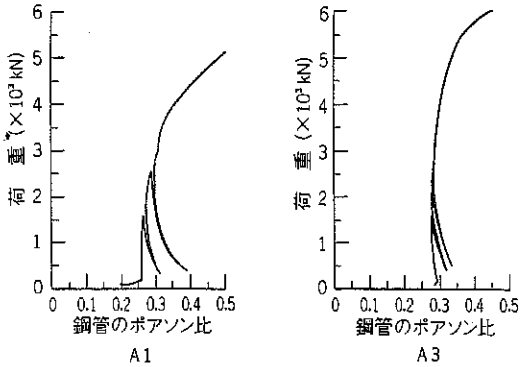


図 4-7-4-5　鋼管のポアソン比

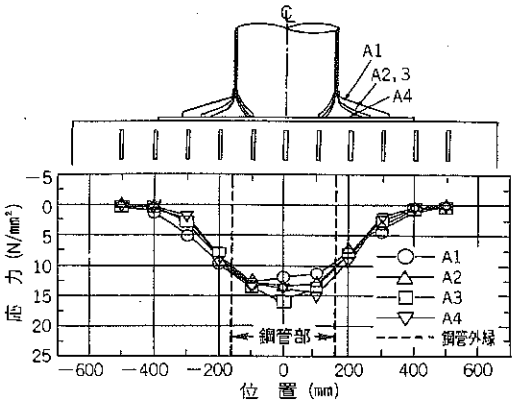


図 4-7-4-6　桁方向応力分布

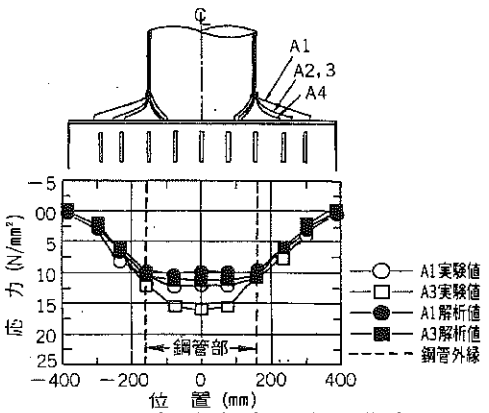


図 4-7-4-7　桁直角方向応力分布

実験から得られた値はひずみ量であるが、材料試験結果の応力ひずみ曲線を用いて換算した。

図 4-7-4-7 の●■印は、FEM 解析の結果である。長期設計荷重相当時の桁方向の支圧コンクリート応力度分布は、支圧板の大きさに関係なく 4 体とも大差はなく、台形分布であった。桁直角方向は、実験値が解析値よりもやや大きかったが、分布はどちらも台形分布である。

支圧コンクリート内に埋め込んだひずみゲージのうち、鋼管部の直下に位置するゲージの平均値を図 4-7-4-8 に示している。

鋼管部直下の支圧コンクリートのひずみ平均値は、4 体とも差はなく、ほぼ同じひずみ量である。

なお、ひずみは、3×10^{-3} 程度であり、荷重ひずみ曲線の状況からほぼ上限荷重に達しているものと考えられる。

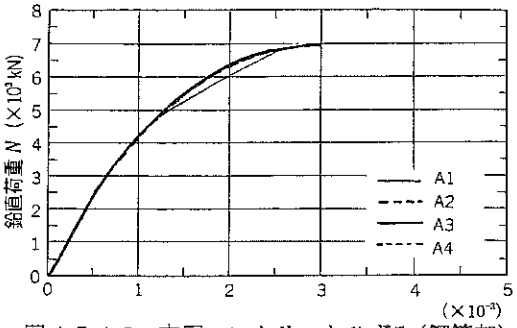


図 4-7-4-8　支圧コンクリートひずみ(鋼管部)

図 4-7-4-9 は、支圧板外縁の支圧コンクリートのひずみ平均値であるが、A1 の最大荷重時のひずみは、0.5×10^{-3} 程度であり、支圧板の全面積が有効に作用していない。一方 A4 のひずみは 2.5×10^{-3} 程度であり、荷重ひずみ曲線の状況からほぼ上限荷重近くに達しているものと考えられる。これに対して、A2、A3 のひずみは、1.5×10^{-3} 程度であり、最大荷重時においても若干の余裕がある。

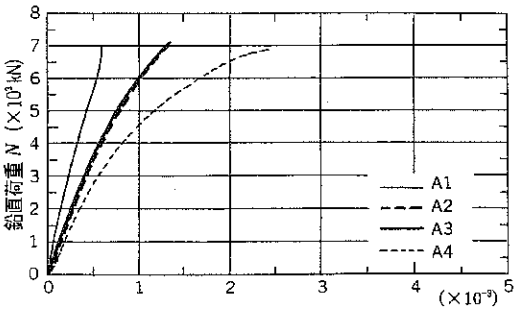


図 4-7-4-9　支圧コンクリートひずみ(支圧板外縁部)

これらのことから本実験の範囲では、支圧板の形状は、支圧コンクリートの耐力の余裕度及び支圧板外縁直下のひずみから判断すれば、新型の支圧板である A2、A3 が最適と判断できる。

(4) 水平交番載荷実験結果

① 変形性能：載荷にあたっては、支圧板と支圧コンクリートとは固定せず、浮き上がりに対してフリーの状態で加力を実施した。加力は、長期設計荷重相当の一定軸力（2.5×10^3kN）を与えながら、加力 45 度方向の鋼管脚部が降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位とし、降伏変位までは荷重制御、それ以降は部材角による変位制御とした。

各試験体は、加力が進むにしたがって鋼管脚部が局部座屈しはじめた。さらに変形の増大に伴って支圧板の引張り側には浮き上がりが生じ、最終的には支圧板が曲げ変形した。しかし、支圧コンクリートは、最終段階までほとんど損傷を受けなかった。実験結果の一覧を表 4-7-4-3 に示す。

表中の計算値は、鋼管端部を固定として算定したものである。鋼管脚部 45 度方向の降伏荷重は、B1、B2 はコンファインド効果を考慮した CFT 式とよく一致し、B3、B4 は鉄道標準（RC 換算方式）とよく一致している。

表 4-7-4-3　実験結果一覧

試験体名				B1	B2	B3	B4
実験値	降伏荷重	P_y	×10kN	26.8	24.8	25.5	22.8
	降伏部材角	R_y	$\times10^{-3}$rad.	3.3	2.6	3.6	3.4
	降伏モーメント	$\exp M_y$	×10kN・m	24.4	22.8	23.7	21.6
	最大荷重	P_{max}	×10kN	43.4	37.3	37.0	33.0
	最大モーメント1	M_{max1}	×10kN・m	38.8	33.3	33.1	29.9
	最大モーメント2	M_{max2}	×10kN・m	43.1	37.5	38.0	33.5
計算値	降伏耐力（RC換算方式）	M_y	×10kN・m	24.0	24.1	39.9	39.9
		実/計		1.02	0.95	0.79	0.72
	①鉄道標準（RC換算方式）	M_u	×10kN・m	32.6	32.4	37.6	37.5
		実/計		1.32	1.16	1.01	0.90
	②建築学会（コンファインド考慮）	M_u	×10kN・m	40.4	40.0	42.8	42.9
		実/計		1.07	0.94	0.89	0.78

注)降伏：鋼管の加力45度方向の位置　建築学会式：CFT 式

$\exp M_y=P_y+N\cdot\delta$　$M_{max1}=P_{max}\cdot L$　$M_{max2}=P_{max}\cdot L+N\cdot\delta$

水平荷重と部材角の関係を図 4-7-4-10 に示している。また、水平荷重及び曲げモーメントと部材角の関係を包絡線として図 4-7-4-11 に示している。鋼管脚部 45 度方向が降伏ひずみに達したときの変位は、部材角 2.6/1,000～3.6/1,000rad. で4体ともほぼ同じである。また、最大荷重時の水平変位は、支圧板外径によって異なる。最大荷重以降、変形の増加に伴って荷重が徐々に低下するが、図 4-7-4-8 に示したように軸力による付加モーメントを考慮すると一定耐力を保持しており、70/1,000rad. まで安定した変形性能を有していることがわかった。

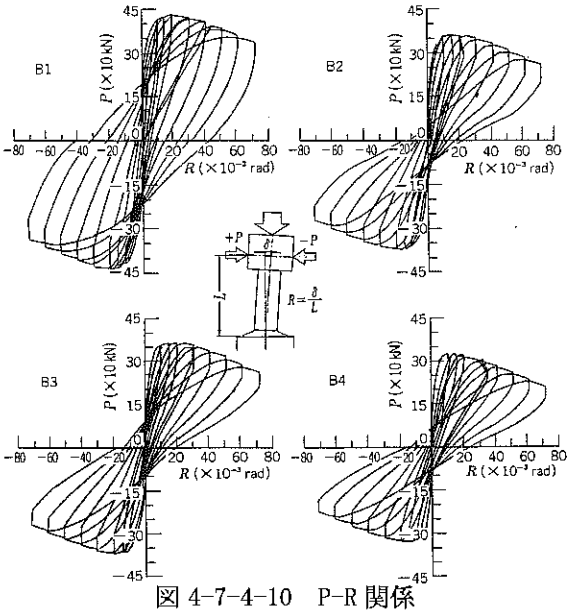


図 4-7-4-10　P-R 関係

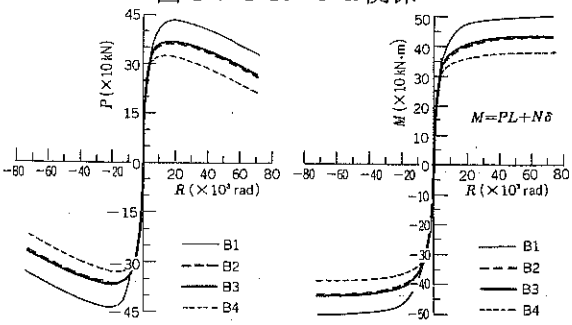


図 4-7-4-11　P-R 及び M-R 関係

水平交番載荷実験の結果では、最大水平力の相違はあるものの、最大部材角まで、モーメントの低下が見られず、いずれも安定した変形性能を示し、充填コンクリートを高強度にすることで、鋼管の薄肉化が可能であることが判明した。

② 回転鋼性：本構造における合成鋼管柱は、支圧板の外径が大きく、さらに軸力が大きいため、地震時に相当する水平変位が生じたときに曲げモーメントが発生するが、上下端は固定されていないため、図 4-7-4-12 に示すように鋼管柱の上下端に回転バネ（回転鋼性）を考慮して構造解析を行う必要がある。

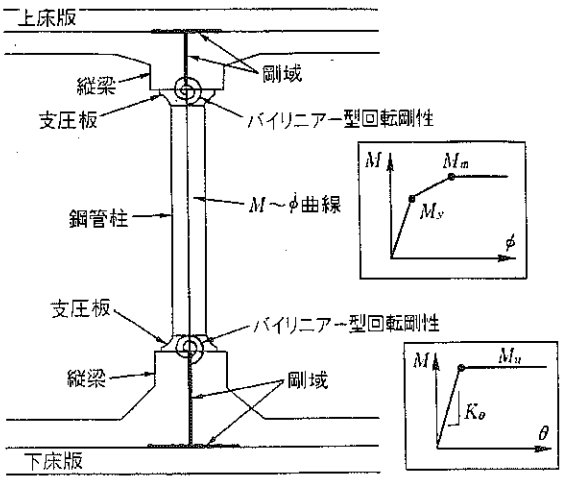


図 4-7-4-12　構造解析モデル

ここで、材端の回転鋼性は、支圧板の大きさ、軸力によって異なると考えられるため、本実験の結果から検討することにした。

部材角 10/1,000rad. のとき合成鋼管柱全体の部材角及び支圧板回転角を図 4-7-4-13～14 に示している。

本実験は、軸力 2.5×10^3kN を標準として行ったが、支圧板の回転剛性は軸力によって変化することが予想されたため、B2、B3 は、部材角 10/1,000rad. のとき、軸力を 3 段階に分けて加力を行った。

なお、支圧板は変位の増加に伴い曲げ変形が生じるため、支圧板の回転角は鋼管付け根部の回転角とした。

合成鋼管柱全体の回転角に占める鋼管柱及び支圧板それぞれの回転角の割合を図 4-7-4-15 に示す。支圧板回転角の比率は、部材角 10/1,000rad. まではB1からB4の順で大きくなり、部材角 10/1,000rad. 以降では、B1が約 60% B2～B4 が 80%以上を占めている。合成鋼管柱の部材角は、支圧板外径と鋼管肉厚によって異なり、支圧板外径が小さくなるに従って支圧板回転角が支配的になっている。

表 4-7-4-4 に、支圧板の回転剛性の実験値と計算値を示す。計算値は、支圧板の支圧反力作用部分の断面 2 次モーメントを用いて実験結果を整理して求めた。なお、支圧コンクリートの影響深さは支圧板外径の 1/2 とした。実験値と計算値の比は、$K_{\theta 1}$が 1.14～1.29、$K_{\theta 2}$が 0.84～1.04 であり、よく一致している結果となった。

③ 大変形・補修後の挙動：試験後の B3 試験体は、変形した支圧板と支圧コンクリートの隙間に高強度無収縮モルタルを充填して補修を行い、再度水平交番載荷実験を実施した。（図 4-7-4-16）部材角 70/1,000rad. まで変位を与えたが、剛性、耐力、変形性能は 1 度目と差がなく、健全な状態と同様まで復元できることが判明した。（図 4-7-4-17）

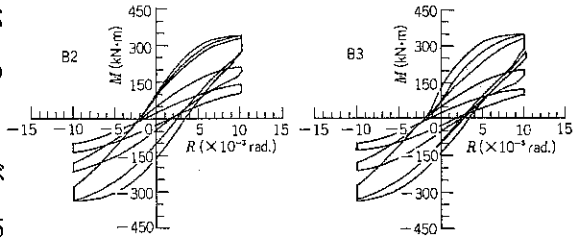


図 4-7-4-13　曲げモーメントと部材角

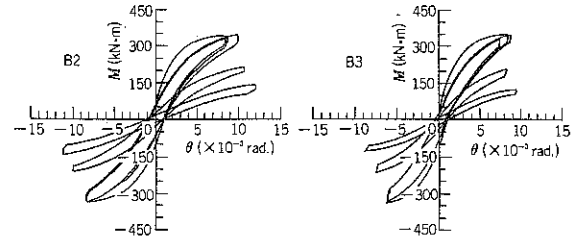


図 4-7-4-14　曲げモーメントと支板の回転角

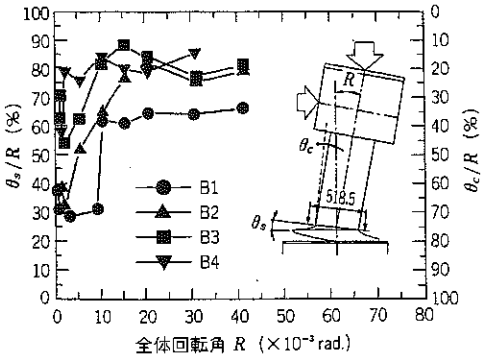


図 4-7-4-15　全体回転角と各部の回転角との比率

表 4-7-4-4　支圧板の回転剛性

（単位：×10kN・m/rad.）

試験体名		B1	B2	B3	B4
鋼管45度降伏時の $K_{\theta 1}$	実験値	31,400	22,600	23,500	19,600
	計算値	24,800	19,900	18,200	16,100
	実/計	1.27	1.14	1.29	1.22
最大耐力時の $K_{\theta 2}$	実験値	12,000	8,000	8,000	6,400
	計算値	11,500	8,700	81,000	76,000
	実/計	1.04	0.92	0.99	0.84

回転剛性　$K_\theta=(8/\pi)\cdot K\cdot I$,　$I=100\cdot Ip^{0.1}$

$K=E/Lb$,　$Lb=0.5D$

K ：支圧コンクリートの弾性変形係数

Lb：支圧コンクリートの影響深さ

Ip ：支圧板の支圧反力作用部の断面 2 次モーメント

E ：支圧コンクリートの弾性係数，D：支圧板径

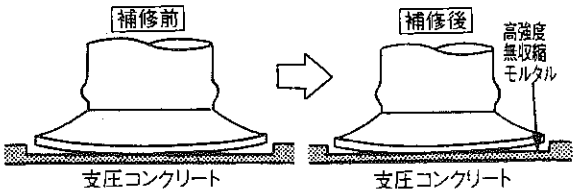


図 4-7-4-16　試験体の補修方法

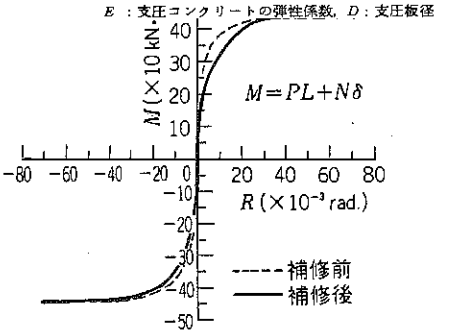


図 4-7-4-17　B3 試験体の M-R 関係（包絡線）

(5) 設計手法

実験結果に基づき、開削地下駅の合成鋼管柱は以下のように設計した。

① 常時設計：常時設計荷重に対して設計を行う。材端に支圧板を考慮した線形回転バネを設定し、合成鋼管柱部材として、コンクリートと鋼管の合成した軸剛性及び曲げ剛性（線形剛性）を設定する。

鋼管肉厚は、充填コンクリートを考慮した累加強度法（単純累加式）により設計する。

支圧板外径は、支圧コンクリートの局部載荷の許容支圧応力度を考慮して算出した。

② 地震時設計：中地震時は、材端に支圧板を考慮した等価線形回転バネを設定し、合成鋼管柱部材として、コンクリートと鋼管の合成した軸剛性及び降伏曲げ剛性（等価線形剛性）を設定し、合成鋼管柱の曲げ降伏耐力及び支圧板の曲げ降伏応力度の照査を行う。また、兵庫県南部地震規模の大地震に対しては、材端に支圧板を考慮した非線形回転バネを設定し、合成鋼管柱部材として、コンクリートと鋼管の合成した軸剛性及び M-ϕ 曲線（非線形剛性）を設定し、合成鋼管柱の曲げ変形性能の照査を行つた。（図 4-7-4-12）

これらの設計手法がまとまった段階において、すでに建設中の地下駅については、既に詳細設計が終了し、合成鋼管柱の上下端は鋼結合で構造解析を実施した箇所が多かった。

したがって、既設計地下駅に適用するには、合成鋼管柱の上下線を回転バネとした構造モデルを用いて床板、側壁などの他の断面への影響を検討し、これらの部材の補強の要否について判断し、修正設計を行う必要があった。

(6) 既設計地下駅の設計照査

既設地下駅に適用するための照査は、代表断面として 3 層 2 径間、3 層 3 径間、2 層 4 径間の 3 ケースについて、中地震時と大地震時の検討を実施している。ここでは、代表例として 3 層 3 径間の結果を記述する。図 4-7-4-18 に代表断面の一般図と地質を示す。鋼管柱と支圧板は、常時の荷重に対して断面を決定する。鋼管の径厚比については、過度に薄肉となることを避けるため、今回実験で確認した 50 を上限値とした。

また、コンクリートの許容支圧応力度については、載荷実験の結果からコンクリートひずみに対する余裕度を考慮して 12N/mm²とした。

新型合成鋼管柱と支圧板の検討結果を表-4-7-4-5 に示した。

表 4-7-4-5　鋼管柱と支圧板の検討結果

鋼管柱の検討

		六町駅 3 層 3 径間	
		B1階	B3階
旧鋼管径 D	mm	800	800
旧鋼管肉厚 t	mm	22	24
径厚比 D/t		36	33
新鋼管径 D	mm	700	800
新鋼管肉厚 t	mm	14	20
径厚比 D/t		50	40
設計軸力	tf	861	1,688
設計曲げモーメント	tf・m	27.7	20.0
鋼管応力度（新）	kgf/cm²	1,400	2,084
許容応力度	kgf/cm²	2,150	

支圧板の検討

		六町駅 3 層 3 径間	
		B1階	B3階
支圧板外径	mm	1,070	1,440
支圧応力度	kgf/cm²	119	110
許容支圧応力度	kgf/cm²	120	111
曲げ応力度	kgf/cm²	1,649	1,606
許容応力度	kgf/cm²	1,750	

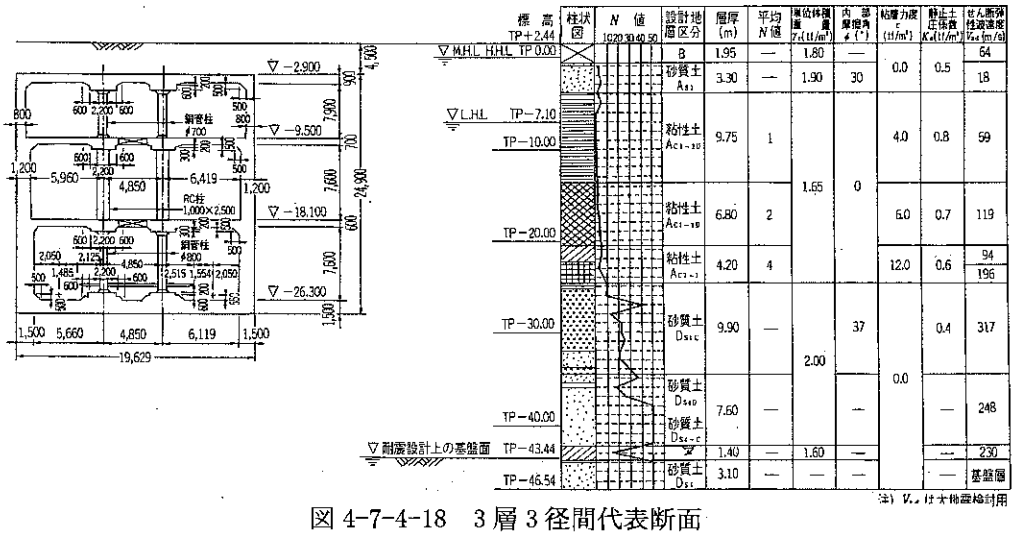


図 4-7-4-18　3 層 3 径間代表断面

① 中地震時の検討

中地震時の設計は、許容応力度法で実施しており、断面力の配分が大きくなる部材では、許容応力度に対して余裕度が小さい場合にはこれを上回る結果が生じる。今回は、B1 階側壁隅角部と B2 階 RC 柱において鉄筋とコンクリートの応力度が許容値を超え、補強を実施することにした。(図 4-7-4-19)

② 大地震時の検討

大地震時の検討は、降伏耐力を超えるものが多くなるが、終局耐力までには余裕があり問題はなかった。これらの検討結果からは、中地震時に断面が決定される軟弱地盤では影響の検討を必要とするが、良好な地盤においては、影響は変形性能でカバーできると推察された。

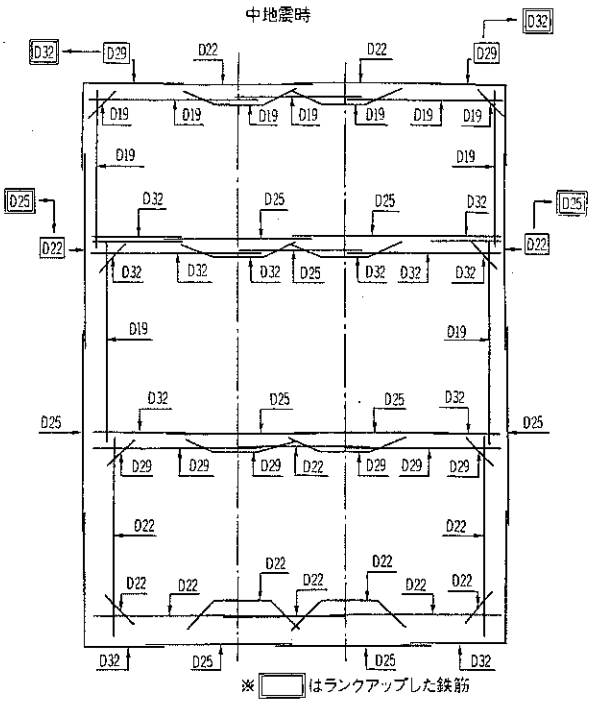


図 4-7-4-19　側壁遇角部の補強

第５節　施　工

1. 秋葉原駅

(1) 概　要

秋葉原駅は東京都の都市計画事業として神田市場跡地(2.7 ha)、国鉄清算事業本部用地(3.2 ha)などを対象にした「秋葉原駅付近土地区画整理事業」(8.8 ha)により行われた都市計画道路の「補

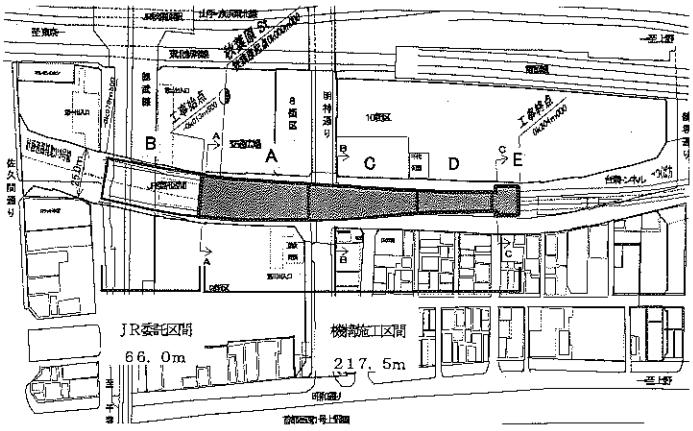


図 4-7-5-1　秋葉原駅く体位置図

助 319 号線（幅員 25m、延長 570m）」の直下に計画された。

駅構造は地下 3 階に変電所を取込んだ 4 層 3 径間を基本とし、延長 284m、幅 13～23m、掘削深さは 37mである。つくば方端部はシールド発進立坑を有している。掘削土留構造は RC 地下連壁工法とし、躯体と一体となる本体利用とした。また、シールド発進立坑土留の一部に炭素性繊維であるネフマックを採用した。

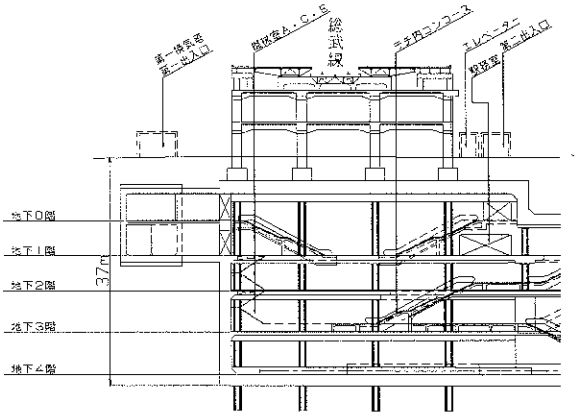


図 4-7-5-2　秋葉原駅総武線受け替図

一般的な開削工事は床付まで掘削後、下床版から上床版に向け、順にく体を構築する順巻工法で施工される。これに対し、秋葉原駅では、工期短縮および作業基地確保の観点から、掘削とく体構築を上部から交互に繰り返す逆巻工法とした。

ホームの幅員は 5～12m、延長は開業時 6 両対応の 125mとし、将来 8 両対応の 165mに延伸可能なものとした。

JR 総武線との交差区間は計画道路構造および駅構造を満足するための既設高架橋の改修が必要となることから、約 66m間を JR 東日本へ設計・施工委託をした。また、JR 線との乗換え改札口および連絡通路新設に伴う JR 秋葉原駅山手・京浜線改修工事についても同時に委託した。

(2) 地下連続壁

掘削深さが約 37mの大規模掘削となるため、土留工として次の 3 案で検討した。

1 案　RC 地下連続壁（本体利用）

2 案　SMW 仮土留

3 案　鋼製地下連続壁

まず、施工面において SMW 案では大深度の杭打ちとなるため、施工精度の確保に不安が残ること、杭の変位を抑制することから径が大きくなり道路区域内に構造物の全幅が収まらないことから採用を見送った。また、鋼製連壁については計画時点において、本体利用の考え方が確立されていないため、RC 連壁に比べ割高となることから不採用とし、RC 連壁を採用した。

連壁厚は 90 cmとなり、深度が 50～55mの設計となった。50mのうち下部 6～7mはボイリングによる根入れとし、応力が作用しない無筋コンクリート構造とした。また、上部 4m部分は将来道路計画により撤去可能な泥水固化壁構造（芯材 H-400×400）として路面覆工支持杭とした。

施工機械には水平多軸回転式の連壁掘削機トレンチカッター（MBC-30 および CBC-25）を使用した。この機械は掘削深度計・機体傾斜計・姿勢制御装置・刃先圧力計を装備しており、オペレーター室で監視しながら掘削できる。

掘削エレメント長は仕切り鉄板方式による先行エレメント 2.0m、後行エレメント 7.5mを基本としたが近接建物区間については、後行エレメントを 3.5mに短縮し安全性を向上させた。

掘削精度は1/500を確保すると同時に、騒音・振動対策についても配慮した。施工初期段階ではGL-30m付近の礫層部において17 m³/h程度の逸水が発生し、埋め戻しを余儀なくされたが作泥能力アップのための補助プラント設置や掘削のペースを落とすなどの結果、逸水量を減少させることができた。

(3) 盤ぶくれ対策工

地下水の帯水状況は各層の水頭測定結果から、層厚約8m（TP-15～23m）の難透水層（Dc4）を境に2分され、上層では表層水（GL-3m）にほぼ一致するTP±0mの水頭を持ち、TP-12m前後の下層では被圧されていた。

このような地盤にあっては掘削底面地盤の安定性を確保し、周辺の地盤変状と環境への影響を極力抑え、工事を安全かつ経済的に進めるためには排水工法などの補助工法の検討が必要であるため、Dg4、Dg5の2層を対象に揚水試験を行った。

その結果、透水係数はDg4が4×10^{-1}cm/sec、Dg5は4×10^{-2}cm/sec程度であり、両層とも透水性が高く、水を豊富に含んでいることを確認した。

また、不透水層であるDc5層が連続的に分布していることが確認された。

そのため、未施工であった部分は連壁の根入部分を不透水層まで延長して対処した。既に施工済みの部分では盤ぶくれ対策工として遮水工を実施した。

遮水工法には50m以上におよぶ削孔深度での削孔精度と砂地盤主体での浸透効果も期待できることから、薬液工法のうち二重管ダブルパッカー工法を選定した。改良厚さは止水目的のため、2mと設定して千鳥配置とした。改良高さは連壁下端深度より上に2mラップし、下限深度は不透水層（Dc5）の層境に隆起があることが懸念されるため、不透水層上端から2m入った深度とした。

(4) く体構築

① JR委託区間

JR委託区間は総武線の秋葉原駅高架橋直下に位置し、つくばエクスプレス秋葉原駅建設工事に伴い、事前に高架橋の受替え工事を行った。この工事は総武線を営業しながらの施工となり、営業線に支障をきたさないよう、変位を最小限に押さえるため、上床版を先行して施工した。地下1階から下層階は順巻工法で施工した。

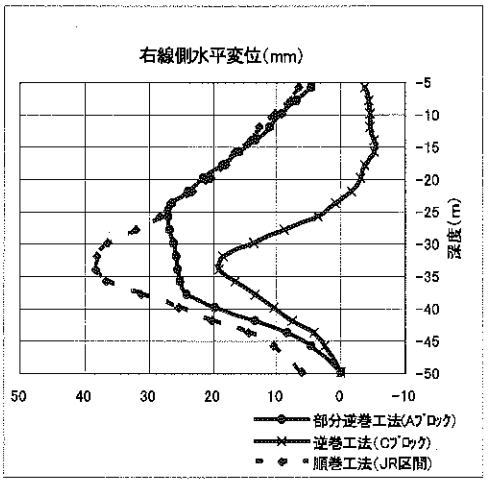


図4-7-5-3　土留め変位図

② 機構施工区間

作業ヤードの確保、工程確保のためAブロックでは、上床版から地下2階中床版を逆巻工法で施工した。その後、地下4階床付まで掘削し、地下4、3階を順巻工法で施工した。この工法を部分逆巻工法とした。

C・Dブロックは、上床版、地下1、2、3、4階の順で上層階からく体を構築する逆巻工法

で施工した。

③ 土留支保工の段数と設置期間

秋葉原駅は地上から床付面まで約 37mあり、順巻工法で施工した場合は 10 段の土留支保工が必要となる。また、各階で盛替梁を設置する必要が生じ、設置・てっ去に時間を要することとなる。

一方、逆巻工法では施工した床版が土留支保工の役割を果たすため、支保工は 6 段のみとなった。また、床版を施工すれば、切梁の撤去が可能となり、存置期間も短くなる。かつ、上段で使用した支保工の転用が可能となった。

工法の異なる各工区において、掘削完了時の地下連続壁水平変位量は掘削に先行して施工する床版数が多いほど小さい。これは切梁より剛性の大きいコンクリート床版により土留を拘束したことにより土留が安定したものである。

順巻工法では下層階からく体を構築するため、内空すべてに型枠支保工が必要だが、逆巻工法では掘削途中に打設した均しコンクリート上に型枠支保工を組み立てるため、型枠支保工の数量が減少する。

施工済み床版上は作業ヤードとしての利用が可能となる。また、階下の作業において、天候の影響を受けにくい。

2. 浅草駅

浅草駅は台東区浅草二丁目の都道国際通り（幅員 33m）路下に 4 層 3 径間を構築した。設置位置は既に埋設されている浅草幹線下水（径 4.8m）を避けた位置となり構築延長 304m、幅 17.0～21.5m、深さ 31.4～37.9m となった。駅両端部の地下 1 階部分には，台東区の自転車駐輪場が設置された。

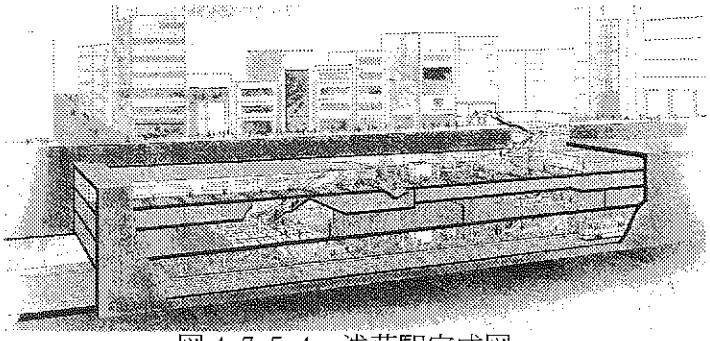


図 4-7-5-4　浅草駅完成図

掘削土留構造は掘削深度、地質、地下水位および沿線建物、路上作業の時間短縮を考慮して柱列式地下連続壁（SMW）とした。なお、駅両端部がシールド発進立坑となるため、柱列式地下連続壁の一部に NOMST 材を採用し、シールド発進防護工の経済化を図った。

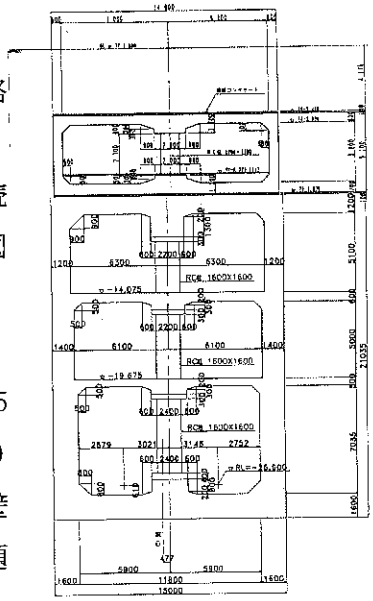


図 4-7-5-5　浅草駅く体断面

(1) 柱列式地下連続壁

当初計画された山留工法は一次山留(SMW650)により GL-11.5m付近まで掘削を行った後、路下にて本体利用の連壁(t=800)の施工を行う計画であった。路下連壁の施工においては路上連壁と比較して、溝壁の安定が最重点課題であり、特に次の点が問題となった。①一次土留め背面の地下水は GL-2.0m程度と高く、

溝壁内泥水位との差が9m以上となる。②地表面より緩い沖積砂層が存在し、地下水位を低下できない。③一次土留めと溝壁との離れが700㎜と小さく地表面から全土水圧が溝壁に作用する可能性が高い。④一次山留根入れ部の受働領域が掘削される。以上の点を踏まえ検討の結果、当初計画では高水位地下水の影響から溝壁の崩壊が発生するおそれがあることがわかった。さらに、一次山留施工後地山安定のため地盤改良を検討したが、改良範囲に下水幹線を巻き込んでしまうこと、さらに、地下水の処理が問題となり、この方法をもってしても現状の条件下では路下連壁の施工は不可能であると判断した。

以上の検討結果から、山留壁の再検討をおこなった。検討するにあたっては現場条件等が満足できる工法として以下の3案で検討した。

1案　仮設連続壁

2案　SMW壁+注入止水壁

3案　鋼管矢板（ONS工法）

比較検討の結果①地下埋設物による窓開き開口を小さく出来る工法。②曲げ剛性の優れた工法であること。③壁の連続性が施工品質によらず、品質管理が容易な工法であること等の点から第2案のSMW壁+注入止水壁工法が総合的に優れていると判断した。

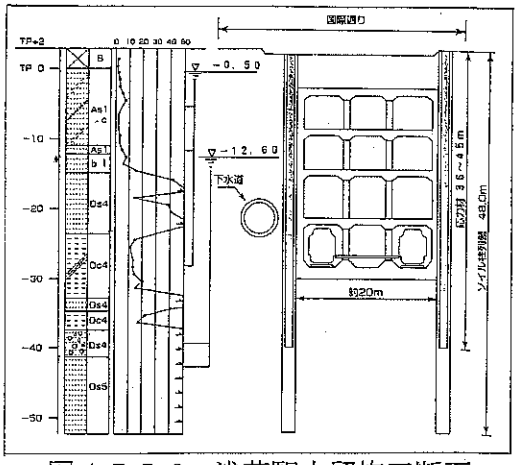


図 4-7-5-6　浅草駅土留施工断面

地質条件から側圧が非常に大きいため（最大約27tf/㎡）、断面係数の大きい芯材を選定した結果、削孔径850㎜、芯材H-594×302、芯材長は側圧に対するつり合い根入長から35～45m、根入長3.0～8.2mとした。また、削孔長は掘削床付け面がDc4層でその下には被圧帯水層が存在するので、盤ぶくれを防止するために揚水を行わなければならなくなった。そのため揚水量を出来るだけ少なくするために、止水性のソイルモルタル壁を施工限界まで築造することから削孔長を48mとした。

(2) 盤ぶくれ対策工

掘削工事では掘削床付盤付近の不透水層(Dc4層)の下部に，透水性の砂礫層（Dg4）と砂層（Ds5）があり、これらの帯水層は被圧されているため掘削時の盤ぶくれが懸念された。

被圧帯水層のDg4/Ds5層の水位低下はディープウェル（DW）を採用することとしたが、多量の揚水が必要になり、同時に環境障害や下水道使用料の高騰などの課題があった。

そのため、地下水排水計画に際しては確度の高い水理定数を特定する目的として、4回の揚水試験と注水試験を実施し、3次元浸透流解析を使って試験データ結果をもとに未知のデータである透水係数をパラメータとしてフィッティング作業を試行した。

その結果、得られた水理定数を用いて検討した結果、ダブルパッカーで注水遮水壁を設け揚水量を減らしかつ復水工（リチャージ）を採用することとした。

地質調査試験による解析および補助工法検討の結果、下水放流予定は当初ピーク時定常揚水量6.0㎥/minが、定常揚水量4.3㎥/minとなり、リチャージ量1.4㎥/min、計画下水放流2.9㎥/minになった。

揚水管理にあたっては全DW17本および全リチャージ14本に水位計・流量計を取り付け、自動計測を行いながら適正な揚排水管理に努めるとともに、目詰まりに対する的確な井戸洗浄時期を判断することが重要であった。

また、必要低下水位をレベル1、2、3に設定しレベル1を越えた場合、盤膨れ対策として事務所のパソコン警報装置による警報発令ができるシステムを構築した。さらに、必要低下水位を目標に適正排水を行うために被圧水位をパソコンにて管理した。

その結果、揚水量実績はピーク時揚水量1.9 m³/min、リチャージ量1.4 m³/minで0.5 m³/minの下水放流となり、リチャージ工法の目詰まりによる注水能力の確保と維持が課題であったが、ほぼ計画どおり放水することが出来た。

3. 南流山駅

(1) 概　要

南流山駅は千葉県流山市において JR武蔵野線南流山駅と結節された位置に計画された。

当駅は江戸川左岸付近に位置する木地区の区画整理区域から運動公園地区に至る延長 2.1 kmの南流山トンネルの起点方にあり、比較的交通量の多い市街地にあること、並びに駅部の異型断面であることから開削工法となった。

終点方は周辺に及ぼす影響が多いためシールド工法を採用した。開削区間は2層3径間の鉄筋コンクリート構造で掘削深さは約10～20mとなっている。

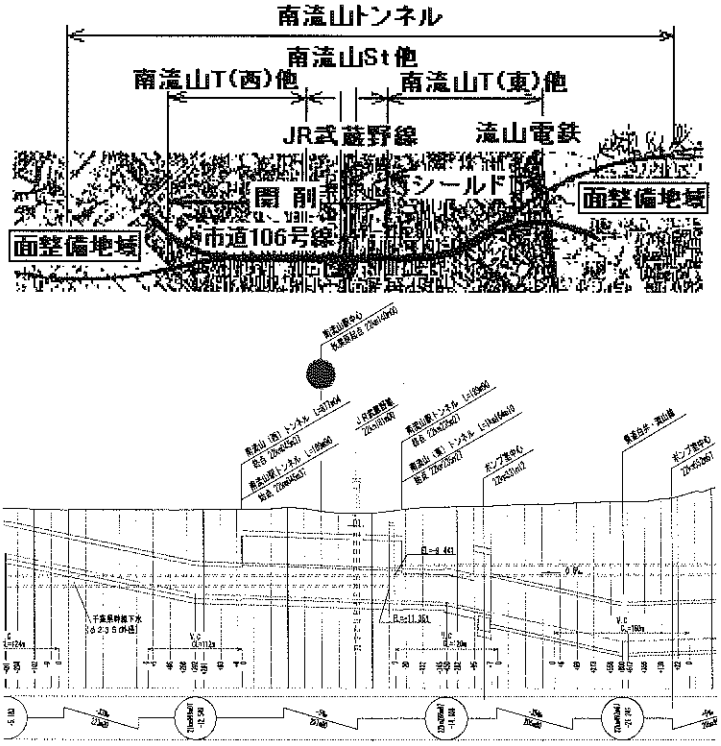


図 4-7-5-7　南流山トンネル平面・縦断図

結節される JR線とは地下で交差することになるが、この区間55mはJRに委託して施工した。なお、つくばエクスプレス（常磐新線）開業による旅客流動など利便性を考慮して JR駅の乗換連絡設備などの改修もあわせて委託した。

当駅付近の平面、縦断面図を図 4-7-5-7 に示す。

(2) 地質及び設計概要

当工事区域はN値0の軟弱な沖積粘土層（Ac層）が工区中央部に溺れ谷の形状をなし、最大深さ 38mに及び堆積している。深部には洪積砂層と沖積粘土層が互層を形成しており Ds層には被圧地下水が存在している。

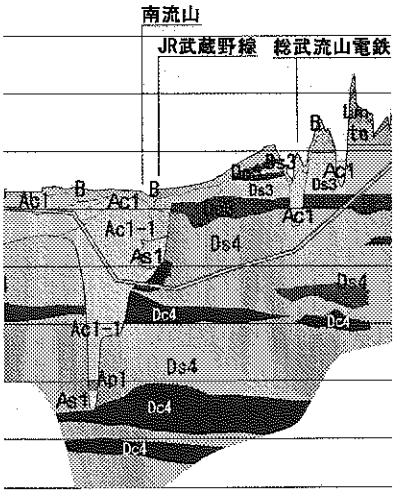


図 4-7-5-8　地質縦断図

土留壁にはソイルセメント壁(柱列式地下連続壁)を採用し、

盤ぶくれ対策として連続性の確認された下部不透水層（Dc4層）へ根入れすることとした。このため土留壁長は、L=36.0m～40.0mと深いものになった。また、芯材長については釣合根入れ長等によりL=14.0m～27.0mとした。図4-7-5-8に地質縦断を示す。

(3) 施工法の選定

当駅は市道106号線の直下に計画された。この市道は幅員が約18mと狭く、所定の歩車道幅を確保しながらの作業は非常に厳しい制約を受けた。また、沿道はマンション、店舗病院などが道路に近接して建ち並ぶ市街地であり、施工にあたっては住民の生活、店舗の営業など市民生活に支障を与えないよう細心の注意が必要であった。

このような施工条件のもとで、開削工事を行うにあたり、仮土留構築のための杭打ち機の選定が問題となった。通常機の杭打ちが必要となる作業帯では長時間の交通阻害を引き起こすことになり、また、用地が不足する箇所も発生し、必要な借地に対する協力も得られないところもでてくることが想定された。このため新たに開発した施工機械の採用について検討した。

① 新開発機（縦3軸旋回式オーガー搭載機）の採用

通常機では、回転打ちを行った場合でも作業幅=機械幅8.66m＋余裕幅0.5m=9.16mとなる。

新開発機の場合は、作業幅=機械幅 7.58m＋余裕幅0.5m=8.08mとなり、1.08mの余裕が生まれる。図4-7-5-9に作業幅の比較を示す。

さらに、新開発機の場合、リングピンを付替えることにより杭を跨いで施工することが可能となる。

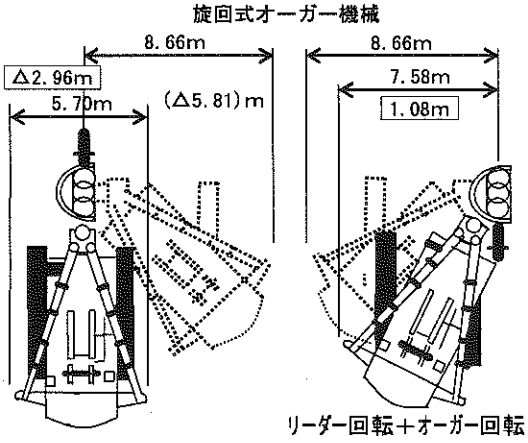


図4-7-5-9　通常機と新開発機の作業幅比較

この機械を使用することにより、本線右側では車道1車線（片側交互交通）を確保しての施工が可能となり、左側については2車線を確保しながらの施工が可能となった。図4-7-5-10～11に作業帯の概略を示す。

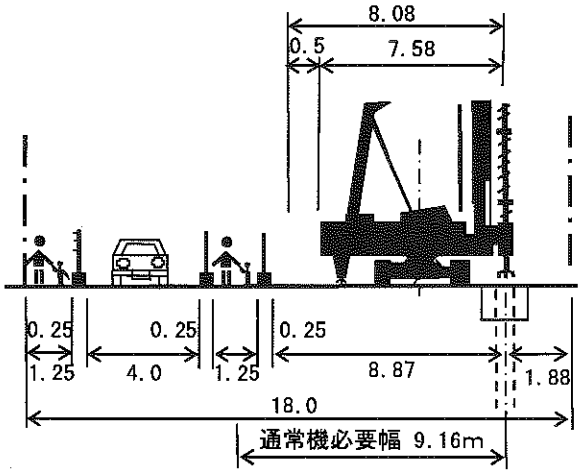


図4-7-5-10　本線右側作業帯図

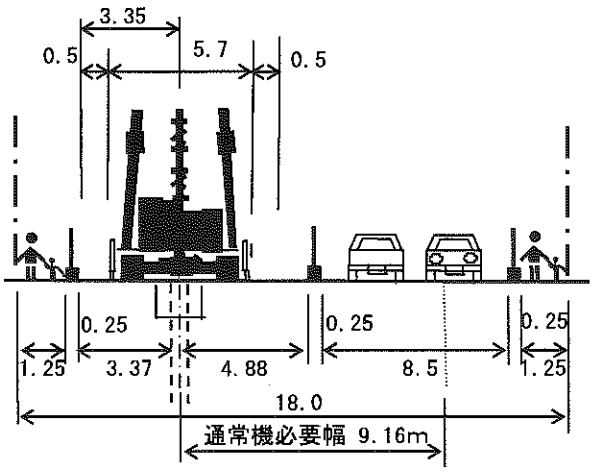


図4-7-5-11　本線左側作業帯図

新開発機を使用せずに小型機械を使用した場合、削孔長が 36m～40mでは錐継ぎの回数が多くなり、1 本あたりの施工速度が遅くなる。このため、通常の 3 倍もの日数が必要となるばかりでなく、工事費の面でも大幅に割高になることから、新開発機の採用は十分な効果があったものと考えられる。表 4-7-5-1 に機械の比較を示す。

表 4-7-5-1　柱列式地下連続地中壁施工機械比較

	小型機械	新開発機	通常機
削孔径	φ850、φ650	φ850	φ550、φ650、φ850
リーダー長		24m	30m、33m
錐継回数	16 回	3 回	1 回
特　徴	・総重量が通常機の約 1/5 ・狭あい箇所、空頭制限のある箇所での施工が可能 ・削孔長が深い場合錐継が多くなる	・ベースマシンは通常機と同じ ・杭に接近しての施工、杭を跨いでの施工が可能	・一般的に作業条件の制約が無い箇所における施工機械

施工にあたり特に注意すべきことは、工区中央部に存在する軟弱粘土層の地耐力不足の問題である。このため、大型機械での作業について次の項目を検討した。

1) 布掘の崩壊防止

2) 地盤沈下による施工機械の転倒防止

3) 建物及び埋設物に対する影響を最小限にする

検討の結果、布掘鋼矢板及び床版コンクリートを施工することとした。

② H 型鋼矢板土留壁の採用

当工事区域は、構築範囲内に千葉県下水道幹線が存在する。このため、幹線下水の付替えを行った後にこれをてっ去しなければならない。工程上、既設幹線下水の移設前に仮設工事を終了させる必要から、土留壁を一部民地部に接近して打設しなければならなくなった。

用地協議の状況を踏まえ作業帯、機械の配置など施工上の制約を考慮して、設計の検討をした。検討の結果、止水と土留の対策が必要となり H 型鋼矢板を採用することとした。この工法は 4-7-5-12 に示すとおり H 型鋼に直線型鋼矢板を溶接した鋼材を圧入し、土留壁から不透水層までの止水は深層混合処理工法によって行うものである。

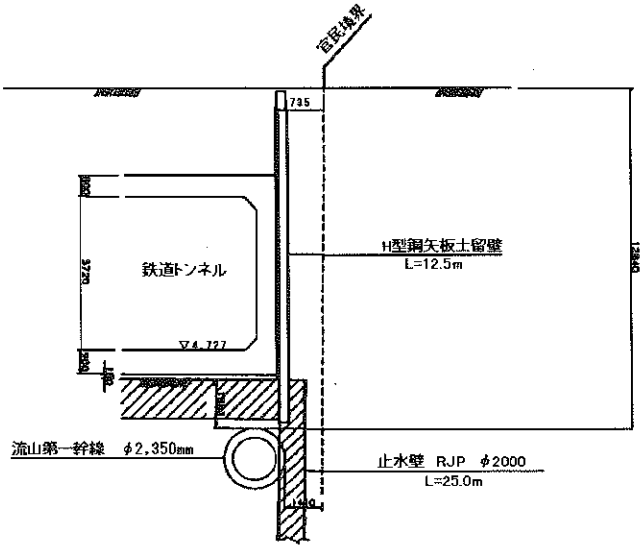


図 4-7-5-12　H 型鋼矢板土留壁断面図

4. つくば駅

(1) 概　要

つくば駅は当路線の終端駅であるとともに、つくば研究学園都市の表玄関口として市中心地の学園中央通り地下に計画された。

新駅設置にあわせて茨城県が南北自由通路を施工することとなった。これに出入り口が併設

されることから一体的整備が得策と判断され、県から機構に対し委託がなされ同時施工することになった。

構造は大別して3区間に区分され、始点側から隣接するつくばトンネルのシールドマシン回転用の立坑部、軌道部分のみの1層階部、2層階部分である駅本体部である。立坑部は2ボックス形式、トンネル部は1ボックス形式、駅部は2層3径間の鉄筋コンクリート構造である。

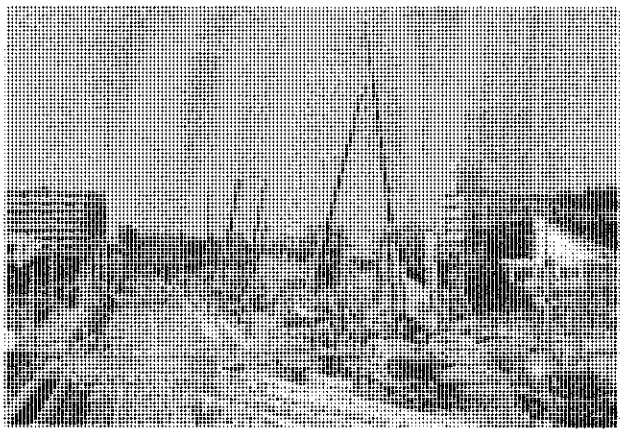


図 4-7-5-1

図 4-7-5-13～14-に平面、縦断を示す。

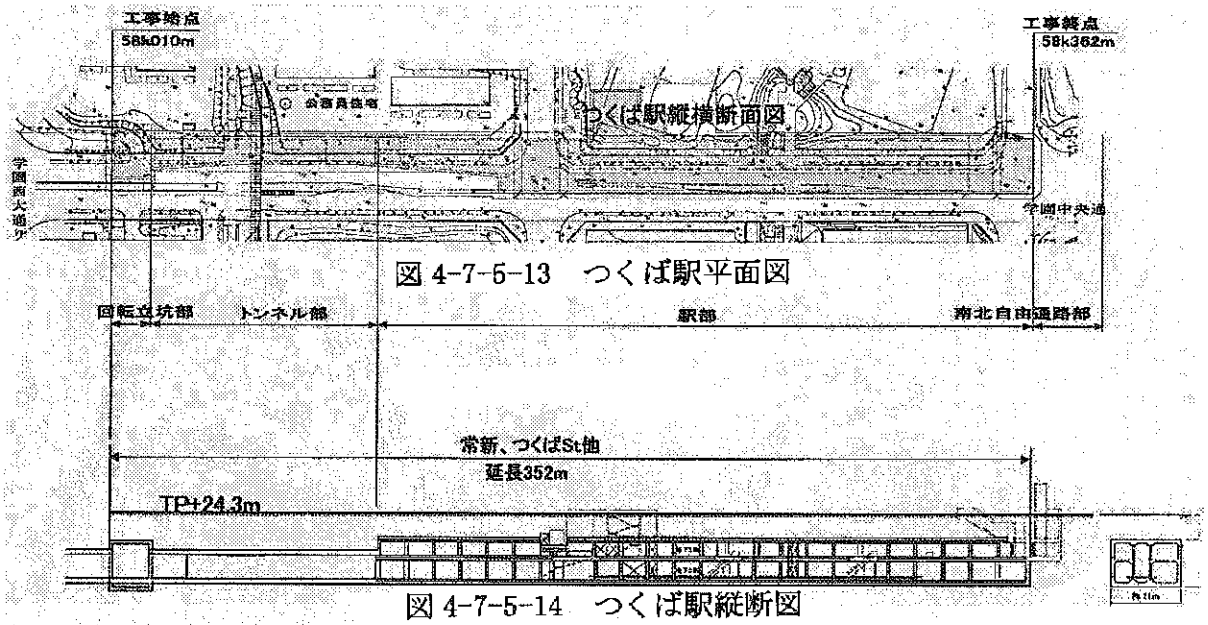


図 4-7-5-13　つくば駅平面図

図 4-7-5-14　つくば駅縦断図

(2) 地　質

つくば駅は、茨城県南部に広がる常陸台地の一部である標高 20～30mの丘陵が連続している稲敷台地の中央部に位置する。地質状態は表層に約1mの関東ローム層、常総層の凝灰質粘土が堆積し、その下に常総層の粘性土・砂質土、成田層の砂質土・粘性土の順に互層に堆積した地層となっている。つくば駅の基礎地盤は成田層の砂質土層（Ds_3）であり、柱列式地下連続壁はその下の粘性土層（Ds_5）に根入れして止水壁を構成した。地下水位は GL-5mと高く、Ds_2、Ds_3、Ds_5の各砂質土層は被圧地下水が確認されている。

表 4-7-5-2 に地質層序表を示す。

(3) 施工上の問題点

現場はつくば研究学園都市のほぼ中央に位置し、周辺には商業施設、バスターミナル、公園、集合住宅及び小学校といった施設があり、一般車両、歩行者の通行が多い市街地工事であった。また、周辺は通学路となっており、工事中における歩道の確保が義務づけられていた。さらに、南側には西武百貨店、ジャスコなどからなる市内最大のショッピングセンター、バスターミナ

ルなどがあり、相当量の一般車、営業車が通行している。このため、これら車両の円滑な通行を阻害することのないよう各関係者との協議も必要であった。

本駅の位置する学園中央通り（主要地方道　土浦境線）は都市計画道路として茨城県により整備されているが、県による南北自由通路の一体整備や埋設物（雨水、下水、水道、電力、ガス、NTT）が多く設置され、これらの切回しも含めて各管理者との協議も多岐にわたった。しかも先行他工事である県道拡幅工事の遅れにより、工事着手が大幅に遅れた。したがって全体工程を確保する上から工事期間の短縮が最大の懸案事項となった。

表 4-7-5-2　地質層序表

地質年代		地層名		土質名	N値分布（平均N値）	地質記号
第四世紀	完新世	盛土層		ローム粘土	1～10 (5)	B
	更新世	常総層	常総粘土層	凝灰質	19 (3)	Tc
			竜ヶ崎層	シルト質粘土 粘土質シルト	112 (5)	Dc2
				粗砂 中砂	150 以上 (30)	Ds2
		成田層	粘性土層	砂質シルト 砂混シルト シルト	2～25 (9)	Dc3
			砂質土層	細砂	850 以上 (24)	Ds3
		藪層～地蔵堂層	粘性土層	シルト 砂混シルト	1037 (16)	Dc5
			砂質土層	細砂	2150 以上 (45)	Ds5

(4) 工程短縮

関連他工事の影響で着手が大幅に遅れたため、当初計画のままで施工を進めたのでは、全体の開業行程に支障することとなった。このため、仮設計画、本体設計などを含めあらゆる面での工期短縮が求められた。このため以下の様な対策を採った結果、最大で 15 ヶ月遅れになるところを 9 ヶ月短縮して当初計画工程より約 6.5 ヶ月遅れ 16 年 8 月にしゅん功を迎えることができ、開業に支障することもなかった。

① 分割施工

歩車道の確保、地下埋設物の移設などを勘案し、全体地区を四分割し、着手遅れを取り戻すよう配慮した。図 4-7-5-15、表 4-7-5-3 にその状況を示す。

表 4-7-5-3　工事着手の遅れ

区分	着手年月日	当初着手予定からの遅れ
西工区北側	平成13年 3月	11 ヶ月
西工区南側	平成13年 6月	15 ヶ月
東工区北側	平成12年 7月	3.5 ヶ月
東工区南側	平成12年12月	8 ヶ月
南北自由通路	平成13年 4月	予定通り

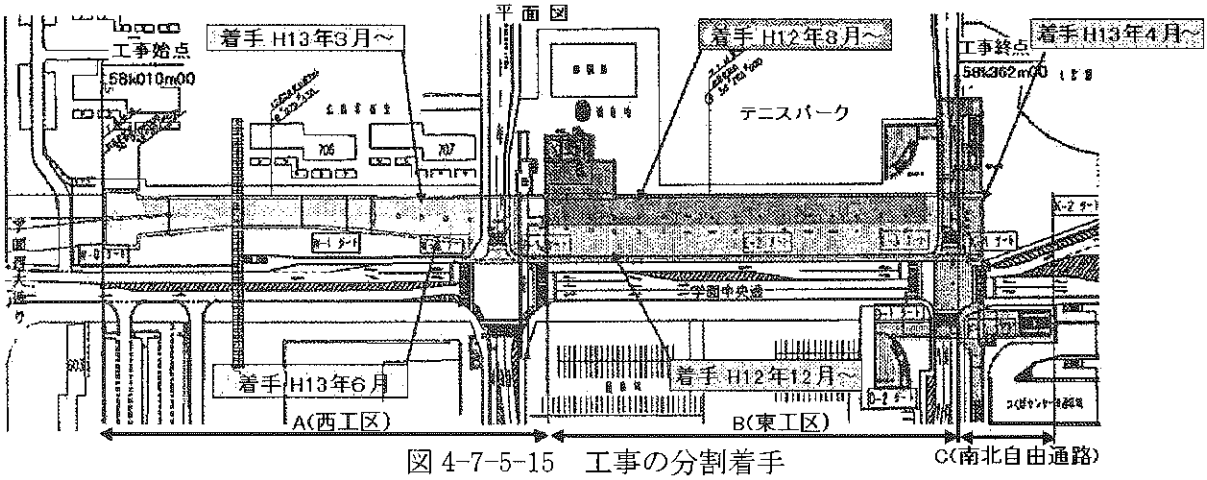


図 4-7-5-15　工事の分割着手

② PTR 工法の採用

当初計画の仮土留は柱列式地中連続壁（SMW 工法）であったが、工期短縮及び低空頭での施工の必要性などから、西工区において PTR（パワートレンチャー）工法を採用した。PTR 工法は等厚の壁が築造でき、必要剛性にあう芯材仕様及びピッチを任意に設定することが可能となる。このため、回転立坑部及びトンネル部については、土留壁の剛性をアップすることによって切梁段数の低減、盛替え梁の削減が可能となり、約２ヶ月の工期短縮が可能となった。図 4-7-5-16 に回転立坑部の土留支保工の新旧比較を示す。

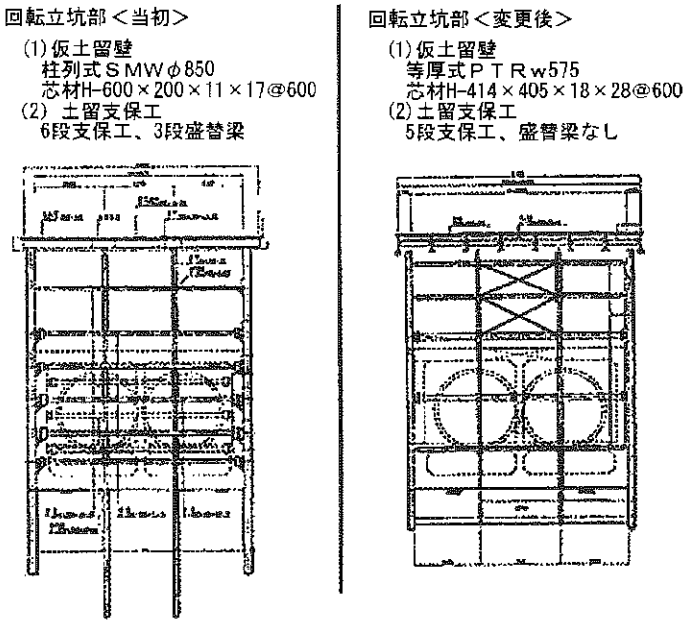


図 4-7-5-16　回転立坑部土留支保工断面図

③ 底盤改良範囲の見直し

掘削底面下には成田層の粘性土層が全面的に存在し、当初設計では盤膨れ対策として全域に底盤改良が必要とされていた。工程短縮のため追加の地質調査を実施し、より効率的な設計・施工ができないか再検討した。

安定検討で『深い掘削土留工設計施工指針』の式をもとに改良体強度を抵抗力として加え、追加ボーリング結果から Ds5 層の被圧水頭を見直したところ、回転立坑部のみが必要であることが判った。これにより３ヶ月の短縮が可能となった。

また、当初設計では未設計であった埋設物による土留窓開き部に関しては、施工性向上の観点から深層混合処理地盤改良 Super-jet Midi 工法（φ4.5m）等により施工土留の完璧を期すことにした。

④ 掘削工法の変更

掘削能率向上のため、以下の変更を行い、約２ヶ月の短縮を図った。

1) 掘削機械を当初のグラブリフターからテレスコクラムシェルに変更

2) 路面覆工の窓開きを無くして全面に変更

⑤ 土留予測解析

西工区の回転立坑部及びトンネル部においては土留工法の変更（SMW→PTR）により、事前に土留壁剛性アップによる支保工の合理化を図ったが、東工区においては土留、支保工とも当初計画通りで着工したため、掘削中の計測結果をもとにした情報化施工（MARK-Ⅲ解析）による合理化を図った。

MARK-Ⅲ解析は現状解析と予測解析からなる。現状解析では、主働土圧係数、受働土圧係数、地盤バネ及び静止土圧係数をパラメータとして変動させ、弾塑性解析を繰り返し行うことにより山留の計算変位と実測変位とをフィッティングして現状の荷重状態を把握する。予測解

析では、現状解析で決めたパラメータをもとに、現状から後の施工ステップに関して弾塑性解析を行い、次ステップ以降について予測する。

さらに同様の手法を用い、回転立坑部、西工区についても適用して施工の合理化と工期短縮を図った。図 4-7-5-17 に予測解析により合理化された西工区山留工の断面を示す。

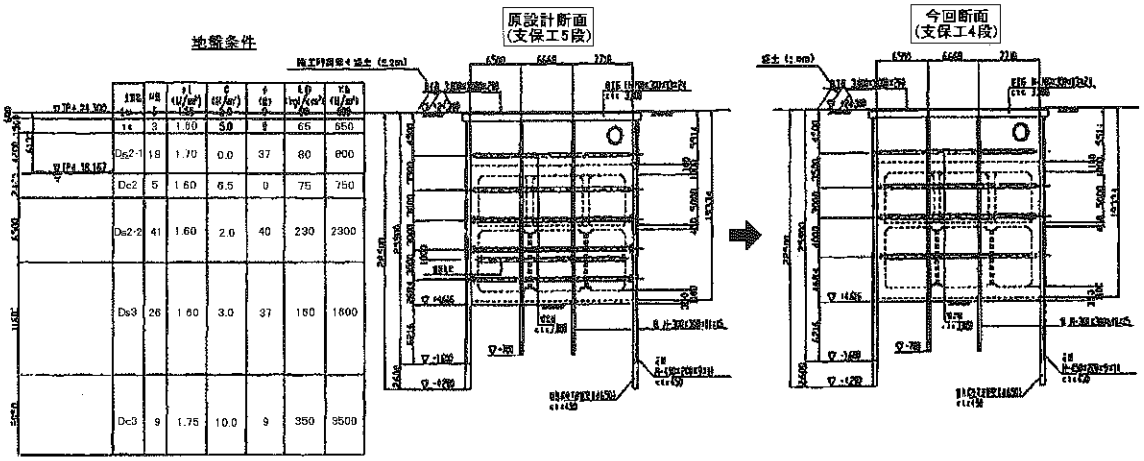


図 4-7-5-17　予測解析による合理化（駅西工区の土留工断面図）

東工区ではこれらの解析から以下に示す合理化が図れ

- 盛替え梁の省略
- 底版打設後に 4, 5 段切梁を一度に撤去
- 中床版打設後に 2, 3 段切梁を一度に撤去

西工区では

- 支保工段数を 5 段から 4 段に低減
- 盛替え梁の省略
- 底版打設後に 4 段切梁を撤去
- 中床版打設後に 2, 3 段切梁を一度に撤去

回転立坑部では

- 底版打設後に 4, 5 段切梁を一度に撤去

という結果が得られ約 1 ヶ月の工期短縮が図れた。

⑥ く体構築に関する変更

ア、せん断補強筋の新工法の採用

床版及び側壁のせん断補強筋は当初併合型形状であり、鉄筋組立工程上最もクリティカルになることが予想されたため、新工法である Head-bar を採用し施工能率の向上を図った。

イ、継手方式の変更

柱及び梁部の圧接ヶ所をネジフシ鉄筋を用いた機械式継手に変更し、圧接による特殊行程を省略、検査の簡素化による短縮を図った。

ウ、側壁大型型枠（鋼製トラスフレーム）の採用

側壁の 1 回当りのリフト高さを最大化し、コンクリートの打設回数を低減した。

以上の方策により約 2.5 ヶ月の工期短縮が図れた。

(5) コンクリート温度ひび割れ解析

地下駅における保守上の問題のひとつとしてく体のクラックからの漏水がある。クラック発生の原因の一つとして温度ひび割れがあり、支社事務連絡に以下のような規定がある。

① 温度ひび割れに関する安全係数Ｉcr≧1.45を確保すること

② 側壁においてＩcr≧1.45を確保出来ない場合にはひび割れ誘発目地を5mを最小間隔として設置すること

③ 誘発目地を 5mとしても、目標とする安全係数を確保出来ない場合には、低熱ポルトランドセメントの使用を検討すること

上記指針にもとづき、く体鉄筋コンクリートの施工に先立って温度ひび割れ解析を実施した。

検討対象とした断面はく体厚が比較的大きい駅部2階層部、トンネル部、回転立坑部、南北自由通路部の4段面とした。

解析手法は2次元有限要素法（FEM）により実施し、応力解析については温度解析結果を用いて『CP法解析』、『擬似三次元解析』の2方法により行った。解析結果から側壁に関してはすべての断面でクラックが発生する恐れがあるとの判断から、この部分には低熱ポルトランドセメントを採用することとし、あわせて誘発目地を施工することとした。

施工の結果、温度ひび割れに起因すると考えられる有害なクラックは誘発目地部には発生したものの一般部には見られなかった。しかしながら、5BL において水平クラックが発生した。この原因については型枠目地に沿ったものであり、脱型時にはすでに発生していた点などから、打設中もしくはコンクリートの硬化が不十分な若材齢時に型枠が変位・移動し、それに伴うコンクリートの変形が一部拘束されたと考えるのが最も妥当であると推察された。しかし、当該クラックからの漏水は認められないことから、貫通ひび割れではないと判断した。

これら発生したひび割れに対しては耐久性の観点から 0.2 ㎜以上のものに対しては補修することとし、当現場においても暫定案に示された方法のなかから条件を満足する『ミクロカプセル工法』を選定し、実施した。この工法は、低粘度タイプエポキシ樹脂をバネ自動式低圧注入により微細なひび割れの深部にまで緩やかに注入出来るものである。

第８章　シールドトンネル

第１節　概　要

断面形式は、占用可能な道路幅員、周辺建造物に対する影響、支障物等の立地条件、地盤条件、環境条件を考慮し、複線、単線並列、MF（マルチフェース）について、用地費及び工事費を総合的に評価して決定した。

その結果、台東トンネル、寿トンネル、三ノ輪トンネル、弘道トンネル、加平トンネル、綾瀬川トンネル及び南流山トンネルは複線断面、常磐道トンネル及びつくばトンネルは単線並列となった。図4-8-1-1に断面検討略図を示す。

用地費、工事費の試算を、台東トンネル（L=1,204m）の場合を例にとって表4-8-1-1に示す。

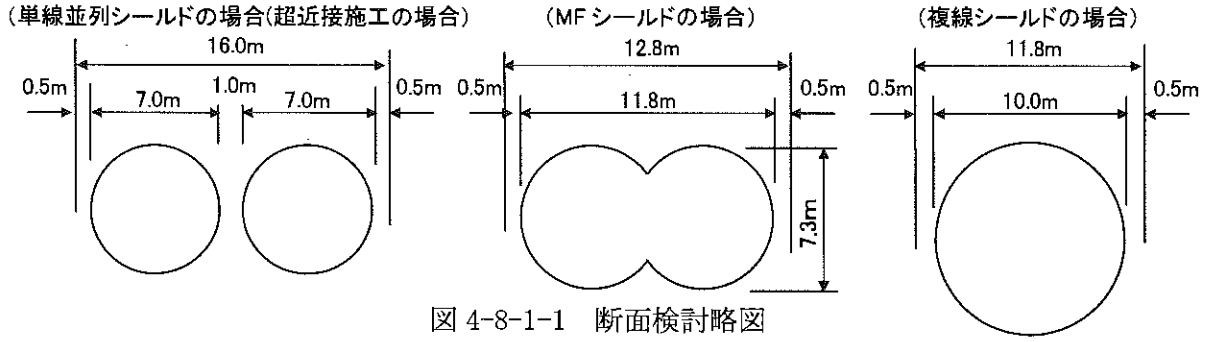


図 4-8-1-1　断面検討略図

表 4-8-1-1　概算工事費の比較

構造 / 費目		単線並列シールド			MF シールド			複線シールド		
		数量	単価(億円)	金額(億円)	数量	単価(億円)	金額(億円)	数量	単価(億円)	金額(億円)
用地費	㎡	4,550	0.08	364	3,640	0.08	291	3,140	0.08	251
工事費	m	1,204	0.07	84	1,204	0.08	96	1,204	0.09	108
合計				448			387			359

断面寸法は、軌道中心間隔、車両限界、建築限界、蛇行余裕、建築限界外余裕等を検討し、決定した。複線及び単線断面について以下に述べる。

1. 複線断面

軌道中心間隔については、普通鉄道構造構造規則第 23 条の「直線における軌道中心間隔は、車両限界の基礎限界の最大幅に 600 ㎜を加えた数値以上にしなければならない。ただし旅客が窓から身体を出すことができない構造の車両のみが走行する区間にあっては、車両限界の最大幅に 400 ㎜を加えた数値とすることができる。」と規程されている。

つくばエクスプレス（常磐新線）では「旅客が窓から身体を出すことができない構造の車両のみが走行する」こととなるので、軌道中心間隔は 3,000 ㎜(基礎限界の最大幅)＋400 ㎜=3,400 ㎜=3.40m まで縮小可能である。

以上を総合的に勘案して、停車場外の軌道中心間隔は、原則として 3.60m（3,000 ㎜（基礎限界の最大幅）＋600 ㎜=3,600 ㎜)、ただし地形上等やむを得ない場合は 3.40m まで縮小することができるとされた。

これに基づき、都心部（秋葉原～八潮間）の地下部分については、

①地価が高く、軌道中心間隔を極力狭くする必要がある。

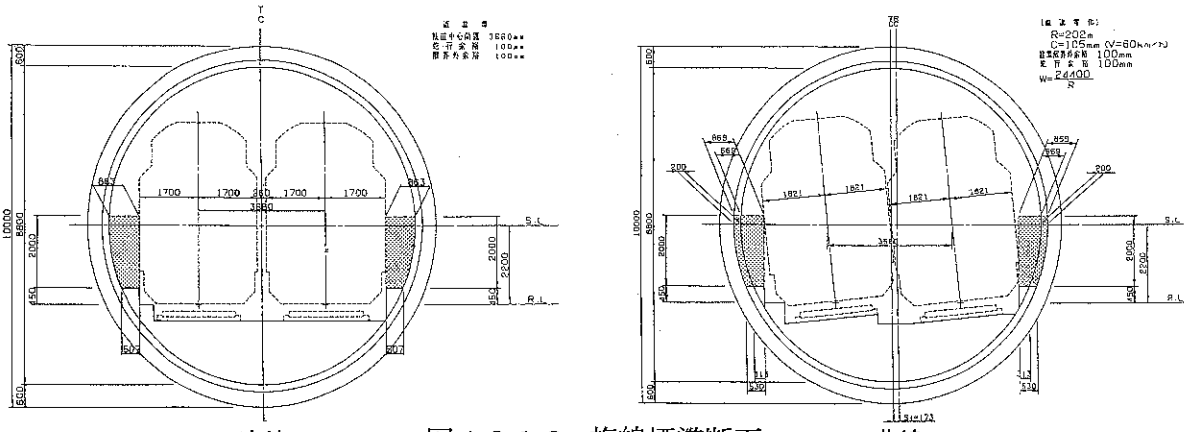
②構造物による制約があり、軌道中心間隔 3.6m を確保できない場合がある。

ことを考慮し、ただし書きを適用し、軌道中心間隔は 3.4m を基準とした。

建築限界幅は 3,400 ㎜、建築限界外余裕は 100 ㎜（片側当り)、蛇行余裕は 100 ㎜（片側当り）とし最小曲線（R=202m）におけるカント、限界の拡幅を考慮した。

さらに退避空間を線路の両側に確保し、その幅は S.L 付近において 700 ㎜以上、歩行底面において 500 ㎜以上確保するものとした。なお、最小曲線区間では、当面施工しない二次覆工部分（200 ㎜）を取り込むことで所定寸法を確保することとした。

以上の様な検討の結果、複線シールドトンネルの断面寸法は、図 4-8-1-2 に示すとおり、内径 8,800 ㎜、外径 10,000 ㎜が基本となった。



直線　　図 4-8-1-2　複線標準断面　　曲線

特殊な区間として、青井駅を発進・到達とする弘道トンネルと加平トンネルは、基本断面の外径 10.0mとすると、駅部の線形条件から、駅開削部の前後に箱型トンネルが必要となる。そこで、箱型トンネル区間も含め、すべての区間を内空を 400 ㎜拡大して複線シールドトンネルとした方が、工事費が有利となることから、内空 9,200 ㎜、外径 10,400 ㎜の断面とした。

2. 単線断面

交流区間の建築限界高さは 5,300 ㎜とし、曲線部の最大寸法を考慮する。さらに、建築限界外余裕 100 ㎜、蛇行余裕 100 ㎜、セグメント厚 300 ㎜、二次覆工厚 150 ㎜、カントがついた場合の RL～FL 斜長 626 ㎜、インバート斜長 284 ㎜を考慮した結果、内径 6,400 ㎜、外径 7,300 ㎜となった。

図 4-8-1-3 に単線標準断面を示す。

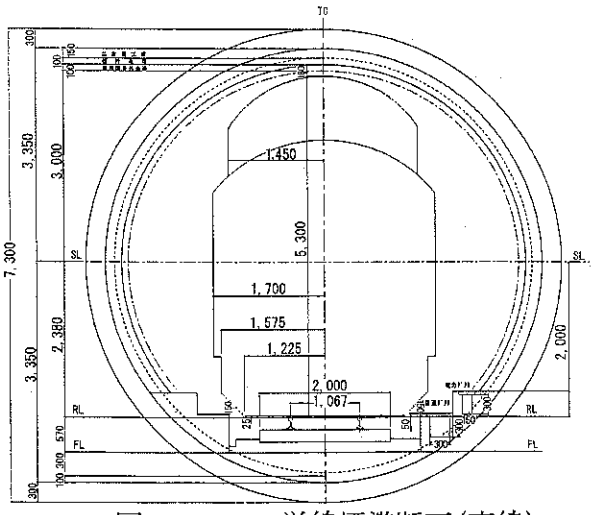


図 4-8-1-3　単線標準断面(直線)

3. 工法選定

シールド工法の選定にあたっては、シールド各工法の特徴を十分把握したうえで、土質、環境条件等を精査し、切羽の安定が図れ、安全で、経済的な最も適した工法を選定した。検討の結果、台東トンネル～綾瀬川トンネル間の 6 トンネルは泥水式シールド工法、南流山トンネル～つくばトンネル間の 3 トンネルは泥土圧式シールド工法を採用した。泥土圧式と泥水式との比較を表 4-8-1-2 に、各トンネルの設計・施工条件を表 4-8-1-3 に示す。

表 4-8-1-2　シールド工法の比較

項　目		泥土圧式	泥水式	記　事
トンネルの規模	大口径	○	◎	φ10.0mクラスの実績は、泥水式が多い
地質条件	洪積砂・礫層	○	◎	
	沖積粘性土	◎	◎	
施工条件	高水圧箇所	○	◎	土圧式では添加材の性状や注入量が重要
	メタンガス発生箇所	○	◎	土圧式ではパイプ圧送等が必要
	小土被り箇所	◎	○	
	基地用地の制約箇所	◎	○	
環境条件	振動・騒音等の制約	◎	○	泥水式では振動フルイ基礎が必要

表 4-8-1-3　シールドトンネルの設計・施工条件

項目	内容	台東トンネル	寿トンネル	三ノ輪トンネル	弘道トンネル	加平トンネル	綾瀬川トンネル	南流山トンネル	常磐道トンネル	つくばトンネル
設計条件	形状・寸法	円形、外形=10.0m	円形、外形=10.0m	円形、外形=10.0m	円形、外形=10.4m	円形、外形=10.4m	円形、外形=10.0m	円形、外形=10.0m	円形、外形=7.3m	円形、外形=7.3m
	単線・複線の別	複　線	複　線	複　線	複　線	複　線	複　線	複　線	単線並列	単線並列
	延長(m)	1,204.29	1,229.71	2,219.00	1,043.00	1,154.00	2,057.05	655	303×2=606	1,807.7
	土被り(m)	27.1～38.0	24.3～43.1	8.5～32.5	7.3～22.3	12.0～24.0	6.2～20.8	2.3～21.5	3.7～7.5	6.3～13.8
	最小直線半径(m)	202	202	350	600	1,600	350	400	直線のみ	600
立地条件	シールド直上の用地区分	民地、道路	道路、一部民地	道路、民地	道路、民地	道路、民地	道路、民地	民地、道路	民地、道路	民地、道路
	道路種別・交通状況	国道、都道、区道、多い	国道、都道、区道、多い	国際・明治通り非常に多い	都道、区道やや多い	都道(環状7号線多い)、区道	都道、区道やや多い	市道、多い	高速道路、多い	市道、国道、多い
	河川下等の掘進の有無	無	無	無	無	無	綾瀬川横断	無	無	無
	基地用地確保の難易度	国鉄清算事業団所有用地及び開削駅構築内	地上部は国際通り、春日通りの路上占用及び開削駅構築内	国鉄清算事業団所有用地及び開削駅構築内	東京都住宅局用地及び開削トンネル構築内	東京都住宅局用地及び開削駅構築内	民地	民地(難)	容易	民地(容易)
地盤条件	トンネル上部の地盤構成	東京層(砂層、粘土層、礫層)	東京層(砂層、粘土層、礫層)	有楽町層(粘性土層)	有楽町層(粘性土層)	有楽町層(粘性土層)	有楽町層(粘性土層)	砂層・粘性土	砂層・粘性土	砂層・粘性土
	掘削断面の主な地盤構成	江戸川層砂層	東京層、江戸川層砂層	東京層(砂層、粘性土層、礫層)、有楽町層	有楽町層(粘性土層)、7号地層(粘性土層、砂層)	有楽町層及び7号地層(粘性土層)	有楽町層及び7号地層(粘性土層)	砂質土主体一部砂礫、粘性土含む N値5～50以上	成田層、砂質土 N値5～10	竜ヶ崎層砂質土 N値5～50以上
	最大礫径(mm)	19	38	19	10	2	2	20	2	30
	地下水位(m)	G.L-2.0～-4.8	G.L-2.0～-2.2	G.L-1.7～-2.8	G.L-0.6～-3.7	G.L-1.3～-1.9	G.L-0.2～-2.2	G.L-0.0～-11.1	G.L-4.1～-5.9	G.L-6.8～-13.8
	酸欠空気・有毒ガスの有無	有(メタンガス)	有(メタンガス)	有(メタンガス)	有(メタンガス)	有(メタンガス)	有(メタンガス)	無	無	無
	切羽の自立性	良好	良好	良好	悪	悪	悪	悪	悪	悪
支障物件	地上の重要構造物	JR山手線、京浜東北線、NTT上野ビル	病院、ビル	メトロ日比谷線、JR貨物線、JR常磐線	学校、消防署	無	首都高速道路	流山電鉄	常磐自動車道	国道・共同溝
	構造物の基礎等	東北・上越新幹線、NTT上野ビル他	ビル	NTTとう道立坑、JR橋脚	消防署基礎坑	無	首都高橋脚、東電鉄塔、綾瀬川護岸	無	無	悪
	井戸・古井戸の有無	無	無	無	有	無	無	—	有・雑用水	有・生活用水
	建物・仮設工跡の有無	無	無	無	無	無	花畑汚水幹線残留杭	無	無	共同溝土留杭
環境条件	沈下に対する制約	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	厳しい	少ない
	埋設物に対する制約	多い	多い	多い	やや多い	多い	多い	やや多い	無	少ない
	沿線の密集度	密集した商業地域	密集した商業地域	密集した商業・住宅地域	密集した住宅地域	密集した住宅・商業地域	密集した住宅・商業地域	市街地	一部家屋	一部家屋

第２節　一次覆工の設計

1. 設計概要

本路線のシールドトンネルは、台東トンネル～つくばトンネルまで９トンネルが施工された。表 4-8-2-1 に各シールドトンネルの代表的な位置における一次覆工の設計概要を示す。

表 4-8-2-1　一次覆工設計概要(1)

トンネル名称			台東トンネル				寿トンネル			
トンネル形式			複線シールド				複線シールド			
トンネル延長			0 km 204m～1 km 408m　L=1,204m				1 km 758m～2 km 988m　L=1,230m			
セグメント	セグメント種別		ダクタイルセグメント（コルゲート型）		RC 平板型		ダクタイルセグメント（コルゲート型）		RC 平板型	
	セグメント外径(m)		10.0		10.0		10.0		10.0	
	セグメント内径(m)		9.2		9.2		9.2		9.2	
	セグメント厚さ(m)		0.4		0.4		0.4		0.4	
	セグメント幅(m)		1.2		1.5		1.2		1.5	
	2 次覆工の有無		無		無		無		無	
	セグメント継手		短ボルト		インサート継手＋高鋼製金具＋短ボルト		短ボルト		インサート継手＋高鋼製金具＋短ボルト	
	リング継手		短ボルト		インサート継手＋鋼板＋短ボルト		短ボルト		インサート継手＋鋼板＋短ボルト	
構造解析モデル	断面力算定モデル		2 リングはり・ばねモデル		2 リングはり・ばねモデル		2 リングはり・ばねモデル		2 リングはり・ばねモデル	
設計条件	設計土被り (m)		9.3		38.2		41.1		42.2	
	荷重条件	全土被り土圧	全土被り土圧		全土被り土圧		全土被り土圧		緩み土圧	
		土水分離	土水分離		土水分離		土水分離		土水分離	
		地表面荷重	上載荷重	350kN/m²	上載荷重	170kN/m²	上載荷重	140kN/m²	上載荷重	120kN/m²
	地盤条件	トンネル付近土質	γ	18.5kN/m³	γ	18.4kN/m³	γ	18.4kN/m³	γ	18.5kN/m³
			N	50≧N	N	15～43	N	50≧N	N	50≧N
			λ	0.45	λ	0.45	λ	0.45	λ	0.45
			K(kN/m³)	15,000	K(kN/m³)	15,000	K(kN/m³)	15,000	K(kN/m³)	15,000
		地下水位	GL-15.0m		GL-15.8m		GL-14.9m		GL-15.1m	

表 4-8-2-1　一次覆工設計概要(2)

トンネル名称			三ノ輪トンネル				弘道トンネル		加平トンネル	
トンネル形式			複線シールド				複線シールド		複線シールド	
トンネル延長			3 km 292m～5 km 511m　L=2,219m				3 km 292m～5 km 511mL=2,219m		10 km 663m～11 km 817mL=1,154m	
セグメント	セグメント種別		ダクタイルセグメント（コルゲート型）		RC 平板型		RC 平板型		ダクタイルセグメント（コルゲート型）	
	セグメント外径(m)		10.0		10.0		10.4		10.4	
	セグメント内径(m)		9.2		9.2		9.6		9.5	
	セグメント厚さ(m)		0.4		0.4		0.4		0.45	
	セグメント幅(m)		1.2		1.5		1.5		1.2	
	2 次覆工の有無		無		無		無		無	
	セグメント継手		短ボルト		コッター継手		高剛性継手		短ボルト	
	リング継手		短ボルト		クイック継手		インサートボルト継手		短ボルト	
構造解析モデル	断面力算定モデル		2 リングはり・ばねモデル		2 リングはり・ばねモデル		修正慣用法		2 リングはり・ばねモデル	
設計条件	設計土被り (m)		25.5		18.0		6.9		24.5	
	荷重条件	全土被り土圧	緩み土圧		緩み土圧		全土被り土圧		全土被り土圧	
		土水分離	土水分離		土水分離		土水一体		土水分離	
		地表面荷重	上載荷重	10kN/m²	上載荷重	80kN/m²	上載荷重	35.0kN/m²	上載荷重	10.0kN/m²
	地盤条件	トンネル付近土質	γ	17.5kN/m³	γ	18.5kN/m³	γ	16.5kN/m³	γ	18.4kN/m³
			N	10	N	10	N	0～3	N	3～5
			λ	0.50	λ	0.60	λ	0.85	λ	0.60
			K(kN/m³)	5,600	K(kN/m³)	4,300	K(kN/m³)	0	K(kN/m³)	1,700
		地下水位	GL-14.4m		GL-10.5m		GL-1.5m		GL-10.5m	

表 4-8-2-1　一次覆工設計概要(3)

トンネル名称			加平トンネル		綾瀬川トンネル			南流山トンネル(東)	
トンネル形式			複線シールド		複線シールド			複線シールド	
トンネル延長			10 km 663m～11 km 817m L=1,154m		12 km 190m～14 km 247m L=2,057m			22 km 340m～22 km 995m L=655m	
セグメント	セグメント種別		RC 平板型		ダクタイルセグメント(コルゲート型)		RC 平板型	ダクタイルセグメント(コルゲート型)	
	セグメント外径(m)		10.4		10.0		10.0	10.0	
	セグメント内径(m)		9.5・9.6		9.4		9.2	9.2	
	セグメント厚さ(m)		0.45・0.4		0.3		0.4	0.4	
	セグメント幅(m)		1.5		1.2		1.5	1.5	
	2 次覆工の有無		無		無		無	無	
	セグメント継手		インサート継手＋高鋼製金具＋短ボルト		短ボルト		インサート継手＋高鋼製金具＋短ボルト	高剛性継手	
	リング継手		インサート継手＋鋼板＋短ボルト		短ボルト		インサート継手＋鋼板＋短ボルト	ピンボルト	
構造解析モデル		断面力算定モデル	2 リングはり・ばねモデル		2 リングはり・ばねモデル		2 リングはり・ばねモデル	2 リングはり・ばねモデル	
設計条件	設計土被り(m)		19.3		19.4		19.4	14.8	
	荷重条件	全土被り土圧	全土被り土圧		全土被り土圧		全土被り土圧	全土被り土圧	
		土水分離	土水分離		土水分離		土水分離	土水分離	
		地表面荷重	上載荷重	10.0kN/m²	上載荷重	10.0kN/m²	上載荷重 10.0kN/m²	上載荷重	80.0kN/m²
	地盤条件	トンネル付近土質	γ	18.0kN/m³	γ	18.4kN/m³	γ 18.4kN/m³	γ	19.0kN/m³
			N	6	N	14	N 14	N	50≧N
			λ	0.60	λ	0.50	λ 0.50	λ	0.45
			K(kN/m³)	2,000	K(kN/m³)	4,100	K(kN/m³) 4,200	K(kN/m³)	11,000
		地下水位	GL-14.4m		GL-8.6m		GL-8.6m	GL-5.7m	

表 4-8-2-1　一次覆工設計概要(4)

トンネル名称			常磐トンネル		つくばトンネル	
トンネル形式			単線並列シールド		単線並列シールド	
トンネル延長			45 km 800m～46 km 280m L=480m		58 km 900m～58 km 010m L=1,110m	
セグメント	セグメント種別		RC 平板型		RC 平板型	
	セグメント外径(m)		7.3		7.30	
	セグメント内径(m)		6.7		6.7	
	セグメント厚さ(m)		0.3		0.3	
	セグメント幅(m)		1.5		1.5	
	2 次覆工の有無		無		無	
	セグメント継手		高剛性インサート継手		高剛性インサート継手	
	リング継手		ピンボルト		ピンボルト	
構造解析モデル		断面力算定モデル	2 リングはり・ばねモデル		2 リングはり・ばねモデル	
設計条件	設計土被り(m)		7.0		6.4	
	荷重条件	全土被り土圧	全土被り土圧		全土被り土圧	
		土水分離	土水分離		土水分離	
		地表面荷重	上載荷重	30.0kN/m²	上載荷重	60.0kN/m²
	地盤条件	トンネル付近土質	γ	18.0kN/m³	γ	16.0kN/m³
			N	6	N	6
			λ	0.55	λ	0.45
			K(kN/m³)	36,000	K(kN/m³)	9,000
		地下水位	GL-10.0m		GL-6.5m	

2. 一次覆工の設計例（三ノ輪トンネル）

(1) 一般事項

① 準拠基準類

覆工の設計は、表 4-8-2-2 に示す基準類に基づいて行った。

② セグメント構造条件

トンネル形式　　：複線シールドトンネル

セグメント外径　　：Do = 10,000 mm

セグメント内径　　：Di = 9,200 mm

セグメント厚　　：h = 400 mm

セグメント分割数　　：8

Kセグメントの形状　：軸方向挿入型

	DCセグメントタイプ1,2	RCセグメントタイプ1～3
セグメント図心半径	：Rc = 4,804 mm	Rc = 4,800 mm
セグメント幅	：B = 1,200 mm	B = 1,500 mm
振り角	：θk = 8.438°	θk = 11.250°

表 4-8-2-2　準拠基準類

名　　称	制定年月	機 関 名
常磐新線土木構造物設計仕様書『許容応力度編』	平成9年 2月	首都圏新都市鉄道㈱
鉄道構造物等設計標準 シールドトンネル	平成9年 7月	鉄道総研
トンネル標準示方書［シールド工法編］・同解説	平成8年 7月	㈳土木学会
コンクリート標準示方書 設計編	平成8年 3月	㈳土木学会
道路橋示方書・同解説	平成8年12月	日本道路協会

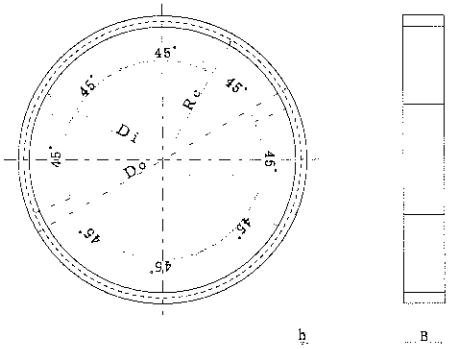


図 4-8-2-1　セグメント形状

③ 使用材料および許容応力度

①球状黒鉛鋳鉄品	種　　類	FCD500
	曲げ引張応力度	1,900 kgf/cm²
	曲げ圧縮応力度	2,200 kgf/cm²
	せん断応力度	1,300 kgf/cm²
②コンクリート	設計基準強度	480 kgf/cm²
	曲げ圧縮応力度	180 kgf/cm²
	せん断応力	7.4 kgf/cm²
	付着応力度	21 kgf/cm²
	支圧応力度	170 kgf/cm²
③鉄　　筋	種　　類	SD345
	引張応力度	2,000 kgf/cm²
	圧縮応力度	2,000 kgf/cm²
④ボ　ル　ト	種　　類	8.8
	引張応力度	2,900 kgf/cm²
	せん断応力度	2,000 kgf/cm²

④ 許容応力度の割増し

荷重の組合せ ＼ 材料	コンクリート	鉄筋	鋼	鋳鉄	ボルト
施工時荷重 （ジャッキ推力・裏込め注入圧） エレクターの操作荷重	1.5		1.35	1.5	
土圧・水圧等＋地震	1.75	1.75	1.5	1.7	2.0
土圧・水圧等＋併設（一時的な影響）	1.35				

注）許容せん断力については割増しできない。

⑤ ヤング係数

・ダクタイル　：　$Ed = 1.7\times10^6$ kgf/cm²

・鋼および鋳鋼　：　$Es = 2.1\times10^6$ kgf/cm²

・コンクリート　：　$Ec = 3.9\times10^5$ kgf/cm²（σck=480 kgf/cm²）

(2) 設計条件

① 設計断面

本工事区間における設計断面を表 4-8-2-3 に示す。

表 4-8-2-3　設計断面

断面No	設計断面位置	設計適用範囲	設計内容			土被り(m)	上載荷重(tf/m²)
			設計断面	検討断面	耐震検討		
1	①3 km 620m付近	3 km 292m～3 km 720m (428m)	○		○	25.468	1.0
2	②3 km 800m付近	3 km 720m～3 km 800m (80m)		③○*		28.678	1.0
3	③4 km 350m付近	3 km 800m～4 km 640m (840m)	○			32.544	1.0
4	④4 km 640m付近	4 km 640m～4 km 760m (120m)	○			29.618	10.0
5	⑤4km820m付近	4 km 760m～5 km 060m (300m)	○		○	27.084	10.0
6-1	⑥$_{-1}$ 5 km 060m付近	5 km 060m～5 km 120m (60m)		④○*		17.954	8.0
6-2	⑥$_{-2}$ 5 km 120m付近	5 km 120m～5 km 240m (120m)	○		○	15.804	7.0
7	⑦5km240m付近	5 km 240m～5 km 511m (271m)		⑥$_{-2}$○*		14.594	3.4
8	⑧5 km 510m付近	—			○	8.470	3.4

○*数字の設計断面で決定したセグメントを用いて照査する。

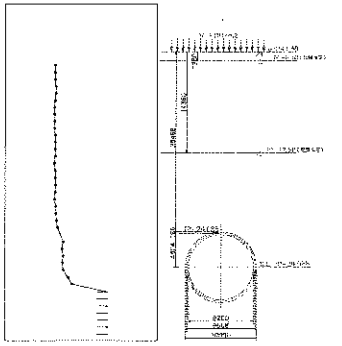
② 土質条件

土質条件を表 4-8-2-4 に示す。

表 4-8-2-4　土質条件

DCセグメントタイプ1

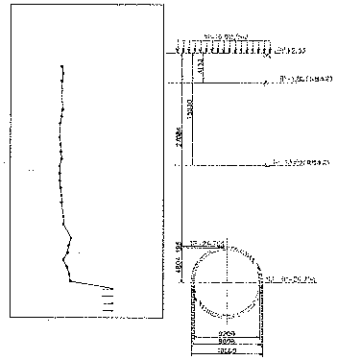
3 km 620m｛設計＋耐震｝(土水分離)



キ　ロ　程	：	3 km 620m
側方土圧係数	：	0.50
地盤反力係数	：	560 tf/m³
上載荷重	：	1.00 tf/m²
地下水位	：	TP−12.98m
土被り	：	25.468 m

DCセグメントタイプ2

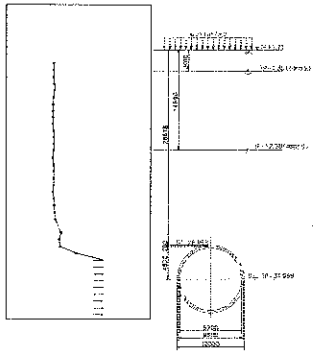
4 km 820m｛設計＋耐震｝(土水分離)



キ　ロ　程	：	4 km 820m
側方土圧係数	：	0.50
地盤反力係数	：	630 tf/m³
上載荷重	：	10.00 tf/m²
地下水位	：	TP−13.50m
土被り	：	27.084 m

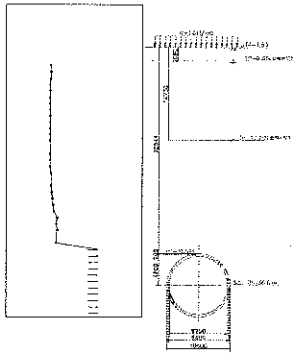
RCセグメントタイプ1

3 km 800m｛検討｝(土水分離)



キ　ロ　程	：	3 km 800m
側方土圧係数	：	0.45
地盤反力係数	：	1760 tf/m³
上載荷重	：	1.00 tf/m²
地下水位	：	TP−12.98m
土被り	：	28.678 m

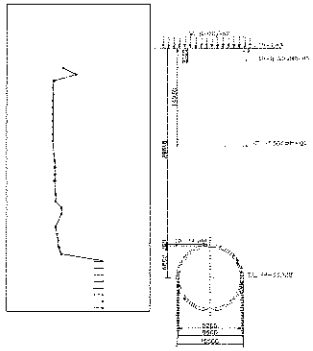
4 km 350m｛設計｝(土水分離)



キ　ロ　程	：	4 km 50m
側方土圧係数	：	0.45
地盤反力係数	：	1760 tf/m³
上載荷重	：	1.00 tf/m²
地下水位	：	TP−13.20m
土被り	：	32.544 m

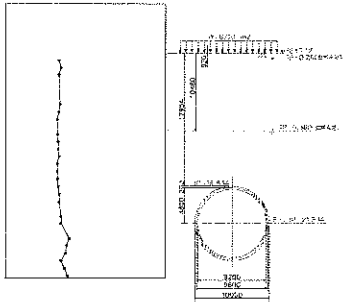
RCセグメントタイプ2

4 km 640m｛設計｝(土水分離)



キ　ロ　程	：	4 km 640m
側方土圧係数	：	0.45
地盤反力係数	：	1760 tf/m³
上載荷重	：	10.00 tf/m²
地下水位	：	TP−13.50m
土被り	：	29.618 m

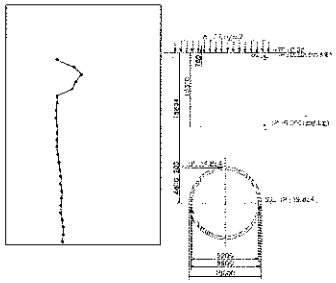
5 km 060 mm｛検討｝(土水分離)



キ　ロ　程	：	5 km 060m
側方土圧係数	：	0.60
地盤反力係数	：	430 tf/m³
上載荷重	：	8.00 tf/m²
地下水位	：	TP−9.360m
土被り	：	17.954 m

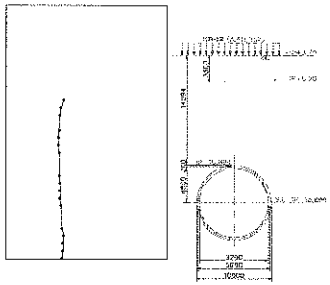
RCセグメントタイプ3

5 km 120m｛設計＋耐震｝(土水一体)



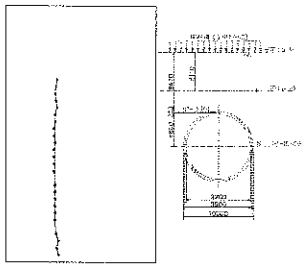
キ　ロ　程	：	5 km 120m
側方土圧係数	：	0.75
地盤反力係数	：	70 tf/m³
上載荷重	：	7.00 tf/m²
地下水位	：	—
土被り	：	15.804 m

5 km 240m｛検討｝(土水一体)



キ　ロ　程	：	5 km 240m
側方土圧係数	：	0.75
地盤反力係数	：	70 tf/m³
上載荷重	：	3.40 tf/m²
地下水位	：	—
土被り	：	14.594 m

5 km 510m｛耐震｝(土水一体)



キ　ロ　程	：	5 km 510m
側方土圧係数	：	0.75
地盤反力係数	：	70 tf/m³
上載荷重	：	3.40 tf/m²
地下水位	：	—
土被り	：	8.470 m

③ 構造モデル

構造解析には、はりーばねモデルを用いた。

図 4-8-2-2～4 に解析モデルを示す。

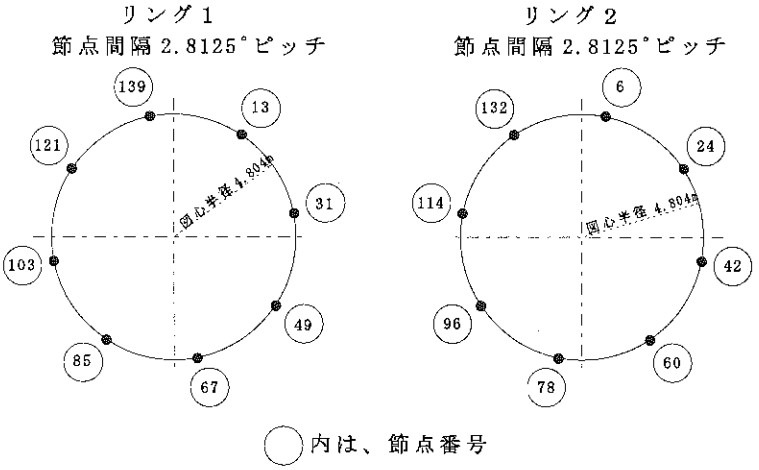


図 4-8-2-2　はりーばねモデル（DC セグメントタイプ 1，2）

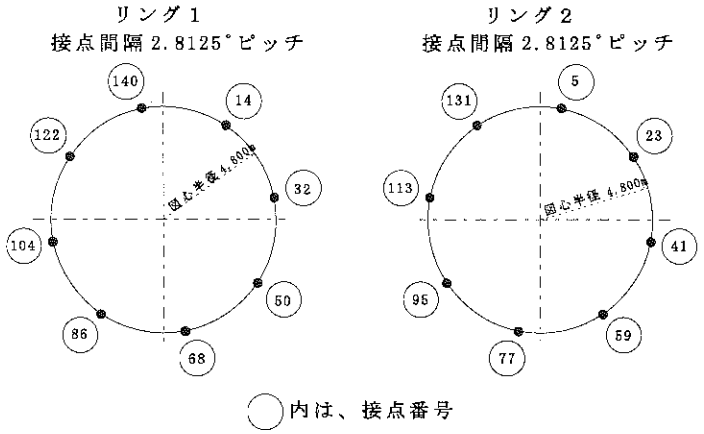


図 4-8-2-3　はりーばねモデル（RC セグメントタイプ 1～3）

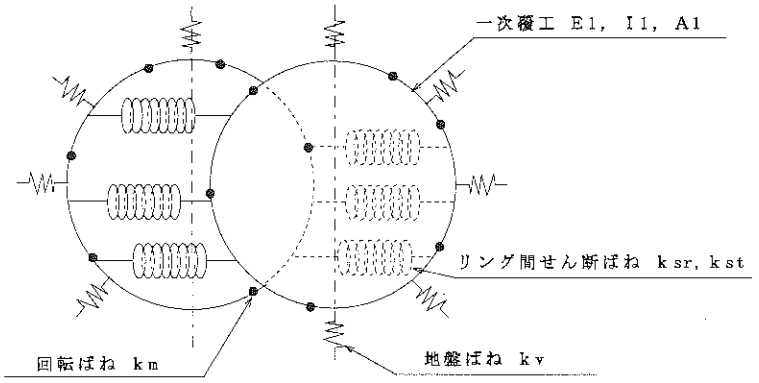


図 4-8-2-4　解析モデル

(3) 荷重の算出

セグメントタイプ別の荷重及び地盤反力係数を表 4-8-2-5 に、また荷重作用図を図 4-8-2-5 に示す。

表 4-8-2-5　計算用荷重及び地盤反力係数

		DC タイプ 1	DC タイプ 2	RC タイプ 1		RC タイプ 2		RC タイプ 3		
		3 km 620m	4 km 820m	3 km 800m	4 km 350m	4 km 640m	5 km 060m	5 km 120m	5 km 240m	5 km 510m
土被り	H(m)	25.468	27.084	28.678	32.544	29.618	17.954	15.804	14.594	8.470
地下水位	Hw(m)	11.108	11.254	13.988	17.814	14.688	7.474	—	—	—
鉛直土圧	pvc(tf／m²)	39.140	48.856	46.305	46.730	57.417	46.583	51.250	42.113	26.347
頂部側方土圧	qe1(tf／m²)	19.571	24.428	20.838	21.284	25.838	27.950	38.437	31.584	19.760
底部側方土圧	qe2(tf／m²)	19.571	24.954	20.838	21.284	25.838	33.566	56.257	49.404	37.729
鉛直水圧	Pw1(tf／m²)	13.565	13.740	21.282	27.021	22.332	11.511	—	—	—
側方水圧	Pws(tf／m²)	19.330	19.505	28.482	34.221	29.532	18.711	—	—	—
底部水圧	Pw2(tf／m²)	25.094	25.270	35.682	41.421	36.732	26.211	—	—	—
自　重	g(tf／m²)	0.935	0.971	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56
地盤反力係数	k(tf／m³)	672	756	2640	2640	2640	645	105	105	105
側方土圧係数	λ	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.60	0.75	0.75	0.75

注) 上表はリング幅当りの値を示す。また、地下水位，鉛直土圧，頂部側方土圧，底部側方土圧は、間隙水圧時の値である。

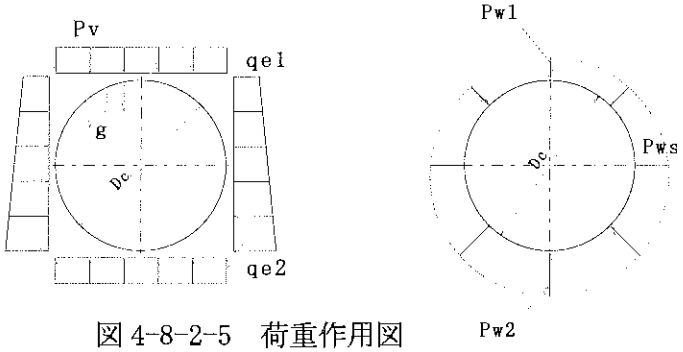


図 4-8-2-5　荷重作用図

(4) 構造計算に用いる定数の算出

構造計算に用いる各断面の回転ばね定数を表 4-8-2-6、また、せん断ばね定数を表 4-8-2-7 に示す。

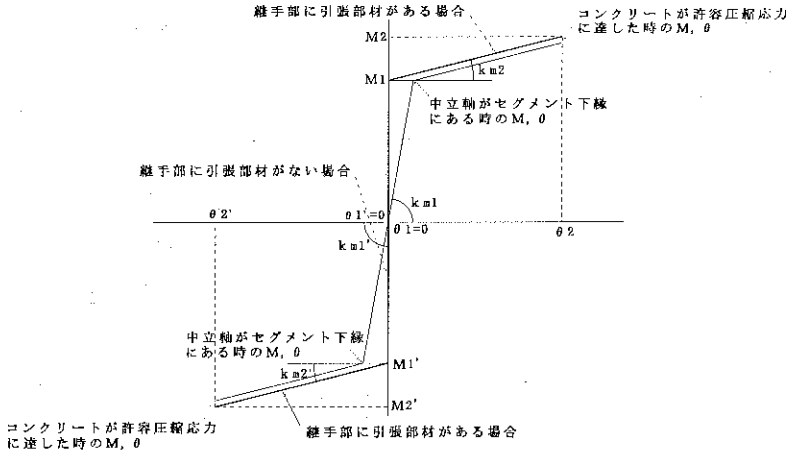
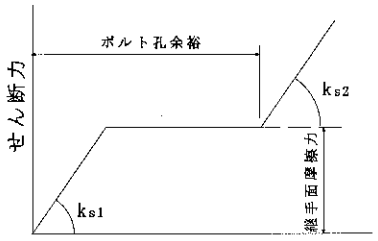


表 4-8-2-6　回転角 θ と曲げモーメント M の関係

		DC セグメントタイプ 1		DC セグメントタイプ 1		RC セグメントタイプ 1				RC セグメントタイプ 2				RC セグメントタイプ 3					
		3 km 620m		4 km 820m		3 km 800m		4 km 50m		4 km 640m		5 km 060m		5 km 120m		5 km 240m		5 km 510m	
		第 1 勾配	第 2 勾配	第 1 勾配	第 2 勾配	第 1 勾配	第 2 勾配	第 1 勾配	第 2 勾配	第 1 勾配	第 2 勾配	第 1 勾配	第 2 勾配	第 1 勾配	第 2 勾配	第 1 勾配	第 2 勾配	第 1 勾配	第 2 勾配
正曲げ	θ (rad)	0	0.004202	0	0.004202	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923	0	0.000923
	M(tf・m)	17.333	151.724	20.000	208.553	22.667	64.205	24.667	69.159	26.000	72.431	19.333	55.979	15.333	46.072	12.667	39.528	10.000	32.985
	km(tfm/rad)	∞	31,900	∞	44,800	∞	45,000	∞	48,200	∞	50,300	∞	39,700	∞	33,300	∞	29,100	∞	24,900
負曲げ	θ' (rad)	0	-0.003317	0	-0.003090	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923	0	-0.000923
	M' (tf・m)	-17.333	-190.667	-20.000	-651.408	-22.667	-67.990	-24.667	-73.959	-26.000	-77.969	-19.333	-58.010	-15.333	-35.826	-12.667	-30.205	-10.000	-24.492
	km(tfm/rad)	∞	52,200	∞	204,000	∞	49,100	∞	53,400	∞	56,300	∞	41,900	∞	22,200	∞	19,000	∞	15,700

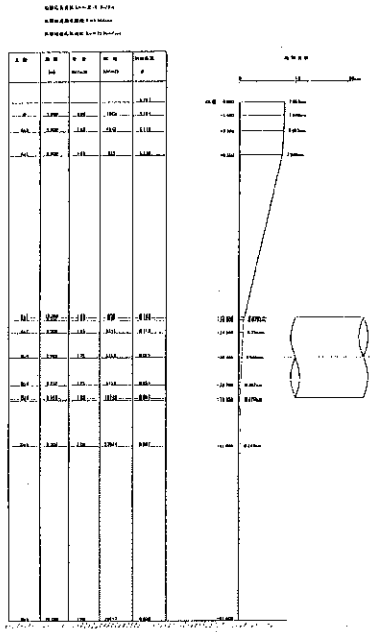
表 4-8-2-7　せん断ばね定数

	DC セグメントタイプ 1	DC セグメントタイプ 2	RC セグメントタイプ 1～3
	3 km 620m	4 km 820m	—
半径方向せん断ばね定数 ksr(tf/m)	51,900	55,700	34,900
接線方向せん断ばね定数 kst(tf/m)	78,800	94,900	209,800
リング間ボルト種類	M30(8.8)	M30(8.8)	M30(8.8)
リング継手面摩擦力(tf)	3.905	3.905	3.254
ボルト孔余裕(mm)	3	3	3

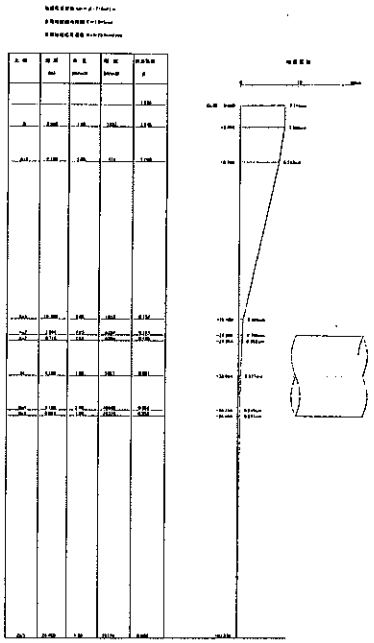


(5) 地震時の検討

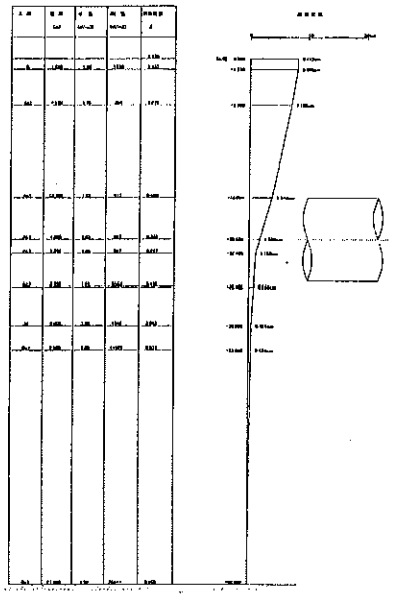
地震時地盤変状の分布および地盤ばねの算出結果を図 4-8-2-6 に示す。



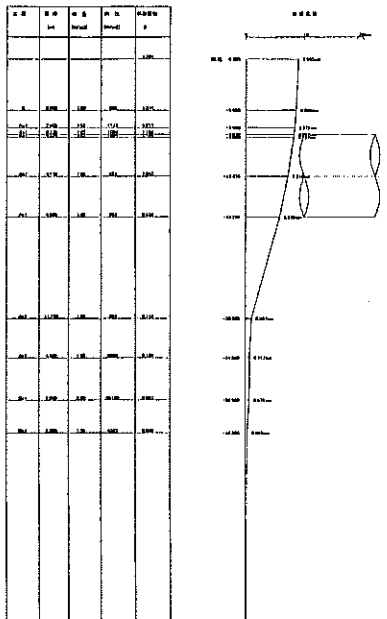
地震時地盤変状の分布図（3k620m）



地震時地盤変状の分布図（4k820m）



地震時地盤変状の分布図(5km120m)



地震時地盤変状の分布図(5km510m)

3k620mでの地盤バネの計算結果

層	標高 TP(m)	地盤反力係数 kr (kgf/cm³)	地盤反力係数 ks (kgf/cm³)	地盤バネ Kr (kgf/cm²)	地盤バネ Ks (kgf/cm²)
Ac1	-4.92～-24.62	0.525	0.175	63.00	21.00
As2	-24.62～-26.12	3.083	1.028	369.96	123.32
Dc4	-26.12～-32.32	3.016	1.005	361.92	120.64
Ds4	-32.32～-34.12	6.781	2.260	813.72	271.24

ここに，

Kr:トンネル半径方向地盤バネ(=kr×ls(kgf/cm²))
Ks:トンネル接線方向地盤バネ(=ks×ls(kgf/cm²))
ls:セグメント長(=120(cm))

4k820mでの地盤バネの計算結果

層	標高 TP(m)	地盤反力係数 kr (kgf/cm³)	地盤反力係数 ks (kgf/cm³)	地盤バネ Kr (kgf/cm²)	地盤バネ Ks (kgf/cm²)
As2	-23.07～-25.67	3.618	1.206	434.16	144.72
bl	-25.67～-29.77	2.997	0.999	359.64	119.88
Dg1	-29.77～-33.87	19.937	6.646	2392.44	797.48
Ds5	-33.87～-60.27	14.264	4.755	1711.68	570.56

ここに，

Kr:トンネル半径方向地盤バネ(=kr×ls(kgf/cm²))
Ks:トンネル接線方向地盤バネ(=ks×ls(kgf/cm²))
ls:セグメント長(=120(cm))

地盤バネの計算結果

断面	層	標高 TP(m)	地盤反力係数 kr (kgf/cm³)	地盤反力係数 ks (kgf/cm³)	地盤バネ Kr (kgf/m²)	地盤バネ Ks (kgf/m²)
5km120m			0.560	0.187	84.00	28.00
	As2	-21.45～-25.45	3.264	1.088	489.60	163.20
	As1	-2.59～-3.69	0.613	0.204	91.95	30.65
5km510m	Ac1	-3.69～-24.69	0.582	0.194	87.3	29.1

ここに，

Kr：トンネル半径方向地盤バネ（=kr×ls(kgf/cm²)）
Ks：トンネル接線方向地盤バネ（=ks×ls(kgf/cm²)）
ls：セグメント長（=150(cm)）

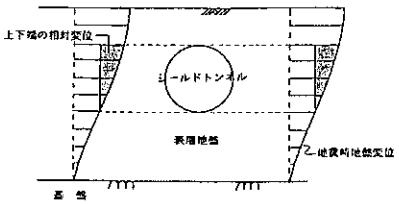


図 4-8-2-6　地震時地盤変状の分布及び地盤ばねの算出結果

(6) 応力度照査

①本体部の応力度照査

本体部の応力度照査結果を表 4-8-2-8(1)～(2)に示す。

表 4-8-2-8(1)　本体部の応力度照査結果（DC セグメント）

			DC セグメントタイプ 1		DC セグメントタイプ 2	
			3 km 620m		4 km 820m	
			常　時	地震時	常　時	地震時
断面諸元		セグメント外径　D_o(mm)	10,000		10,000	
		セグメント幅　b (mm)	1,200		1,200	
		セグメント厚さ　h(mm)	400		400	
		外主桁厚 (mm)	15～19		15～19	
		内主桁厚 (mm)	14		14	
		外側スキンプレート厚 (mm)	15		21	
		内側スキンプレート厚 (mm)	15		21	
		断面積　A(cm²)	401.95		465.4	
		断面係数　Z_o(cm³)	4,636		5,701	
		断面係数　Z_i(cm³)	4,451		5,484	
本体部	正曲げ	最大曲げモーメント　Mmax(tf・m)	67.560	67.920	83.352	83.475
		軸力　N(tf)	-233.740	-234.120	-264.946	-265.719
		主桁外縁応力度　σ_{out}(kgf/cm²)	-2,039	-2,048	-2,031	-2,035
		主桁内縁応力度　σ_{in} (kgf/cm²)	936	943	951	951
	負曲げ	最大曲げモーメント　Mmax(tf・m)	-58.063	-59.614	-70.179	-73.995
		軸力　N(tf)	-301.081	-303.365	-348.774	-346.483
		主桁内縁応力度　σ_{in} (kgf/cm²)	-2054	-2094	-2029	-2094
		主桁外縁応力度　σ_{out}(kgf/cm²)	503	531	482	553
	せん断	最大せん断力　Smax(tf)	32.332	33.193	39.531	39.502
		主桁部断面積　As(cm²)	247.40	247.40	247.2	247.2
		せん断応力度　τ (kgf/cm²)	131	134	160	160
許容応力度		ダクタイル圧縮応力度　σ_{ca}(kgf/cm²)	2,200	3,740	2,200	3,740
		ダクタイル引張応力度　σ_{ta}(kgf/cm²)	1,900	3,230	1,900	3,230
		ダクタイルせん断応力度　τ_a(kgf/cm²)	1,300	1,300	1,300	1,300
判　定			OK		OK	

＊上表に示す断面力はリング幅当たりを示す。
＊応力度は引張を正とする。

表 4-8-2-8(2)　本体部の応力度照査結果（RC セグメント）

			RC セグメントタイプ 1		RC セグメントタイプ 2		RC セグメントタイプ 3			
			3 km 800m	4 km 350m	4 km 640m	5 km 060m	5 km 120m		5 km 240m	5 km 510m
			常時	常時	常時	常時	常時	地震時	常時	地震時
断面諸元		セグメント外径　D_0(mm)	10,000		10,000		10,000			
		セグメント幅　b (mm)	1,500		1,500		1,500			
		b_0(mm)	1,350		1,350		1,350			
		セグメント厚さ　h(mm)	400		400		400			
		t (mm)	240		240		240			
		外側鉄筋かぶり　d' (mm)	60		60		55			
		外側鉄筋量　$A_{s'}$ (cm²)	66.154 (D25×10+D22×4)		89.936 (D29×14)		23.490 (D16×8+D13×6)			
		内側鉄筋かぶり　d(mm)	60		60		55			
		内側鉄筋量　A_s(cm²)	46.452 (D22×12)		77.088 (D29×12)		23.832 (D16×12)			
本体部	正曲げ	最大曲げモーメント　Mmax(tf・m)	64.952	65.512	78.090	71.138	40.751	50.795	27.453	26.829
		軸力　N(tf)	−306.540	−335.669	−348.518	−271.631	−209.679	−203.831	−177.453	−138.671
		コンクリート応力度　σ_c(kgf/cm²)	−178	−180	−179	−160	−148	−188	−99	−98
		外側鉄筋応力度　$\sigma_{s'}$ (kgf/cm²)	−1,872	−1,931	−1,943	−1,695	−1,596	−1,889	−1,126	−1,051
		内側鉄筋応力度　σ_s(kgf/cm²)	1,831	1,645	1,522	1,616	1,758	2,994	762	1,149
		鉄筋比　(%)	1.30		1.76		0.45			
	負曲げ	最大曲げモーメント　Mmax(tf・m)	−49.107	−49.561	−58.071	−67.146	−38.898	−51.588	−25.598	−24.241
		軸力　N(tf)	−387.147	−416.327	−448.309	−338.526	−261.324	−265.261	−215.293	−141.397
		コンクリート応力度　σ_c(kgf/cm²)	−162	−166	−162	−171	−150	−203	−100	−95
		内側鉄筋応力度　$\sigma_{s'}$ (kgf/cm²)	−1,931	−1,998	−1,938	−1,926	−1,738	−2,187	−1,210	−1,056
		外側鉄筋応力度　σ_s(kgf/cm²)	385	295	332	1,020	1,018	2,327	315	874
		鉄筋比　(%)	0.91		1.51		0.46			
	せん断	最大せん断力　Smax(tf)	32.108	32.264	38.477	30.824	18.392	26.361	13.070	12.609
		せん断応力度　τ_c(kgf/cm²)	5.9	5.9	7.1	5.7	3.4	4.9	2.4	2.3
許容応力度		コンクリート圧縮応力度　σ_{ca}(kgf/cm²)	180	180	180	180	180	315	180	315
		コンクリートせん断応力度　σ_{ca}(kgf/cm²)	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4
		鉄筋応力度　σ_{sa}(kgf/cm²)	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	3,500	2,000	3,500
判定			OK	OK	OK	OK	OK		OK	OK

＊上表に示す断面力はリング幅当たりを示す。

＊応力度は引張を正とする。

②継手部の応力度照査

継手部の応力度照査結果を表 4-8-2-9(1)～(2)に示す。

表 4-8-2-9(1)　継手部の応力度照査結果（DC セグメント）

			DC セグメントタイプ 1		DC セグメントタイプ 2	
			3 km 620m		4 km 820m	
			常　時	地震時	常　時	地震時
断面諸元		セグメント外径　D_o(mm)	10,000		10,000	
		セグメント幅　b (mm)	1,200		1,200	
		セグメント厚さ　h(mm)	40		400	
		セグメント継手ボルト鋼材種	M30(8.8)		M30(8.8)	
		セグメント継手ボルト有効断面積　A_b (cm²)	5.61		5.61	
		内縁側ボルト本数　AN (本)	4		4	
		外縁側ボルト本数　BN (本)	2		2	
		外縁から内縁側ボルトまでの距離　AA(cm)	32.0		32.0	
		外縁から外縁側ボルトまでの距離　AB(cm)	10.0		10.0	
		コーキング溝から内縁側ボルトまでの距離　BA(cm)	5.5		5.5	
		コーキング溝から外縁側ボルトまでの距離　BB(cm)	27.5		27.5	
		外縁から図心までの距離　EU(cm)	19.59		19.61	
		内縁から図心までの距離　EL(cm)	20.41		20.39	
		コーキング溝深さ　LA(cm)	2.5		2.5	
		リング継手ボルト鋼材種	M30(8.8)		M30(8.8)	
		リング継手ボルト軸断面積　A_b (cm²)	7.07		7.07	
継手部	正曲げ	最大曲げモーメント　Mmax(tf・m)	49.697	48.902	62.326	62.563
		軸力　N(tf)	-240.838	-242.838	-273.819	-274.222
		内縁側ボルト引張力　P_a(kgf/本)	1870	986	6423	6540
		内縁側ボルト引張応力度　σ_s(kgf/cm²)	334	176	1146	1167
	負曲げ	最大曲げモーメント　Mmax(tf・m)	-49.643	-51.194	-66.070	-69.500
		軸力　N(tf)	-298.165	-300.449	-346.504	-344.405
		外縁側ボルト引張力　P_a(kgf/本)	——	——	6885	13292
		外縁側ボルト引張応力度　σ_s(kgf/cm²)	——	——	1228	2371
		せん断　最大せん断力　Smax(tf)	31.385	27.948	35.654	38.616
		せん断　せん断応力度　τ (kgf/cm²)	740	659	840	910
リング継手せん断		最大せん断力　Smax(tf)	9.98	9.98	10.810	10.810
		せん断応力度　τ (kgf/cm²)	1412	1412	1529	1529
ボルト許容引張応力度　σ_{ba}(kgf/cm²)			2,900	5,800	2,900	5,800
ボルト許容せん断応力度　τ_{ba}(kgf/cm²)			2,000	2,000	2,000	2,000
判　　定			OK		OK	

＊上表に示す断面力はリング幅当たりを示す。
＊応力度は引張を正とする。

表 4-8-2-9(2)　継手部の応力度照査結果（RC セグメント）

			RC セグメントタイプ 1		RC セグメントタイプ 2		RC セグメントタイプ 3			
			3 km 800m	4 km 350m	4 km 640m	5 km 060m	5 km 120m		5 km 240m	5 km 510m
			常時	常時	常時	常時	常時	地震時	常時	地震時
断面諸元		セグメント外径　D_0(mm)	10,000		10,000		10,000			
		セグメント幅　b (mm)	1,500		1,500		1,500			
		セグメント厚さ　h(mm)	400		400		400			
		セグメント継手ボルト鋼材種	M30(8.8)		M30(8.8)		M30(8.8)			
		セグメント継手ボルト有効断面積　A_b (cm²)	5.61		5.61		5.61			
		リング継手ボルト鋼材種	M30(8.8)		M30(8.8)		M30(8.8)			
		リング継手ボルト軸断面積　A_b (cm²)	7.07		7.07		7.07			
セグメント継手部	正曲げ	最大曲げモーメント　Mmax(tf·m)	50.075	51.359	60.958	54.037	30.433	41.494	20.733	23.574
		軸力　N(tf)	-319.445	-347.509	-363.804	-290.171	-218.363	-212.888	-182.990	-141.509
		継手部引張力　T(tf)	18.1	15.8	26.2	30.0	7.9	25.6	2.5	10.0
		コンクリート圧縮応力度　σ_c (kgf/cm²)	-92	-90	-119	-118	-52	-95	-33	-46
		内側ボルト応力度　σ_b (kgf/cm²)	1,612	1,408	2,334	2,675	704	2279	225	889
	負曲げ	最大曲げモーメント　Mmax(tf·m)	-40.940	-42.239	-49.115	-52.339	-27.806	-40.919	-18.908	-20.052
		軸力　N(tf)	-382.066	-412.041	-442.791	-322.339	-251.602	-254.108	-210.561	-138.651
		継手部引張力　T(tf)	(圧縮)	(圧縮)	(圧縮)	14.2	(圧縮)	10.7	(圧縮)	3.0
		コンクリート圧縮応力度　σ_c (kgf/cm²)	-87	-89	-104	-150	-59	-116	-41	-50
		外側ボルト応力度　σ_b (kgf/cm²)	(圧縮)	(圧縮)	(圧縮)	1265	(圧縮)	953	(圧縮)	270
		最大回転角 (rad)	0.001313	0.001313	0.001696	0.001681	0.000736	0.001361	0.000470	0.000652
		中立軸位置(mm)	176	176	157	130	210	120	270	159
		最大目開き量　δ (mm)	0.202	0.202	0.293	0.336	0.088	0.286	0.028	0.111
	せん断	最大せん断力　Smax(tf)	31.993	32.205	38.328	30.824	18.374	25.293	13.026	10.879
		せん断応力度　τ_c(kgf/cm²)	1131	1139	1160	1090	650	894	461	385
リング継手せん断		最大せん断力　Smax(tf)	10.300	9.540	11.420	12.690	8.870	10.120	5.090	4.180
		せん断応力度　τ_c(kgf/cm²)	1457	1349	1615	1795	1255	1431	720	591
許容応力度		コンクリート圧縮応力度　σ_{ca}(kgf/cm²)	180	180	180	180	180	315	180	315
		ボルト引張応力度　σ_{ba} (kgf/cm²)	2,900	2,900	2,900	2,900	2,900	5,800	2,900	5,800
		ボルト許容せん断応力度　τ_{ba}(kgf/cm²)	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
判　定			OK	OK	OK	OK	OK		OK	OK

＊上表に示す断面力はリング幅当たりを示す。

＊応力度は引張を正とする。

3. 1.5m幅広セグメントの採用

セグメント幅は、昭和50年後半から1.0m～1.2m、最近では東京メトロ13号線及び東京湾横断道路では1.5mのセグメントが採用されるなど幅広化している。東京湾横断道路では、幅1.5m厚さ65cmであったが、本路線では幅1.5m厚さ40cmの検討を行ない、安全性を確認の上採用し、工事費縮減、工期短縮を図った

セグメント幅を拡幅すると図4-8-2-7に示すとおり、セグメントのリング継ぎボルトに発生するせん断力によって付加されるセグメント本体の曲げ応力が増加し、セグメント端部に集中する。特に、東京湾横断道路でのセグメント厚さ65cmに比べ、本路線のセグメント厚さは40cmと小さいため、セグメント端部への応力集中について、解析及び実物大載荷試験により安全性の確認を行なった。

(1) 解析による応力集中度の検討

セグメント幅拡幅に伴うセグメント端部への応力集中度(セグメント端部の応力とセグメント内平均応力との比)を3次元FEM弾性解析により把握した。

セグメント端部における応力集中度は、隣接するセグメントからの添接荷重のみによる応力集中度（α）と設計全応力による応力集中度（β）の2とおり算出する。

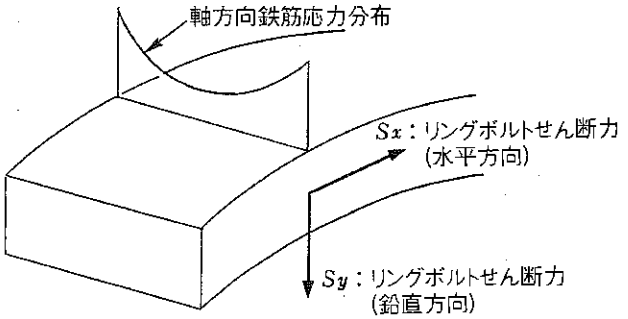


図4-8-2-7　セグメント内応力分布

トンネルの土中内の応力状態を考えれば、セグメントリングが添接荷重のみを受けることはあり得ないため、設計全応力の解析を主体に実施すればよいと考える。しかし、現場では、シールドジャッキの影響があるピースやジャッキがかかっていないピース、さらにリングボルトが十分に締められていないピースなど様々な条件での施工が考えられるため、添接荷重のみを受ける場合の解析を参考に行ない、その傾向を把握することにした。

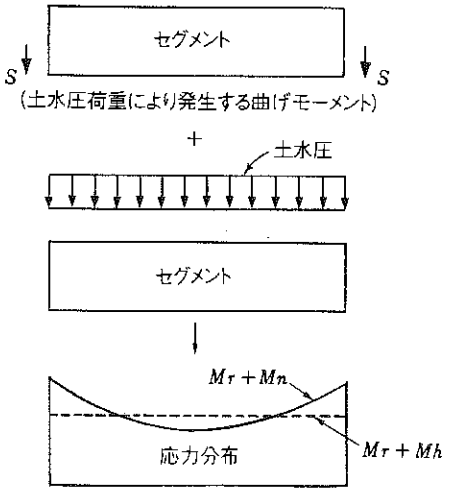


図4-8-2-8　応力集中概念図

<添接荷重のみによる応力集中度(α)の計算式>

$$\alpha=\frac{(Mn)}{(Mh)}\text{ただし、}Mh=\frac{(\Sigma Mn)}{n}$$

ここで、

Mn：各要素の曲げモーメント

Mh：セグメント幅方向の平均モーメント

<設計全応力による応力集中度(β)の計算式>

$$\beta = \frac{(Mr+Mn)}{(Mr+Mh)} = \frac{(1+Mn/Mr)}{(1+Mh/Mr)}$$

ここで、

Mr：土水圧荷重により発生する曲げモーメント

ここに、

$Mh/Mr = \xi$

$Mn/Mr = (Mn/Mh)\cdot(Mh/Mr) = \alpha\cdot\xi$

よって、

$$\beta = \frac{(1+\alpha\cdot\zeta)}{(1+\zeta)}$$

応力集中度の概念図を図 4-8-2-8 に示す。

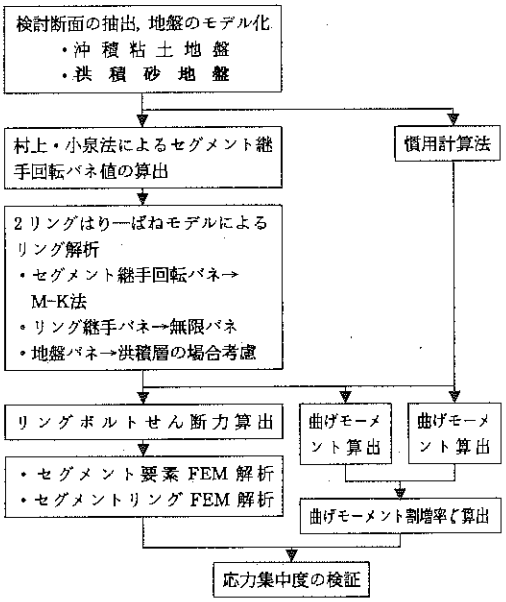


図 4-8-2-9　応力集中度解析フロー

(2) 解　析

図 4-8-2-9 に示す応力集中度解析フローのとおり、解析は、図 4-8-2-10 に示すセグメント 1 ピースの 3 次元 FEM の要素解析と、図 4-8-2-11 に示すリングの曲率を考慮した 1/2 モデルによる 3 次元 FEM のリング解析の 2 ケースを実施する。

対象地盤は、土かぶり 25mの沖積地盤(側方土圧係数 λ＝0.70、地盤反力係数 k=0kN/m³)と土かぶり 40mの洪積地盤（λ＝0.35、k=50kN/m³）の 2 ケースとする。

解析ケースは、要素解析をセグメント幅 1.0m、1.2m。1.5mの 3 ケース、リング解析はセグメント幅 1.2m、1.5mの 2 ケースとする。

なお、3 次元 FEM 解析に使用するリングボルトのせん断力は 2 リングはり・ばねモデルによる方法で求める。

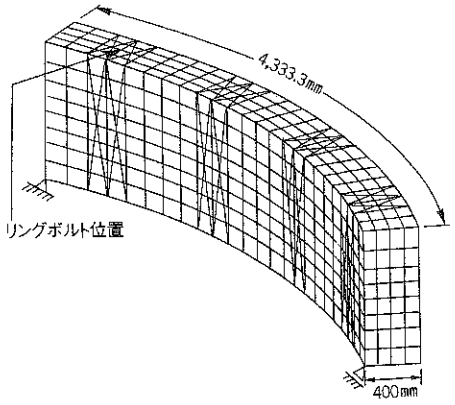


図 4-8-2-10　要素解析モデル

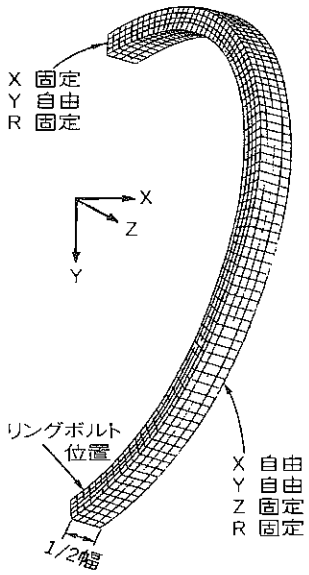


図 4-8-2-11　リング解析モデル

(3) 解析結果

表 4-8-2-10 の解析結果に示すとおり、添接荷重のみによるセグメント端部の応力集中度(α)は、要素解析のセグメント幅 1.0m、1.2m、1.5mでそれぞれ約 30%、35%、40%であり、リング解析のセグメント幅 1.2m、1.5m、で約 30%、35%の増加であることがわかった。

しかし、設計全応力の場合の応力集中度(β)に関して、要素解析においてはセグメント幅 1.5mの場合、沖積地盤で 13%、洪積地盤で 9%程度であり、リング解析においては、それぞれ 11%、6%であることがわかった。

表 4-8-2-10　要素・リング解析結果

セグメント幅(m)	添接荷重のみによる応力集中度(α)		設計全荷重による応力集中度(β)	
	沖積粘性土層	洪積砂層	沖積粘性土層	洪積砂層
1.0	1.28	1.31	1.09	1.06
1.2	1.34	1.38	1.11	1.08
1.5	1.41	1.46	1.13	1.09

セグメント幅(m)	添接荷重のみによる応力集中度(α)		設計全荷重による応力集中度(β)	
	沖積粘性土層	洪積砂層	沖積粘性土層	洪積砂層
1.2	1.31	1.27	1.10	1.05
1.5	1.35	1.31	1.11	1.06

また、1.2mのセグメントの場合、設計全応力の場合の応力集中度(β)に関して、要素解析の沖積地盤で 11%、洪積地盤で 8%、リング解析の沖積地盤で 10%、洪積地盤で 5%の増加が認められた。

このことからセグメント幅 1.2mから 1.5mへの増加量は、2～5%であり、特に問題となる値ではないといえる。さらに応力集中度が特に大きい箇所は、セグメント端部から 200 mmの範囲であり、セグメント応力算定位置でのバラツキを考慮しても、この 200 mmの部分の配筋方法を検討していくこととすれば設計上の対応は可能と考えられる。

以上の解析から求められるデーターをもとに、1.5m幅セグメントの設計にあたり、添接荷重を極力小さくすることが構造性能と経済性の向上につながると考え、以下に示す項目を考慮することとした。

① 等分割セグメントの採用

一般に標準型 A セグメントよりも小さい K セグメントを用いた場合、セグメント継手が集中するため、K セグメントに隣接するセグメントの添接荷重が大きくなる傾向にある。このため K セグメントを標準型 A セグメントと同様の大きさとし、8 等分割とする。

② 高剛性継手の採用

従来型よりも高い剛性を持つセグメント間継手を採用することにより、リング全体の変形量を少なくして添接荷重が小さくなるよう配慮する。

③ セグメント端部の補強

添接荷重による応力集中に対し、断面が有効に抵抗するよう、セグメント端部の主鉄筋間隔を図 4-8-2-12 に示すとおり密（鉄筋の本数を変えず、75～160 mmの不等間隔）にする。

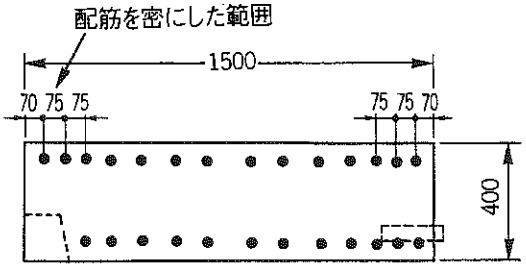


図 4-8-2-12　配筋略図

(4) 実物大載荷試験

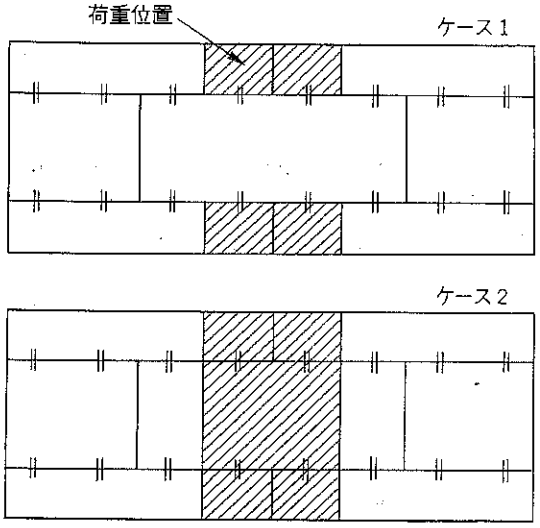
セグメント厚さ 40 cmに対し幅広(1.5m)のセグメントは、リング継手周辺への応力集中が懸念されることから、セグメントの梁的な挙動に加え、軸方向の挙動も検討する必要がある。

本試験は、セグメント幅方向の応力分布状況を把握し、応力集中度 α・β の確認と、最終

耐力を求め幅広セグメントの安全性を確認するとともに、設計に用いている各種定数(曲げモーメントの割増率、回転バネ定数)の確認を目的とする。

図 4-8-2-13 に示すとおり供試体（A セグメント）を千鳥組みに組み立て、支承部を両端可動とし、分布荷重による正曲げ載荷とする。分布荷重の載荷はゴムパック内の水圧とストローク調整用ジャッキにより行ない、荷重値を水圧計とロードセルにより計測した。

試験ケースは、表 4-8-2-11 に示すとおり 2 ケースとした。



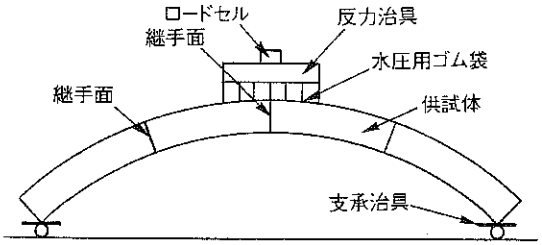


図 4-8-2-13　添接曲げ試験概略図

表 4-8-2-11　試験ケース

ケース	載荷位置	載荷パターン
CASE1	継手部	許容荷重→除荷
CASE2	本体部＋継手部	許容荷重→除荷→破壊

各測定項目により、セグメント断面内のひずみ分布を確認するためのコンクリートひずみ計、鉄筋ひずみ計を主に、一般的に使用されている項目の機器を配置している。測定項目及び測定機器の配置は表 4-8-2-12 及び図 4-8-2-14 に示すとおりである。

表 4-8-2-12　測定項目

測定項目	計測機器	測定目的
荷重	ロードセル	載荷荷重の測定と曲げモーメントの算出
荷重	水圧計	載荷荷重の測定と曲げモーメントの算出
支点変位	変位計	たわみ量の補正
たわみ量	変位計	継手曲げ剛性の評価
コンクリートひずみ	ひずみゲージ	コンクリートに発生する応力の算定
鉄筋ひずみ	ひずみゲージ	鉄筋に発生する応力の算定
ボルトひずみ	ボルトゲージ	ボルトに発生する応力の算定
目開き	変位計	目開き量の測定
目違い	変位計	ピース間の目違い量の測定
クラック	目視	クラック発生荷重と状況の確認

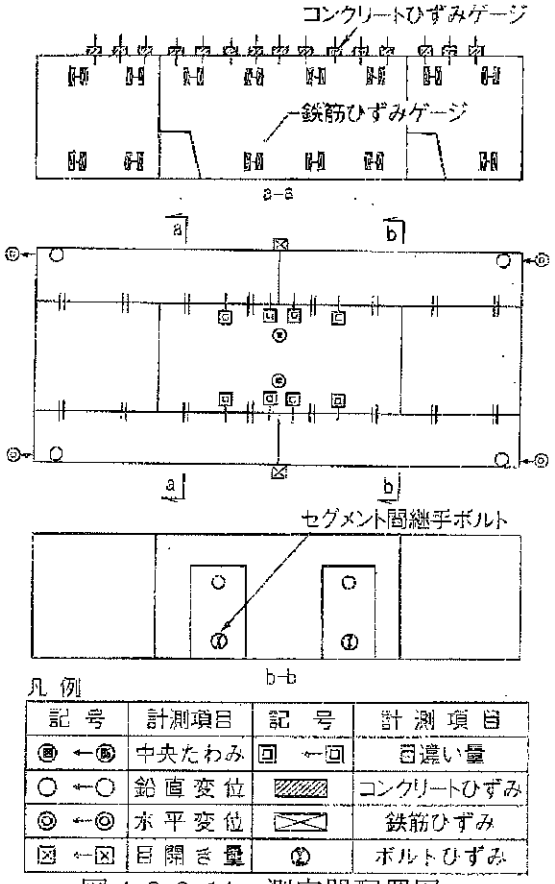


図 4-8-2-14　測定器配置図

① 試験結果

セグメント端部への応力集中の傾向は、試験結果においても認められ、表 4-8-2-13 及び図 4-8-2-15 に示すとおり設計全応力での応力集中度 β は解析結果と似た傾向を示しているのに対し、添接荷重による応力集中度 α は、解析結果ほど大きな値を示さなかった。これは鉄筋をセグメント端部に密に配置したためと考えらる。

表 4-8-2-13　試験結果

項　　目	試験結果	比較対象値(設計値など)
セグメント耐力	2.7 倍	2.5 倍 (破壊に対する安全率)
幅方向応力集中度	$\alpha=1.21$, $\beta=1.09$	$\alpha=1.41$, $\beta=1.13$ [沖積粘性土層] $\alpha=1.46$, $\beta=1.09$ [洪積砂層]
曲げモーメント割増率	$\zeta=0.2$	$\zeta=0.3$
回転ばね定数	$k\theta=$ 9×10^4kN・m/rad	$k\theta=$ 14.9×10^4kN・m/rad

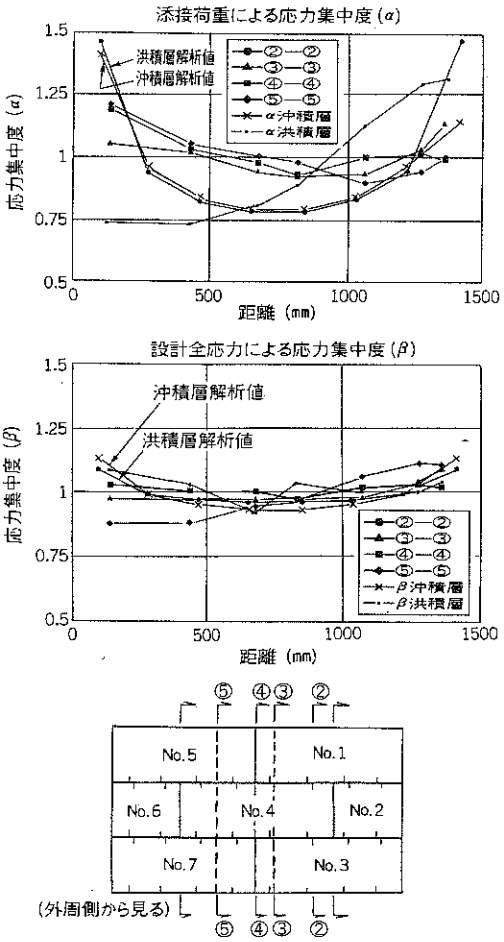


図 4-8-2-15　セグメント内応力分布

② セグメント最終耐力

本試験のケース2において表4-8-2-13に示すとおり、破壊荷重(P=994kN)は設計荷重 (P=364kN) の 2.7 倍で、千鳥組みされた本セグメントは、十分な耐力を有する。

③ 曲げモーメントの割増率 ζ

ケース 2 の計測結果よりセグメント継手位置(④-④断面)での本体モーメントの割合を求めると、$\zeta=0.2$ 程度の値となり、設計値に用いる $\zeta=0.3$ より少ない値と推定された。

④ 回転ばね定数 $\kappa\theta$

本試験の結果と事前に行なった継手曲げ試験の結果より求まる回転ばね定数は同程度の値を示し、本セグメントの持つ回転ばね定数は $\kappa\theta=9\times10^4$kN・m/rad 程度になると推定できた。この値は設計に用いる値より若干小さい値となったが、オーダー的に合っており、また一般的なセグメント(実績では 10^3 オーダーが多い)に比べ、十分大きな値を持つといえる。

以上の検討により、1.5m幅広セグメントを採用することに問題はないと判断した。なお、ダクタイルセグメント区間は 1.2m幅とした。

第3節　施　工

1. 概　要

(1) 東京都内

東京都内は、半地下構造及び高架構造の南千住駅と長大橋りょうとなる荒川渡河区間を除いて、駅部は開削トンネル、駅間はシールドトンネルである。起点方から、台東、寿、三ノ輪、弘道、加平、綾瀬川の 6 トンネルであるが、用地費、工事費、占用可能道路幅員及び建物基礎への影響などを検討した結果、すべて複線断面とした。

工法については①台東・寿・三ノ輪トンネルでは地下水圧が高く崩壊性の砂質土等が掘削対象地盤となること。②全工区において掘削対象地層でメタンガスが確認されていること。③近接構造物及び地上への影響を押さえるための切羽圧管理が容易であること。④10m以上の大口径での実績が多いなどを考慮し泥水加圧式シールド工法を採用した。

図 4-8-3-1 に都内の平面・縦断を示す。

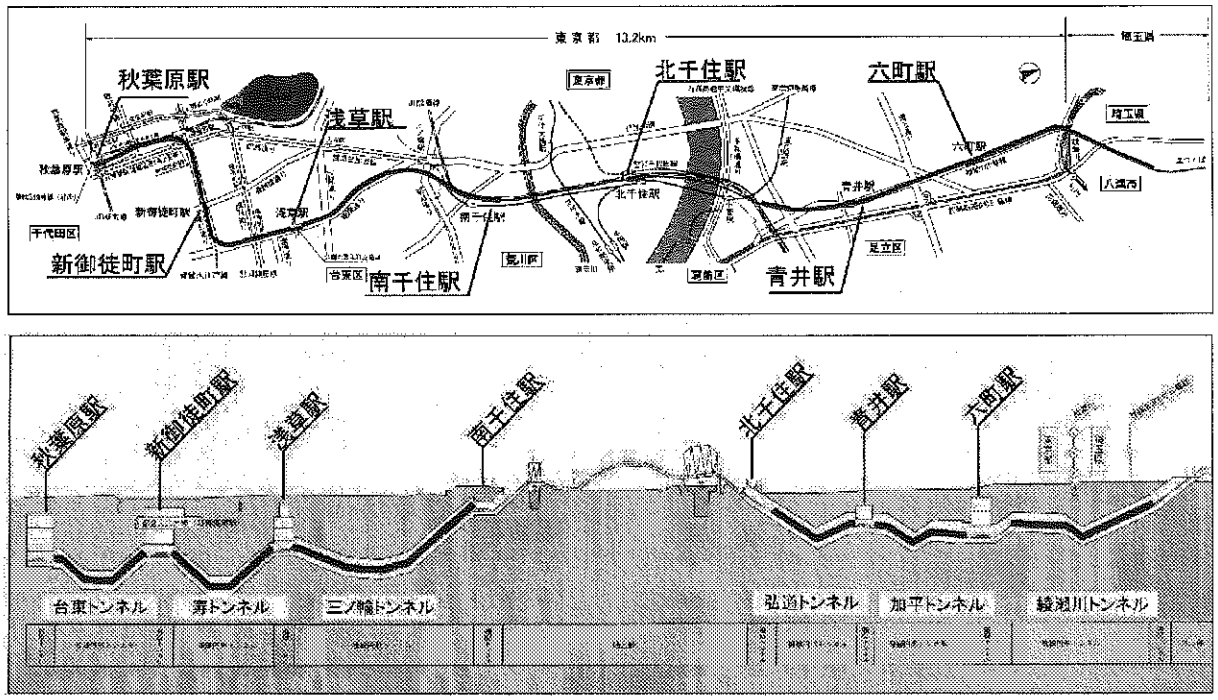


図 4-8-3-1　東京都内平面・縦断面図

(2) 千葉・茨城県内におけるトンネル

南流山駅から終点方の市道と総武流山電鉄線の直下部延長 655m間、常磐自動車道との交差部延長 300m及び終端駅であるつくば駅に至る延長 900m間の 3 区間は現地の地形、地元協議結果、工事費、道路幅員等を検討した結果、シールドトンネルを採用した。

南流山駅から総武流山電鉄交差部付近までは複線断面を採用した。常磐自動車道との交差部は高速道路との土被りの関係から、つくば駅に接続する区間はつくば駅を極力浅い位置に設置したことによる共同溝との離隔確保の観点から、それぞれ単線断面とした。工法については①南流山トンネルは発進基地となる南流山駅構内と駅周辺部が狭隘で泥水シールドトンネルに必要な坑外設備を設けるためのスペースを確保できなかったこと。②常磐自動車道と

の交差部は常磐道との土被りが7m程度しか確保できず、泥水式とした場合高速道路の舗装面に泥水が噴発し交通障害の原因となる恐れがあると判断したこと。③つくばトンネルは苅間地区から研究学園都市のつくば中央通りの直下に計画されたが、当地区が豊富な地下水を生活用水として使用しているためトンネルに近接して多くの井戸が存在していること。 等の理由から泥土圧式シールド工法を採用した。

図 4-8-3-2(1)～(2)に埼玉・千葉県内、茨城県内平面・縦断図を示す。

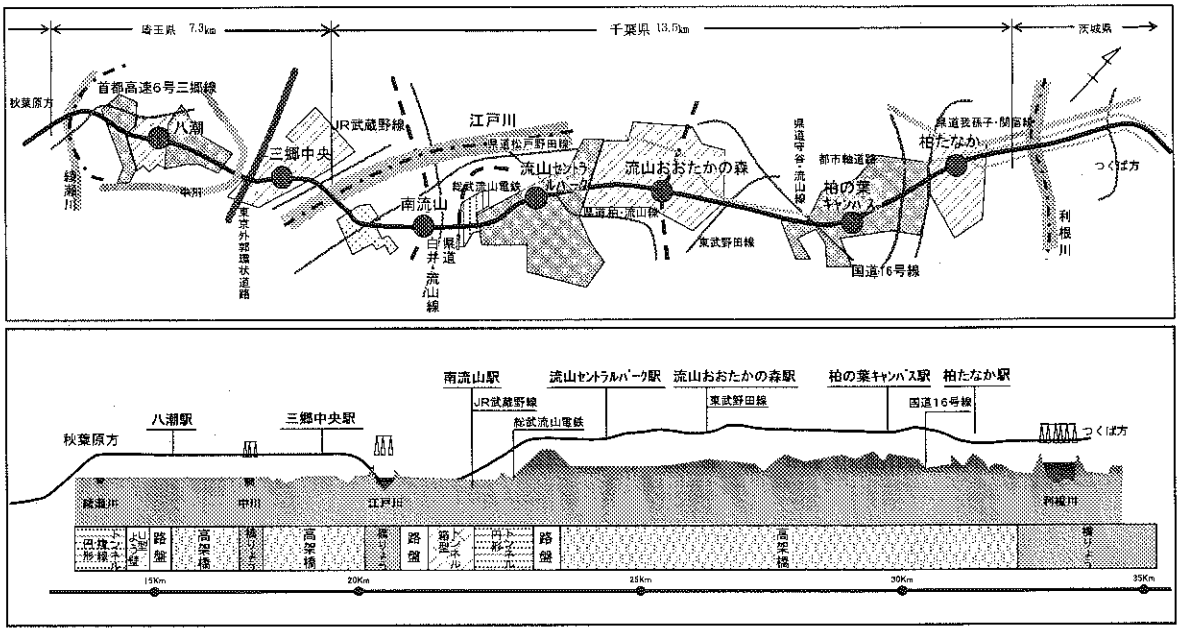


図 4-8-3-2(1)　埼玉・千葉県内平面・縦断図

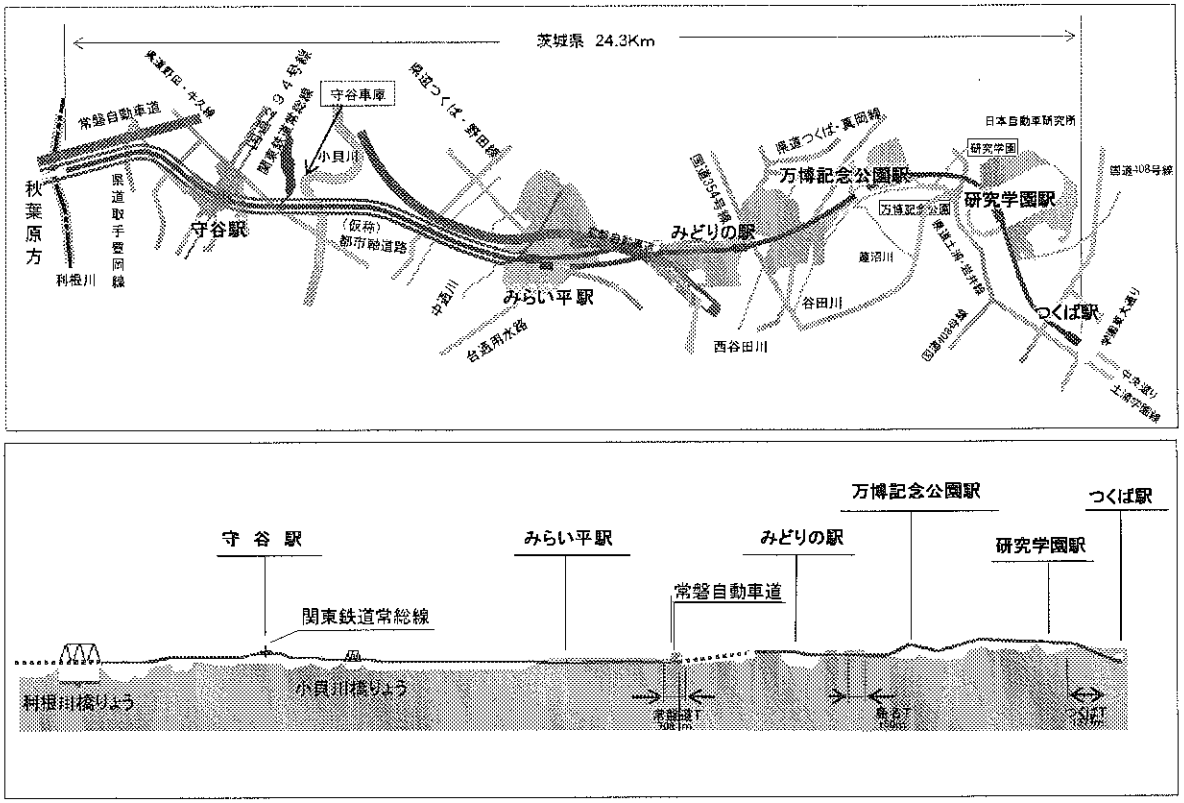


図 4-8-3-2(2)　茨城県内平面・縦断図

2. 台東トンネル

台東トンネルは秋葉原駅～新御徒町駅間の延長約 1,204mの複線トンネルであり、発進して約 650m間は JR 東北・上越新幹線の地下構造物と並走し、その後半径 202mの急曲線で東京メトロ日比谷線、首都高速 1 号線、都営大江戸線の直下に入り、新御徒町駅の地下 4 階に到達する。

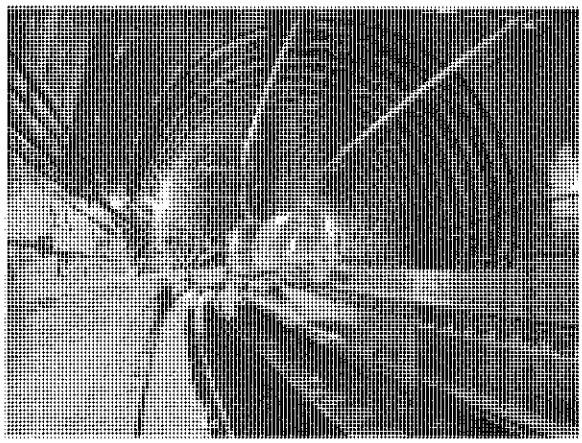


写真 4-8-3-1　台東トンネル坑内

(1) セグメント

トンネル断面形状については、最小曲線半径 202m の建築限界拡大量、退避空間及び蛇行余裕を考慮し内空 9.2m、外径 10.0mとした。青井駅を到達・発進とする弘道トンネル、加平トンネルについては駅構造の関係から内空 9.6m、外径 10.4mとした。また、セグメントについては全線幅広セグメント 1.5mを採用した。

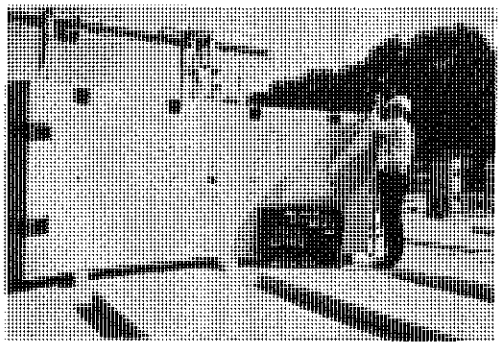


写真 4-8-3-2　幅広セグメント

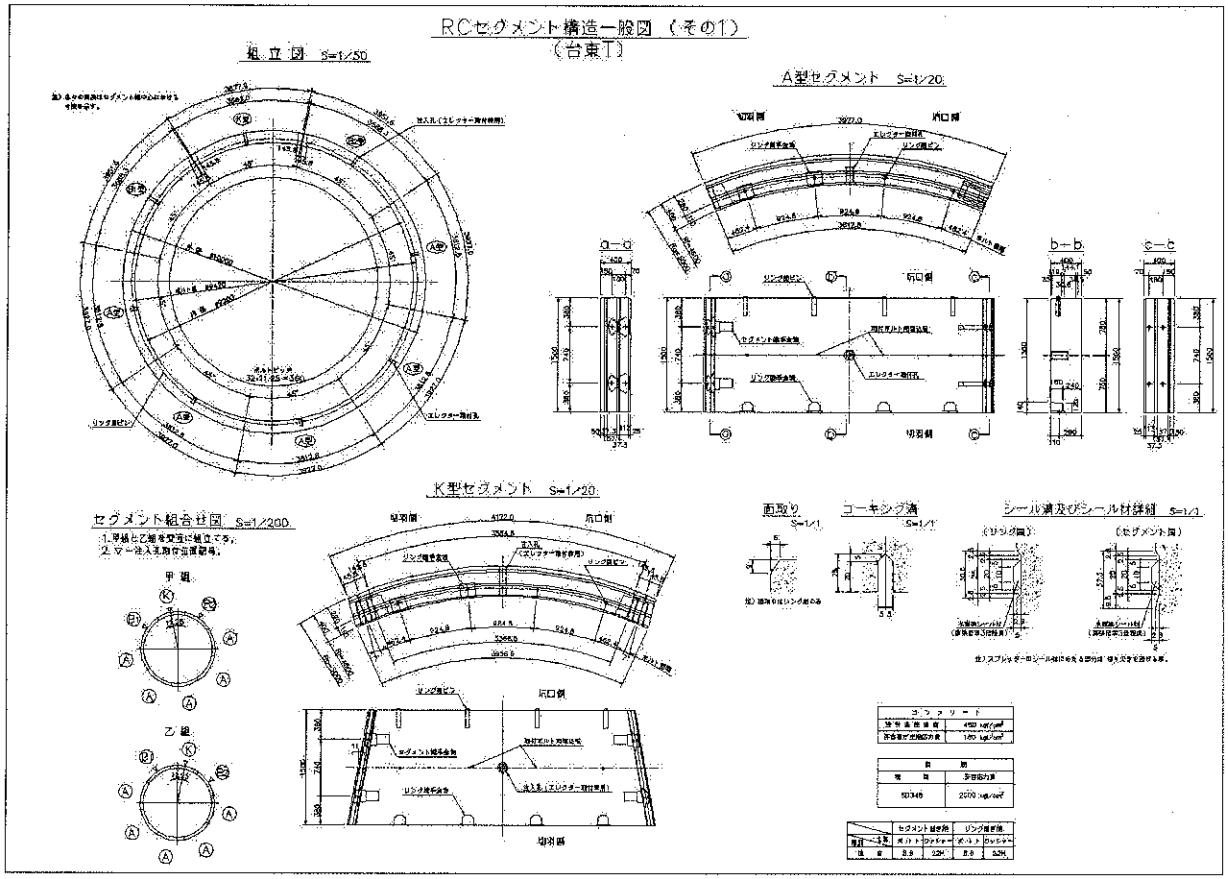


図 4-8-3-3　セグメント構造一般図

(2) シールド機設計

シールド機は急曲線を掘進するため、中折れ機構（中折れ角最大左右 1.6°、上 0.5°）を装備し、さらに同時裏込注入装置を備えた。また、可燃性ガスが溶存する東京礫層を掘進するため機内防爆仕様とした。砂礫掘削によるビット保護のためメインビットを高低差配置とし、ビット磨耗検出装置 3 個装備し、限界磨耗量を 40 ㎜とした。

表 4-8-3-1 に各トンネルのシールドマシン（泥水式）の諸元比較表を参考に示す。

表 4-8-3-1　各トンネルのシールドマシン（泥水式）の諸元比較表

		台東トンネル	寿トンネル	三ノ輪トンネル	弘道トンネル	加平トンネル	綾瀬川トンネル
総推力		104,000KN	96,000KN	90,000KN	96,000KN	96,000KN	87,000KN
アジテータ		3 基	3 基	4 基	2 基	4 基	4 基
排泥管(内径)		2（350 ㎜）	2（350 ㎜）	2（350 ㎜）	2（300 ㎜）	2（300 ㎜）	3（300 ㎜）
切羽注入設備		前方 12、外周 44 (到達防護工:注入)	前方 16 (到達防護工:地盤改良)	バルクヘッド 6 スキンプレート 6	本体上部フード 4 (防護工:注入)	本体上部フード 4 (防護工:注入)	前方 10、外周 10 (防護工:注入)
同時裏込注入管		2 系統	2 系統	3 系統	2 系統	2 系統	3 系統
マシン外径		10,200 ㎜	10,200 ㎜	10,200 ㎜	10,600 ㎜	10,600 ㎜	10,200 ㎜
ビット配置(高さ)	先行ビット	100 ㎜	100 ㎜	120 ㎜	100 ㎜	100 ㎜	100 ㎜
	後行ビット	80 ㎜	65 ㎜	90 ㎜	65 ㎜	65 ㎜	60 ㎜
	特殊ビット	−	−	ローラ、シェル	−	−	−
	オーバーカッター	コピーカッター (150 ㎜)	コピーカッター (130 ㎜)	コピーカッター (150 ㎜)	コピーカッター (130 ㎜)	コピーカッター (120 ㎜)	コピーカッター (150 ㎜)
中折れ装置 (急曲線区間)		±1.6 度 (R=202m、32‰)	±1.7 度 (R=202m、35‰)	− (R=350m、16‰) (R=400m、33%)	− (R=600m、33‰)	− (R=1600m、34‰)	− (R=350m、33‰)
メタンガス対策		範囲限定防爆	マシン内防爆	マシン内防爆	マシン内防爆	マシン内防爆	マシン内防爆

(3) 計測計画・結果

JR 東北・上越新幹線及び東京メトロ日比谷線、首都高速 1 号線、都営大江戸線の重要構造物に対する掘進時・到達施工時の影響を監視するため計測を行なった。計測方法は水盛式沈下計及びトータルステーションによる自動計測とし、計測期間は事前計測が 1 ヵ月、本計測が 2 ヶ月、事後計測を 3 ヶ月とした。計測結果は、図 4-8-3-4 に示すように直上部を除き、何れの箇所でも沈下量は 0～1.5 ㎜程度で各構造物に対する問題となる影響はなかった。

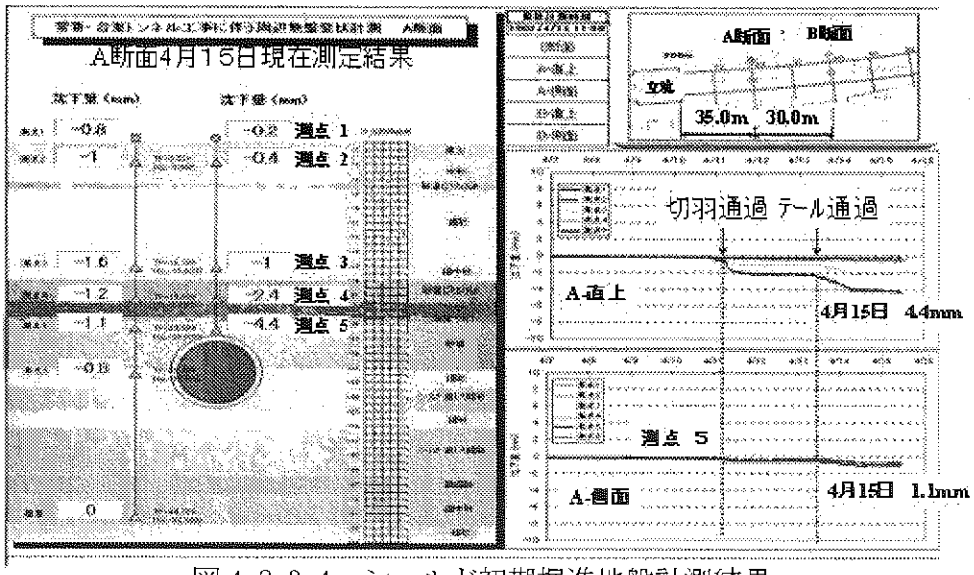


図 4-8-3-4　シールド初期掘進地盤計測結果

(4) 到達防護工

到達付近の 250m 区間は都営大江戸線と離隔 1D 以下であり、厳しい条件下での掘進となった。台東トンネル到達時にはすでに都営大江戸線が開業しているため、地上からの到達防護が施工できないことから、事前に東京都地下鉄建設㈱に薬液注入工法による工事（平成 12 年施工）を施工委託した。

到達に当たり薬液注入の効果を確認するため湧水量調査を行なった結果、経年による珪酸の溶脱があり防護工の強度及び止水性が低下していることが判明した。このため、追加防護注入を実施した。追加防護注入は都営大江戸線への影響を考慮して低圧浸透式及び二重管複相式を実施した。

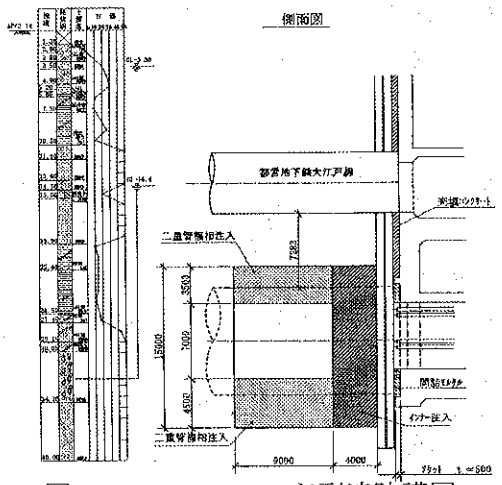


図 4-8-3-5　シールド到達防護図

到達部の切羽泥水圧は、改良区間では「自然水圧+20kPa」と「静止土圧+水圧+20kPa」の範囲で管理した。また、総推力は 40,000kN から 30,000kN に低減し、ジャッキ速度については到達 3 リング手前から徐々に速度を緩め、最後は 5 ㎜/分の微速掘進とした。

シールド機到達後の仮壁撤去が営業線直下での施工となることから、万が一の異常出水を想定して止水壁を新御徒町駅構内へ設置したがシールド到達から解体までの間に湧水はなく無事完了することができた。また、掘進に伴う都営大江戸線トンネルの変位は 1 ㎜以下であった。

図 4-8-3-5 に到達防護工を、図 4-8-3-6 に泥水圧管理を、また図 4-8-3-7 に大江戸線の計測結果を示す。

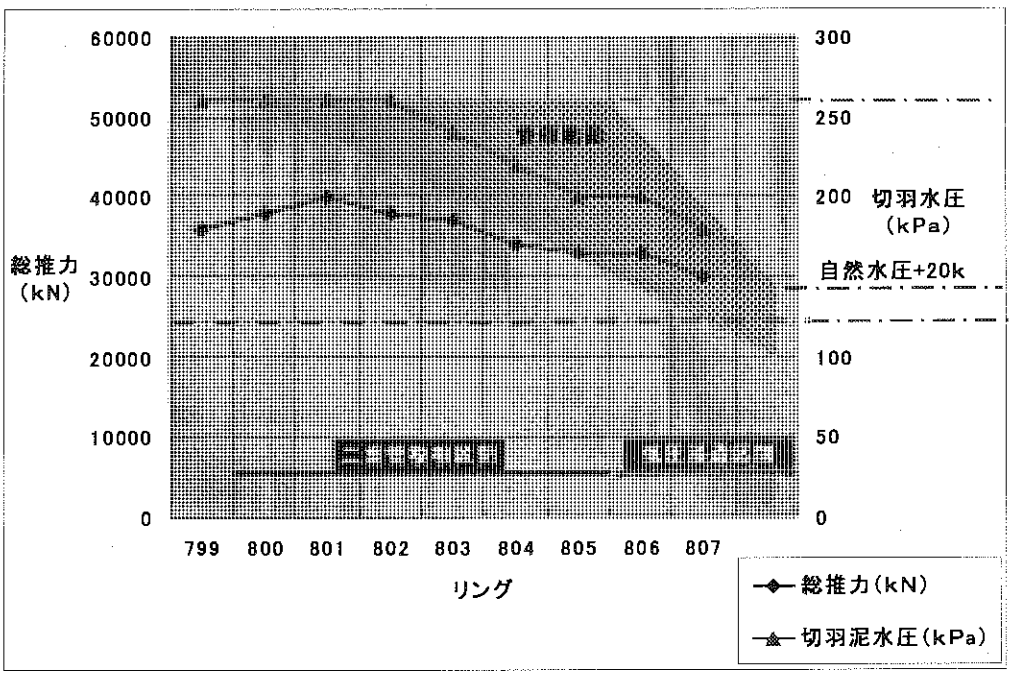


図 4-8-3-6　到達時泥水圧管理及び実績図

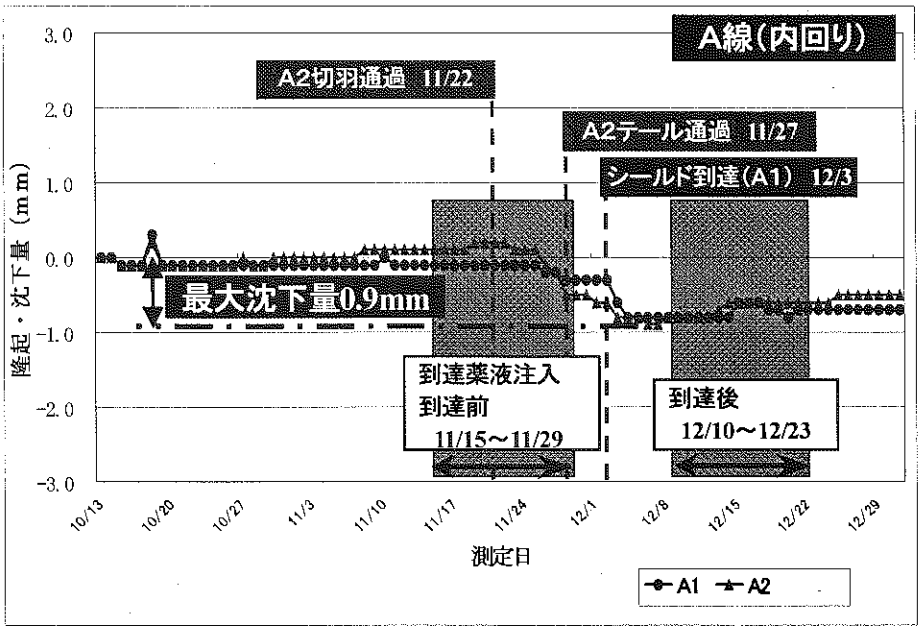


図 4-8-3-7　到達時大江戸線計測結果

3. 三ノ輪トンネル

三ノ輪トンネルは台東区浅草の浅草駅から荒川区の南千住駅に至る本路線のシールドで最長となる延長 2,219mの複線トンネルである。浅草駅を発進して東浅草幹線下水、NTT 洞道、東京メトロ日比谷線、JR 貨物線及び JR 常磐線と近接交差する。特に南千住の到達部は住宅密集地域で 3 路線の過密ダイヤ営業線直下を 33‰の上り勾配で通過する。また、軟弱地盤で土被りも薄く、構造物への変状対策及び列車の安全対策に高い技術と慎重かつ細心な施工管理が要求された。

図 4-8-3-8 にトンネル概要図を、また図 4-8-3-9 に到達部の地質図を示す。

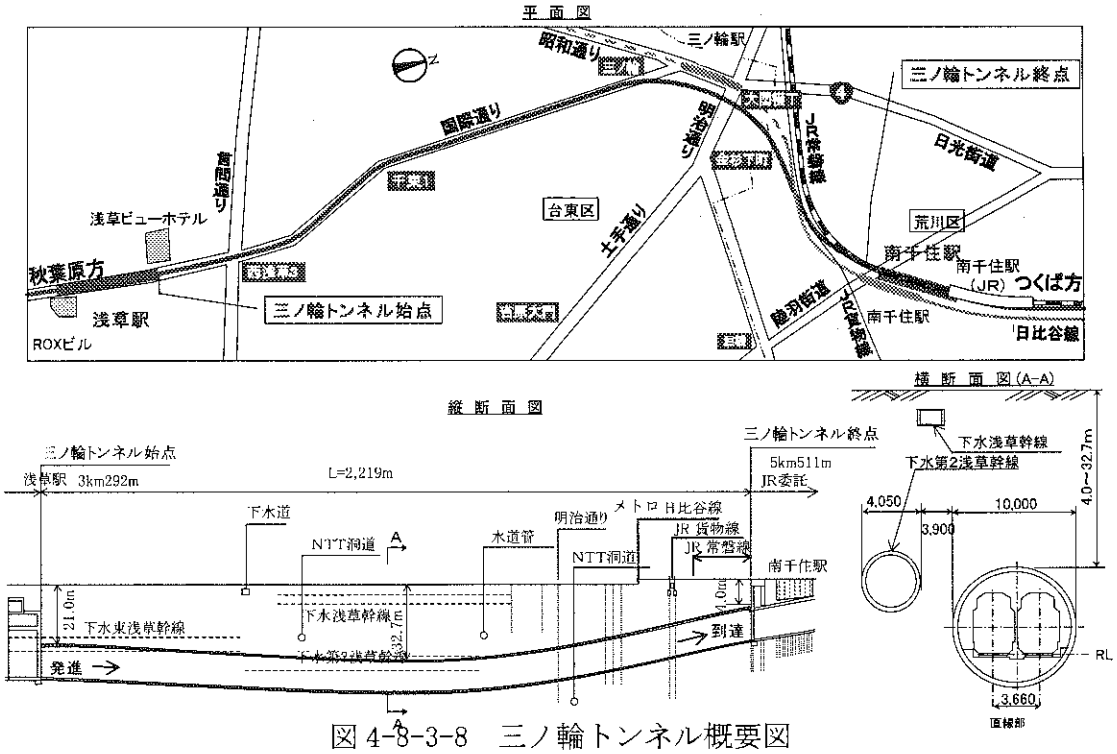


図 4-8-3-8　三ノ輪トンネル概要図

(1) 営業線交差部事前解析

各鉄道線の平日通過列車本数は表 4-8-3-2 に示すとおりである。営業線交差部におけるシールド上部の地質は、N 値 4 程度で粒度分布は砂分が 70%、シルト分 16%、粘土分 13%となっている。また、滞水砂層で均等係数は大きいが N 値は小さく、かつ粒子も細かいので①流動化が生じやすい、②崩壊性が高い、③シールド掘進による沈下や泥水の噴発等が予想されることから、各鉄道路線に対して影響を及ぼす可能性があるため、事前に地盤変位予想解析を FEM 解析により行なった。

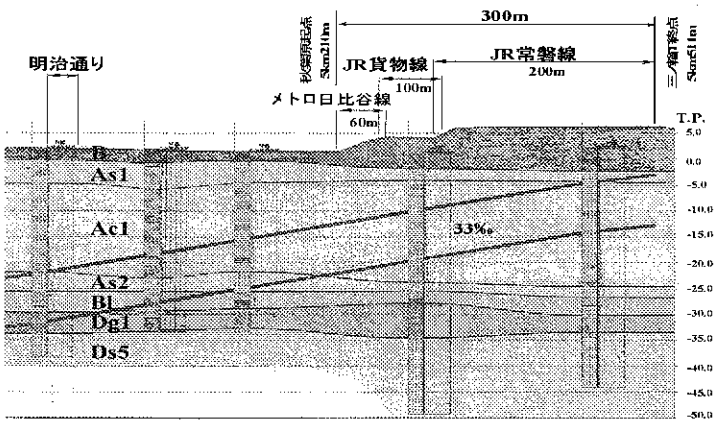


図 4-8-3-9　三ノ輪到達部地質図

表 4-8-3-2

線路名	上り線(本)	下り線(本)	計(本)
メトロ日比谷線	279	282	561
JR 貨物線	39	41	80
JR 常磐線	210	208	418
合計(本)			1,059

その結果、軌道地盤面での最大沈下量は地盤改良を施した場合において 30 mmとなった。

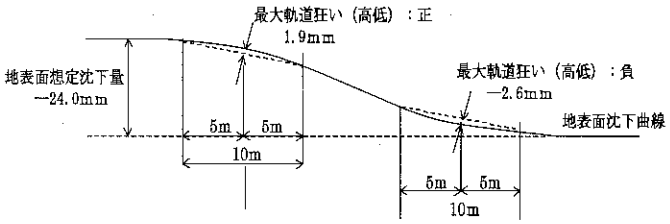


図 4-8-3-10　解析沈下量と最大軌道狂い(高低)の関係図

しかし、列車走行を阻害する軌道変状管理としては、絶対変位量よりむしろ前後からの相対変位量が問題となるため、FEM 解析から算出された軌道地盤面沈下量 30 mmの 80%にあたる 24 mmを軌道面沈下管理値と定め、FEM 解析により強制変位させた結果、図 4-8-3-10 に示すとおり、凸部における最大軌道狂いは 1.9 mm、凹部では 2.6 mmとなり各鉄道会社の軌道整備基準の一次管理値（メトロ日比谷線±3.5 mm、JR 貨物線±9.0 mm、JR 常磐線±5.0 mm）以内となった。また、仮に管理値を超える軌道変状が生じた場合には軌道整備で対応することとし、各鉄道会社と協議した。

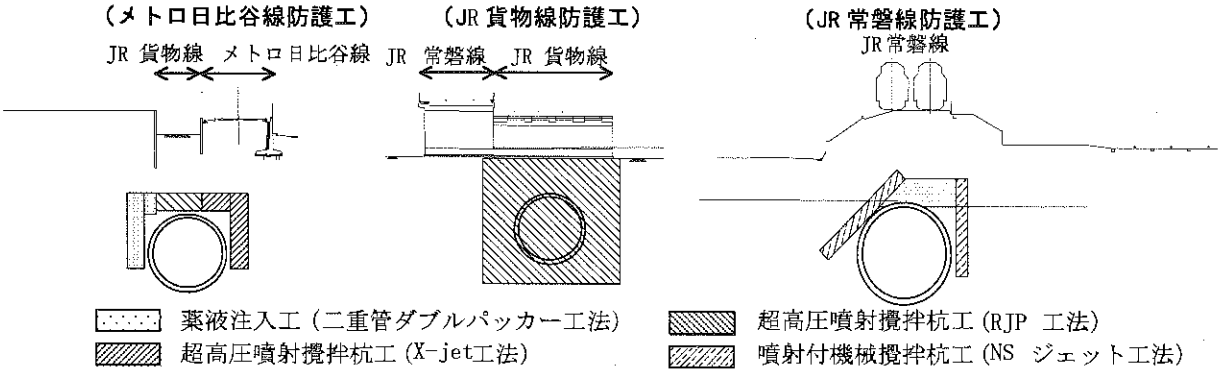


図 4-8-3-11　各営業線防護工図

シールド掘進区間は前述のとおり、土被りが薄く、崩壊性が高い砂質土を急勾配で掘進す

ることから各営業線の①シールド直上の沈下抑制、②泥水噴発防止、③各鉄道の安全確保を目的とした地盤改良を実施した。地盤改良による防護工は、図 4-8-3-11 に示すように各線の実態に則したものとし、設計・施工は各鉄道会社に委託した。

(2) 営業線鉄道交差部における計測

シールド掘進時の軌道監視は通過中及び通過後 3 ヶ月間は 24 時間体制で軌道の変位を仮桟橋上等（建築限界外）に取り付けた自動計測機にて計測した。また、地中変位を測定するため，鉛直及び水平変位測定を各 7 点実施した。

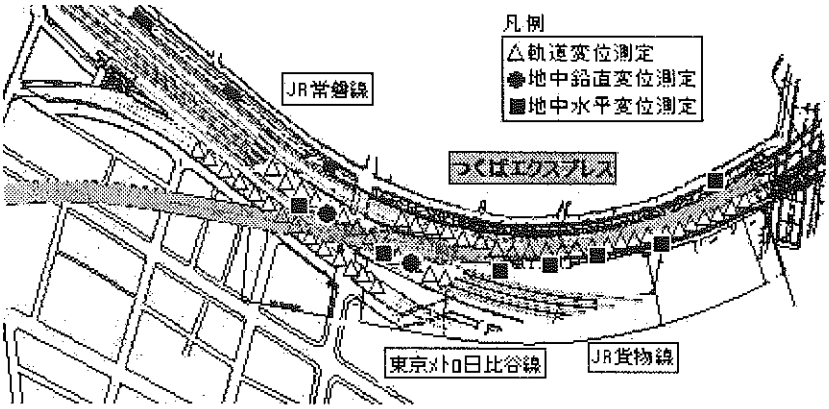


図 4-8-3-12　営業線計測位置図

図 4-8-3-12 に計測位置図を示す。

軌道の変位測定はあらかじめ設置されたターゲットの距離をトータルステーションで測定し、3 次元的に不動点との相対水平変位、鉛直変位を算出し、電話回線を使用して中央管理室、JV 事務所、各鉄道会社及び機構事務所にリアルタイムで測定結果を配信することとした。なお、測定結果が管理値を超えると警報が鳴り、ディスプレイ上に変状箇所が表示される。

さらに、シールド通過中及び通過後 1 ヶ月間において 24 時間体制で軌道工事管理者による目視での軌道の変状を仮桟橋上から監視させた。さらに、常磐線軌道監視用として軌道状況がリアルタイムで確認できるよう TV カメラを設置し、画像をパソリンクで JR 常磐工事区及び JV 事務所に配信した。なお、映像は見たい場所を拡大して表示できるものとした。

(3) 掘進管理

シールド掘進は、泥水圧、掘削土量、掘進速度及び裏込注入圧・量を集中的に管理した。なお、管理値は、綾瀬川トンネル・加平トンネル等の施工事例等を参考として決定した。

管理値を表 4-8-3-3 に示す。

表 4-8-3-3　シールド掘削管理値

項目	管理値	備考
切羽水圧	自然水圧＋20kPa	最大値は噴発限界圧 最小値は自然水圧
掘削土砂量	過去 10 リングの標準偏差値 2σ 以内 理論体積の-10～+5%	
掘進速度	25 mm/min	目標値
裏込注入	注入率：110% 注入圧：切羽水圧+150kPa	実空隙量に対して

① 泥水圧の設定

軟弱粘性土の掘進は、先行隆起、先行沈下が後続圧密沈下を増大させることが施工事例において確認されているため、切羽泥水圧を自然水圧＋変動圧（20kPa）を基本とし、トライアル区間を設けて修正することとした。

② 掘削土量及び掘進速度

掘削土量は粘性土であることから、理論掘削土量を基準とし、理論土量の－10%～＋5%の範囲で管理することとした。また、沈下抑制のため、標準偏差値は通常 3σ 管理から、過去 10 リングのデーターの 2σ 以内で掘進するように定めた。

掘進速度については、軌道への影響を最小限にする必要があることから、過去の事例より25 mm/min とし、トライアル区間で検証することとした。

③ 裏込注入管理

裏込は、同じ地層の加平トンネルのデーターより、注入量を 110%、注入圧力を切羽泥水圧＋150kPa で管理することとし、計測データーを見ながら修正を加えることとした。

(4) 掘進管理値の検証

シールド断面がほぼ軟弱粘性土に入る 4 km 930m付近から前項で定めた掘進管理値へ徐々に変更し、トライアルを開始した。

4 km 950m付近において、シールド通過時に15 mmの地表面沈下を計測した。この時の沈下時系列から、マシン接近時に若干の先行沈下が見られ、通過中に沈下が増大したため、設定泥水圧が低いと判断、自然水圧+35kPa に変更した。その他の管理値は変更せず、営業線直前である 5 km 070mの計測断面（層別沈下計及び傾斜計）で検証した。

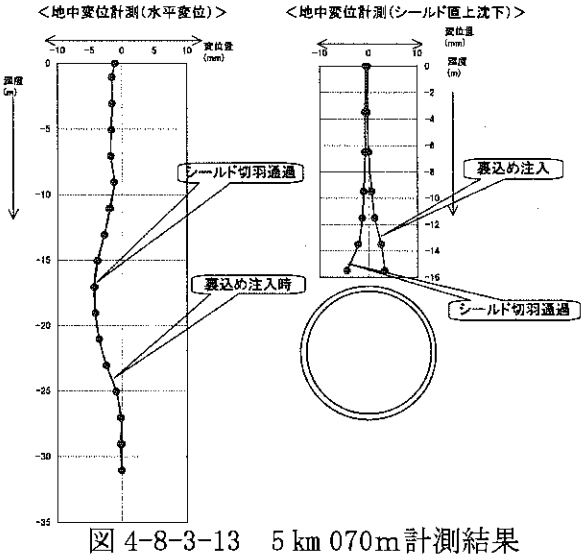


図 4-8-3-13　5 km 070m計測結果

この結果、図 4-8-3-13 に示すとおり 5 km 070mの計測断面では、シールド通過時の地表面沈下は 0 mmで、後続沈下量も最大 7 mmという結果となり、設定泥水圧の管理値を自然水圧+35kPa に修正して掘進することとした。

(5) 掘進施工

営業線区間の掘削は、重大事故を未然に防止するため、朝夕のラッシュ時間帯をさけた。

掘進速度は当初計画どおり 25 mm/min で掘進し、切羽泥水圧は土被りを考慮した計算どおり 10 リング毎に 5kPa ずつ低減して掘進した。ジャッキ推力については、JR 貨物線付近の全断面地盤改良区間で一時的に高くなったが、切羽泥水圧の低減に伴い減少しており、ジャッキ推力と切羽泥水圧は、図 4-8-3-14 に示すとおりの相関関係にあった。

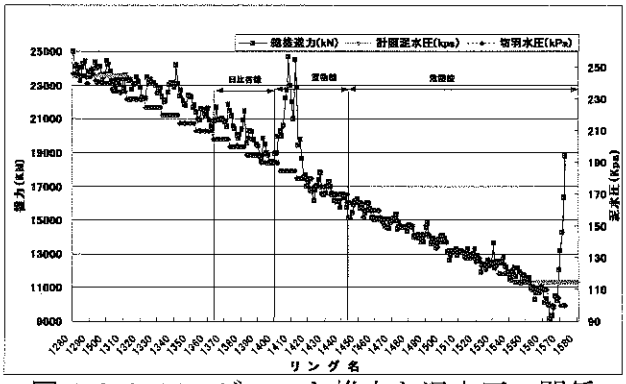


図 4-8-3-14　ジャッキ推力と泥水圧の関係

裏込注入圧は切羽泥水圧+150kPa で管理した結果、注入率は 110～130%で、隆起及び急激な沈下は確認されなかった。

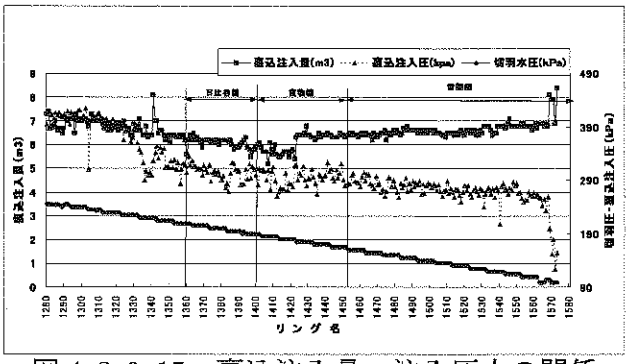


図 4-8-3-15　裏込注入量・注入圧力の関係

図 4-8-3-15 に注入量と注入圧の関係を示す。

(6) 計測結果

①日比谷線

軌道相対沈下は一次管理値の－3.5 mm以下であり、最終軌道整備後の通りは最大 1.6 mm程度、鉛直変位は最大 3.1 mm程度の変位が見られた。なお、シールド通過中の変位は軌道整備基準値内であったことから軌道整備は実施せず、シールド通過後の後続沈下経緯を見て 3 回実施した。

②JR 貨物線

軌道鉛直相対変位は最大 3.8 mm、通り方向で 1.8 mmと管理値以内であった。軌道整備については通過後 2 回実施したのみで管理基準値以内であった。

JR 常磐線掘進時 5 km 378m付近の地中変位はシールド通過に伴い GL-10.7m付近で地山側に約 2.8 mm程度の変位が見られたが、シールド通過後はシールド側に戻った。また、地表面の挙動はシールド切羽通過直前で約 0.4 mm程度の沈下が見られ、シールド通過中は約 0.7 mm程度の隆起が見られた。シールド通過後は徐々に沈下し、最終沈下量は－0.5 mmとなった。

③JR 常磐線

施工軌面の地表面沈下計測結果は約－20.0 mm程度となり、事前解析値－30.0 mm以内で収束した。沈下曲線は、5 km 070mの事前計測結果とほぼ同様の傾向を示した。

計測結果を図 4-8-3-16 に示す。

また、軌道の相対変位はシールド通過後軌道整備を 5 回実施した結果、通り方向 6.6 mm鉛直方向 5.5 mmと工事中止値 10 mmを超えることはなかった。

軟弱地盤で土被りが薄い首都圏の過密ダイヤ営業線直下を事前防護、自動計測、軌道監視及び綿密な施工計画と管理、さらに、重大事故未然防止のために朝夕のラッシュ時間帯をさけ掘進したこと等により軌道への影響を許容範囲内で収めることができた。

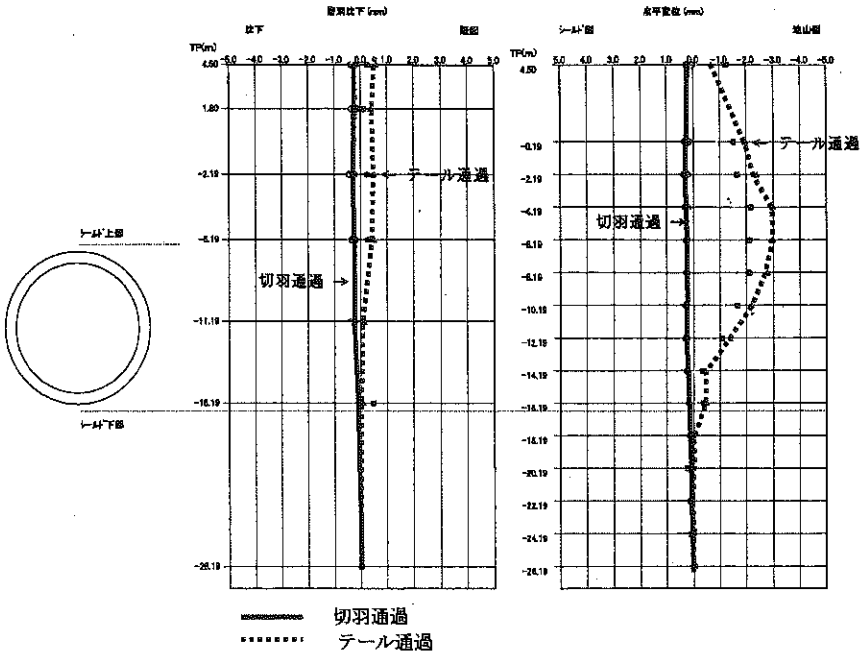


図 4-8-3-16　JR 常磐線計測結果

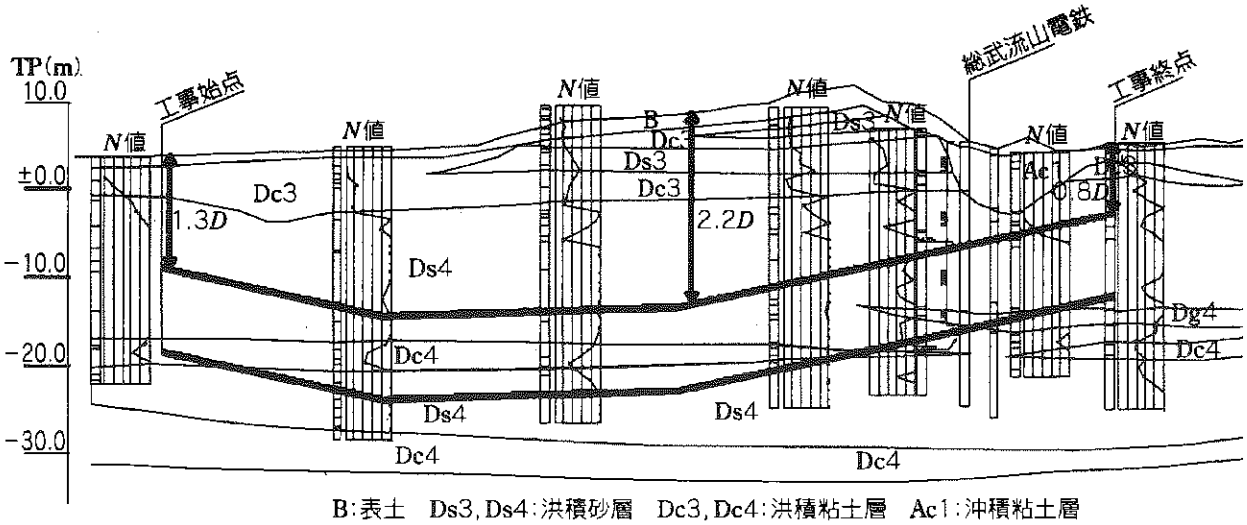
4. 南流山トンネル（東）

南流山トンネル（東工区）は南流山駅のつくば方端部を始点とし流山電鉄との交差部の終点方約 90mの地点に設けられた立坑に至る延長 655mの泥土圧式複線シールドトンネルである。平面線形は最小曲線半径 400m、縦断勾配は最大±35‰であり、土被りは 0.8D～2.2D となっている。

セグメント外径は 10mで泥土圧式シールドを採用し、交通量の多い市道直下を掘進するとともに高圧ガス管や下水管などの埋設管の近傍、あるいは鉄道営業線の直下を横断するなど厳しい条件が要求された。図 4-8-3-17 に位置平面図を示す。

図 4-8-3-17　位置平面図

トンネルの位置する地層は洪積砂質土層（Ds4）が主体で、この Ds4 層中に洪積粘土層（Dc4）が水平に分布している。Ds4 層は N 値の平均値が 50 以上ある非常に固く締まった地盤である。また、地下水位はトンネル中心位置で最大 11mであった。図 4-8-3-18 に地質縦断図を示す。



B:表土　Ds3, Ds4:洪積砂層　Dc3, Dc4:洪積粘土層　Ac1:沖積粘土層

図 4-8-3-18　地質縦断図

(1) セグメント及びマシン

セグメント及びマシンの諸元を表 4-8-3-4 に示す。

(2) 計　測

本工事で実施した計測の内容は表 4-8-3-5 に示すとおりである。

また、計測位置を図 4-8-3-19 に示す。

表 4-8-3-4　セグメント及びシールドマシンの諸元

セグメント	種別	平板形複線 RC セグメント
	外径	D_0=10,000 mm
	幅	B=1,500 mm
	桁高	h=400 mm
	分割数	等 8 分割
	継ぎ手形式	インサート継ぎ手形式
シールドマシン	種別	泥土圧シールド
	外径	φ10.2m
	カッターヘッド	スポークタイプ
	排土方式	土砂圧送方式
	裏込め注入時期	同時注入方式
	シールドジャッキ	総推力：88,200kN
		速　度：50 mm/min
	カッタートルク	13,800kN・m

表 4-8-3-5　計測内容

計測項目	計測方法	計測位置		備考
トライアル計測 ・地中変位計測 ・舗装下沈下計測	層別沈下計 水圧式沈下計 （自動計測）	初期掘進区間 3 断面(20mピッチ)	22 km 360m 22 km 380m 22 km 399m	Ds4 層内:4 箇所(マシン天端 1m上から 2mおき) Ds3 層内:1 箇所
地表面沈下計測 舗装下沈下計測	レベル測量	全線	22 km 340m ～22 km 995m	初期掘進区間：5mごと 本掘進区間： ・10～20mごと ・40mごとにシールド直上及び左右 30mの範囲内
埋設管沈下計測	沈下棒 レベル測量	ガス管　φ600 下水管 φ1,650	22 km 340m ～22 km 540m	ガス管直上の地表面、ガス管頂部
歩道橋沈下計測	レベル測量	歩道橋	22 km 500m	
舗装下の空洞調査	磁気調査	発進部より	22 km 340m ～22 km 720m	事前・事後調査
		流山電鉄前後の道路	22 km 875m ～22 km 910m	
民家(流山電鉄手前)の沈下計測	層別沈下計 トータルステーション （自動計測）	流山電鉄手前	22 km 875m ～22 km 900m	
流山電鉄沈下計測		流山電鉄	22 km 900m	

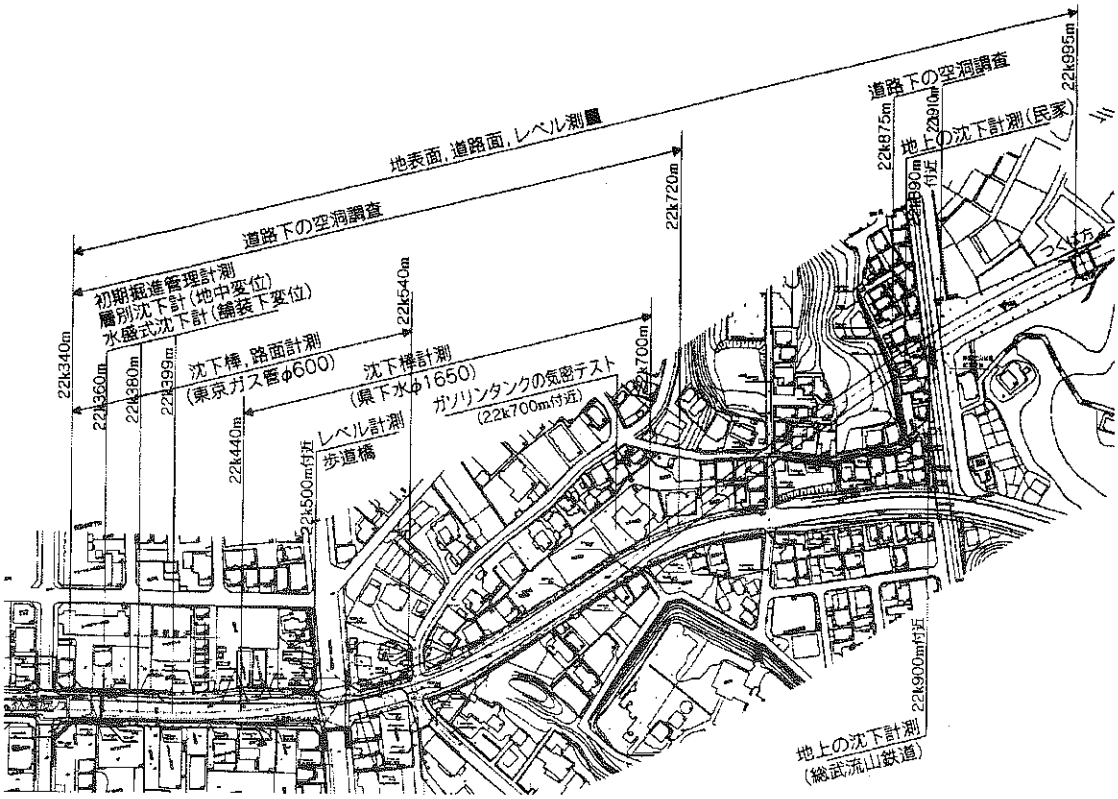


図 4-8-3-19　計測位置図

① 地盤変位の計測

初期掘進区間における地表面の沈下は、シールド直上部とその左右の歩道部に 5mごとに計測点を設け、レベル測量により計測した。地中変位は 20mごとに 3 断面に設置した層別沈下計により計測した。各計測点では Ds4 層内においてはシールドマシン天端より 1mの地点から地表面に向け 2mおきに 4 箇所、Ds3 層内においては 1 箇所設置した。

本掘進区間では 40mごとにシールド直上とその左右 30mの範囲（10mピッチ）の地表面に計測点を設けレベル測定を行なった。

② 埋設管及び歩道橋の沈下計測

近接する埋設管は高圧ガス（φ600）及び下水管（φ1,650）であり、ガス管の直上の地表面と管頂部に沈下計を用いて計測を行なった。また、発進立坑より 150mの横断歩道橋では基礎コンクリートに計測点を設けレベル測量を行なった。

③ 総武流山電鉄線の沈下計測

流山電鉄のレール等に設置した計測器の位置を図 4-8-3-20 に示す。

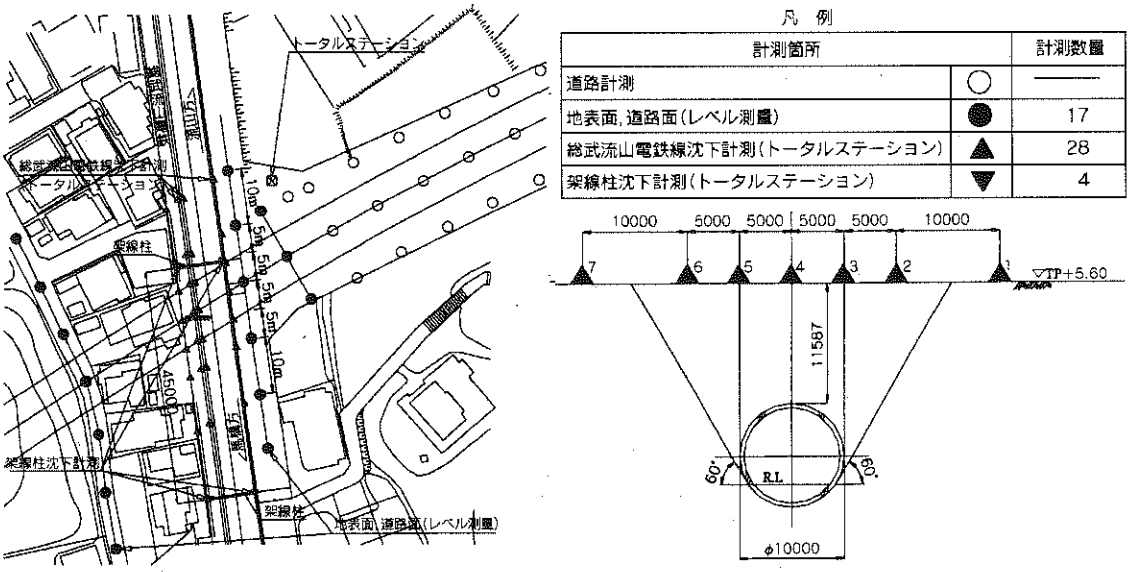


図 4-8-3-20　流山電鉄での計測内容

各測点にはミニプリズムを設置し、トータルステーションにより 60 分ごとの計測を行なった。

(3) 掘進管理

泥土圧シールドは、カッターで切削した土砂をチャンバー内に取り込みスクリューコンベアーで排土するという作業を同時に行なうため、このバランスを確保しないとチャンバー内への土砂の充満とチャンバー内の圧力の保持が達成できない。

そのため、掘進・排土のバランスとチャンバー内の土砂が連続的に変形し、かつ移動する性状（塑性流動性）を有することが特に重要となる。したがって、泥土圧シールドの施工では

1) 切羽土圧に抵抗するようチャンバー内圧力を確保する

2) チャンバー内土砂の塑性流動性を確保する

3) 掘削土量と排土量とのバランスを保つ

以上 3 項目が掘進管理の鍵となる。この 3 項目に対応する管理項目である

ⅰ)チャンバー内の圧力管理

ⅱ)チャンバー内土砂の性状管理

ⅲ)排土量管理

が最も重要な管理要素であり、これに加え

ⅳ)裏込注入管理

ⅴ)滑材注入管理

についてもシールド通過直後からはじまる地盤変状を抑制する重要な項目と位置づけられることから、上記5項目を特に重視した掘進管理を行なった。

また、交通量の多い市道の直下、あるいは列車が運行されている総武流山電鉄線の直下の掘進という点を考慮し、地盤の沈下抑制を特に重視し、初期掘進区間においてトライアル掘進を行ない、必要に応じて各管理項目における管理値の再設定を行なった。

表 4-8-3-6　トライアル掘進のパラメーター設定パターン

項　　目		トライアル施工区間の設定値
チャンバー内圧		① 静止土圧＋水圧＋0.02MPa (=0.28MPa) ② 主働土圧＋水圧＋0.02MPa (=0.27MPa) ③ 主働土圧＋水圧 (=0.26MPa)
裏込め注入	注入圧	チャンバー内圧力＋0.10MPa の3パターン
	注入量	130%
添　加　材	注入率	30%
滑　　材	注入圧	チャンバー内圧力の3パターン
	注入量	1㎥／リング の一定値

パラメーター設定のパターンを表 4-8-3-6 に示す。

① チャンバー内の圧力管理

ア、管理値の設定と変更方法

切羽に作用させるチャンバー内圧力は、地盤への影響を抑え掘削前の地山の初期応力状態に極力近い状態を保つため、管理値を「静止土圧＋水圧＋変動圧 0.02MPa」に設定した。その後、トライアル区間で設定管理値の適否を確認し必要に応じ再設定を行なった。

イ、測定頻度及び管理範囲

チャンバー内における圧力値をリアルタイムで監視し、隔壁に取り付けた9箇所の土圧計で圧力を測定し、上中下の土圧計の計測値が直線分布になることを確認しながら掘進した。

管理範囲は「設定圧力±0.02MPa」(S.L位置の土圧計) とした。

ウ、掘進停止時のチャンバー内圧力保持

掘進時と停止時のチャンバー内圧力の変動が大きいと、それが原因となって地盤沈下を助長することから掘進停止時には自動圧力保持装置を作動させ、掘進時と同様に管理値を設定することによりチャンバー内の圧力変動を小さくし、地盤への影響を抑えた。

エ、管理結果

管理値を「静止土圧＋水圧＋0.02MPa」として発進後まもなく、カッタートルクが装備トルクの 80%を超え、掘進速度を上げることができなくなった。数リングのデーターを検証した結果、チャンバー内圧力を下げるとともに添加材の注入量を増加させチャンバー内土砂の塑性流動性を促進させることがカッタートルクを抑えるために有効と判断し、管理値を「静水圧＋0.05MPa」以上とすることに変更した。なお、流山電鉄直下は土被りが薄く地表面沈下の恐れがあることから「静止土圧＋水圧＋0.02MPa」として掘進を行なった。

図 4-8-3-21 にチャンバー内圧力の管理値の推移を示す。

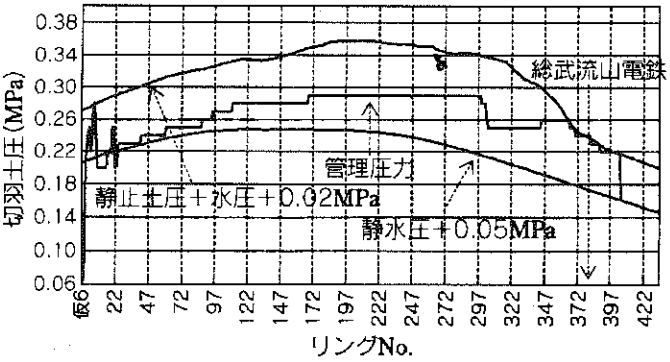


図 4-8-3-21　チャンバー内管理圧力の推移

② チャンバー内土砂の性状管理

ア、管理手法

チャンバー内の土砂性状の把握は泥土圧シールド工法の最重要課題であることから、スクリューコンベアーのサンプリングバルブで試料を採取し、スランプの測定、手触りの確認、目視での性状把握に努めた。また、スクリューコンベアー終端部のテレビカメラで性状を常時監視する体制をとった。

イ、測定頻度及び管理範囲

測定頻度及び管理範囲は表 4-8-3-7 に示すとおりである。

表 4-8-3-7　土砂性状の計測頻度と管理範囲

項　目	頻　度	管　理　範　囲
スランプ	2 回／方	16 cm±4 cm
単位体積重量		γ線密度計との相対比較
手触り	適宜	粘りがある ざらつかない 水が分離しない

ウ、添加材の選定

立坑の構築時に採取した掘削土砂を用いて試験を行なった結果、添加材には KT ゲル（セルロース系水溶性高分子材）を選定した。実施工時は、常に管理圧力や土砂性状に注意し、その変化に応じて添加材の配合や注入量の確認・調整を行なった。表 4-8-3-8 に添加材の選定基準を示す。

エ、管理結果

添加材注入率を 30～35%、添加材濃度を 12 kg/㎥とした場合にスランプは 16～20 cmを示し、良好な土砂性状となった。

表 4-8-3-8　添加材の選定基準

試験項目	目　標　値	試　験　結　果
手触り	粘りがある ざらつかない 水が分離しない	・流動性もよく、土砂芯も残らない ・チャンバー内の土砂性状としてもポンプ圧送の性状としても良好
スランプ	13～20 cm	16 cm
ブリージング率	3%以下	0%
加圧脱水率	20 cc以下	4 cc
※試験条件：Ds4 層砂（含水比 25%）、KT ゲル 15kg/㎥、30%添加		

③ 排土量管理

ア、管理手法

電磁流量計及びγ線密度計を装備し、排土量と排土重量を積算しリアルタイムで排土量の管理を行なった。排土量の実検証はズリ缶やホッパー等で重量と体積を計測し装備機器の精度をチェックした。

イ、管理範囲

電磁流量計による排土量の管理範囲は「直前 10 リングの平均値との偏差 5%以下」とした。

ウ、施工結果

図 4-8-3-22 に示すように、次式で表される排土率は 75～85%であった。

排土率＝（総排土量－添加材注入量）÷理論排土量

ただし、理論排土量＝掘削断面積×掘進ストローク

総排土量に変化がなかったため、カッタートルクの低減を目的に添加材の注入量を増加させた 270 リング付近以降（図 4-8-3-23）は、注入率の上昇に伴って排土率が低下していることがわかる。排土率が 100%以下になるのは添加材の一部が地山中に拡散されることが原因のひとつと考えられ、本工区のような砂質土地盤においては粘性土地盤と比べて排土率が小さくなったものと考えられる。

また、ホッパーによる計測の結果、排土量は所定の精度を確保していた。また排土量を検証した結果として、従来行われてきたスクリューコンベアーの回転数やポンプ圧送回数による排土量の管理では不十分であることが明確になったほか、電磁流量計の精度を確保するには 0.6 m³/min 以上の流量が必要であることもわかった。

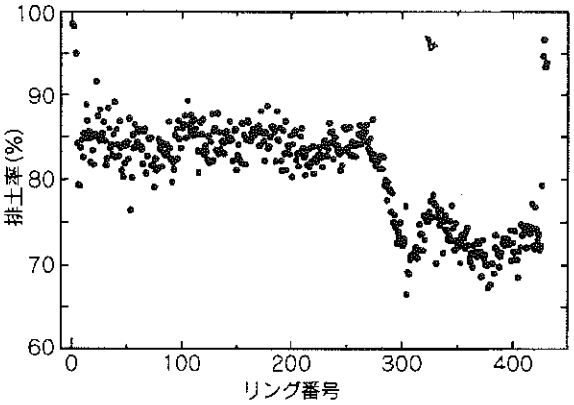


図 4-8-3-22　排土率の推移

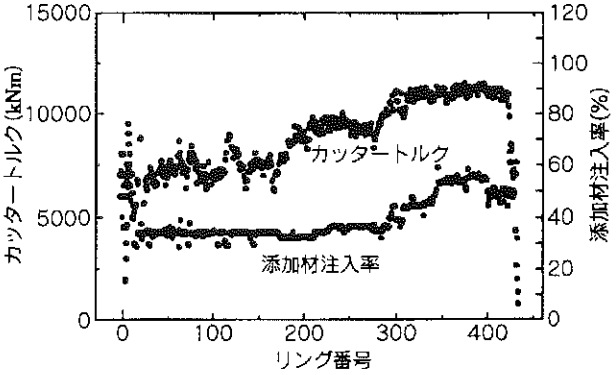


図 4-8-3-23　添加材注入率の推移

④ 裏込め注入管理

シールドマシンには同時裏込注入装置を 2 箇所に設置し、テールボイドを早期に充填するよう心がけた。裏込注入材としては早期に強度発現（σ_{1h}=0.04N/mm²）するようスラグ石灰系 TGS を使用し、注入圧は設定切羽圧力＋0.1MPa、注入量は 130%とした。

⑤ 滑材注入管理

滑材はオーバーカット部の充填とスキンプレートのフリクション防止を目的として前胴部の上部 2 箇所から注入した。滑材は裏込め助材を練り混ぜたスラリーと特殊水ガラスの 2 液からなる混合材である。注入圧はチャンバー内圧力の設定値程度とし、注入量は 1 リングあたり 1 m³を目安とした。

(4) 施工結果

沈下量の管理値は表 4-8-3-9 に示す値とし、各種沈下データーから次のような結果を得た。

表 4-8-3-9　沈下量の管理値

対象物	一次管理値	二次管理値
道　　路	4.0 mm	5.0 mm
民　　家	6.0 mm	7.2 mm
流山電鉄	水準　3 mm	水準　5 mm
	高低　4 mm/10m	高低　6 mm/10m
	通り　3 mm/10m	通り　4 mm/10m

※一次管理値：監視体制を強化する
　二次管理値：掘進を止めて対策を協議する

① 地盤沈下計測

計測の結果、地表面沈下はほとんどの計測点で 2～3 mmであった。また、シールド直上 2mの位置に設置した沈下棒でも 4～5 mmと非常に小さな値に抑えることができた。

② 埋設管及び歩道橋の沈下計測

ガス管頂部で3㎜、ガス管直上の地表面では4㎜、歩道橋の基礎コンクリートでは0㎜の沈下であり、近接構造物にはほとんで影響がなかった。

③ 総武流山電鉄線の沈下計測

レール等に設置した計測点のうちシールド直上での計測結果は図 4-8-3-24 に示すとおりである。沈下量は道路側の用地境界線で3㎜程度、レール面では1㎜以下であり、軌道に影響を与えることなく掘進を完了することができた。

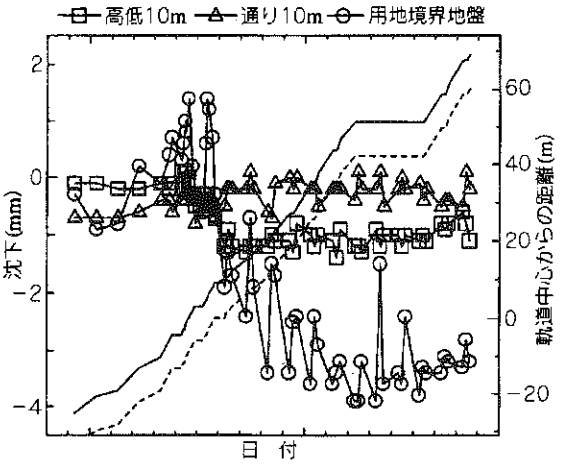


図 4-8-3-24 流山電鉄軌条計測結果

④ 掘進による応力開放率の検証

掘進による地盤への影響を検証する目的で、層別沈下計による計測結果と実施工の圧力を用いた沈下解析の結果とを比較した。

表 4-8-3-10 沈下量の解析条件

区分	距離	22 km 361m	22 km 380m	22 km 399m
ケース1	当初設定圧力(MPa)	0.28	0.27	0.26
	応力開放率α	35%	35%	35%
ケース2	実施工圧力(MPa)	0.20	0.20	0.20
	応力開放率α	35%	35%	35%
ケース3	実施工圧力(MPa)	0.23	0.23	0.23
	応力開放率α	10%	10%	10%

解析条件を表 4-8-3-10 に示す。ケース1は当初計画時の沈下予測の解析条件であり、ケース2及びケース3は実施工時のチャンバー内圧力を用いて応力開放率α＝35%、10%として再度FEM解析を行なったものである。

一例として22km 399mにおける実測値と解析値との比較を図 4-8-3-25 に示す。この結果ケース3の解析値が実測値をよく説明できることから、応力開放率は10%程度であることがわかった。

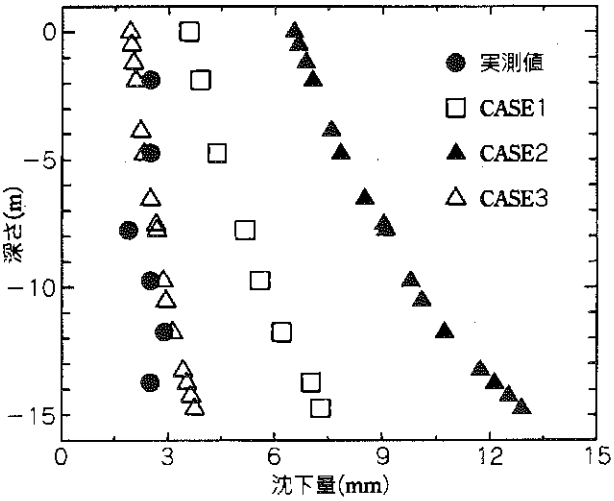


図 4-8-3-25 実測値と解析値との比較

5. 常磐道トンネル

常磐道トンネルはみらい平駅とみどりの駅の中間に位置し、秋葉原起点 46 km 105m付近において常磐自動車道と平面的に交差角 22 度という非常に薄い角度で交差している延長 300 mの泥土圧式単線並列Uターンシールドトンネルである。平面線形は直線、縦断線形はみどりの駅に向け 5.5%の下り勾配となっている。常磐自動車道舗装面での土被りは約 7m（$1D_0$）、発進到達立坑付近では約 3m（$0.4D_0$）である。図 4-8-3-26 に平面図及び断面図を示す。

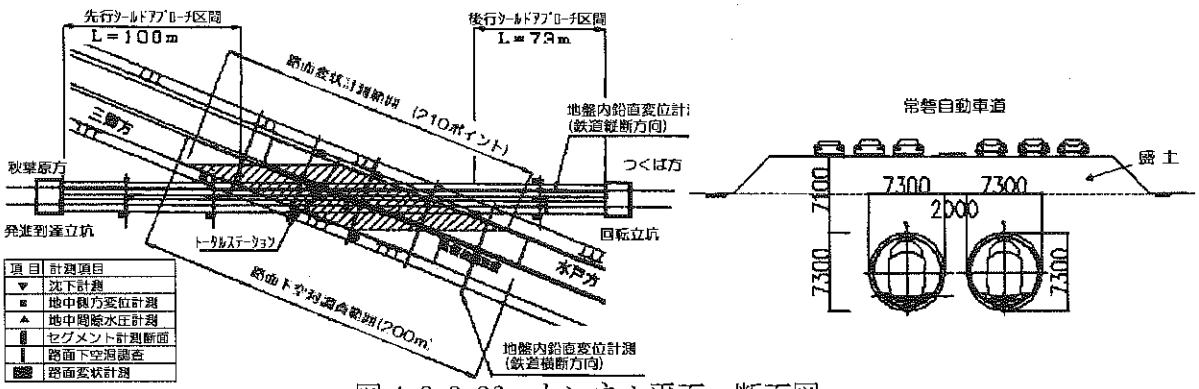


図 4-8-3-26　トンネル平面・断面図

起点方の高速道路部以外の現地盤とトンネルとの土被りは約 3m しかないことから発進到達立坑と高速道路間に押え盛土を行ない、土被りを最低約 0.6D0 確保するなど全区間わたり 1D0 以下の低土被り条件下での施工となった。

トンネルは茨城県南西部に分布する洪積台地群のうち、いわゆる稲敷台地と呼ばれる台地の中央部に位置している。地層は地表から 2m前後がローム層（Lm）、その下部約 1.8mが凝灰質粘土層（Tc）で、さらにその下部に成田砂質土層（Ds3）が続いている。ローム層、粘土層ともに自然含水比が 30～34%と比較的高く、ローム層の N 値は 3 程度である。成田砂質土層は飽和状態の細砂で透水係数は約 3.5×10^{-3}cm/sec で、N 値は起点側と終点側でばらつきはあるものの 5～15 と低い。トンネル通過地盤の粒度分布は砂分 80～90%、シルト・粘土分 10～20%で均等係数は 2～20 となっている。

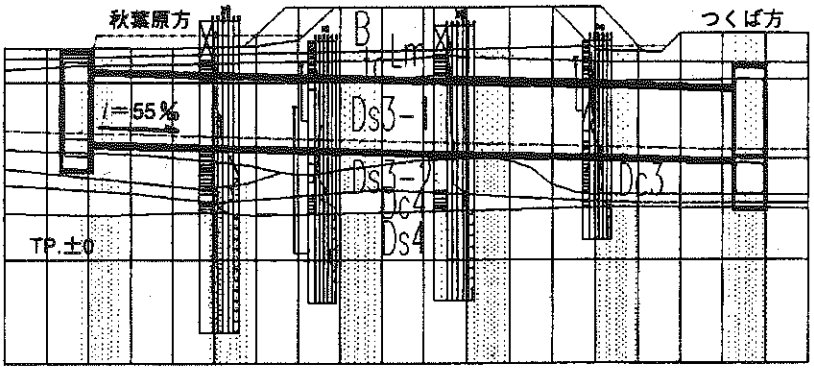


図 4-8-3-27　交差箇所における地質縦断図

一方、高速道路部の盛土は当時の工事誌によると「路床面の沈下は著しくない」との記述があり、盛土のり面部で行なったボーリング結果では Lm 層と Tc 層が主体であることから、交差箇所では地盤改良等の対策は行なわれていないと判断した。図 4-8-3-27 に地質縦断図を示す。

表 4-8-3-11　セグメント及びシールドマシンの諸元

セグメント	種別		平板形単線 RC セグメント
	外径		D0=7,300 mm
	幅		B=1,500 mm
	桁高		h =300 mm
	分割数		等 6 分割
	継ぎ手形式	リング間	インサート継ぎ手
		セグメント間	高剛性継ぎ手＋インサート継ぎ手
シールドマシン	種別		泥土圧シールド
	外径		φ7.45m
	カッターヘッド		スポークタイプ
	排土方式		土砂圧送方式
	裏込め注入法		同時注入方式
	シールドジャッキ		総 推 力：48,000kN
			伸張速度：42 mm/min
	カッタートルク		10,426kN・m

(1) セグメント及びマシン

セグメント及びマシンの諸元を表 4-8-3-11 に示す。

(2) 計　測

本工区は常磐自動車道との土被りが非常に少ないため、高速道路に路面沈下等の影響を極力生じさせないような施工を行なうことが最重要課題であった。このため、表 4-8-3-12 に示

すような項目の計測を行ない万全を期することとした。なお、図 4-8-3-28 に計測機器の設置状況を示す。

表4-8-3-12　計測管理項目の概要

調査項目	計測項目	計測数	計測目的
事前・事後調査	盛土部空洞調査	3回	常磐自動車道盛土部の健全性を確認
トライアル計測	地表面沈下計測	35点	シールド掘進の影響による地盤変状の把握と掘進管理値を設定するための資料及び逆解析用データーの収集
	地中沈下計測	73点	
	地中側方変位計測	3断面・3点	
	地中間隙水圧計測	3断面・3点	
常磐自動車道への影響監視	路面沈下計測	210点	シールド掘進の影響による常磐自動車道の盛土及び路面の変状を把握することにより車両走行の安全性を確認
	地中沈下計測	86点	
	走行動感観測	3回/日	
セグメント計測	セグメント応力	2断面・32点	後行シールド掘進による先行シールドへの影響を確認するとともにトンネルの健全性を確認
	作用土圧	3断面・20点	
	作用水圧	2断面・20点	
	シールド内温度	2断面・ 2点	
	シールド内空変位	2断面・16点	

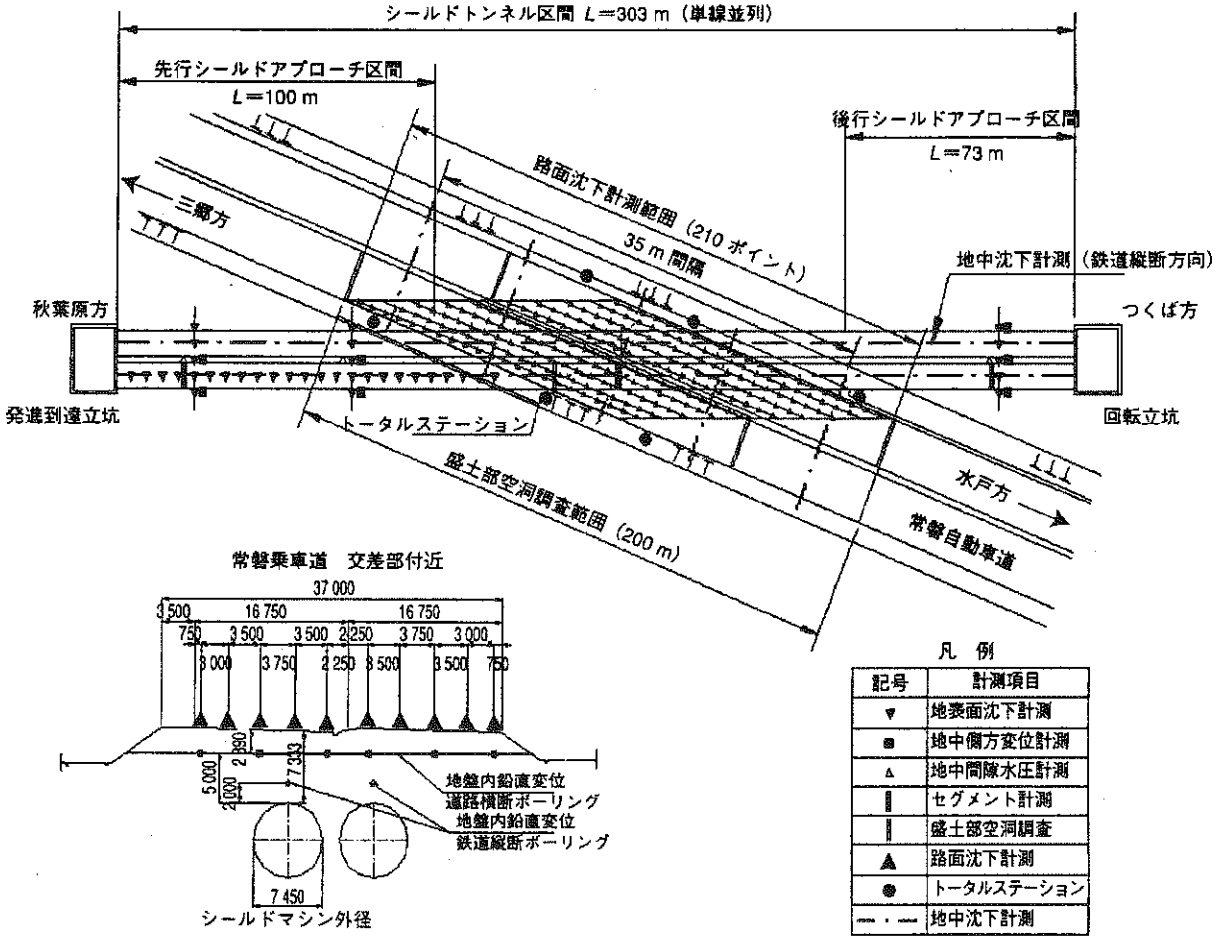


図 4-8-3-28　計測機器の設置状況

① 高速道路面の沈下管理値

常磐自動車道における地表面沈下量の管理値は日本道路公団(当時)との協議により表4-8-3-13に示す値とした。

表 4-8-3-13　路面沈下管理値と計測値

管理値・計測値		地表面沈下量	路面沈下勾配※1	地中沈下量※2
管理値	一次管理値	10 mm	0.1%	15 mm
	二次管理値	20 mm	0.2%	25 mm
	管理限界値	—	0.5%	30 mm
計測値	先行シールド掘進後	3.1 mm	0.02%	8.0 mm
	後行シールド掘進後	4.1 mm	0.02%	8.5 mm

※1：前後の縦断勾配の差
※2：地表面沈下と地中沈下との相対差

(3) 掘進管理

シールド掘進の基本制御方式は、掘進速度を一定とし、スクリューコンベアーの回転数による排土量の調整を行なうことにより、地盤変状を生じさせない所定の設定値に切羽土圧を保つ排土量制御方式とした。

なお、掘進にあたっては先行シールドのアプローチ区間において実施した計測結果（地表面及び地中沈下量）により、常磐自動車道に極力影響を及ぼさない最適な掘進管理値～切羽土圧及び裏込め注入圧・注入量～を設定した。図 4-8-3-29 に先行シールドアプローチ区間の配置状況を示す。

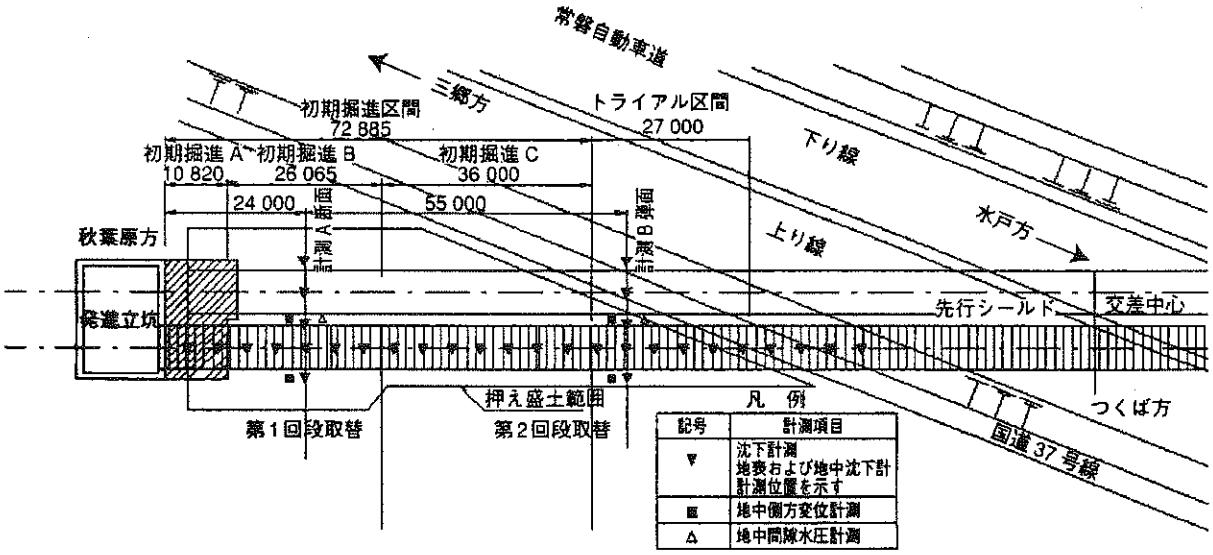


図 4-8-3-29　先行シールドアプローチ区間位置図

① 管理切羽土圧

当初、管理切羽土圧はSL左右の土圧計（2箇所の平均値）に対し「静止土圧＋水圧＋変動圧（0.02MPa)」として設定（押さえ盛土部では0.1MPa）したが、初期掘進Bまでの地表面及び地中沈下計計測結果から、切羽土圧の瞬間値が管理値を超えると地盤の隆起現象が見られた。

そこで、計測A断面における下記の計測値

1) チャンバー内土圧計による切羽停止時土圧：0.055MPa

2) SLにおける間隙水圧値：0.05～0.051MPa

3) SLにおける作用土圧：0.075MPa

により、初期掘進 C においては「主働土圧＋水圧＝0.055MPa」及び「静止土圧＋水圧＝

0.090MPa」の中間値として管理切羽土圧を0.075MPaとして掘進することとした。なお、管理幅については当初の設定値±0.01MPaでは管理することが困難であったため±0.015MPaとした。

しかし、この管理切羽土圧では土圧の絶対値が小さく土圧管理が困難であり、掘進速度も上がらなかったため28リング以降は管理切羽土圧の下限値を「静止土圧＋水圧」とし、上限値を「静止土圧＋水圧＋0.015MPa」と設定し、天端土圧計が下限値に達すると自動的に添加材注入ポンプが稼動し、上限値に達すると停止するシステムとした。

② チャンバー内の圧力保持

通常、泥土圧シールドでは掘進停止時にチャンバー内の圧力保持を行なわないが、本工区では図4-8-3-30に示すように、掘進停止時における沈下傾向からチャンバー内の土圧低下の影響が考えられたため、掘進停止時に添加材を注入することによりチャンバー内の圧力保持を行なった。

その結果、地表面・地中ともに約14㎜の沈下が生じていたのが図4-8-3-31に示すとおり、地表面沈下量を2～3㎜、地中沈下量を最大で約8㎜に抑制することができた。

なお、添加材はアプローチ区間において適正な配合を設定し、掘進中の排土性状を常に監視し、適宜注入率を変化させ、安定した排土性状になるよう努めた。

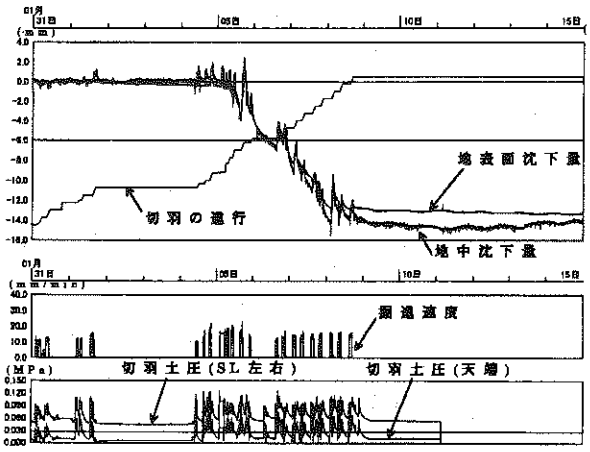


図4-8-3-30 切羽土圧・沈下量関係(圧力保持無)

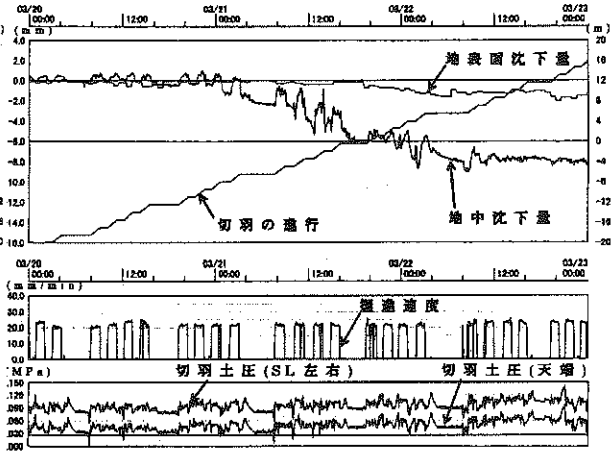


図4-8-3-31 停止時チャンバー内自動圧力保持有

③ 排土量管理

従来の泥土圧シールドでは排土量の管理を理論掘削量（掘削断面積×掘進ストローク長）を基準に行なっている。しかし、本工区では従来の排土量管理だけでなく排土重量管理も行なった。

施工の結果、地盤を改良してある発進到達防護区間では理論排土量と実排土量は概ね一致したが、切羽が地山にでてからは掘進ストローク長に見合った排土率が得られず理論排土量に対し実排土量は85～90%と小さな値となった。その原因として添加材が地山に流出していると考えられたため、押え盛土部で観測井を3本設け水質検査を行なったが添加材の成分は検出されなかった。

また、観測井設置時に不撹乱資料を採取し、Ds3層の最大、最小乾燥密度試験を実施した

ところ、最大乾燥密度から最小乾燥密度まで変化すると仮定した場合で約87%の体積収縮が生じることが確認できた。

一方、スクリューコンベアーの羽根に掘削土がこびりついたことによって排土効率が低下したとも考えられたため、シールドマシンが回転立坑に到達した段階で確認したが異常は見つけられなかった。

以上のことから体積収縮が発生したものと考えられるものの、はっきりとした原因究明にはいたらなかった。

なお、管理方法としては電磁流量計及びγ線密度計による過去10リングの排土量及び排土重量の平均値を管理値とし、管理範囲を±5%として容積管理と重量管理を行なった。

さらには、1日に1回はズリ函による計測を行ない電磁流量計とγ線密度計の計測値をチェックしたが、測定精度は概ね±3%であった。

④ 裏込め注入管理

裏込め注入材としては早期強度発現（1h強度0.04N/mm²以上）を目的としてカルメント（二液性可塑状瞬結型）を採用した。

初期掘進Bの前半までは注入率を130%、注入圧を有効土被り圧以下として管理を行なったが、注入率130%では注入圧が所定の値に達せず注入量が少ないものと考えられたこととシールドマシン通過時に沈下が発生したことから、初期掘進Bの後半からは注入率を140～150%にあげるとともに注入圧も有効土被り圧×1.5以下、割裂強度（t_c層：0.112MPa、Ds_3層：0.142～0.285MPa）以下の値で管理を行なった。

⑤ 滑材注入管理

滑材の材料としてはスムースエース（高吸水性樹脂系ポリマー）を使用し、当初シールドマシンと地山とのフリクションカットを目的としてフード部外周12箇所から注入を行なった。

しかし、土被り圧が小さいためか総推力やカッタートルク値等への顕著な効果は見られなかった。また、シールドマシン通過時における沈下量の全沈下量に占める割合が大きいことからオーバーカット（10mm）で乱された地山部の間詰め効果を期待することを目的として滑材の濃度を当初溶液の2倍とした注入をトライアル掘進で行なった。注入量はオーバーカットで乱された量に見合う量（350ℓ/リング）とし、注入圧は裏込め注入圧と同程度としたが、結果として顕著な影響は見られなかった。

⑥ 掘進速度

当初、トライアル掘進区間、本掘進区間とも掘進速度は30mm/minとして計画したが、掘進速度を上げると排土が追いつかず、切羽土圧が増加する傾向が見られた。

先行シールド区間の常磐自動車道直下においては、押え盛土部（土被り0.6D_0）と比較し土被りが増加（約1D）することからチャンバー内土圧が増加するため、スクリューコンベアー回転数による排土量制御が可能となり、掘進速度は24mm/minを記録した。

また、先行シールド区間においてスクリューコンベアー排土効率が想定と異なった結果を示した経験を踏まえ、後行シールド発進前に回転立坑においてスクリューコンベアーのチャ

ンバー内への突出量を半ピッチ（22 cm）延伸するとともに、さらに可動攪拌翼を 2 本追加することにより排土効率の向上を期待したシールドマシン改造を行なった。

マシン改造の結果、先行シールド区間と比較しスクリューコンベアー回転数による切羽土圧管理が改善され、掘進速度を 30 mm/min とすることも可能となった。

(4) 計測結果

常磐自動車道直下の掘進にあたっては日本道路公団（当時）との協議結果に基づく管理値を目標に掘進管理を行なった。

計測の結果、沈下量は地表面沈下の一次管理値 10 mmに対し先行シールド通過後で 3.1 mm、後行シールド通過後で 4.1 mmと非常に良好な結果が得られた。また、トンネル直上 2mの位置で測定した地中沈下量は先行シールド区間で 6 mm、後行シールド区間では 8.5 mmに抑えることができた。

図 4-8-3-32～33 に先行シールド及び後行シールド掘進後の路面変状結果を示す。

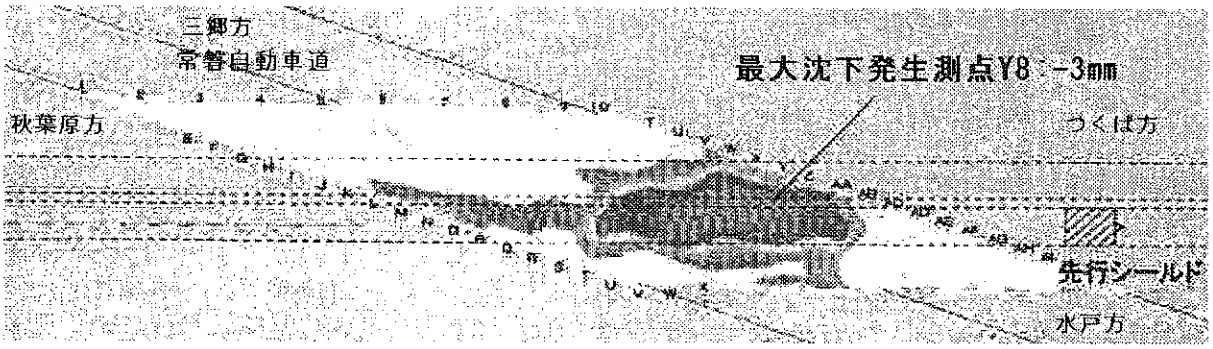


図 4-8-3-32　先行シールド掘進後の路面変状結果

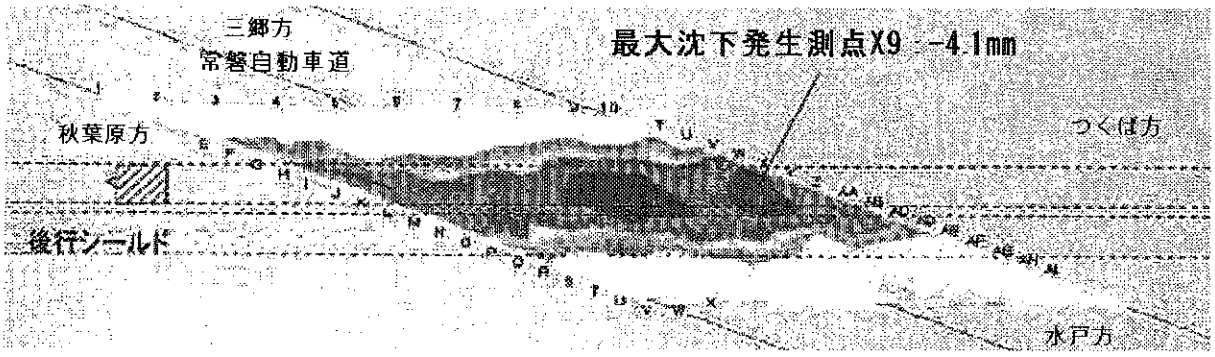


図 4-8-3-33　後行シールド掘進後の路面変状結果

(5) 併設トンネルの影響

本トンネルは上下線シールドの離隔がセグメント外面間で 2mと近接しているため、後行シールド掘進時に先行シールドに作用する荷重が変動したり、セグメントに新たな変位や応力が発生することが懸念された。

そこで常磐自動車道交差中心部及び回転立坑付近の 2 断面でセグメントに発生する応力及び水圧・土圧、内空変位等を計測し、後行シールド施工時と完成後における先行シールドへの影響をチェックしたが、特に顕著な変化は見られなかった。

(6) 高速道路面直下の空洞調査

シールド工事による影響と盛土の健全性を確認するため、シールド施工前と先行シールド区

間の掘進完了後及び後行シールド区間の掘進完了後に地中レーダ探査による道路面直下の空洞調査を行なった。その結果、空洞等の異常個所は確認されなかった。

6. つくばトンネル

つくばトンネルはつくばエクスプレス（常磐新線）の終端駅であるつくば駅に隣接する延長約900mの泥土圧式単線並列Uターンシールドトンネルである。平面線形は最小曲線半径600m、縦断勾配は最大±35‰であり、土被りは6.8m（0.86D）～13.8m（1.75D）である。本トンネルに最も特徴的な事柄は、厳しい掘進管理を求められる泥土圧シールドを採用したことに加え、発進到達立坑及び回転立坑付近で上下線のセグメント離隔がそれぞれ346mm、294mmと過去に例のないほど近接したシールドトンネルであり、施工にあたっては超近接施工に対する万全な事前検討が必要であったことである。

掘進は平成14年7月末に発進立坑から下り線を発進させ、平成14年12月末に回転立坑に到達することができた。ここでシールドマシンを回転させ、平成15年2月中旬に上り線を再発進させ、平成15年5月末に立坑に到達した。

図4-8-3-34　位置図

トンネルの位置する地層の大部分は竜ヶ崎層の砂質土層Ds2L層（N値8～50以上）である。粒度分布は粒径が均一で均等係数は概ね5以下、細粒分の含有率も20%以下で切羽の自立性が乏しく、豊富な地下水により切羽崩壊の危険性が高いものと想定された。なお、トンネルの下部には比較的安定した成田砂層砂質土Ds3層（N値8～50）が存在しているが、トンネル断面下半部には2m程度の成田層粘性Dc3u層（N値8～45）の薄層が挟在している。

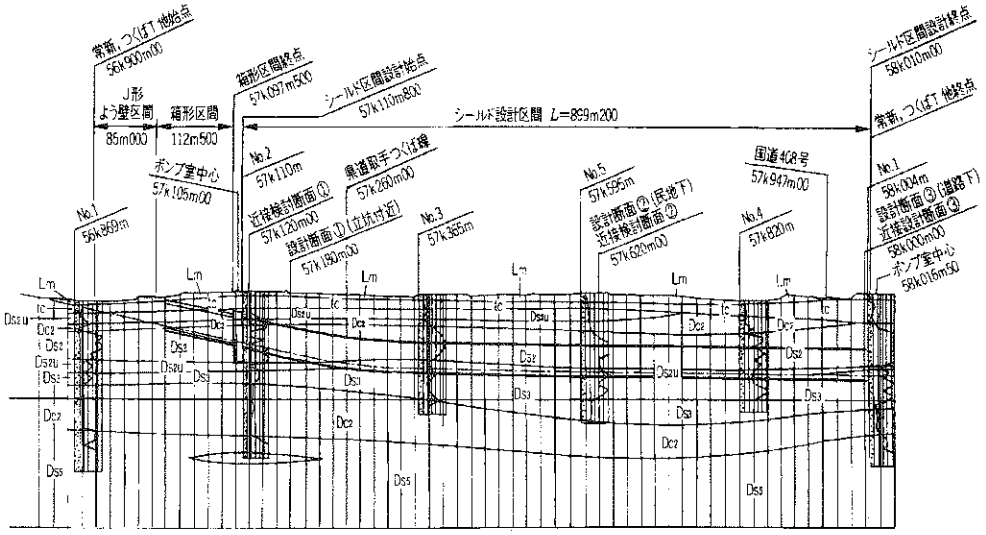


図4-8-3-35　地質縦断図

なお、地下水位はシールド通過地盤の上半部にある Ds2L 層（第二帯水層）に位置し、GL-5～6mである。また、シールド通過地盤の底部にある Ds3 層（第三帯水層）も、ほぼ同程度の被圧水頭となっている。

表 4-8-3-14　セグメント及びシールドマシンの諸元

セグメント	種別	平板形単線 RC セグメント
		単線ダクタイルセグメント
	外径	D0=7,300 mm
	幅	B=1,500 mm（1,200 mm）
	桁高	h=300 mm
	分割数	等 6 分割（等 7 分割）
	継ぎ手形式	インサートボルト形式
シールドマシン	種別	泥土圧シールド
	外径	φ7.45m
	カッターヘッド	スポークタイプ
	排土方式	土砂圧送方式
	裏込め注入法	同時注入方式
	シールドジャッキ	総 推 力：52,000kN
		伸張速度：50 mm/min
	カッタートルク	8,115kN・m

※（　）内はダクタイルセグメントの場合

(1) セグメント及びマシン

セグメント及びマシンの諸元を表 4-8-3-14 に示す。

(2) 本工区の特徴

① 単線並列で超近接トンネル

発進到達立坑及び回転立坑部において、トンネル間の最小離隔は 0.05D0 以下、発進到達立坑部の土被りは 1D0 以下となっている。

また、発進到達立坑から 250m間は建物の直下（土被り 7m～10m）となり、極めて厳しい施工条件となるため、地表面及び地中における地盤挙動の把握ならびに建物への影響を監視する目的で、層別沈下計、傾斜計、水盛式沈下計及び沈下板等の各種変位計測管理を行なった。

② トンネル周辺への影響（生活用水井戸への影響）

トンネル区間の周辺には生活用水としての井戸が多数点在している。事前調査によるとトンネルから 10m以内に 12 本、10～30m以内に 14 本の井戸が確認された。最もトンネルに近接した井戸は離隔がわずか 500 mmであり、シールド掘進に伴う影響が懸念されたため、観測井の設置や既設井戸の水位測定、水質分析管理を行なった。

③ 既設共同溝への近接

国道 408 号（学園西大通り）には茨城県の共同溝が埋設されており、トンネルはその直下でセグメントとの離隔が 3.97mとなっているため、地盤改良による事前防護と水盛式沈下計による挙動監視体制をとった。

(3) 超近接部での補強策

本トンネルの補強対策の決定にあたっては、過去の同種トンネルにおける補強実績とも比較する必要があるため、対策実績の調査を行なった。

調査結果から、本トンネルと同程度の併設トンネルの補強対策には、併設トンネル間地盤への薬液注入工、トンネル内の十字型支保工設置、セグメント本体の補強という 3 方法が行なわれていることがわかった。

並列トンネルの最小離隔の実績は京葉都心線西八丁堀トンネルで 400 mmであってトンネル内の十字型補強等の対策が実施されているが、本トンネルは最小離隔 294 mmであることから、今までにない超近接トンネルであり当然何らかの補強対策が必要と考えられた。

FEM 解析に基づくトンネルへの影響検討を行なった結果、超近接となる箇所以外の併設トンネル部ではすべて許容応力度以内に収まることが判った。しかし、先行トンネルによる地盤の乱れを FEM 解析より求め、その結果得られた塑性安全率による剛性低下を考慮した後行トンネ

ルへの影響について梁バネ解析を行なった結果では回転立坑部の地盤改良のほか、回転立坑から15mの区間においてはRCセグメントの補強が必要となった。

① セグメント及び回転立坑部での影響対策

RCセグメントの補強策としては、トンネル内に設ける十字型支保工ではUターン時におけるセグメントの運搬が不可能となるため、超近接施工に伴う地盤反力係数の低減を考慮した高耐久セグメントによる補強方法とした。

セグメントにはダクタイルセグメント、SRCセグメント、CPセグメント等について検討した結果、工程、経済性、施工実績等を考慮してダクタイルセグメントを採用した。

また、立坑前約11mの間はφ3,200㎜のSuper Jet-Midiによる地盤改良と二重管ストレーナー方式による薬液注入を行なった。

回転立坑部の防護工とダクタイルセグメント採用区間の詳細を図4-8-3-36に示す。

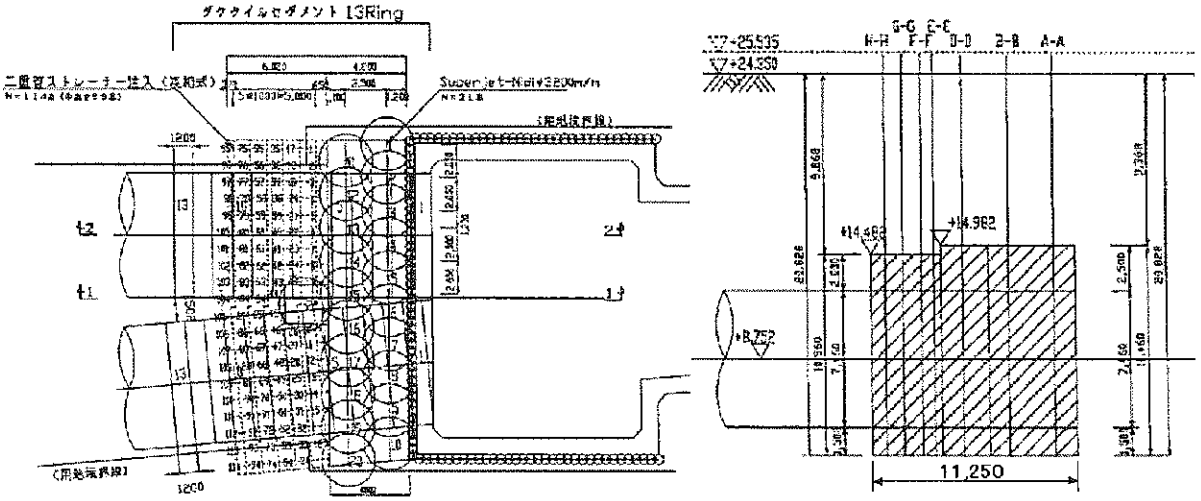


図4-8-3-36　ダクタイルセグメント採用区間の詳細

② 発進到達立坑部での影響対策

発進到達立坑部は回転立坑部と比べ、セグメントに対する上載荷重が小さいこと等から、検討の結果、地盤改良と計測管理を十分行なえば施工可能と判断した。

発進到達立坑部における地盤改良範囲を図4-8-3-37に示す。

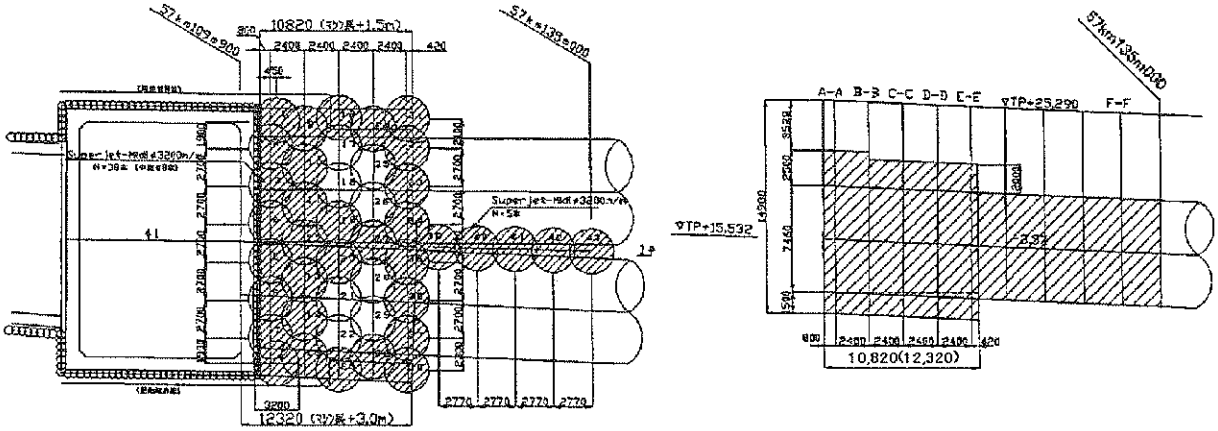


図4-8-3-37　発進到達立坑部の地盤改良範囲

(4) 計　測

本工事で実施した計測の内容は表 4-8-3-15 に示すとおりである。また、計測位置を図 4-8-3-38 に示す。

表 4-8-3-15　計測内容

計測項目	設置機器	位置		セグメントのタイプ	計測の最大値	管理基準値 一次管理値	管理基準値 二次管理値
セグメント応力	ひずみゲージ	回転側	58 km 008m	ダクタイル	σ=-3.1N/mm²	σ=176.0N/mm² (許容応力度の 80%)	σ=220.0N/mm² (許容応力度)
			57 km 999m	RC	σ=-19.8N/mm²	σ=176.0N/mm² (許容応力度の 80%)	σ=220.0N/mm² (許容応力度)
			57 km 979m	RC	σ=25.4N/mm²	σ=160.0N/mm² (許容応力度の 80%)	σ=200.0N/mm² (許容応力度)
		発進側	57 km 150m	RC	σ=32.2N/mm²	σ_{smax}=190.3N/mm²	σ=200.0N/mm² (許容応力度)
			57 km 125m	RC	σ=21.9N/mm²	σ_{smax}=174.3N/mm²	σ=200.0N/mm² (許容応力度)
			57 km 112m	RC	σ=43.2N/mm²	σ_{smax}=174.3N/mm²	σ=200.0N/mm² (許容応力度)
セグメントに作用する水圧、土圧	間隙水圧計及び土圧計	回転側	57 km 998m	ダクタイル	P_{max}=0.11MPa	管理基準値は特に設けない	
			57 km 979m	RC	P_{max}=0.09MPa		
		発進側	57 km 150m	RC	P_{max}=0.16MPa		
			57 km 125m	RC	P_{max}=0.18MPa		
トンネル内空変位	光波計計測	回転側	58 km 008m	ダクタイル	δ= 1.4 mm	—	δ_{max}= 25 mm
			57 km 998m	ダクタイル	δ= -2.0 mm	—	δ_{max}= 25 mm
			57 km 979m	RC	δ= -0.3 mm	—	δ_{max}= 9 mm
		発進側	57 km 150m	RC	δ= 1.1 mm	—	δ_{max}= 17 mm
			57 km 125m	RC	δ= 0.9 mm	—	δ_{max}= 16 mm
			57 km 112m	RC	δ= 1.7 mm	—	δ_{max}= 16 mm
		回転側	57 km 891m 計測位置 57 km 979m 計測位置		最大沈下量 δ=-2 mm 最大水平変位 δ=-2 mm(先行T施工時) δ= 2 mm(後行T施工時)	層別沈下計 絶対沈下量:-10 mm 傾斜計 地表面変位:-5 mm	
		発信側	57 km 125m 計測位置 57 km 135m 計測位置		最大沈下量 δ=-0.5 mm 最大水平変位 δ=2 mm (先行T施工時) ※後行T施工時は変化なし	層別沈下形 絶対沈下量:-10 mm 傾斜計 地表面変位:-5 mm	
既設共同溝の沈下	水盛式沈下計	回転側	57 km 967m (共同溝内)	RC	最大沈下量 δ=-0.5 mm	沈下量：-2 mm	沈下量：-3 mm

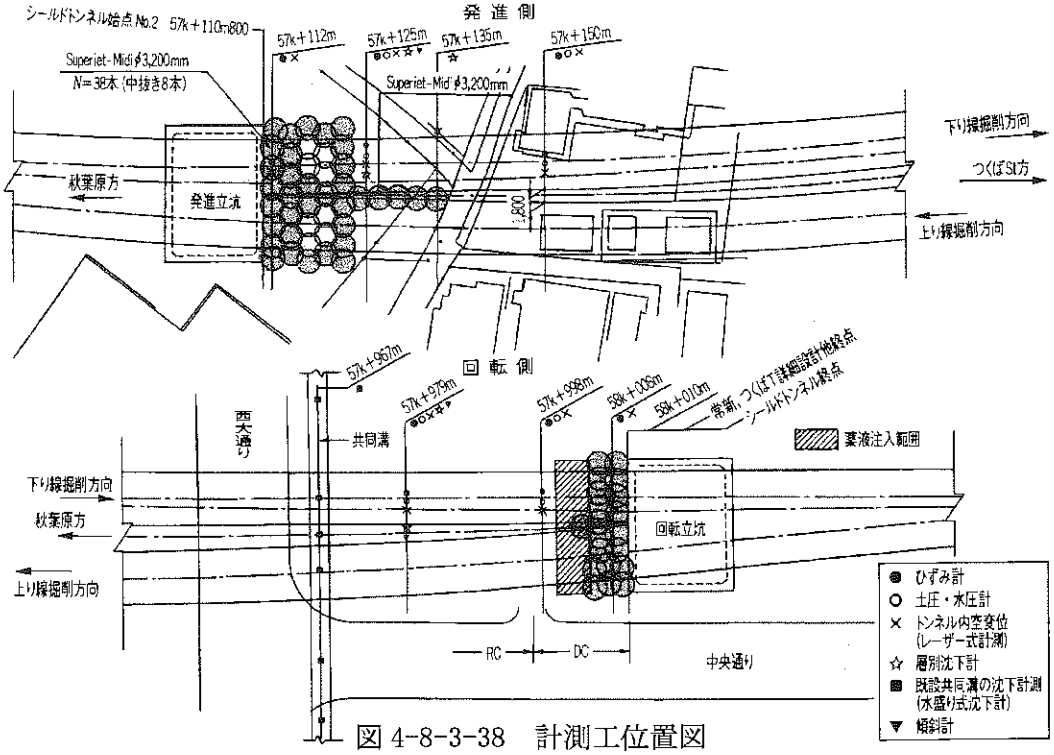


図 4-8-3-38　計測工位置図

① セグメントへの影響

セグメント離隔が346㎜である発進到達立坑部（57㎞112m）及び294㎜である回転立坑部（58㎞008m）においてセグメントの鉄筋及びセグメント本体にひずみ計を取り付けて計測を行なったが、セグメントに作用した応力はRCセグメント、ダクタイルセグメントとも設計値に対し2.0～24.8%と若干バラツキはあるものの、非常に小さな値を示し、問題となるような点は見あたらなかった。これは先行トンネルの防護工として地盤改良を行なったことが良好な結果を得た一因だと考えられる。

② トンネル内空変位計測

内空変位はトータルステーションにより、リアルタイムで1断面あたり8ポイントの計測を行なった。計測結果は、超近接となる発進到達立坑側57㎞112mで1.7㎜、回転立坑側58㎞008mで1.4㎜であり、顕著な変位は確認されなかった。この原因としては、計測断面が地盤改良範囲内にあり、地盤改良の効果があったことが考えられる。

なお、57㎞998mの地盤改良を行なっていない箇所の内空変位は、後行シールドによって押込まれる方向に最大2.0㎜の変位が確認されている。

③ 地盤変状

地盤沈下は表4-8-3-14に示した層別沈下計（合計4箇所）のほか道路及び許可を受けた民地上にマーキング、釘、沈下板を設置しレベル測量を行なった。その最大値は回転立坑側の57㎞979mの位置で2㎜であり、シールドマシン通過時に発生している。また、発進到達立坑側の57㎞125mの位置でシールドマシン通過時に0.5㎜の沈下を計測している。

傾斜計による計測結果は、回転立坑側の57㎞979mの位置で先行・後行シールドともシールドマシン通過時にトンネル外側に最大2.0㎜のはらみだしがあった。変位はマシンのテールが通過した時点で生じていることから、主として裏込め注入圧の影響を受けたものと考えられる。発進到達立坑側の57㎞125mの位置では傾斜計の設置を先行シールドの外方（表4-8-3-14計測内容参照）に設置した関係で、先行シールド通過時に2.0㎜外側にはらみだしが計測された。後行シールド通過時は傾斜計が先行シールドの外側であったこともあり影響はほとんどなかった。

④ 共同溝

水盛式自動沈下計による計測結果ではシールド通過時に最大0.5㎜の沈下があったが、構造物にクラック等の発生はなかった。このことは施工管理が適切であったこと、及び事前に行なった地盤改良が良好な防護効果を示したものと考えられる。

(5) 掘進管理

掘進における基本的な制御方式は、掘進速度を一定としスクリューコンベアーの回転数による排土量の調節を行なうことにより地盤変状を生じさせない所定の設定値に切羽土圧を保つ排土量制御方式を採用した。

① 切羽管理土圧

a) 管理土圧の設定

切羽管理土圧は土被りが小さいことから「(主働土圧＋静止土圧) /2＋水圧＋変動圧 0.02MPa」とした。

これは主働土圧では地表面沈下が大きくなり建物等への影響が懸念されたこと、また静止土圧では泥土圧シールドのトラブル原因のひとつであるチャンバー内の圧密による閉塞の恐れがあったためである。

b) 測定頻度

チャンバー内における土圧分布をリアルタイムで監視し、隔壁に取り付けた土圧計で圧力を測定し慎重に掘進した。

c) 管理範囲

管理範囲は「設定圧力±0.02MPa」(S.L位置の土圧計) とした。

d) 管理結果

良好な管理を行なうことができた。

② 排土量管理

排土量の管理は電磁流量計、γ線密度計を用いて行なった。管理値は過去10リングの平均値と比較し±5%としたが、おおむね管理値内の測定結果となった。

なお、実排土量 (電磁流量計値－添加材注入量) は1リングあたり52.03 m^3であり、理論排土量 (1リングあたり65.4 m^3) に対し79.5%となった。これは注入した添加材が地山に吸収されるとともに掘削土が収縮したものと考えられる。

③ 添加材の選定と注入

事前の配合試験 (粘度測定、スランプ試験、ブリージング試験、加圧脱水量測定) の結果、パルプを主原料としたセルロース系水溶性高分子材KTゲルを選定した。

水との配合は15 kg/m^3とし、地山への添加材注入率は30%を基本とした。添加率は排土のスランプや排土圧送ポンプの圧力により調整した。なお、注入結果は平均31.4%であった。

④ 裏込め注入管理

シールドマシンには同時裏込注入装置を2箇所設置し、テールボイドを早期に充填するよう心がけた。裏込注入率は130%、注入圧は設定土圧＋0.18MPaとし、基本的な管理は圧力管理としたが、注入量がテールボイド量の130%に達しない場合は注入圧をあげ130%に達するまで注入を行なった。なお、最大裏込注入圧は0.43MPaであった。

⑤ 滑材注入管理

滑材は掘進中のシールドマシンと地山のフリクションカット及び沈下の抑制を目的として注入を行なった。滑材注入を一次停止し、その効果を検証するチェックも行なったがシールドの推力、カッタートルク及び地表面沈下には明確な差は認められなかった。

(4) その他の管理項目とその結果

① 線形管理

トータルステーションを使用し、掘進中1分ごとに自動計測を行ないリアルタイムで誤差の修正に努めた。また、片番につき一回は手動測量によりチェックを行なった。基線測量にはジャイロも併用した。誤差は水平、鉛直とも最大40㎜程度であった。

② 周辺家屋への影響

土被り7mの木造家屋での水盛式自動沈下計の計測結果は−3.5㎜であった。また、鉄筋コンクリート3階建のマンションでも同様な結果となった。

③ 近接井戸への影響

観測井や既設井戸の水位観測、水質検査の結果、影響はなかった。

第9章　地下トンネルの防振対策

第1節　概　要

千葉県の環境影響評価書における供用時の鉄道振動レベルの評価基準値は、「65dB以下とすることを目標とする。」と定められている。この評価基準値は、他の関係都県も同じ値である。この評価基準値は気象庁の震度階の震度1に相当し、この範囲内であれば、住民の日常生活に大きな支障はないものと想定し、評価基準値を65dBと定めたものである。

地下トンネル部の振動予測には、帝都高速度交通営団の予測式が採用され、トンネル中心から10mの位置で予測・評価されている。

南流山トンネルは、21㎞745m付近の北千葉広域水道企業団の導水管(φ2400㎜)がトンネル下部で交差し、21㎞758m付近の神明堀がトンネル上部で交差する縦断線形のため、起点方民地部の土被りは2m50〜3m30程度と薄く、終点方の流山市道106号線地下部でも土被りは3.2m〜9.9m程度である。更に導水管交差部は、ボックストンネルの下床版を0.45mまで縮小し、ボックスと導水管の離隔を0.38m確保する厳しい設計となっている。

また、鉄道構造物に近接した位置にある建物などを考慮し、21㎞580m23〜21㎞733m98 L=153m75 間に臨海二期線で採用したコイルばね防振軌道（コイルばね式フローティングスラブ）を設置し、防振対策を行なうこととした。

首都圏新都市鉄道との防振対策協議において地下部については、開業後の防振対策が困難であるため、環境影響評価書の評価基準値である65dBにこだわらず防振対策の実施要請があり、全線の地下部で検討することとなった。

南流山トンネルの市街地では、流山指導106号線地下を通過する区間があり、道路幅員が狭く、埋設物の関係で一部民地に地上権を設定する箇所があった。

この区間の用地境界での振動値を環境影響評価書の予測式で算出すると評価基準値の65dB以下となるが、土被りの薄い21㎞755m01〜21㎞894m99 L=139m98 間については、コイルばね防振軌道で防振対策を実施した。図4-9-1-1〜2に位置平面及び軌道平面を示す。

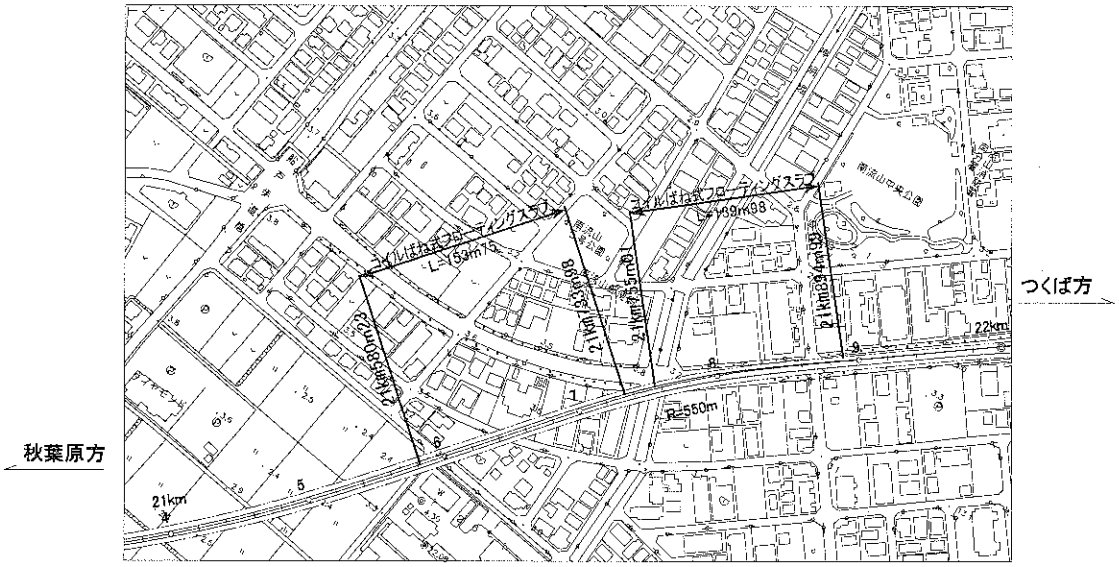


図 4-9-1-1　南流山トンネル防振対策位置平面図

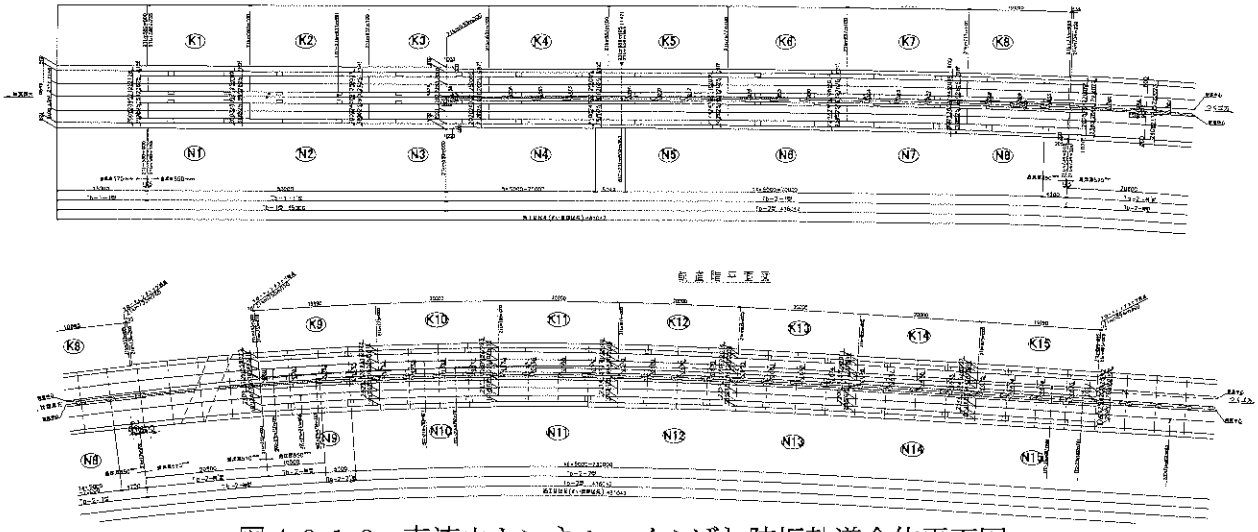


図 4-9-1-2　南流山トンネルコイルばね防振軌道全体平面図

会社の要望を踏まえ検討の結果、全線で表 4-9-1-1 に示す箇所にコイルばね防振軌道の施行を行なった。

コイルばね防振軌道の施行区間の内、南流山トンネルにおける設計・施行について概要を記載する。

表 4-9-1-1　コイルばね防振軌道施行区間

位　置	トンネル名	延　長
9 km 169m82 ～9 km 420m	西綾瀬トンネル	L=250m18
14 km 380m ～14 km 450m	大曽根トンネル	L= 70m00
21 km 580m23 ～21 km 733m98	南流山トンネル	L=153m75
21 km 755m01 ～21 km 894m99	南流山トンネル	L=139m98
合 計		L=613m91

第２節　コイルばね防振軌道

1. 全工法の選択

スラブ桁式防振軌道(フローティングスラブ)は、旧国鉄の東海道貨物別線のトンネルで 30 数年前に採用されたゴム沓方式が最初で、その後、コイルばね方式が開発された。コイルばね方式にはみなとみらい 21 線で採用された桁の沓と同様な方式と、つくばエクスプレスに採用したコンクリート内にハウジング（内部にばねを収納）という筒を埋め込む方式がある（図 4-9-2-1)。

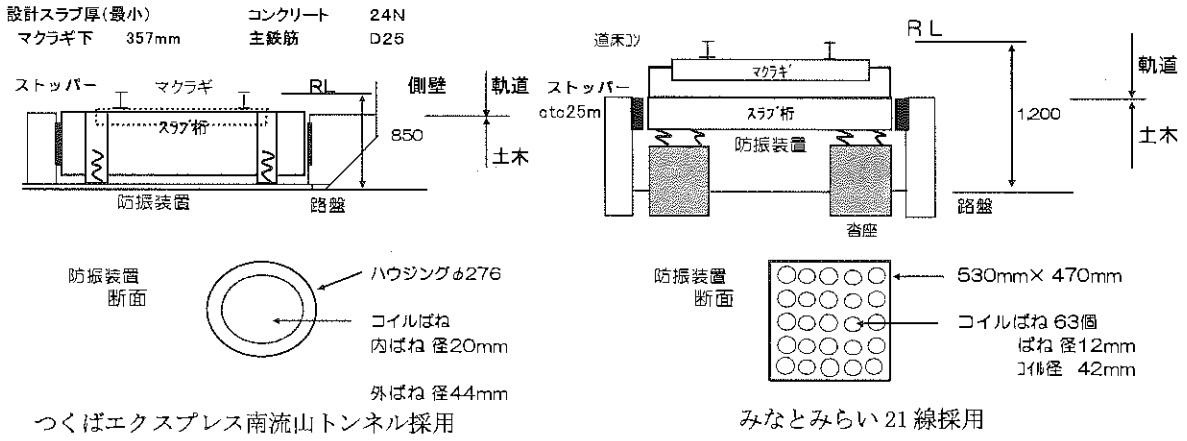


図 4-9-2-1　コイルばね防振軌道の例

当路線で採用したコイルばね方式は、ドイツの GERB 社の特許である。

コイルばねの特徴としては、ばね鋼を材料として用いているので、ゴム支承に比較して、①鉛直方向に柔らかくでき、高い防振効果が得られる。②JIS 規格で定式化されているようにばね特性が明らかであり、安定している。③水平剛性が高く、列車走行時や中小地震時の横変形が小さく抑えられる。更に支持支承を軌道スラブに埋め込んでいるので、①軌道スラブの上からばねを設置・調整できる。②スラブ下空間を小さくできる。③軌道スラブの高さ調節が使用開始後も可能である。④点検・整備・交換が容易にできる。等があげられている。

当該方式は、く体スラブの中にばねを収めたハウジングという筒を埋め込むため下型枠が不要で、トンネル下床版上で構築しスラブをばねの力で持ち上げ浮かすことにより、防振対策を行なうものである。

従来のゴム支承方式は下型枠が必要で撤去が困難

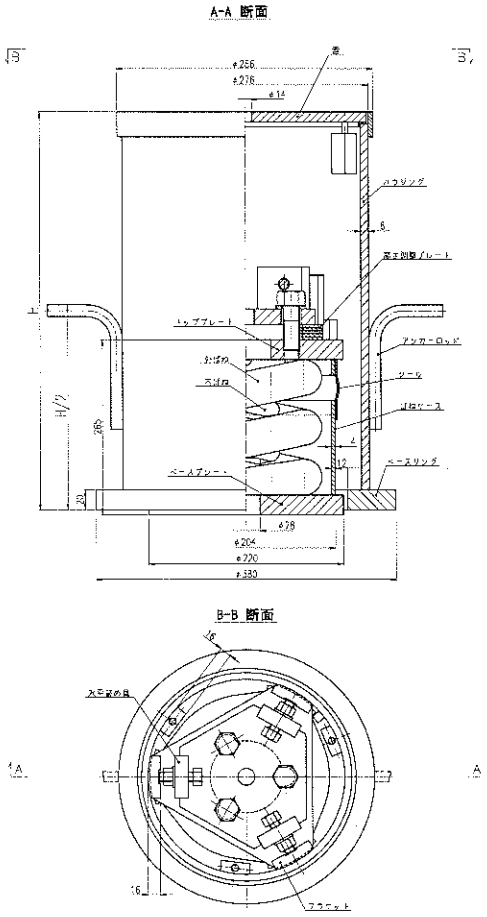


図 4-9-2-2　コイルばね詳細図

なため、中壁のある Box 断面では施工が困難であった。今回採用したコイルばね方式は、RL～下床版上までの深さが沓方式より有利であり、下型枠が不要であるため 2Box 断面でも施工が可能であった。日本国内の実績は、臨海副都心線二期線で施工されている。

防振軌道の設置が決定した時点の工事の進捗は、西綾瀬トンネル、大曽根トンネルでは構造物が施工されており、南流山トンネルの一部は連続土留壁が施工済みであった。このように設計・施工条件が限られる中で構造物への影響が比較的少ないコイルばね防振軌道を選定した。

なお、コイルばね防振軌道の防振効果は、振動加速度レベルで 20dB と言われている。

2. コイルばね防振軌道の設計

コイルばね防振軌道の設計は、特別な設計ではなく「鉄道構造物設計標準・同解説コンクリート構造物編」で対応し、一部衝撃係数の考え方は設計技術室の指導を受けた。

更に隣接する軌道構造との接続部における走行安全性の検討は、臨海二期線で鉄道総合技術研究所(鉄道総研)により走行安全性の検討が行なわれていたため、当該箇所の設計はコンサルに外注し同様な方法で検討し、その成果物については鉄道総研に審査を委託した。

設計に当って、桁構造は単線とし、当該区間には R=1,100m と R=550m の曲線区間があり、曲線区間のカントは、軌道の路盤コンクリートがないため、スラブ桁で対応することとし、防振効果が高いとされている列車重量と桁重量が同程度となることを基本とし、桁厚を調整した。

この結果、桁長は標準を L=20m とし、延長の割付は両端部の桁で調整することとした。桁厚は直線区間で 536 mm(下面～上面)とし、曲線区間はカントと平行に上面を設定した。スラブ版の設計は、まくらぎ部の箱抜き下面から下端を有効断面(357 mm)とした。これに伴い本体構造のレール面高から下床版上面までの寸法を弾性直結軌道の 570 mmから 850 mmに変更し、本体構造を設計変更した。

コイルばねの配置は、軌道のまくらぎ配置から基本的な配置間隔を 1,250 mmとし、端部の一定区間は隣接する軌道構造とのばね比をできるだけ小さくするため、まくらぎ配置と同じ 625 mmとした。更に接続部ではスラブ端部下端に樹脂注入を行ない、ばね性能を高める対策を行なっている。

桁の移動防止対策として、延長方向はコイルばね部にアンカーを設置し、これにより抵抗させ、水平方向は安全のため 2 箇所/連、左右にストッパーを設置した。

走行安全性については、コイルばね防振軌道の前後軌道との接続部における列車走行時の安全性を検討した。列車走行時の安全性評価の考え方としては、「鉄道構造物設計標準・同解説コンクリート構造物」の第 7 章「使用限界状態に関する検討」の中で「変位・変形等」が列車の走行安全性にかかわる部分を適用した。列車荷重により生ずる変位・変形量の制限値が橋りょうの桁のたわみ量として定められており、半正弦波形状のたわみ曲線上を半車体モデルが走行する場合の動的計算を行ない、車両の走行安全性と乗り心地の両面から検討した。

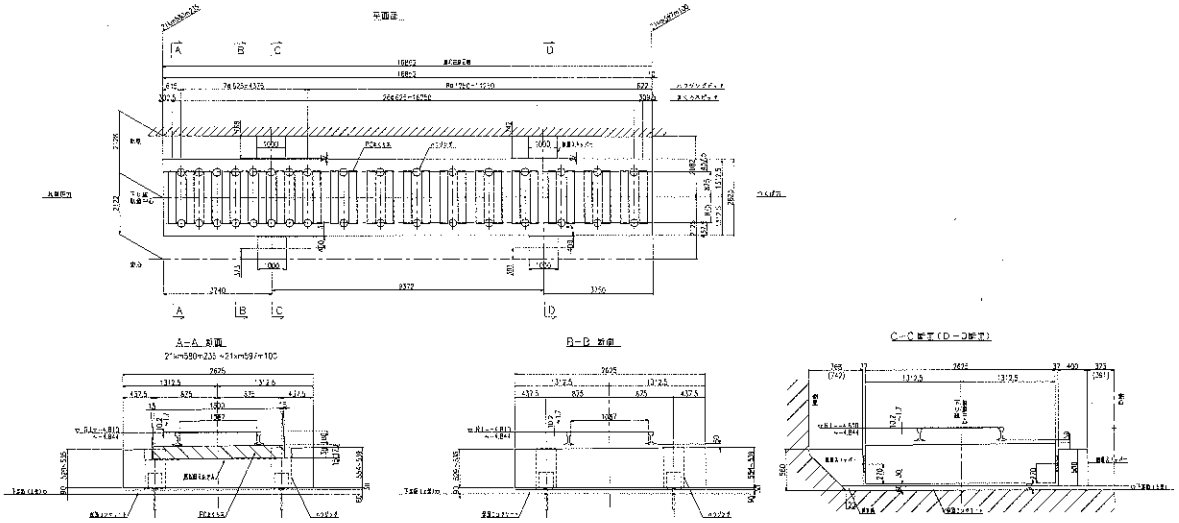


図 4-9-2-3　コイルばね防振軌道一般図

コイルばね防振軌道では、スラブのたわみ形状とレールのたわみ形状が一致しないため、乗り心地と走行安全性の評価は、安全側のレールのたわみ量を用いて評価している。たわみ量の制限値、軌道面の不動変位量の制限値は、表 4-9-2-1～2 のとおりである。また、隣接軌道の支持弾性遷移区間に対する検討として、表 4-9-2-3 に示す評価基準に基づき評価している。

コイルばね防振軌道は、「フローティングスラブ」と呼ばれる構造物の範疇に入っている。この構造では隣接する区間の軌道路盤との目違いを限度値に収めるのは事実上困難である。この目違いの大きさをカバーするために隣接軌道構造の支持弾性を可能な限り小さくし、コイルばね防振軌道側は、始終端部のばねを増やす等して、隣接軌道との軌道ばね係数比を小さくする対策が必要となる。当該区間の接続部は弾性直結軌道であり、比較的ばね値が小さいため対策が容易であった。

表 4-9-2-1　たわみ量の制限値

電車荷重	スパン L　(m)	0<L≦20
	2 連以上連続する場合、 130<最高速度 V (km/h) ≦160	L/1300

表 4-9-2-2　軌道面の不動変位量の制限値

変位の方向	目違い㎜	角折れ平行移動 1/1000	角折れ折れ込み 1/1000
鉛　直	2	5	6.5
水　平	2	3	3.5

表 4-9-2-3　支持弾性遷移区間における評価基準値

評価項目	評価基準値
車体上下振動加速度	1.3m／s^2
輪重変動率	0.13
レール応力	128MPa
負のレール圧力	レール締結装置の締結力の 70%以下

解析は鉛直方向と水平方向で行ない、鉛直方向は鉛直各部の変位・応力を求めるため、2 次元梁ばねモデルによる静的解析を行なっている。レールとスラブには梁要素を、軌道パッド・コイルばね・防振まくらぎにはばね要素を用い、載荷荷重は M-16 を載荷、標準の衝撃係数は単純桁のものでありコイルばね防振軌道の桁にはなじまないため、安全を考慮して最大値の 0.45(使用限界状態)とした。

水平方向は、軌道スラブをシェル要素、コイルばねをばね要素とし、解析モデルは、スラブ 1 スパン単独とした。水平方向の荷重については、使用状態を考慮し、遠心荷重を載荷した。

解析の結果、軌道面の鉛直・水平方向の角折れ、レール応力、輪重変動率は、制限値の範囲

内となっている。負のレール圧力は、始終点部の弾性直結軌道接続部において、最大 13.43kN となり、標準の PR クリップの制限値(4.3kN)を超えるため、当該部分には e クリップ(制限値 17.5kN)を使用することとした。

3. 施　工

(1) 施工手順・分担

コイルばね防振軌道のトンネル内における施工フローを図 4-9-2-4 に示す。

鉄道・運輸機構における施工区分は、まくらぎ及びレールを軌道施工、コイルばね防振軌道の本体の設計・施工は土木において行なった。

なお、軌道中心線測量は、軌道により実施し、これに基づき土木が施工した。

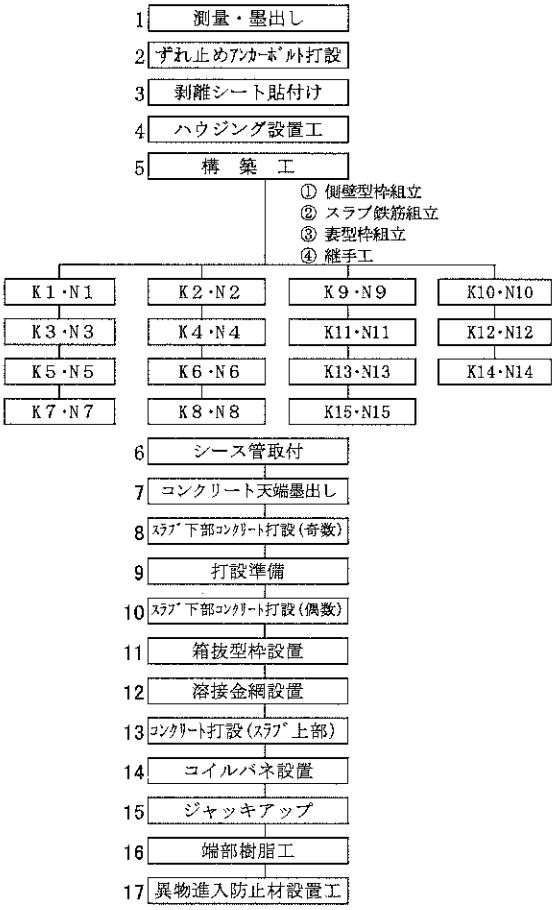


図 4-9-2-4　施工フロー

(2) 作業内容

① 測量・墨だし

測量作業は、軌道まくらぎが直接乗るため軌道中心の設定が重要な作業となる。当該工事では、隣接工事とあわせ軌道中心線測量を軌道測量会社により実施し、軌道中心線を設定した。

現況の床版面高さを測量し、ハウジング設置位置の平坦度の確認を行なった。

床版面高さは、本体下床版施工の段階にコイルばね防振軌道の施工を考慮し、仕上高さと平坦性を丁寧に施工したため、高さと平坦性では問題になる箇所は少なかった。この段階で必要な全ての位置出しを行なった。

② ずれ止めアンカーボルトの施工

ストッパー用のアンカーボルトを施工し、各コイルばねをセットしコイルばねとアンカーにより、レール方向と水平方向のストッパーとしている。

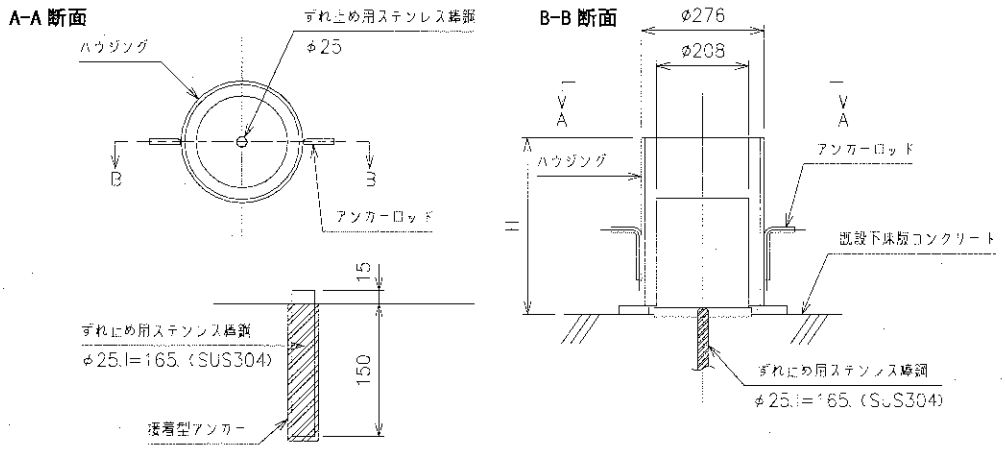


図 4-9-2-5　コイルばね装置ずれ止め詳細図

③ 剥離シート貼付け

アンカー打込み後、く体底版とコイルばね防振軌道の縁を切るために、全面に剥離シートを敷き込む。このシートが下型枠の代替となり、施工性及び工程短縮が図られた。この工法の特徴のひとつである。

④ ハウジング設置工

当該区間は大多数が曲線区間に入っておりカントが付くため、スラブ版の上面はカントと平行に施行する。このため、コイルばねを収納するハウジングは、施工位置により長さが異なる。(コイルばねは同じ)

したがって、ハウジングの製作は注文制作となる。更にドイツの会社の特許であるため、日本の代理店を通じてドイツに発注したが、入荷までに6ヶ月程度を要した。納入に当っては、タイプ別に分類した製品をパレットに積み、資材置き場に搬入する。そのパレットがどのタイプのものか分かる様にパレットに番号を付け、平面図に記載し、坑内に搬入するときは平面図を見て必要なパレットを搬入する方法をとった。個別のハウジングには、タイプが分かるようにマジックによりマーキングし、誤使用を防止した。

ハウジングを設置するため、剥離シートをハウジングの位置でカットし、テンプレートを使用してハウジングを設置した。底版コンクリートとハウジングの間には、異物が入らないようシリコンペーストを使用した。

設置の際にガタツキがないか確認し、ある場合には底版を削り平坦性を確保した。

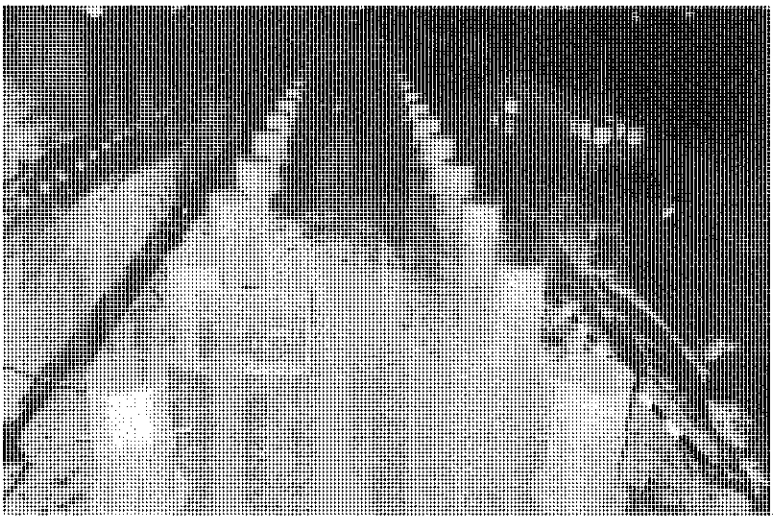
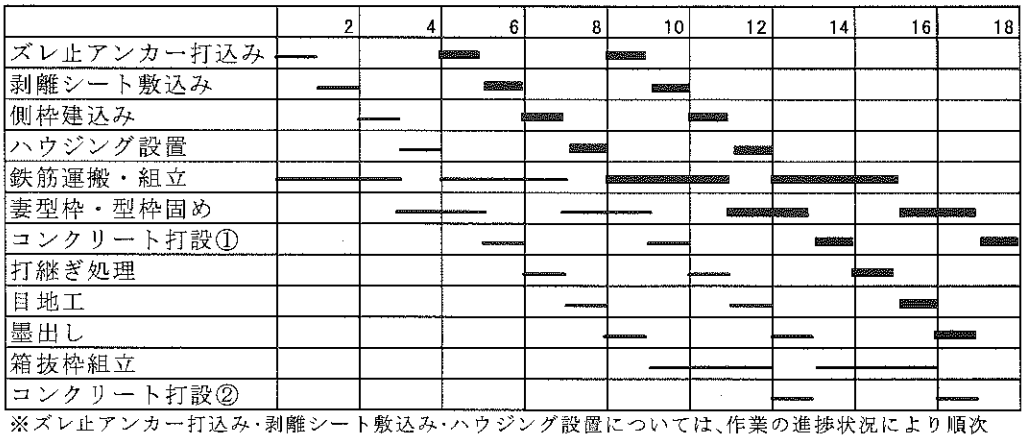


写真 4-9-2-1　ハウジング据付状況

⑤ 構築工

コイルばね防振軌道構築工のサイクルタイムを表9-4-5に示す。

表 4-9-2-4　コイルばね防振軌道構築工のサイクルタイム



※ズレ止アンカー打込み・剥離シート敷込み・ハウジング設置については、作業の進捗状況により順次先行し施工する。

ア、側面型枠建込

く体底版コンクリートとコイルばね防振軌道の縁を切るため、剥離シートを下型枠替りに型枠建込み前に敷込み、その後にスラブ側面型枠及び妻型枠を順次建込む

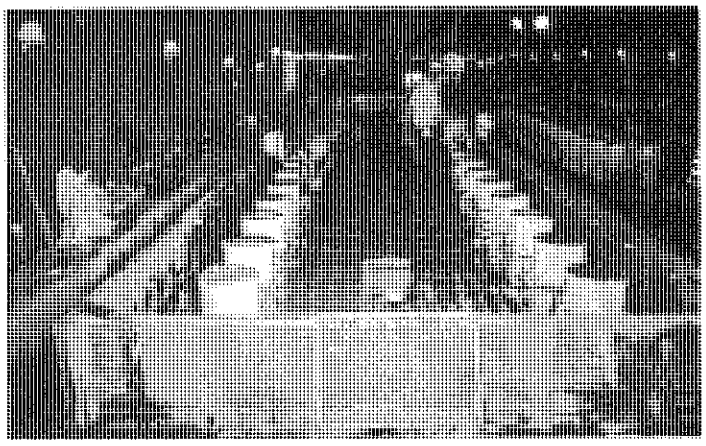


写真 4-9-2-2　側面型枠組立・鉄筋組立状況

イ、スラブ鉄筋組立

1ブロック当りの鉄筋量は約5tである。鉄筋の継ぎ手は重ね継ぎ手で施工した。なお、主鉄筋は D25 で配筋されている。スラブ版を薄くすると鉄筋径が上がり、機械継ぎ手になり、配置が密なため配筋作業が困難となる。

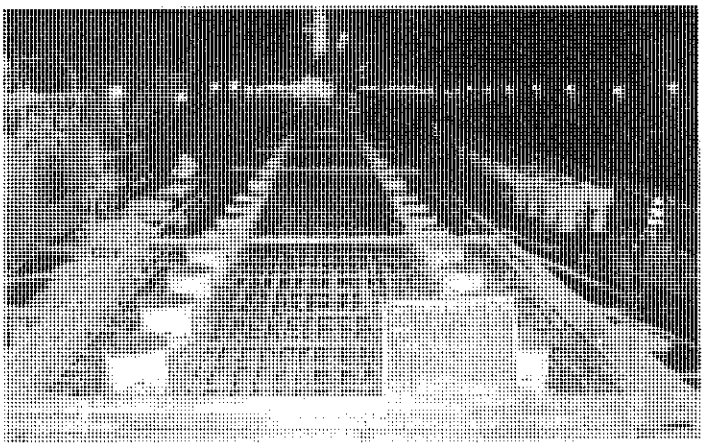


写真 4-9-2-3　スラブ鉄筋組立状況

ウ、妻型枠組立、継手工

先行ブロックの鉄筋組立後、妻型枠、その後に目地部にスリップバーを設置した。また、コンクリート打設後にエラスタイト、特殊目地材を設置した。

エ、コンクリート打設

コンクリート打設は、全ブロック鉄筋組立完了後、奇数ブロックと偶数ブロックの 2 回に分けてコンクリートを打設した。打設方法は、地上から配管を行ない、ポンプ車により行なった。

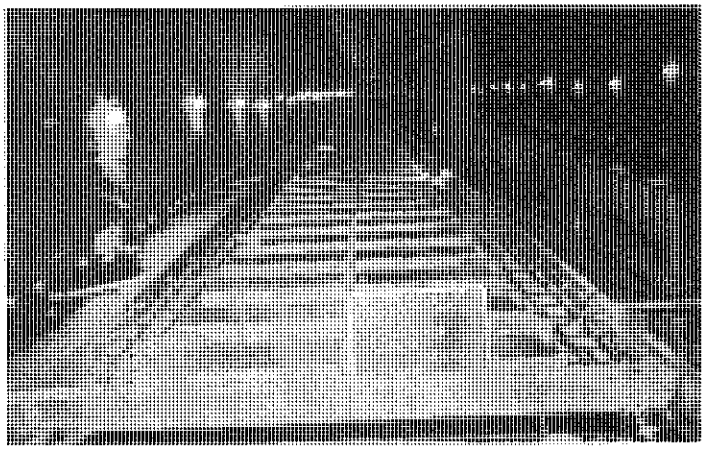


写真 4-9-2-4　まくらぎ箱抜き型枠状況

コンクリートは、まくらぎ箱抜きの下と上の2回打設とした。下部打設後にまくらぎ部の箱抜きを行ない、溶接金網を上部コンクリート内に設置し、坑外からポンプ車により上部のコンクリート打設を行なった。

オ、コイルバネの設置

スラブコンクリート打設完了後、セットしたハウジング内にコイルばね装置（スプリングユニット）を専用治具を使用して設置した。

カ、ジャッキアップ

各ばねユニットをそれぞれジャッキアップすることにより、ばねユニットと一体であるスラブをジャッキアップさせた。

ジャッキアップは、K1～K8・K9～K15・N1～N8・N9～N15の4スラブをコンクリート養生完了後、始点から終点に向かい各ユニットを1回目6㎜、2回目8㎜、3回目8㎜、4回目8㎜、計30㎜を目安に全体を4回に分け、順次ジャッキアップした。

ジャッキアップに当り、スラブ上に測定用のポイントを定め、その部分のレベル測定を行ない、高さ調整を行なった。

ジャッキアップ完了後は、蓋をセットし、ボルト締めにより密封した。

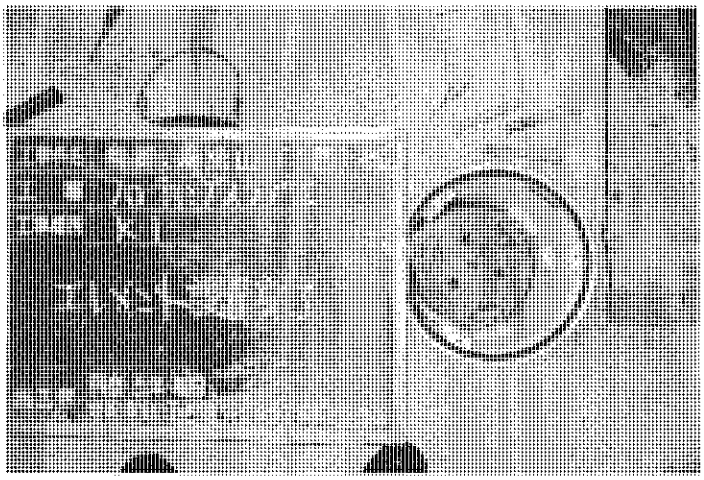


写真4-9-2-5　コイルばね設置状況

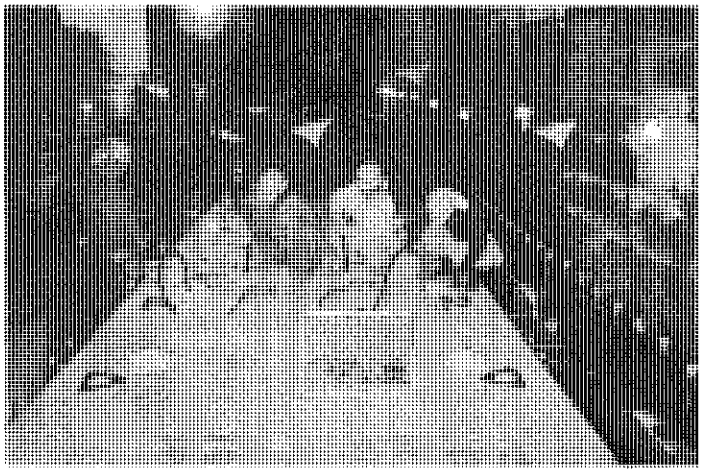


写真4-9-2-6　ジャッキアップ状況

キ、端部樹脂工

端部の隣接する軌道構造とのばね値の比率を小さくするため、スラブ端部の下面と下床版との間の隙間にゴム系樹脂を注入して、端部にばねを持たせた。

ク、異物進入防止材設置

スラブ下面と床版との空間は、設計で30㎜となっている。このため、この空間に異物が入り振動伝達が起こる可能性があるため、ゴム製の異物侵入防止材を設置した。

ケ、横方向ストッパー

スラブの横揺れ防止を目的とし、1ブロックに4箇所(片側2箇所)ストッパーを設置した。スラブとストッパーの接触面には、ゴムを設置し振動伝達を抑える構造となっている。

4. 防振対策の効果

列車走行後に試運転列車の振動検証測定を鉄道総研が実施した。その結果、コイルばね防振軌道部の地盤振動は、弾性まくらぎ直結軌道部に対し大幅に低減した。

第10章　守谷車両基地造成

第1節　概　要

守谷車両基地は秋葉原起点40 km 050m付近で本線から入出区線で分岐し、守谷駅からほぼ真北約2.0 kmに位置する。基地は守谷市と谷和原村にまたがっており、周辺部は利根川、鬼怒川及び小貝川に挟まれた標高10m程度の超軟弱な地盤となっている。

基地の周辺には常総ニュータウンの他、パークシティー守谷、守谷駅周辺地区、守谷東の区画整理事業地区等が整備あるいは展開中であり、常磐自動車道以西には守谷市工業団地の開発が進行している。

守谷車両基地の建設に際しては、周辺の既存市街地や農地等に対する環境面に配慮した基地であることの他、計画面で基地関連施設との整合性を図り、関東鉄道常総線とつくばエクスプレス（常磐新線）とが交差する場所にふさわしい計画となることが求められた。図 4-10-1-1に守谷車両基地の位置を、写真4-10-1-1に着手前の現況を示す。

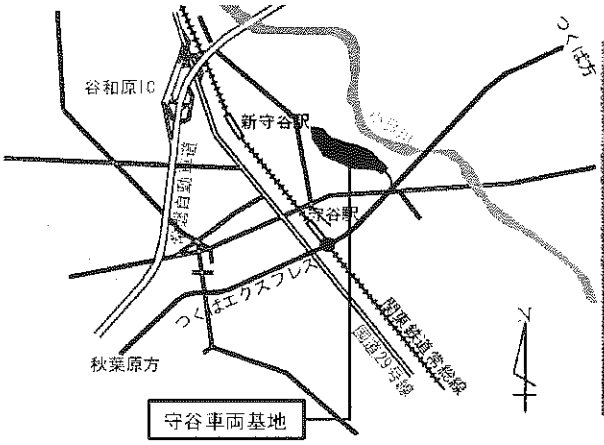


図4-10-1-1　守谷車両基地位置図

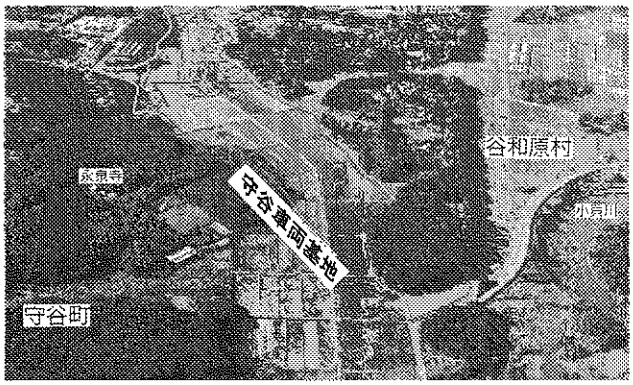


写真4-10-1-1　守谷車両基地付近地形

1. 位置選定

本路線は他の路線との乗り入れが計画されていないため、守谷車両基地を唯一の車両基地とし、工場も併設した計画とした。基地の選定・配置に当たっては、列車の運行計画・電化方式・立地条件等を勘案して決定した。

(1) 列車運行計画上の有利性

守谷駅は関東鉄道常総線からの乗り換え客や駅周辺の宅地開発に伴った相当数の利用客が見込まれているが、守谷駅以北の利用客は極端に減少すると予測されており、列車運行計画上、守谷駅周辺地区に車両基地を設置することが最も効果的であると判断された。

(2) 電化方式上の有利性

茨城県柿岡にある地磁気観測所への影響を排除するため、柿岡から半径35 kmの範囲内は直流電化ができないことになっている。この境界が守谷駅から約3 km北側の地点となっていることから、秋葉原～守谷間を直流電化、守谷～つくば間は交流電化として計画されている。このため、列車の運行数の多い秋葉原～守谷間の直流電車の配置上有利である。

(3) 立地条件への適合

① 守谷駅の至近距離にあるため入出区線の延長が適度であるとともに一般的な構造物で構築することが可能である。

② 地域の将来土地利用計画及び地域開発計画との整合性がとれており、また 15～20ha におよぶ基地面積の確保が可能である。

③ 東京電力の高圧送電線が近傍を通過しており、変電所への受電が容易である。

2. 車両基地造成に伴う課題と対策

車両基地造成に伴う大量の盛土工事等によって、周辺環境に与える影響が種々懸念された。特に基地の現況地盤は標高 10m前後の谷地に形成された水田地帯であり、また水田の周辺には宅地も存在することから、基地建設にあたっては排水条件等を考慮するなど、周辺環境の確保や盛土に際しての地盤沈下に対する十分な配慮が求められた。

(1) 小貝排水路の付替え及び調整池の造成

車両基地のほぼ中央を小貝排水路が縦断しており、この機能を確保する必要があった。対応策として基地の外側に切り回すことになったが、基地の下流域で計画されている湛水防除事業の完了時及び基地周辺の面的整備時の状況変化に応じた断面とする調整が求められた。

車両基地の雨水は小貝排水路に排水することとなるが、基地造成に伴う流出量の増加は基地内で処理する必要があり、専用の調整池を設けることになった。この際、将来的な基地周辺地区開発計画の完成時にも、合理的に雨水処理が行なえる計画とした。

① 小貝排水路

小貝排水路の付替えルートは、基地北東側に切り替え、基地南側で基地内を横断したうえで、現水路に接続させることとした。水路幅は基地整備時及び周辺地域の将来的な整備計画を考慮して 15mとした。なお、岸高は、基地整備時は川底から 2.1m、将来的には 3.4mが必要と算定されている。図 4-10-1-2 に排水路の断面を、写真 4-10-1-2 に付替え後の排水路の状況を示す。

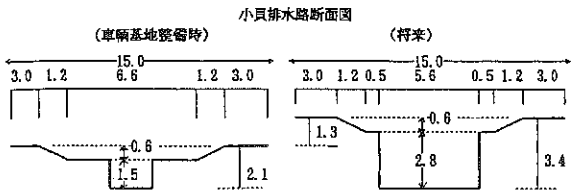


図 4-10-1-2　小貝排水路断面図

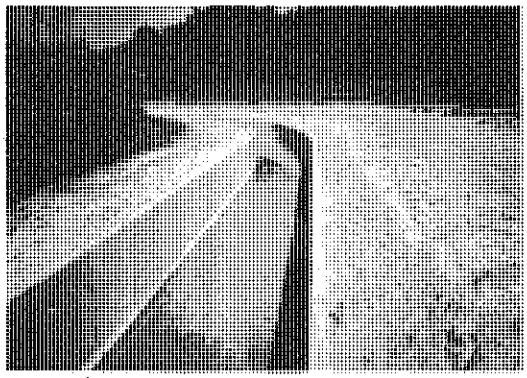


写真 4-10-1-2　小貝排水路付替後

② 調整池

車両基地造成による雨水流出量の増加を基地調整池で処理するため、現況水路の排水能力を考慮し、調整池の容量は 4 万㎥とした。

また、堤体の安全性を考慮すると調整池の有効面積が不足するため、水深を 3.2m以上とし、必要な容量を確保することとした。図 4-10-1-3 に調整池の概要図を、写真 4-10-1-3 に完成後の状況を示す。

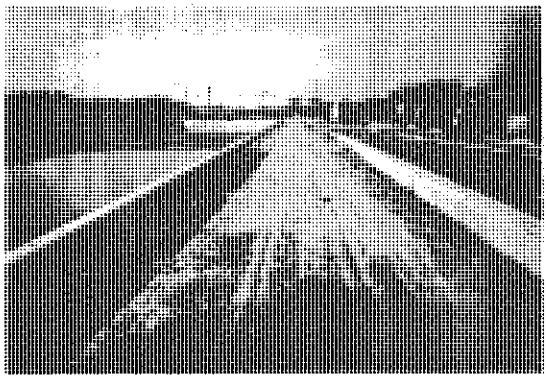


写真 4-10-1-3　調整池完成後

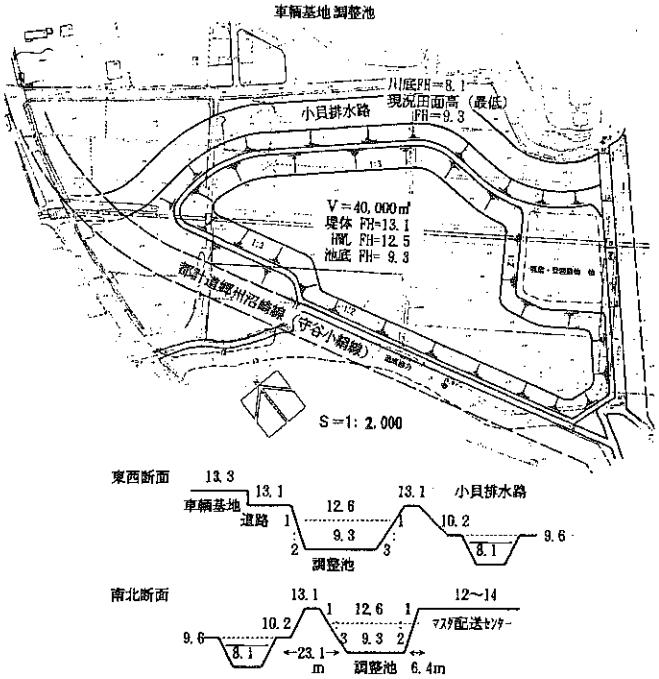


図 4-10-1-3　車両基地調整池

(2) 農用地改編の調整

車両基地計画は、その大半が農用地であったことから、計画に際して、農用地の改編に関する調整を関係機関等と行なった。農用地の面積は約 17ha であり、買収及び関連協議の相手先は地権者のほか、守谷市、谷和原村、土地改良区であった。

主たる協議項目としては、基地造成に伴う農用地から事業用地への転換、道水路の付替え及び環境整備等であった。

(3) 緑地帯の確保

車両基地内には 2.2ha の地域森林計画対象の民有林が存在していたため、森林法に定める規定（開発許可基準）に基づき、基地内に約 25%以上の森林を確保することが義務付けられた。

このため、基地内外縁部に植林等による緑地帯を確保することとした。

(4) 高圧鉄塔の嵩上げ

車両基地内のほぼ中央付近を東京電力の高圧送電線（東電鹿島線・27.5 万 V）がやや斜に横断しており、基地中央部の西端に鉄塔 1 基が存在していた。

調査の結果、現地盤高と高圧送電線との離隔は 15.2mであった。一方、盛土の計画高は 13.5m以上となるため基地造成後の電車線（架空線等）との必要離隔 4.64m以上の確保が困難であることが判明したため、高圧送電線の嵩上げをすることとし、東京電力に工事を委託することとした。図 4-10-1-4 に位置関係を示す。

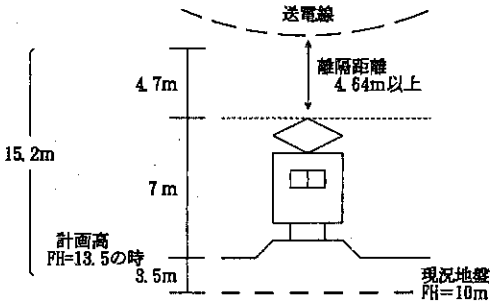


図 4-10-1-4　高圧送電線

第２節　造成工事

1. 工事概要

車両基地は造成面積 19 万㎡であり、主な工事内容は切取約 37,000 ㎥、盛土（高さ=4～5m）

376,000 m³、地盤改良杭（φ=1.0m）65,000本、ペーパードレーン355,000mである。

本体工事は平成7年3月に着手し、平成17年11月にしゅん功したが、その間約10年8ヶ月を要した。写真4-10-2-1に盛土施工前の状況を示す

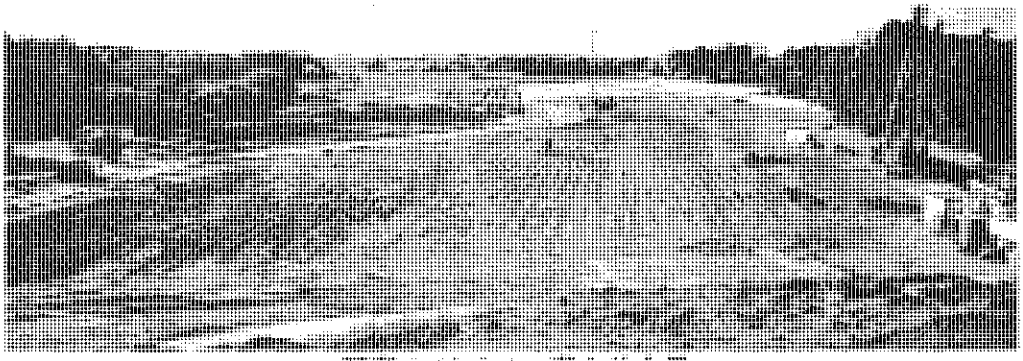


写真4-10-2-1　盛土前全景

2. 車両基地付近の地盤特性

当区域は小貝川により洪積台地が浸食され、その浸食谷に沖積粘土及び腐植土が堆積してできた小規模な沖積低地で、小貝川低地本体の南側に分布する標高約9m、幅290m程度の溺れ谷を形成する地形である（写真4-10-1-1）。

表4-10-2-1～2に各地層の概要及び物理的な特性値を示す。腐植土の自然含水比は平均600%である。

表4-10-2-1　地層の概要

地層名		N値	層厚(m)	性状
現世	表土	－	0.4～0.7	粘性土主体の耕作土
沖積世	腐植土	0	0.6～6.6	未分解の植物繊維
	粘性土	0～1	0.4～6.3	シルト主体の粘土
洪積世	砂質土	≧50	－	細砂主体

表4-10-2-2　腐植土層及び粘土層の物性値

項目		腐植土層(Ap)	粘性土層(Ac)
湿潤密度 ρt (t/m³)		0.94～1.14	1.29～1.60
自然含水比 W_n (%)		300～800	56～167
間隙比 e		8.0～15.0	2.0～3.5
粒度組成	砂 (%)	0～1	1～44
	シルト (%)	48～65	29～55
	粘土 (%)	34～52	29～65
土のpH		4.5～6.0	－
強熱減量 Li (%)		45～75	－
一軸圧縮強さ q_u (kN/m²)		6～35	12～78
圧縮指数 Cc		4.0～12.0	0.5～2.0

3. 深層混合処理工法による地盤改良杭の施工

(1) 設計概要

基地の造成は超軟弱地盤に高盛土を施工するため、用地境界付近での盛土の滑り破壊や沈下、調整池築堤部の滑り破壊や沈下、車庫の外周沿いの付替道路の沈下といった問題に対処するため、地盤改良杭を施工することとした。図4-10-2-1に付替道路部、補強盛土部、調整池築堤部の地盤改良杭の配置状況を示す。

補強盛土部は、滑り破壊と沈下防止の観点から杭の配置を決定し、地盤改良を行なった範囲と非改良域との境界付近の沈下差を低減する目的で、段階的に改良深さを変化させるすり付け区間を設定した。

調整池築堤部では、調整池側の地盤改良杭を接円状に配置し、池の水が地盤内を通じて用地外に流出しないよう配慮した。

地盤改良杭の設計基準強度は付替道路部が600kN/m²、補強盛土部及び調整池築堤部が800kN/m²であり、高含水比の腐食土に対して比較的高い強

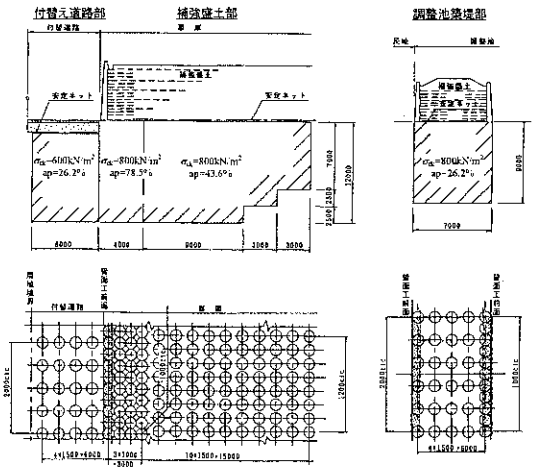


図4-10-2-1　地盤改良杭の配置形状図

度が必要となった。

地盤改良工法としては、含水比の高い腐食土に対して大きな強度が得られる粉体機械攪拌工法（DJM 工法）を採用した。

(2) 固化材選定のための室内比較試験

表 4-10-2-3 に地盤改良の対象となる土質についての物理的・化学的特性を示す。この土質特性に相性のよい固化材を選定するため室内比較試験を行なった。図 4-10-2-2 に試験結果（28 日強度）を示す。A 社、B 社の固化材は北海道の腐植土で実績が多い。C 社の固化材は茨城県で実績が多い。図 4-10-2-3 に 7 日強度と 28 日強度の比率を示すが、概ね 1.2 倍を確保している。この結果、相性がよいと判断した C 社の固化材を採用した。

表 4-10-2-3　対象土質の物理・化学特性

項目		腐植土	粘性土
湿潤密度 ρ_t (t/m³)		1.044	1.337
自然含水比 W_n (%)		711	141
土粒子比重 G_s		−	2.51
粒度組成	砂 (%)	−	5
	シルト (%)	−	35
	粘土 (%)	−	60
強熱減量 L_i (%)		69	9.6
フミン酸含有量 (%)		19.3	0.1
pH		6.5	6.4

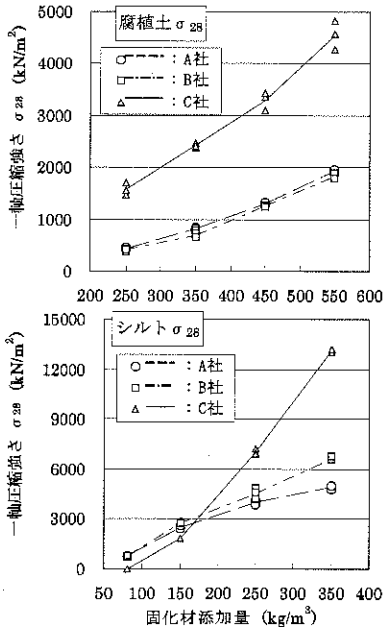


図 4-10-2-2　室内比較試験結果

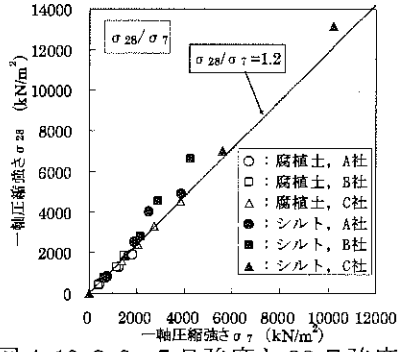


図 4-10-2-3　7 日強度と 28 日強度の比率（室内比較試験）

(3) 試験施工

実施工に先立ち、固化材の効果を確認するため試験施工を行なった。試験施工における設定値のタイプを表 4-10-2-4 に示す。

第 1 回目の試験施工では、現場強度を室内試験強度の 2～4 倍に相当する添加量の 3 タイプ（A、B、C タイプ）とし、腐食土層は貫入時・引抜き時とも、粘性土層は引抜き時のみ固化材を添加したが、いずれも設計基準強度を満足できず、特に粘性土層では固化しない箇所が生じた。

このため固化材の添加量及び施工方法を変更した第 2 回目の試験施工を行なった。

第 2 回目の試験施工では、現場強度を室内試験強度の 5 倍以上に相当する添加物の 3 タイプ（D、E、F タイプ）とし、粘性土層においても貫入時・引抜き時ともに固化材を添加することとした。なお、F タイプは、腐食土層では固化材の添加量が多いため貫入・引抜きを 2 度繰り返した。

表 4-10-2-4　試験施工の施工タイプ

タイプ		添加量 (kg/m³)		速度 (m/min) 貫入時	速度 (m/min) 引抜時	供給量 (kg/min) 貫入時	供給量 (kg/min) 引抜時
第1回	A	腐植土	250	0.65	0.65	56	71
		粘性土	140	1.50	0.65	−	71
	B	腐植土	350	0.65	0.65	96	82
		粘性土	160	1.50	0.65	−	82
	C	腐植土	440	0.55	0.55	95	95
		粘性土	180	1.50	0.65	−	95
第2回	D	腐植土	440	0.50	0.60	98	89
		粘性土	250	0.70	0.70	82	55
	E	腐植土	500	0.50	0.50	98	98
		粘性土	300	0.70	0.70	82	82
	F	腐植土	550	0.60 0.60	1.50 0.70	94 94	− 82
		粘性土	350	0.60	0.70	94	82

図 4-10-2-4 に試験施工の結果を示す。

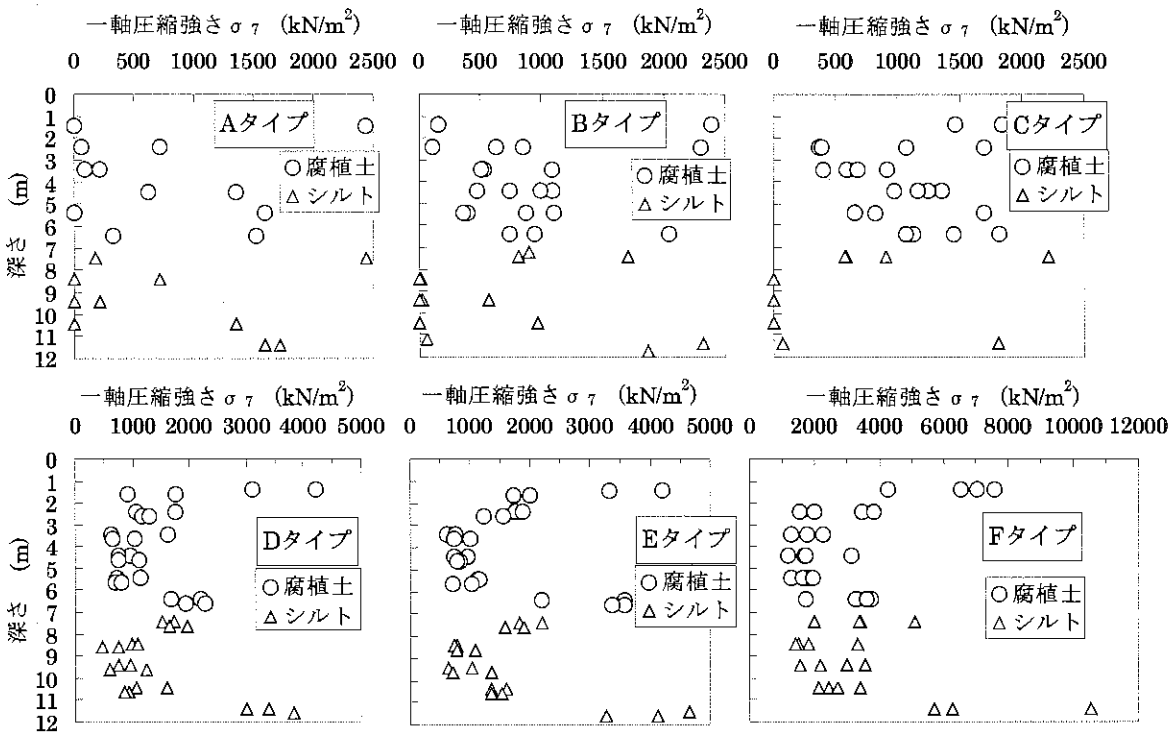


図 4-10-2-4　試験施工結果

図 4-10-2-5 に地盤改良工の施工フローを、写真 4-10-2～3 に施工状況を示す。

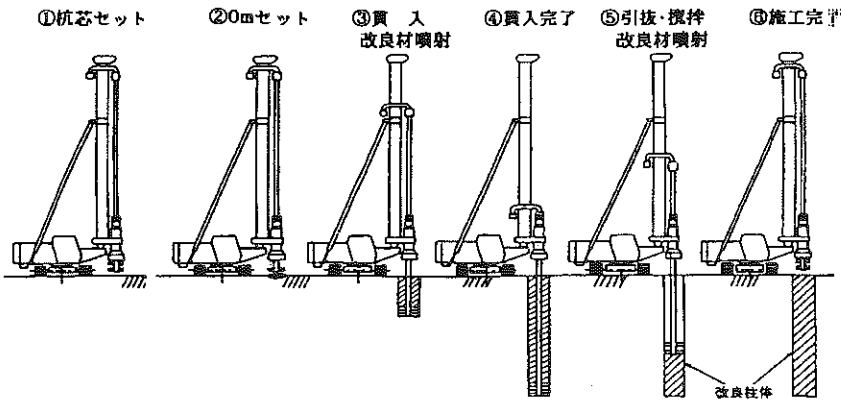


図 4-10-2-5　施工フロー図

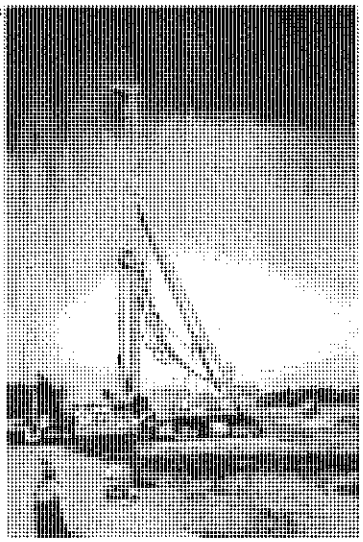


写真 4-10-2-2　地盤改良工施工状況

4. 盛土工事

車両基地における盛土の許容残留沈下量は供用開始後10年間で10cm以下となるよう設定した。一次圧密沈下量は 4m以上あり、二次圧密による残留沈下量も無視できないことが予測されたため、軟弱地盤対策としてバーチカルドレーンとプレロード工法を併用することとした。なお、バーチカルドレーンには圧密層厚 10mに対して予想沈下量が 4mと大きいことから排水効率のよいペーパードレーンを採用した。

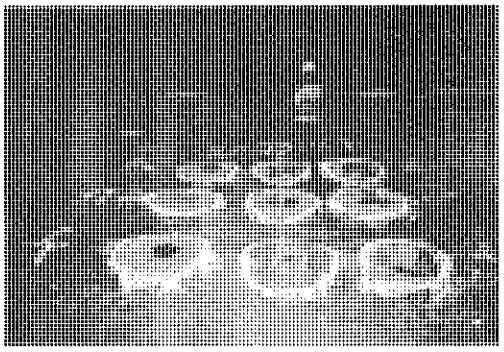


写真 4-10-2-3　地盤改良工(杭頭確認)

① 試験盛土

試験盛土は地盤改良部と非改良部で行なった。改良部のペーパードレーンの間隔は1.0m、1.25m、1.5mの3ケースとした。その結果、圧密度 U_ε=90%に達する期間は改良部のドレーン間隔1.0mが1.2年、間隔1.25mが1.9年、間隔1.5mが2.8年、非改良部では約5年となることが判明した。

試験盛土の結果から、盛土量、工期、盛土搬入量、プレロード盛土への転用等を総合的に判断してプレロード放置期間 14 ヶ月を基本とし、ドレーン間隔は1.0mに決定した。

表4-10-2-5 二次圧密係数 εα と過圧密比OCRの関係

OCR	1.0	1.13	1.25	1.27	1.47	1.50	1.73	2.0
Ap	2.56	2.41		1.68	1.19		0.63	0.32
Ac	0.99		0.46			0.11		

ここに、二次圧密係数 εα ：%／⊿logt

② 二次圧密試験

二次圧密による残留沈下量を許容値以下にするには、過圧密比を求めることが必要となる。このため、長期圧密試験を行ない二次圧密係数εαを求めた。その結果を表4-10-2-5に示す。これより、腐食土層が5mでは過圧密比OCRが1.1を確保できれば供用開始後の残留沈下量が 10cm 以下になることが明らかになった。

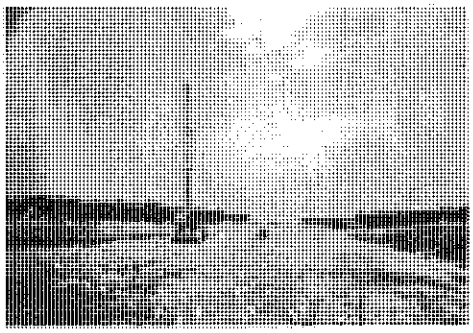


写真4-10-2-4 ペーパードレーン施工状況

写真4-10-2-4にペーパードレーンの施工状況を、写真4-10-2-5に盛土の転圧状況を示す。

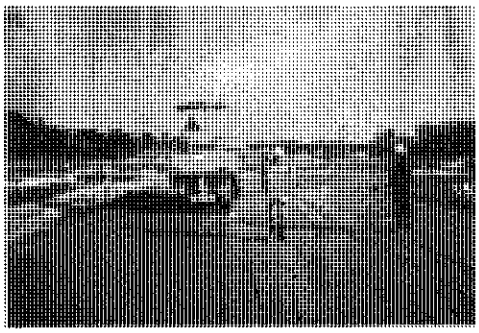


写真4-10-2-5 盛土転圧状況

③ 盛土の沈下管理

盛土の施工にあたっては盛土範囲を6分割し、所定の圧密度が得られた時点でプレロード盛土を撤去し転用を図ることとした。プレロード盛土の撤去は次式により求められる過圧密比が1.1以上になる時点とした。

$$OCR = \frac{p_0 + p_p \cdot U/100}{p_0 + p_p - p_u}$$

Po ：盛土前の有効土被り圧
Pp ：プレロード荷重
U ：圧密度
Pu ：除荷荷重

表4-10-2-6にプレロード盛土撤去時における過圧密比と供用10年後における予想残留沈下量を、図4-10-2-6に沈下計測の一例を示す。

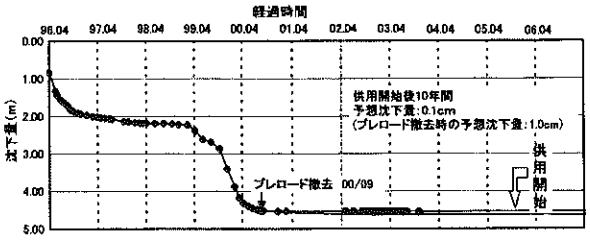


図4-10-2-6 沈下測定結果と予測沈下量の事例

表4-10-2-6 プレロード撤去時の過圧密比と予想残留沈下量

区域	腐植土層厚(m)	プレロード期間	過圧密比 OCR	経過日数	予想残留沈下量(cm)
1-1	5.2	6ヶ月	1.11～1.39	910	8.8
1-2	5.2	6ヶ月	1.29～1.40	910	6.1
2	5.0	15ヶ月	1.25	1460	4.6
3	7.2	12ヶ月	1.62	1370	4.1
4-1	5.6	12ヶ月	1.13	1370	7.6
4-2	6.0	6ヶ月	1.23～1.62	730	7.8
5-1	5.1	8ヶ月	1.12～1.25	1185	7.5
5-2	5.3	6ヶ月	1.24～1.64	455	8.5
6	5.4	43ヶ月	1.09	1980	6.0

プレロード盛土撤去時以降の沈下測定値から双曲線法により求めた供用10年後における予測沈下量は0.1cmと小さく、全体としても0.1～0.8cmの範囲に収まっており許容値を十分満足する値となっている。

④ 圧密後の地盤強度

プレロード盛土撤去後、地盤改良効果を確認するために第4区画において地盤調査を行なった。図4-10-2-7に柱状図を、表4-10-2-7に室内土質試験結果を示す。

表4-10-2-7　プレロード撤去後の室内土質試験結果

土質名	腐植土	粘性土
湿潤密度 ρt (t/m³)	1.064	1.517
自然含水比 w_n (%)	231	82.7
一軸圧縮強さ q_u (kN/m²)	267	193
変形係数 E_{50} (kN/m²)	4851	16709
圧密降伏応力 Pc (kN/m²)	203	304
圧縮指数 Cc	3.18	1.49

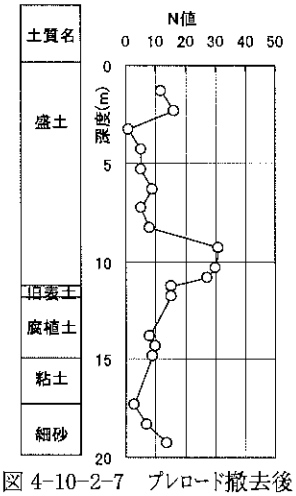


図4-10-2-7　プレロード撤去後の土質柱状図

腐食土層は厚さ 6.75mが2.70mに圧密されており、自然含水比も 700%が 230%に低下したが、湿潤密度はほとんど変化していなかった。一軸圧縮強度は20kN/m²が267kN/m²にと大幅に増加し、圧密降伏応力はおおむね有効上載圧に等しかった。

粘性土層は厚さ2.75mが2.20mに圧密され、自然含水比も140%が83%に低下し湿潤密度は若干増加している。一軸圧縮強度は30kN/m²が193kN/m²に大幅に増加し、圧密降伏応力は有効上載圧を若干上回った。

⑤ 地盤改良杭の施工

地盤改良杭の施工は広範囲に及ぶため、試験施工の結果を参考に設計基準強度 σ_{ck} と施工箇所の地質調査結果を考慮して表4-10-2-8に示す4パターンで施工することとした。図4-10-2-8に施工後の強度確認のための試験結果を示す。

表4-10-2-8　本施工時の施工パターン

パターン	設計基準強度	固化材添加量(kg/m³)		適用タイプ
		腐植土層	粘性土層	
1	600	440	200	D'タイプ
2	600	440	250	Dタイプ
3	800	500	200	E+D'タイプ
4	800	500	300	Eタイプ

また、次式に示す方法による地盤改良杭の品質確認結果を表4-10-2-9に示す。

表4-10-2-9 品質確認結果

σ_{ck} kN/m²	添加量(土質) kg/m³	σ_{28} kN/m²	S_f kN/m²	式(1) kN/m²	式(2) kN/m²
600	440(Ap)	1634	608	632＞480	1228＞600
	200(Ac)	1990	369	1380＞480	1742＞600
	250(Ac)	1870	604	873＞480	1465＞600
800	500(Ap)	2110	744	883＞640	1612＞800
	200(Ac)	2468	808	1135＞640	1926＞800
	300(Ac)	2533	877	1086＞640	1945＞800

式(1)：$\sigma_{28} - 1.65S_f > 0.8\sigma_{ck}$　　σ_{28}は28日強度の平均値

式(2)：$\sigma_{28} - 0.67S_f > \sigma_{ck}$　　S_fは標準偏差

車両基地の造成工事は、極軟弱な腐食土層に5mの高さの盛土を施工する難工事であったが、適切な地盤改良を行なうことにより、試験運転車両の搬入開始にあわせ、平成15年4月完成させた。

写真4-10-2-6～9に施工時及び完成時の写真を示す。

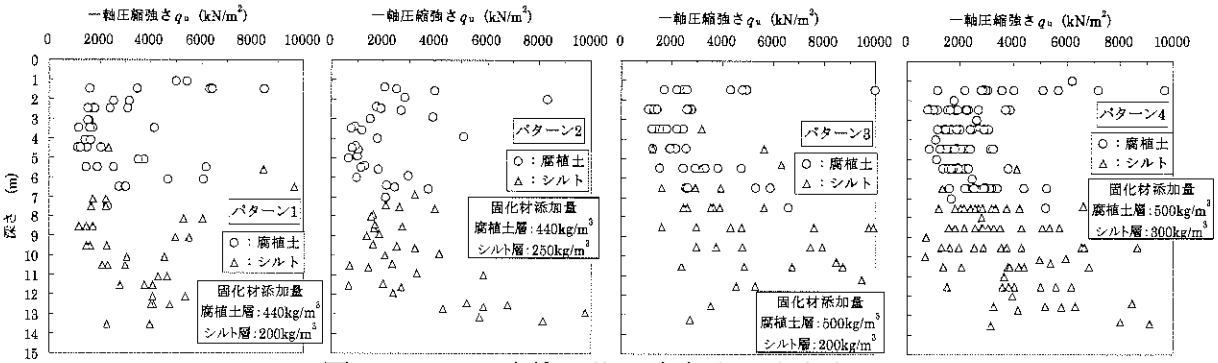


図4-10-2-8　本施工後の強度確認試験結果

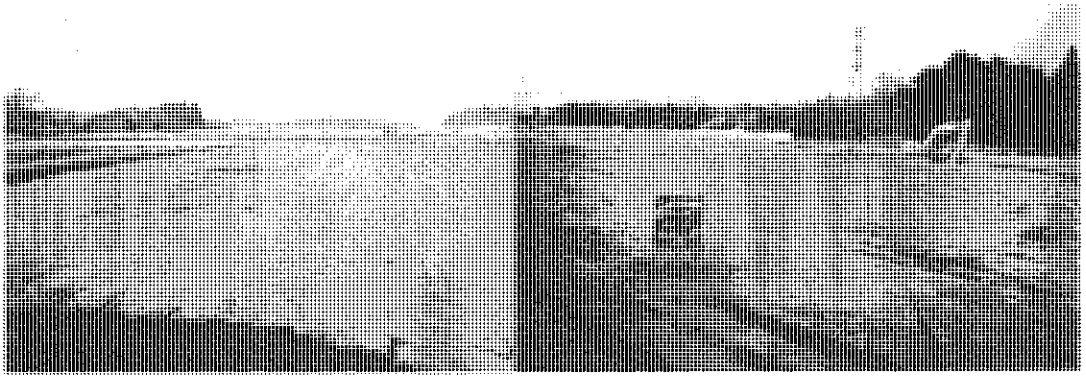


写真 4-10-2-6　盛土工完了

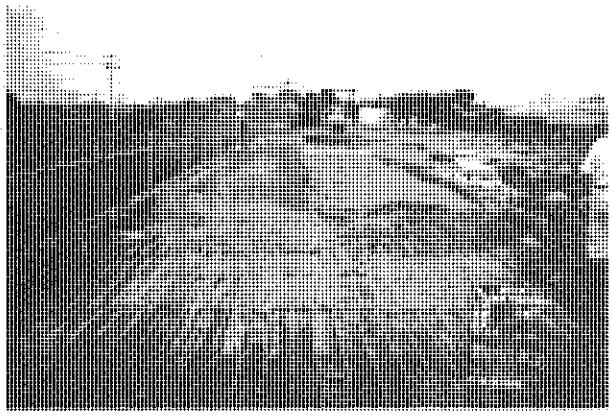


写真 4-10-2-7　補強盛土施工状況

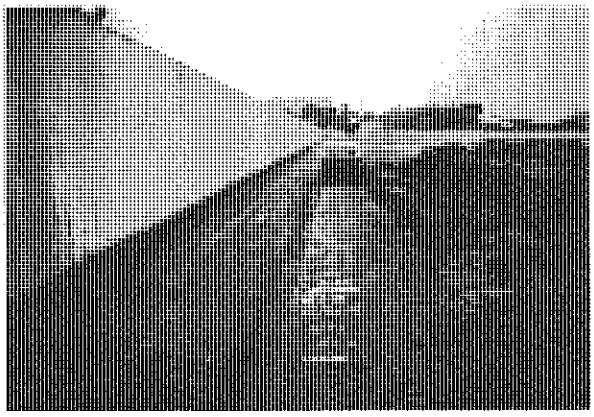


写真 4-10-2-8 補強盛土完成状況

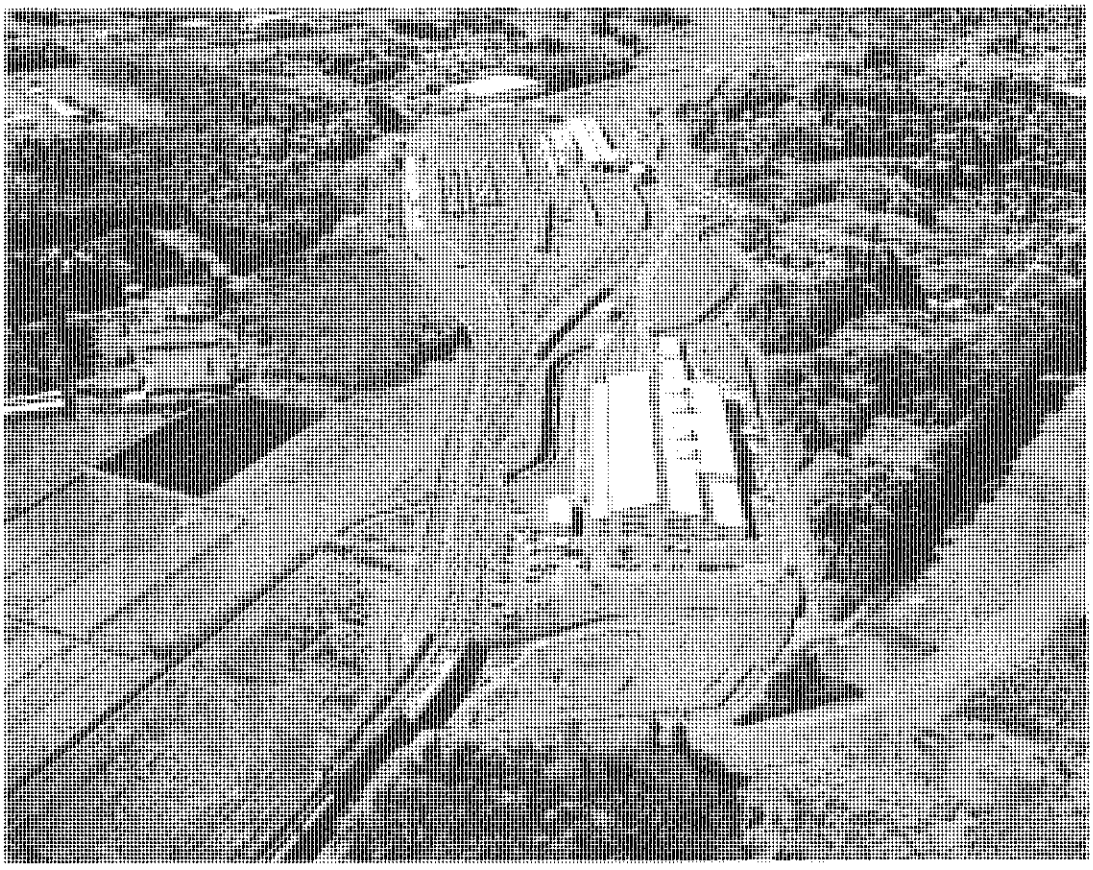


写真 4-10-2-9　車両基地全景写真

第11章　委託施行

第1節　JR東日本委託工事

本路線がJR東日本旅客鉄道株式会社線と交差もしくは近接する区間である秋葉原駅、常磐線南千住・北千住間、小菅交差部、武蔵野線南流山駅は、JR東日本に工事を委託した。

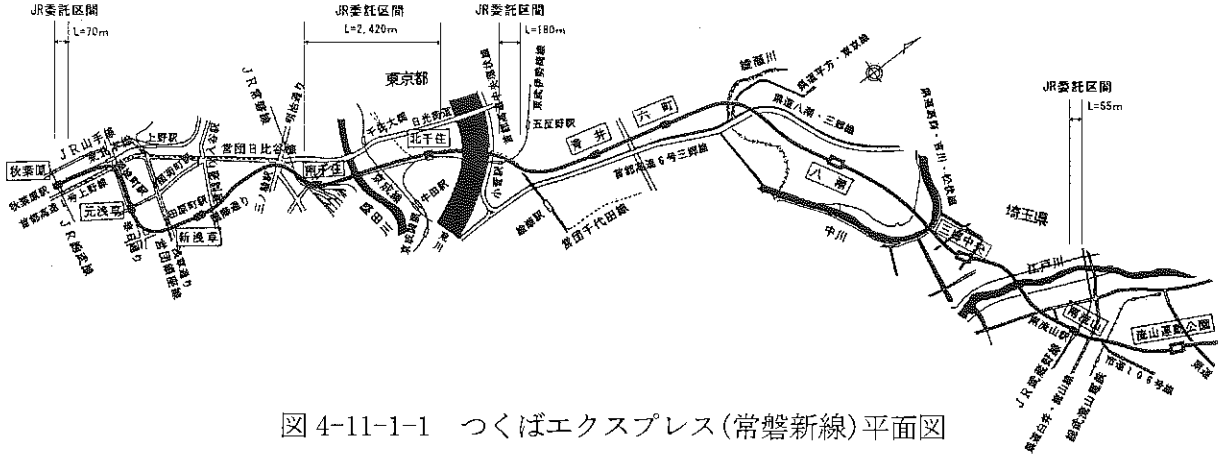


図4-11-1-1　つくばエクスプレス(常磐新線)平面図

1. 秋葉原工区

つくばエクスプレス（常磐新線）秋葉原駅は、駅周辺の土地区画整理事業により整備される都市計画道の真下に、総武線秋葉原駅と交差する形で設けられている。

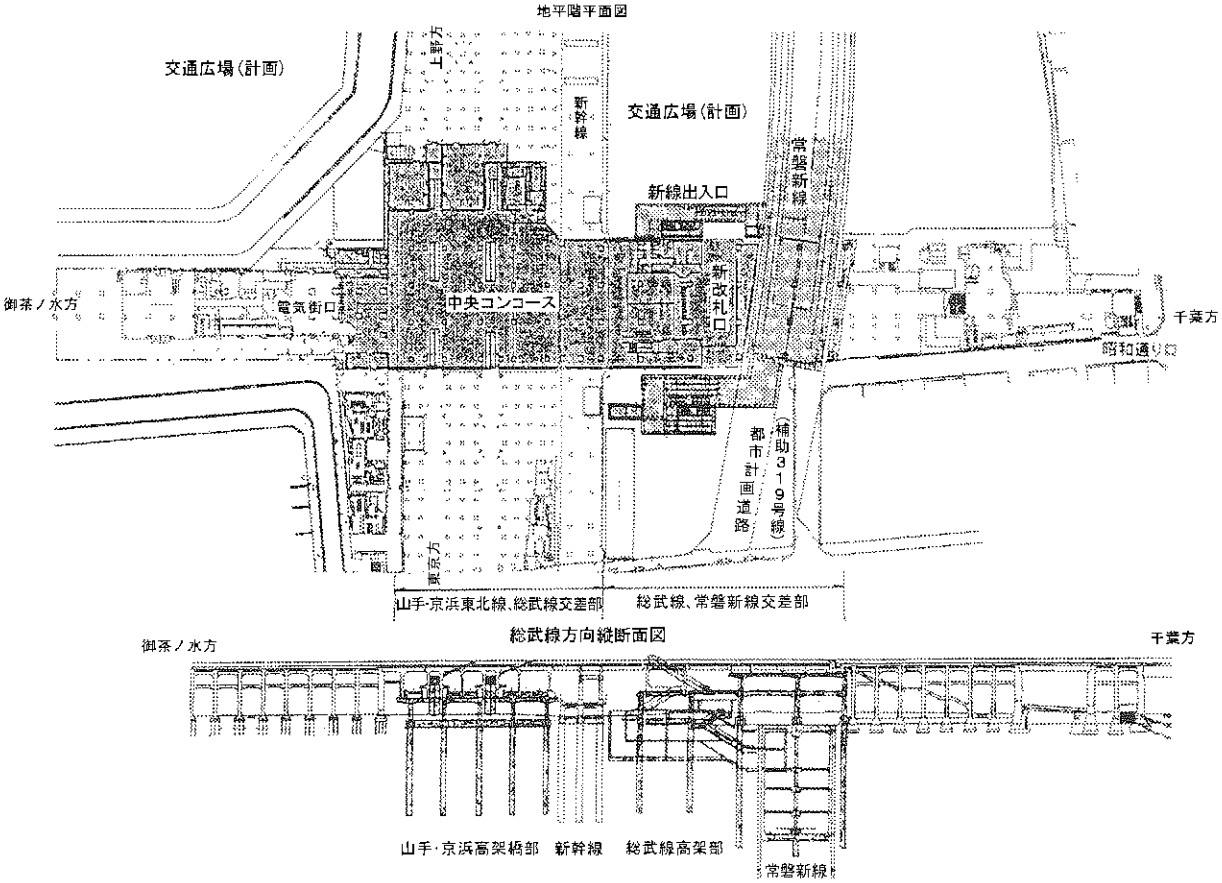


図4-11-1-2　秋葉原駅付近工区平面図及び総武線方向断面図

本路線の秋葉原駅からの乗降客の増加に伴い、既存秋葉原駅との利便性を図るため、都市計画道路西側の総武線高架下の地平に新改札口を新設し、新改札口から電気街口までコンコース

の拡幅改修、総武線階段通路の拡幅、山手京浜東北線へのラチ内コンコースの新設及び総武線直下のつくばエクスプレス（常磐新線）地下 RC ラーメン 68mの区間を JR 東日本に工事を委託した。

既存の秋葉原駅構造物（高架橋）は大正後期～昭和初期（京浜東北・山手線高架橋が大正14年、総武線高架橋昭和7年）にかけて建設されている。

構造的には、既設構造物を極力活用するとともに、つくばエクスプレス（常磐新線）との連絡コンコースを確保し、かつ上層階の総武線ホームへの階段・エスカレーター等の整備から、安全性・経済性を考慮し、既設高架下に構築する柱間隔の長い新設高架橋により、既設構造物を受替える構造とした。

新設高架橋構築及び既存構造物の受替工事にあたっては、重複する既存の電気街口と山手京浜東北線ホーム相互の旅客動線を確保する必要から、第一回動線切換え（平成 15 年 1 月 18 日土曜日の終電から 1 月 19 日日曜日の初電）として電気街口と山手京浜東北線ホーム相互を結ぶ既設旅客通路・階段を閉鎖し、代替施設の仮通路・階段を東京方と上野方に設置した。切換え後、既設通路・階段部分において高架橋の新設、連絡通路（コンコース）整備及び ESC・EV 整備を施工した。工事完了にともない本設の連絡通路（コンコース）に第 2 回動線切換え（平成 15 年 5 月 29 日（土曜日）の終電から 5 月 30 日（日曜日）の初電）を行なった。

工事は平成 11 年度、JR 秋葉原駅改修工事から着手し、土木工事は平成 16 年 10 月末に完成した。

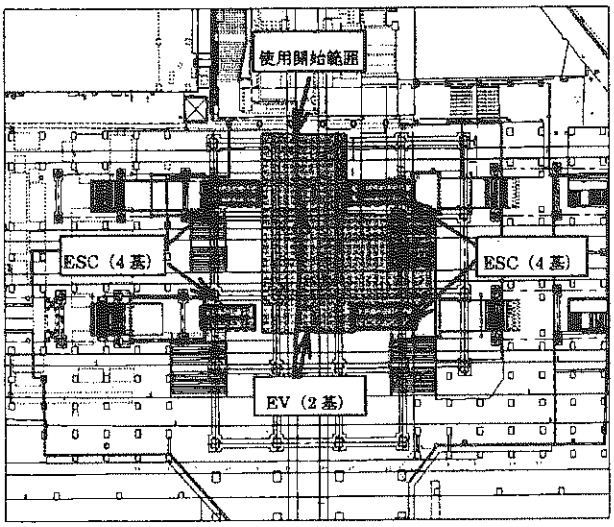


図 4-11-1-3　電気街口第 2 回動線切替平面図

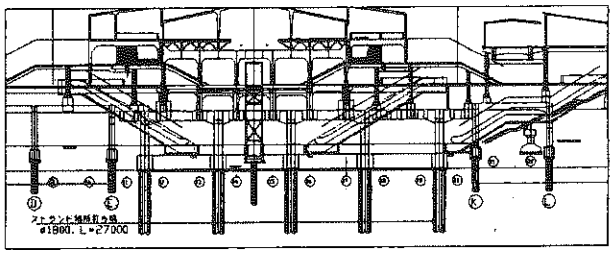


図 4-11-1-4　電気街口第 2 回動線切替縦断図

(1) 山手京浜東北線交差部

既存の京浜山手高架橋は、図 4-11-1-5 に示すように、京浜北行線、山手線内回り・外回り、京浜南行線、電留線 2 線の計 6 線を支える構造で、線路方向は 3 径間を基本とした線路直角方向 1 径間、2 径間、3 径間の RC ラーメン構造である。京浜南行線と電留線を支える 3 径間 RC ラーメン高架橋は、東北新幹線構築の際に撤去された貨物線用の高架橋の 1 基のみが存置され、旅客用の総武線連絡通路柱を支えている。旅客ホームは RC ラーメン高架橋間の隙間に RC スラブの蓋をかぶせるような構造となっている。電気街口への階段部は、総武線線路橋柱と階段を支える柱が存在するため、非常に複雑な構造となっている。電気街口と新設連絡改札口を結ぶコンコースは、これらの構造物の下をくぐり、地平レベルでつないでいる。

新設高架橋は、線路方向、線路直角方向ともに 4 径間とし、スパン割は美観的・機能性を重

視して新幹線交差部と一致させ電気街口から新設連絡改札口まで、柱スパンがほぼ同一となるよう約 11mで構築した。既設構造物と新設構造物の一体化を図るため、既設構造物の柱を添梁・PC 鋼棒緊張で包み込む構造とした。

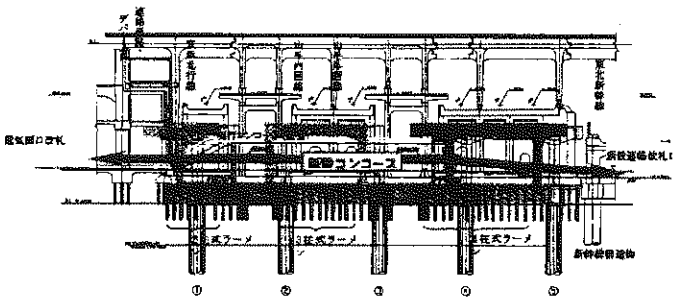


図 4-11-1-5　京浜山手高架橋一般図

総武線秋葉原駅付近の高架橋は鋼構造となっており、横断面がπ形という独特な形状をしたラーメン橋脚であり、鋼構造部の軌道形式は直結軌道となっている。

πラーメン部は橋脚のほぼ中間で新設高架橋（1 層 RC ラーメン）に受け替えた。受け替えに際して、軌道への変状を考慮して、プレロードによって既存部の荷重を新設構造物に伝達させた後、コンコース整備に支障となる既存橋脚を撤去した。

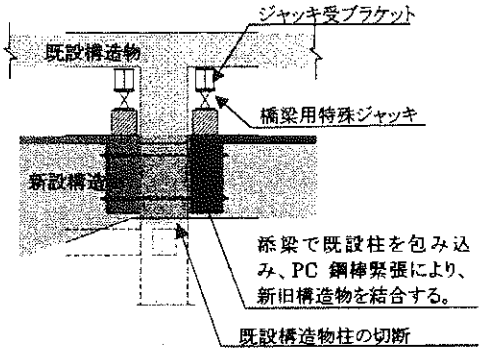


図 4-11-1-6　受替部概念図

また、総武線鋼橋脚を新設高架橋に受け替えるにあたり、受け替え時の既設構造物の挙動が鋼構造と RC 構造では異なることを想定し、橋脚に仮設鋼材（ブラケット）を設置し、これとジャッキを介して仮受けする方法を採用した。

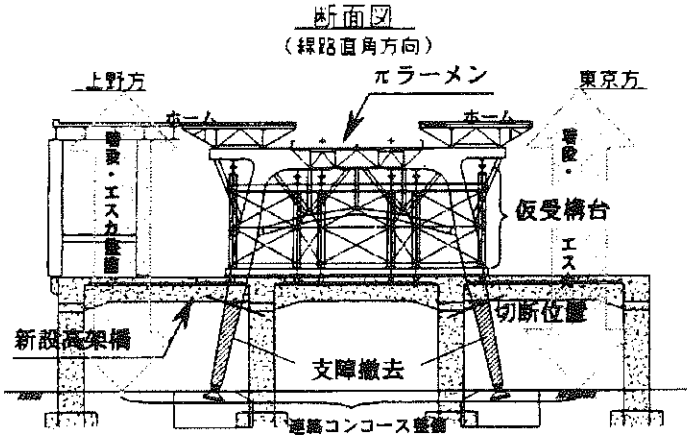


図 4-11-1-7　πラーメン一般図

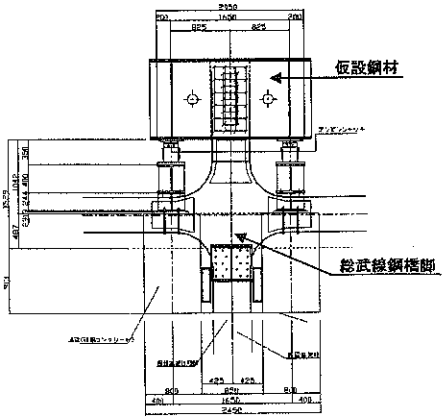


図 4-11-1-8　H タイプ受替工詳細図

(2) 総武線交差部

本路線の秋葉原駅は、総武線秋葉原駅高架橋直下で交差する 1 面 2 線の RC 地下ボックスラーメン構造である。RC ラーメンく体は全幅 23m、高さ 27.5m～33.0m4 層の 2 径間から 3 径間となっている。起点側から総武線直下の RC 地下ボックスラーメン約 68.0mの区間及び、総武線高架橋を挟んだ形の第一・第二出入口を JR 東日本に工事を委託した。

総武線交差部の工事は、総武線高架橋の受替後、ボックスラーメン本体利用の地下連続壁、逆巻き施工による上床版の構築、順巻き施工による掘削・く体構築の施工順序とした。

特に、新設秋葉原駅下床直下は被圧滞水層が分布し、床付掘削時には盤ぶくれの可能性が高

いことから、ディープウェルを実施した。具体的には、不透水層下のDg5層（江戸川砂礫層）からディープウェル（59.7m×5 本、ケーシング口径 400A）にて揚水し、作業ヤード内に設置したリチャージウェル（36.0m×6 本、ケーシング口径 400A）にてDg4層（東京礫層）に注水し工費の削減を図った。なお、必要な水位低下量は 3.85m、揚水期間は、床付掘削前から下床版打設（平成 14 年 11 月～平成 15 年 5 月）実施し、所定の成果を得た。

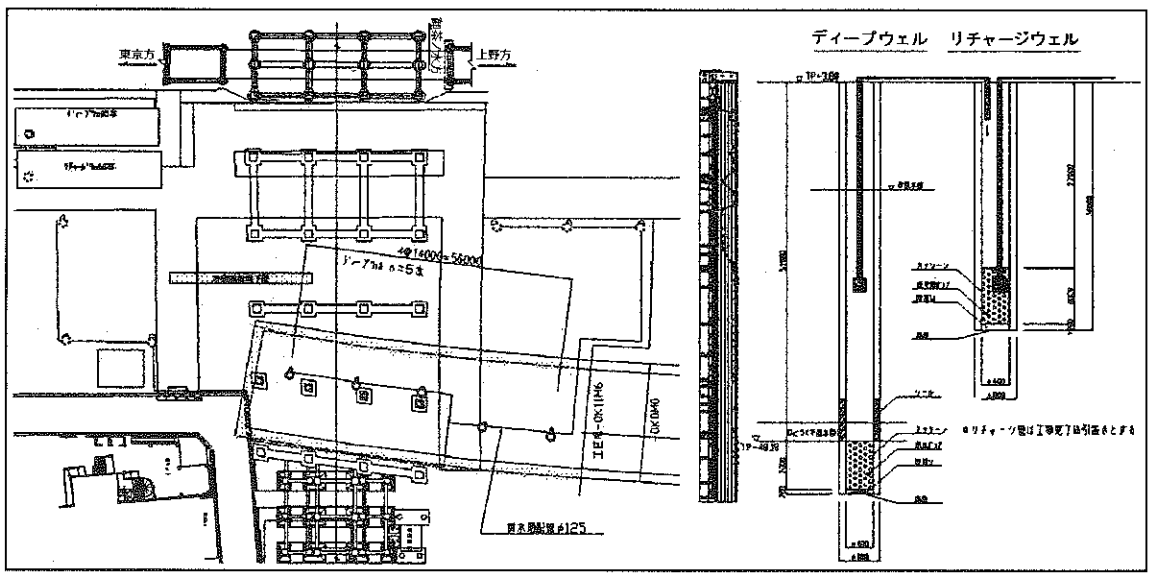


図 4-11-1-9　ディープウェル・リチャージウェルの設置状況

つくばエクスプレス（常磐新線）の平成 17 年秋の開業に向けた工事工程調整の結果、軌道・設備工事は平成 15 年秋より、順次着手する必要が生じた。特に秋葉原駅においては、平成 15 年 10 月に軌道階（地下 4 階層）の軌道工事着手が可能となる状態とすること、平成 16 年 4 月に駅全体の設備工事着手が可能となる状態とする必要が生じた。

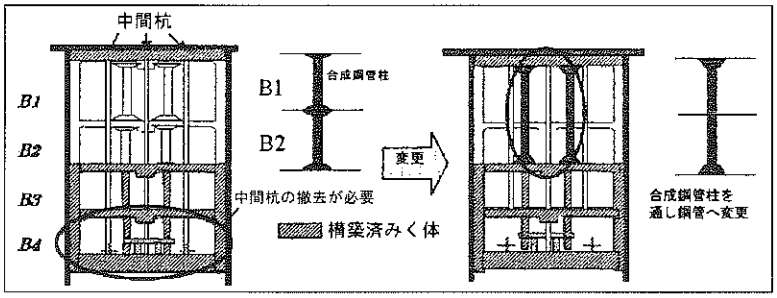


図 4-11-1-10　合成鋼管柱の施工方法の変更概要図

平成 15 年 10 月の軌道階の部分使用に際しては、図 4-11-1-10 に示す B4 階の中間杭の撤去が必要であるが、10 月時点の工程では、B1 スラブの構築が間に合わず、地下ボックスラーメンの構造が完成していないため、覆工板からの上載荷重を負担するためには、更に中間杭の補強

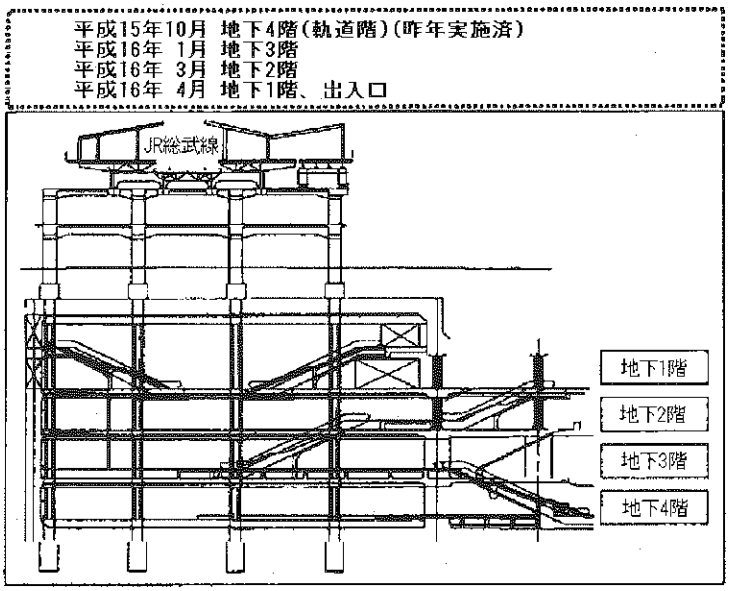


図 4-11-1-11　秋葉原駅縦断図

が必要となった。この課題に対し、中間杭補強等の余分な仮設材を不要とし、かつ、地下駅本体構築後の階段等の付帯構造物に支障しないメリットから、B1 階と B2 階の合成鋼管柱を通し鋼管柱として荷重を負担させることとした。こうしたことから平成 15 年 10 月に軌道工事による部分使用が可能となった。

2. 南千住工区

本路線は、JR 南千住駅付近で、JR 常磐線の直下で交差し、隅田川を JR 常磐線・東京メトロ日比谷線と並走して渡るため、地下駅から 35‰急勾配で上り、U 型擁壁及び L 型擁壁で隅田川橋りょうへ取り付く線形となっている。

南千住工区の施工は、JR 常磐線の下り線 31 連・上り線 30 連の工事桁をつくばエクスプレス（常磐新線）の東側に延長 500m に渡って架設し、仮線に切換えたことによって生じたスペースを利用して南千住駅部 RC ボックスラーメン及び JR 常磐線高架橋を構築した。

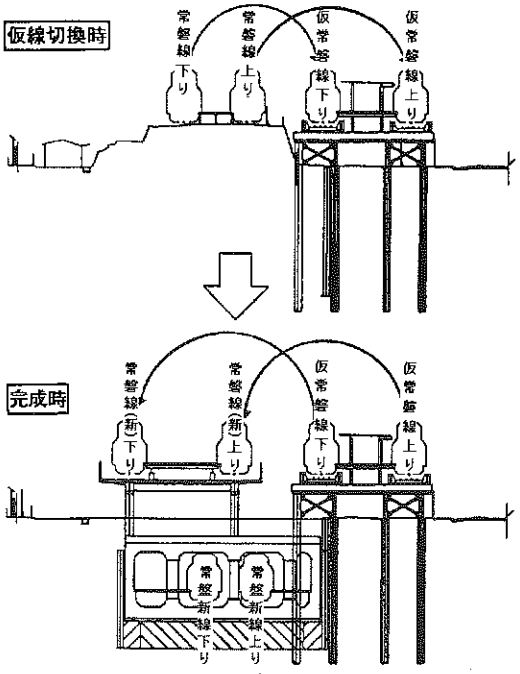


図 4-11-1-12　南千住駅断面図

南千住駅部 RC ボックスラーメンの施工は、当該地域が軟弱地盤のため、地盤改良工として表層改良・掘削時改良にセメント系、石灰系固化材を併用し、底盤改良は SMD 工法、CJG 工法を併用し改良した。また、ボックスラーメンコンクリートの防水対策として先付接着シート（エバーブリット）を施した。さらに、ボックスラーメンコンクリートのせん断補強筋として機械式定着筋（T-ヘッドバー）を採用することにより、工程短縮を図った。

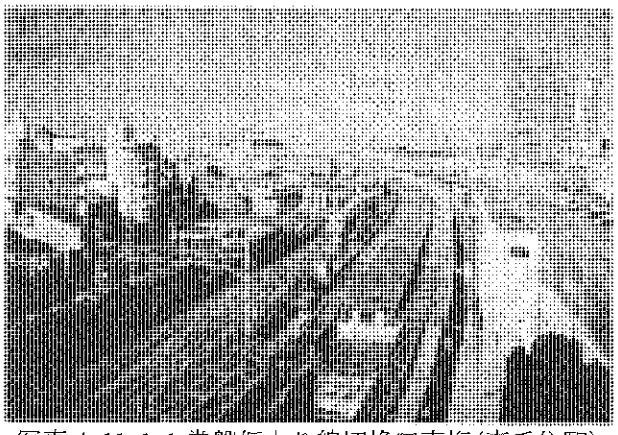


写真 4-11-1-1 常磐仮上り線切換工事桁（南千住駅）

3. 隅田川橋りょう工区

JR 常磐線の既存の橋りょう（64.0m×2 径間）の上流方に橋りょう（128.0m×1 径間）を新設し、線路切換えにより、常磐線（上下線）を移設した。旧常磐線橋りょうを撤去し、そのスペースに、本路線の隅田川橋りょうを新設した。特に周辺住民から最も騒音の激しい場所であるとの指摘があり、新橋りょう構造は低床式トラス構造（閉床式）とし鋼橋に初めて弾性バラスト軌道を採用するとともにプレキャスト防音壁を設置し、住民環境対策（橋りょう直下で 21dB、50m 離れた地点で 13dB 低減された。）を実施した。

旧橋台・橋脚の撤去は住宅密集地等の周辺環境を考慮し、住宅に近接する起点側（日暮里方）はワイヤーソーイング工法による撤去とし、終点方（岩沼方）はジャイアントブレーカにより撤去を行なった。特に橋脚撤去は全体工期の短縮を図る必要から、つくばエクスプレス（常磐

新線）トラス架設施工に支障する範囲を先行撤去し、撤去範囲を２分割した。施工方法は橋脚周囲を鋼矢板で仮締め切り、水中ワイヤーソーにより橋脚を人力切断し、小割にした橋脚ブロックをクレーン台船により吊り上げ搬出した。

旧トラス撤去工事は、本路線と東京メトロ日比谷線の間の狭隘な箇所での施工制限を余儀なくされることから、隅田川トラス桁架設時に使用した工事桁を再度使用し、工事桁にてトラス桁を吊り込んだ後、工事桁上に搭載したクレーンにより旧トラス桁部材を河川内に吊り下ろすことにより、解体撤去を行なった。

隅田川橋りょうの架設手順は、隅田川河川内中央部にベントを設置し、起点側ヤードで架設用工事桁の組立てを行ない、架設用工事桁は手延べ機を用いて起点方（南千住）から順次送り出し、所定の位置に据え付けた。トラス桁は起点方で１パネル毎に架設組立を行ない全10パネル中、８パネルを終点方に順次送り出し架設した。終点方の２パネルは陸上より、360ｔクレーンにより、直接架設を実施した。工事桁は分割して河川内の船に吊り下げ、解体・撤去した。

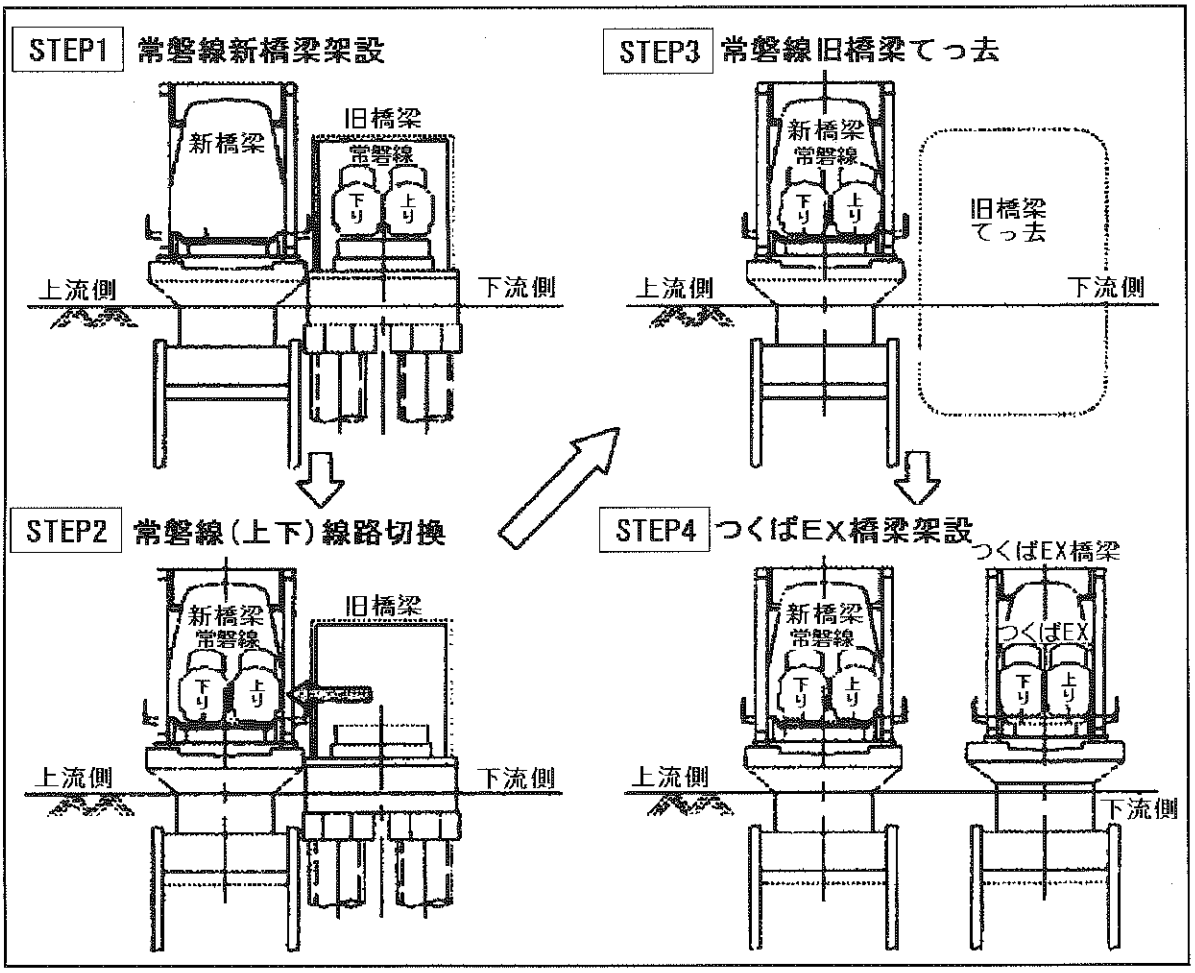


図 4-11-1-13　隅田川橋りょう工区の施工手順

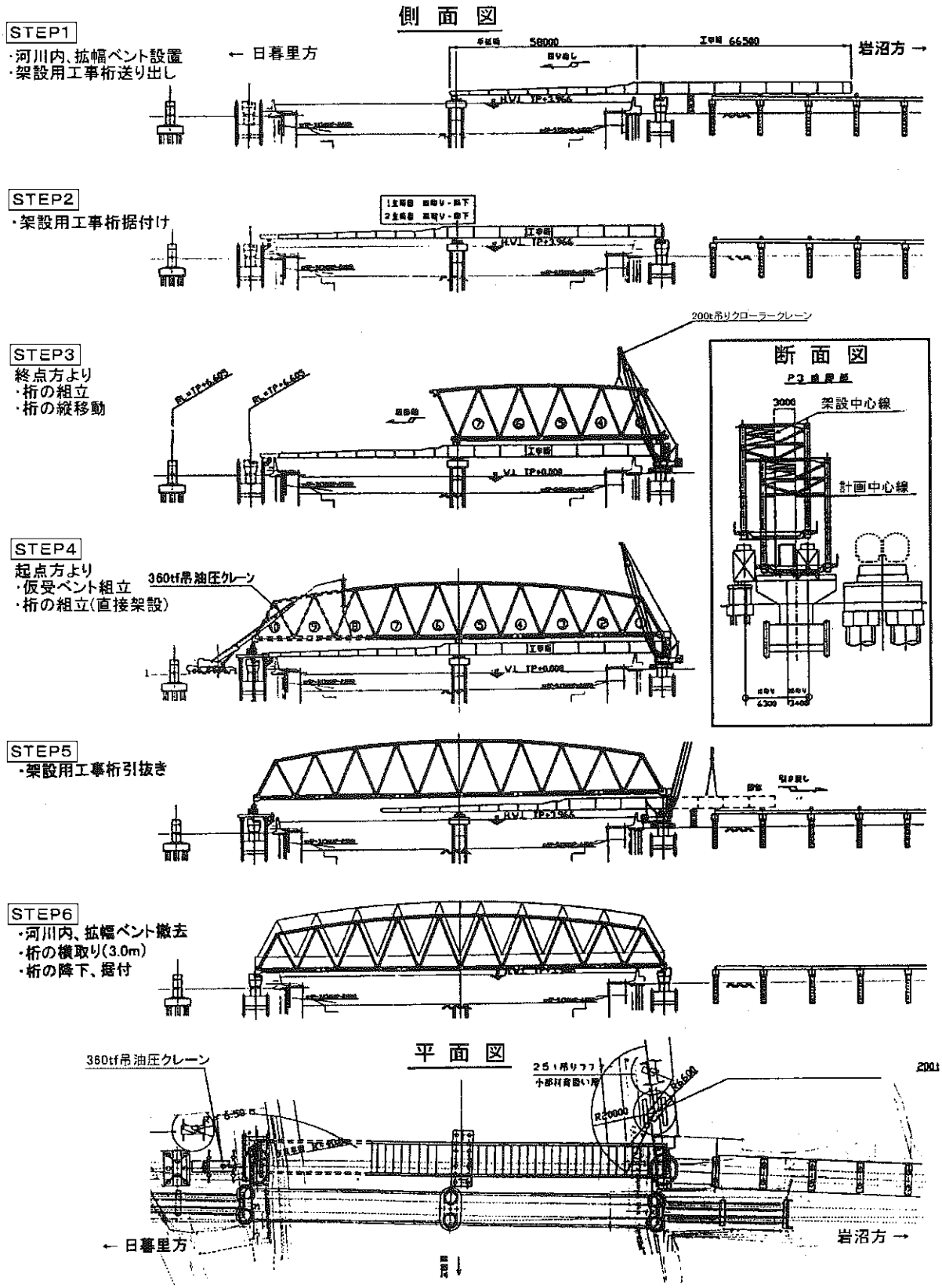


図 4-11-1-14　隅田川橋りょうトラス桁架設ステップ図

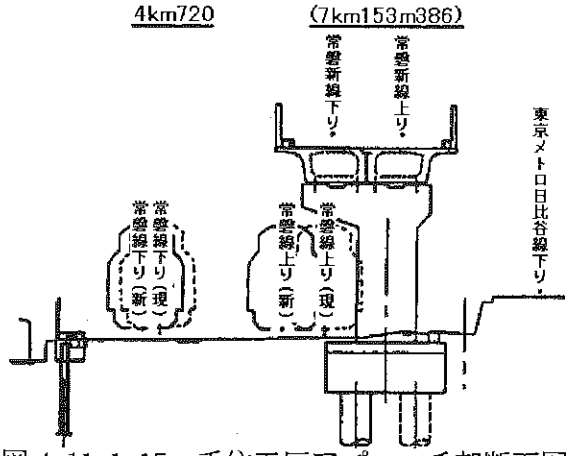


図 4-11-1-15　千住工区アプローチ部断面図

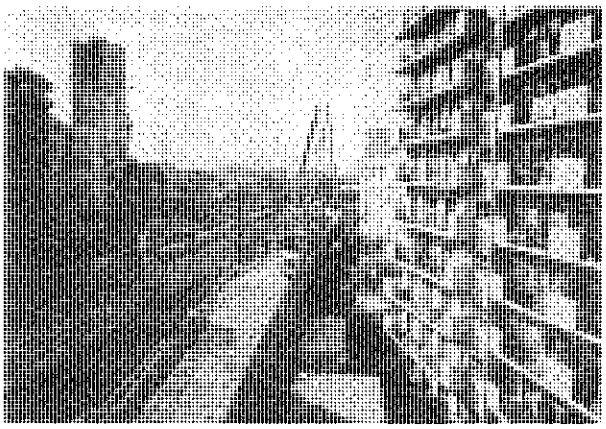


写真 4-11-1-2　仮設桟橋（千住工区）

4. 千住工区

隅田川を渡り北千住までの区間は、常磐線と東京メトロ日比谷線とが近接して並走している。ルートは両線の間に設定されており、本路線の用地を確保するため、常磐線を西側用地境界線付近まで移設（最大約 12.0m）した後、常磐線と東京メトロ日比谷線との間につくばエクスプレス（常磐新線）高架橋を構築した。

常磐線の切換え移設は、新隅田川橋りょうの使用開始に伴い、新下り線を平成 13 年 12 月、新上り線を平成 14 年 10 月に実施した。その後、隅田川から掃部宿架道橋までの強化路盤構築、Cc 路盤及び第一千住架道橋、掃部宿架道橋の 2 鋼橋の桁を架設した。

掃部宿架道橋から北千住大踏切付近までの一部である PC 高架橋は、起点方の 3 径間連続複線箱桁は現場製作により架設したが、5 径間連続複線箱桁及び 4 間径連続単線箱桁は、常磐線の夜間線路閉鎖、き電停止作業により、北千住方からタワー式ガーダー架設工法で架設した。当該架設工法は、吊りガーダー及び

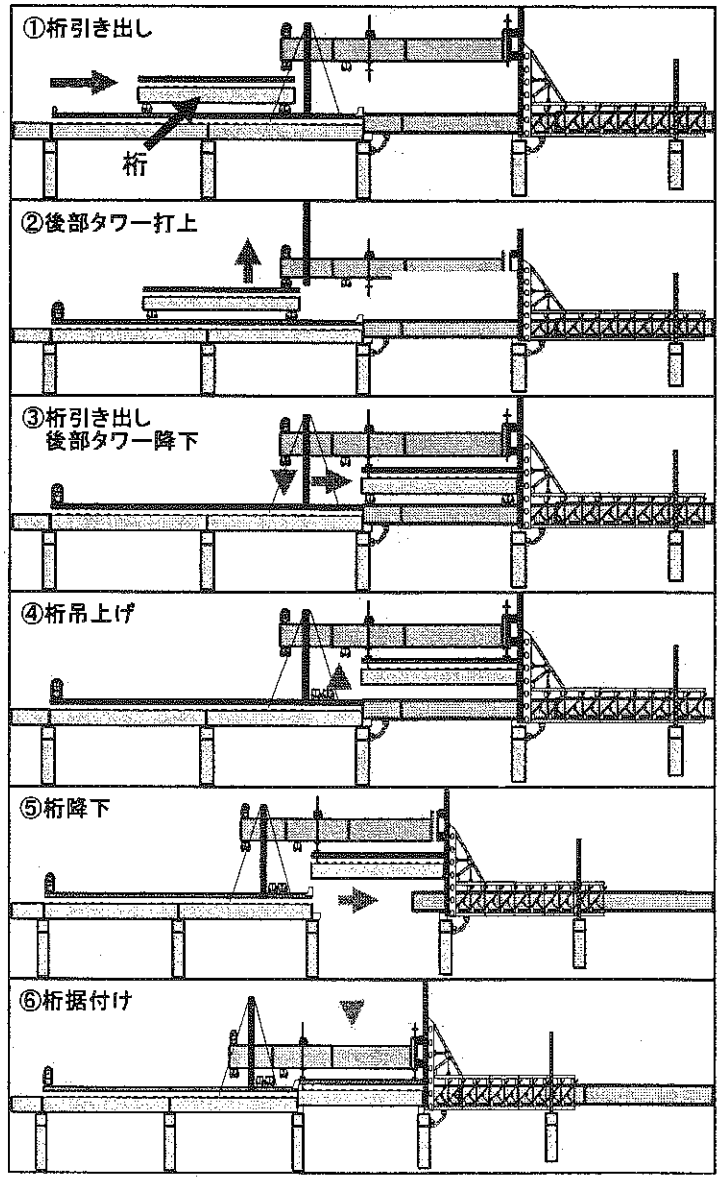


図 4-11-1-16　北千住高架橋架設ステップ

走行ガーダーを有する架設機により 1 間径ごとに桁の架設を行なうもので、特徴は①吊りガーダーと走行ガーダーの上下２つの架設桁を有するため、後部タワーを扛上した状態で桁の引き出しが可能であること。②前部・後部・補助タワーはテンションジャッキにより、扛上・降下が出来るため、タワーの幅より広い桁の架設が可能である。こうした特長により、常磐上り線上空及びメトロ日比谷線に近接した狭隘箇所での架設を無事終えることができた。

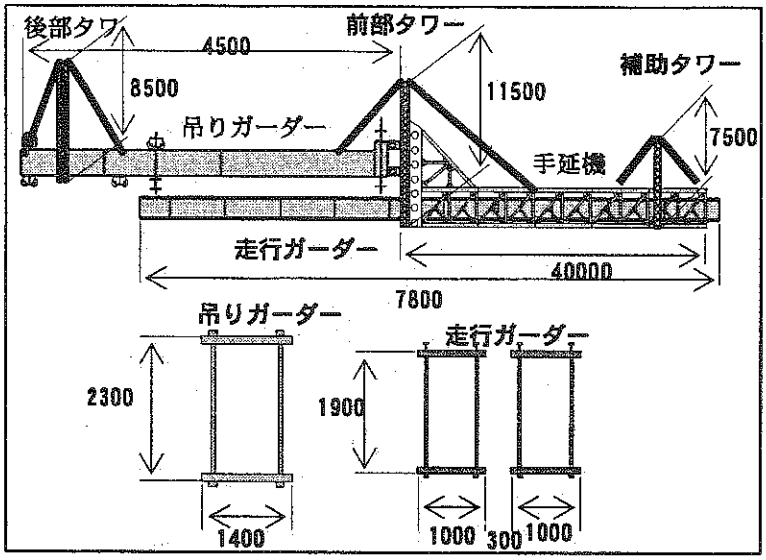


図 4-11-1-17　架設機

5. 北千住駅工区

つくばエクスプレス（常磐新線）北千住駅は、東武伊勢崎線・東京メトロ日比谷線・JR 常磐快速線及び駅ビル（ルミネ）に挟まれた狭隘かつ輻輳したスペースに構築した。

構造は、幅約 20.0m、総延長約 385.0mの２層式複合ラーメン高架橋である。横断面的に JR 北千住駅と東武伊勢崎線北千住駅との間の常磐上り線上に鋼ラーメン高架橋（3F ホーム・軌道階、2F 連絡通路）を構築した。

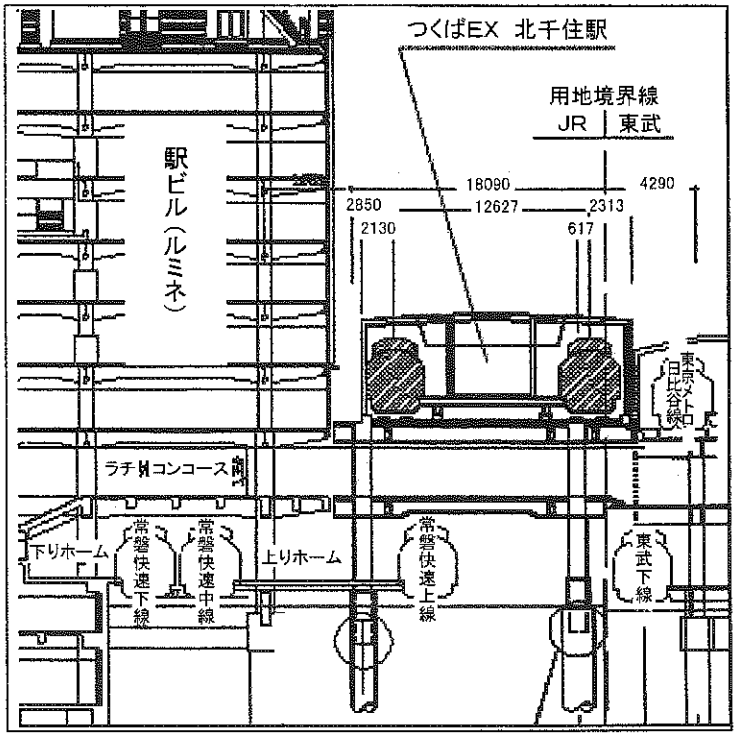


図 4-11-1-18　北千住駅部断面図

構築に当たり駅高架橋の基礎及び柱を常磐線上りホームに建設する必要が生じたことから、常磐線上りホームの拡幅及び線路切換えを平成 12 年 2 月に実施した。この線路切換え工事は、上り電車の運行 13 本を中線使用することにより切換え工事に必要な間合いを確保するとともに、ビティー式木製仮ホーム（最大拡幅量約 3.0m、延長 316.1m）設置、北千住構内 350.0mの軌道移設となり、JR 東日本の社員及び協力会社の作業員併せて 600 名規模の動員がなされ、新線建設に伴う切換え工事としては最大規模のものとなった。

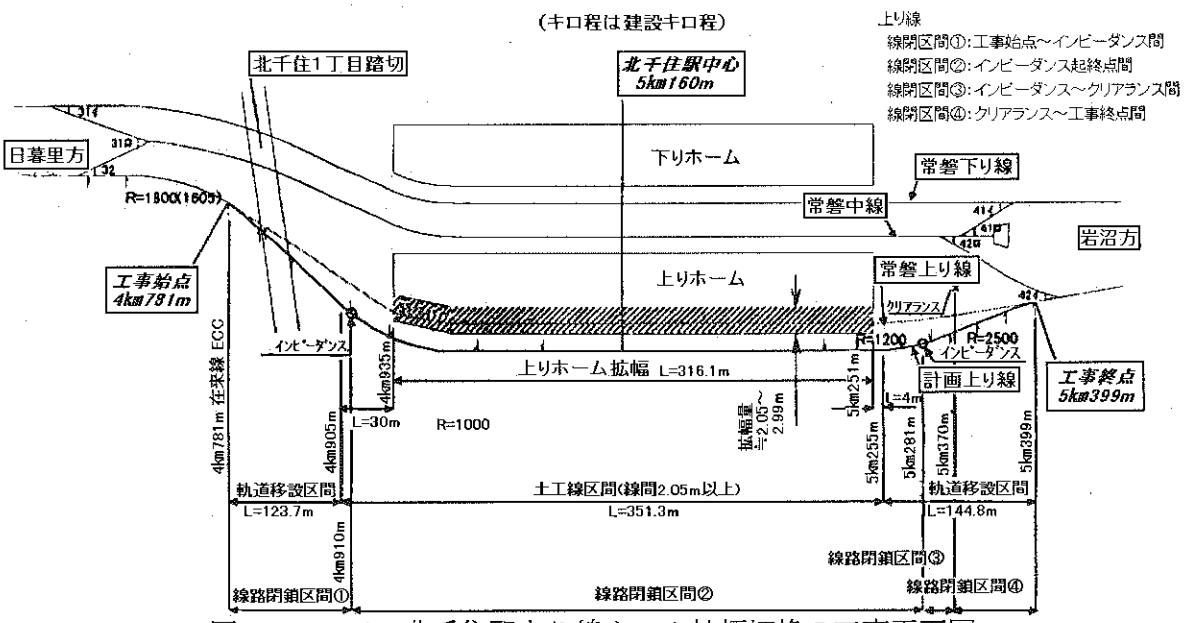


図 4-11-1-19　北千住駅上り線ホーム拡幅切換の工事平面図

駅高架橋は厳しい空間的制約の中で施工することから、ラーメン高架橋の鉄骨架設工事は起点方、終点方にジブクレーン(800ｔ、650ｔ)を鉄骨上層に設置し、走行レール上を移動することにより順次、鉄骨架設して施工した。鉄骨架設及び床版工は平成15年10月に終了し、設備工事の部分使用が図られた。

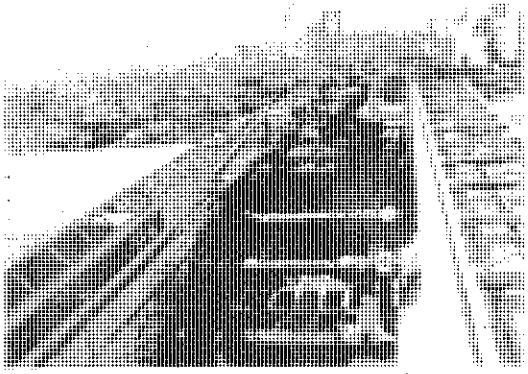


写真 4-11-1-3　北千住駅鉄骨架設状況

6. 小菅交差部工区

荒川を橋りょうで横断した本路線は、JR 常磐線に沿い東武伊勢崎線高架下を通過、さらに JR 常磐線及び東京メトロ千代田線を斜め横断し、西綾瀬トンネルに至る線形となっている。この区間約 180m（常磐線及び東京メトロ千代田線直下を含む）は JR 東日本に工事を委託した。

工事は平成 10 年 10 月に着手し準備工として、工事用進入路、HEP 工の発進ヤード整備、足立区五反野親水緑道施設の地下化、荒川橋りょう改良時に仮線として使用した RC 高架橋の撤去を施工した。平成 13 年 4 月から開始した HEP 工によるパイプビーム牽引においては、線路下の支障物・土留擁壁裏込栗石等により多少遅延が生じたが、平成 14 年 10 月に完了した。その後の PC 緊張工は緊張による軌道嵩上が懸念されたため、計測工と軌道監視を行ない慎重な施工を行なった。さらに、下水伏越部の掘削、東京メトロ千代田線橋台・橋脚の防護として地盤改良が施工された。平成 15 年からパイプビーム下の掘削、本路線のく体 RC コンクリートの施工、常磐線橋台のアンダーピニングによる受替工、下水伏越部での地盤改良工（ラテラルジェット工）が施工された。特に水平方向の地盤改良ラテラルジェット工法においては、地層等の状況から排泥管が閉塞する事象が多々発生したが、平成15年12月にはく体の構築を完了し、軌道工事等の部分使用が可能となった。

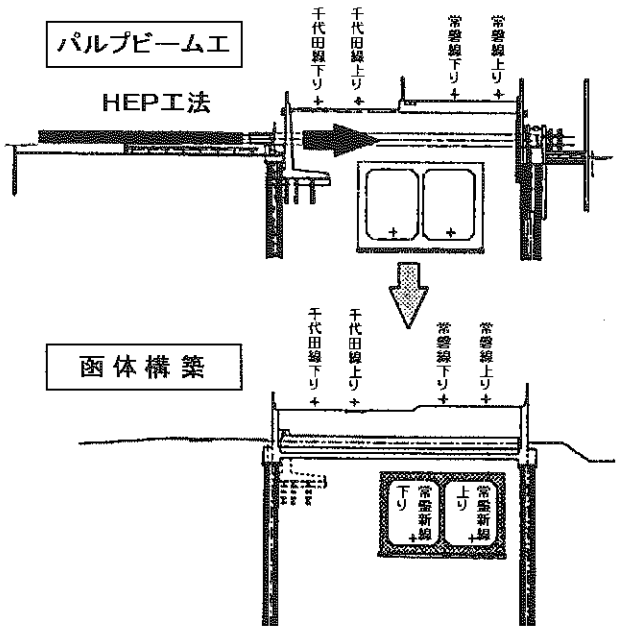


図 4-11-1-20　小菅交差部断面図

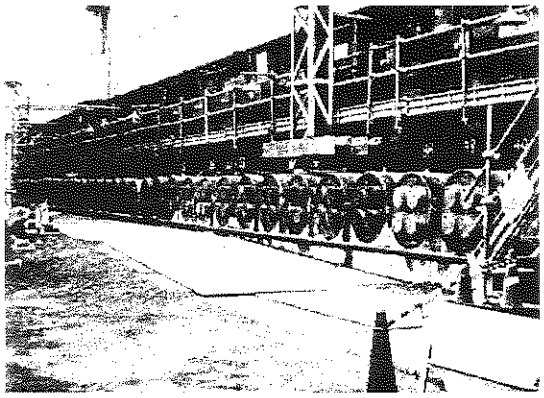


写真 4-11-1-4　小菅交差部鋼管施工状況

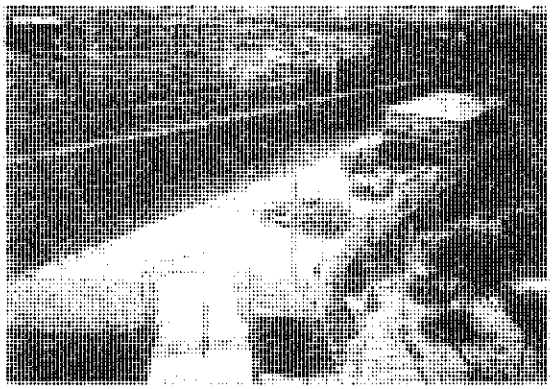


写真 4-11-1-5　小菅交差部（鋼管発進側）

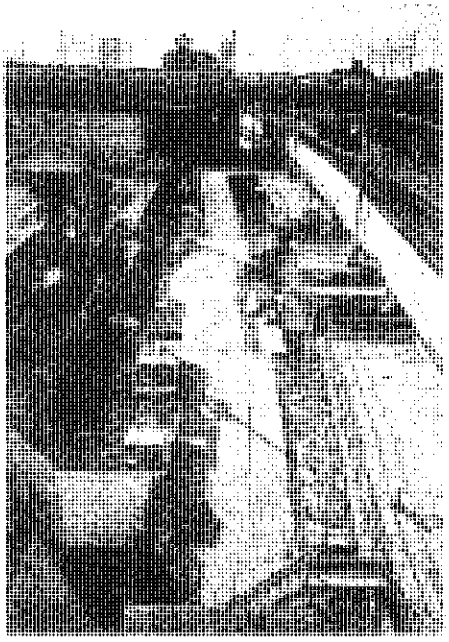


写真 4-11-1-6　小菅交差部(鋼管けん引側)

7. 南流山駅工区

南流山駅は、JR 武蔵野線南流山駅の西側にある市道 106 号線下に JR 武蔵野線と交差する位置に地下構造で構築した。この南流山駅の一部、武蔵野線を挟む約 55ｍの区間と併設する出入口（換気塔）を JR 東日本に工事を委託した。また、つくばエクスプレス（常磐新線）開業による JR 武蔵野線南流山駅の旅客流動等を考慮し、乗換え連絡設備等の改修を行なった。

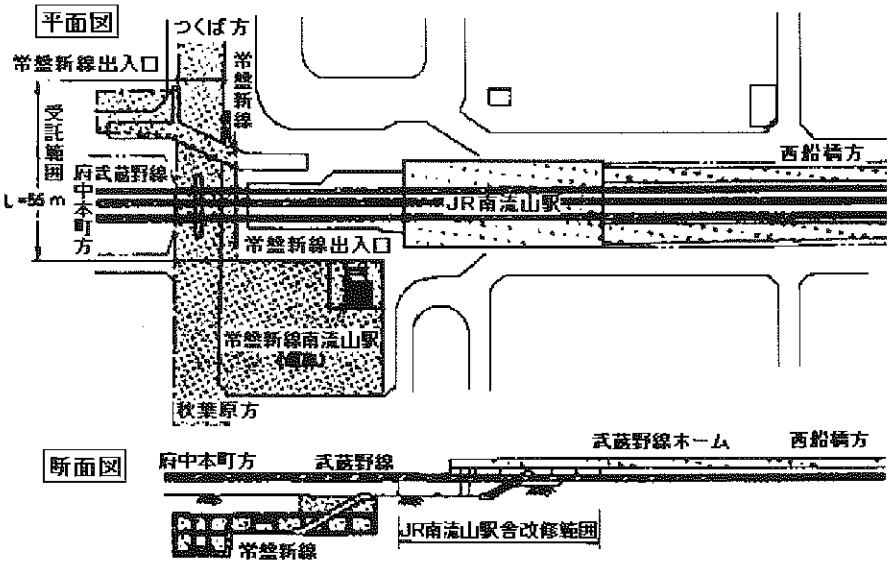


図 4-11-1-21　南流山平面図及び断面図

(1) 南流山駅の施工

南流山駅は2層3径間のRCラーメン構造で地下2階が軌道階、地下1階がコンコース階となっている。武蔵野線高架橋を地下本体柱及び床版上に受け替えた後、順巻工法にてRCラーメンく体を構築した。また、本体柱はリバース杭工法による削孔後に鋼管柱を建て込み、ジャッキによる求芯後、基礎コンクリートを打設する構真柱工法で施工した。

工事は平成12年2月に着手し、土留工、中間杭、路面覆工、先行地中梁、構真柱、地盤改良、高架橋受替工及び掘削等の工程を経て、く体構築が行なわれ、平成15年7月には軌道階、同年8月にはコンコース階、12月には出入口が完成し、軌道・設備関係工事の部分使用が可能となった。

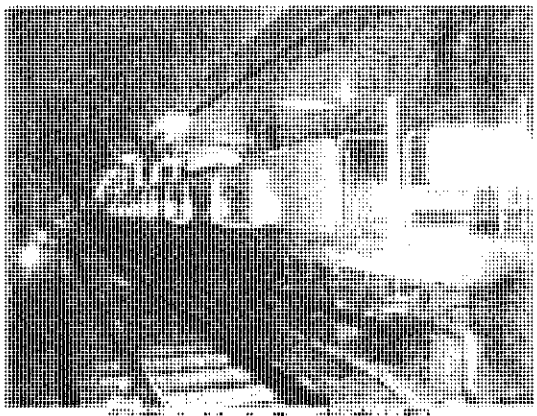


写真 4-11-1-7　南流山駅

(2) 武蔵野線南流山駅改修

JR南流山駅改修は上下線ホームにエスカレーターを各2基、エレベーターを各1基設置するとともに、連絡通路を新設し現行駅設備（駅務室、自動改札、券売機等）を改修した。連絡通路を新設するため、JR武蔵野線を工事桁で受け替え盛土部分を撤去し、ラーメン高架橋を構築した。平成12年9月に工事着手し、平成15年2月に完成した。

第2節　東京地下鉄建設委託工事

1. 新御徒町駅

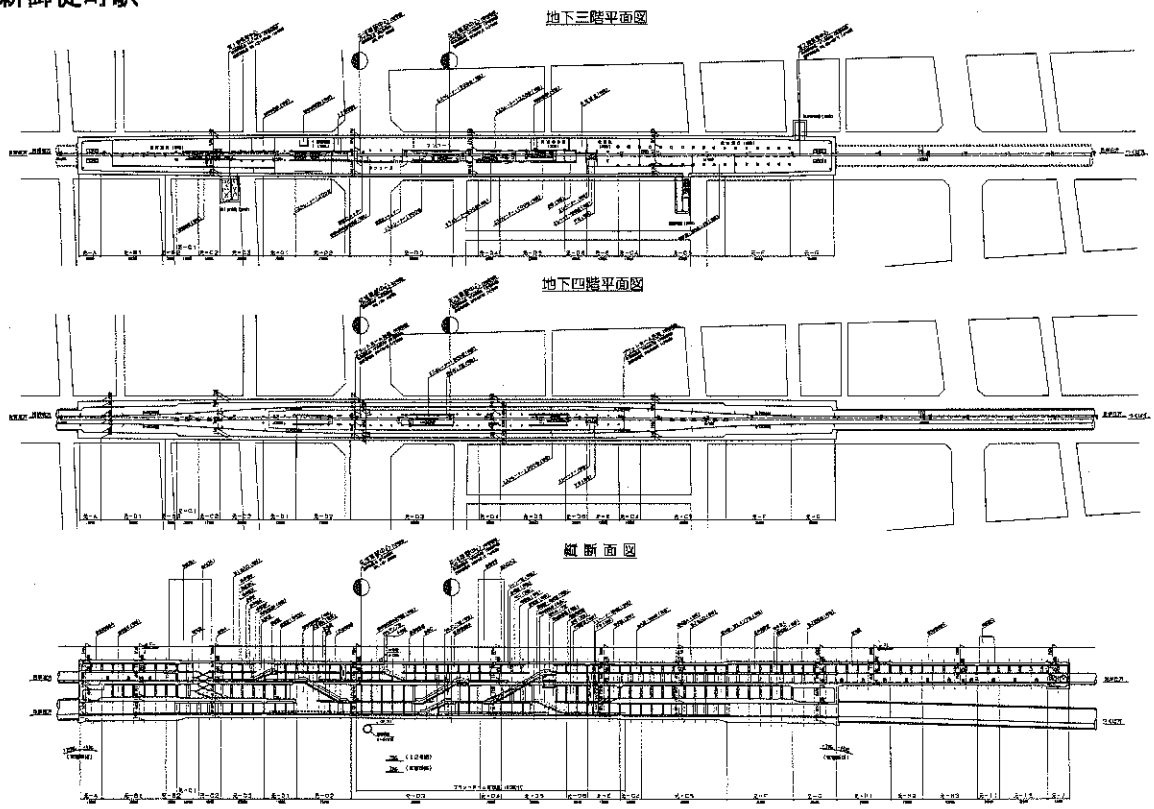


図 4-11-2-1　新御徒町駅 平面・縦断図

新御徒町駅は、都営大江戸線との併設駅となるため、秋葉原方350mは4層階、つくば方107.5mは2層階のRCラーメン構造で構築した。構造的には、地下1階は都営大江戸線のコンコース・駅務室・機械室、地下2階は都営大江戸線の島式プラットホーム（延長137.0m）と留置線、地下3階はつくばエクスプレス（常磐新線）のコンコース・駅務室・機械室、地下4階はつくばエクスプレス（常磐新線）の島式プラットホーム（延長125.0m）となっている。

出入口は4箇所、換気塔は5箇所設けられており、換気塔の3箇所は出入口に併設されている。

工事は開削工法により、駅延長457.5m、掘削幅16.7m～20.5m、掘削深さ18.0m～36.4mとなっており、都営大江戸線建設工事が先行していたことから、都営大江戸線の建設主体である東京地下鉄建設株式会社に工事を委託した。

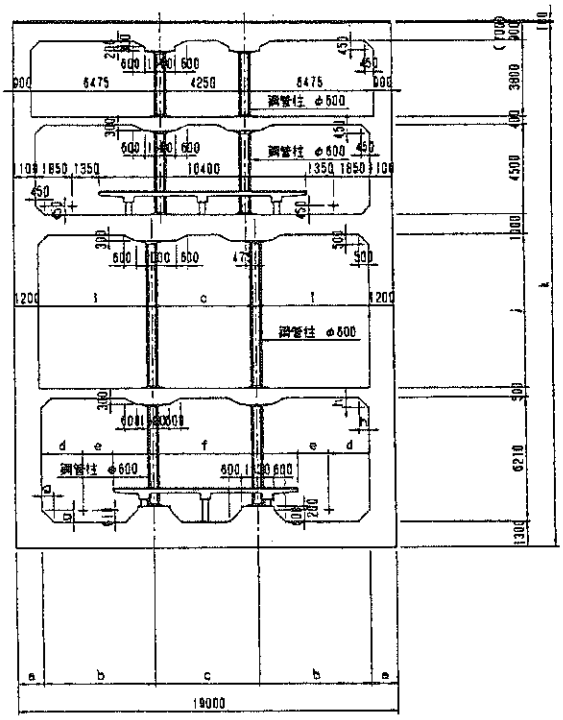


図4-11-2-2　断面図

なお、出入口の2箇所及び併設する換気塔の2箇所は、都営大江戸線が開業後、直接鉄道・運輸機構が施工を行なった。

(1) 中間杭打設

路面覆工荷重を受けるため、スパンを考慮し基本的に2列の中間杭を施工した。特に、本路線併設部は地下4層の構造となり、掘削深度から杭長は38.0mとなり、江戸川砂礫層への根入れの必要が生じたことから、砂礫層の削孔が確実に出来ること及び常設作業帯の作業エリアの関係でTBH杭工法を採用した。

工事は、準備作業としての布掘施工中に昔の都電荷重防護用のレンガ等の支障物が出現したため、人力による撤去が行なわれ、平成5年9月～平成9年6月までの長期間を要した。

(2) 仮土留杭施工

本路線併設部は前述のとおり掘削深度が深く、春日通りの幅員22.0mの中に構築（幅19.0m）するため、官民境界と土留壁中心距離は1.0mと近接していた。また、地質は透水性の高い砂礫層であり、仮土留壁は高い剛性と遮水性が求められたことから、鋼管矢板工法により施工した。なお、埋設物等の支障による窓明き部分は、背面部には薬液注入による柱列杭を施工した。

(3) 路面覆工

路面覆工は3段階に分け、第1段階として平成6年10月1日から28日までに中間杭施工後、覆工板を架設した。第2段階は平成7年7月6日から平成9年2月4日までに北側の土留壁打設後、覆工板架設した。第3段階は平成7年11月28日から平成9年6月30日までに南側の土留壁を打設後、覆工板架設した。

(4) 掘削工

覆工掘削、埋設物掘削は、人力及びバックホウを使用し、さらに覆工掘削～一次掘削では、昔の都電に対する防護構造物（尺角・レンガ・松杭等）や埋設不明管が多数あり、人力による撤去を行なった。一次掘削は小旋回バックホウ及びバックホウで掘削し、二次掘削は小旋回バックホウによる掘削及び集土を行ない、クラブリフターで揚土し、ダンプトラックで搬出した。

(5) 到達部防護工

新御徒町駅の4層部分の軌道階には、台東・寿シールドトンネルが各々起終点に到達するため、事前に到達防護工を施工した。

① 終点方（つくば）到達防護工

寿シールドトンネルが到達時、都営大江戸線に及ぼす影響を検討した結果、シールド到達防護兼都営大江戸線構築防護が必要となったことから、地上から所定の範囲を高圧噴射工法（RJP工法）により高強度地盤改良した。

② 起点方（秋葉原）到達防護工

終点方同様、台東シールドトンネル到達防護の必要から防護工の検討を行なったが、三味線堀等の埋設物が輻輳していること、直上の大江戸線シールドトンネルが完成していたことから、防護工は地上からの施工が困難であった。こうした状況から、3・4層階の構築完了後、坑内から水平薬液注入による防護工を施工した。薬液注入は、信頼性の高い低圧浸透注入工法（インナー注入工法）と二重管複合注入工法（マルチライザー工法）で実施した。また、施工に際して直上の大江戸線シールドトンネルへの変状が懸念されたことから、トンネル内に沈下計及び傾斜計を設置し、計測管理を行ないながら施工した。特に変状は確認されなかった。

(6) ディープウェル工

新御徒町駅開削での掘削深さは、約GL-35.0mであるが、最終床付面付近はGL-15.0～16.0mの水頭を有する滞水層が存在し、掘削時のボイリング・盤ぶくれ等が懸念された。その対策として、平成9年6月から平成12年4月までディープウェルによる地下水低下を図るとともに、経済性から揚水の下水への放流量を最小限に留めるため、地中に還元するリチャージウェルを施工した。

(7) 埋戻し工

掘削床付面から道路舗装面下－1.2mまでの埋戻範囲は、流動化処理土にて構築側部約3,400 m³、構築上部約23,000 m³、構築側部充填は普通A特1号を使用し、約1,600 m³を埋め戻した。

流動化処理土の製造は製造プラントにて行ない、コンクリートポンプ車またはホースを使用して埋め戻しを行なった。流動化処理土の施工方法、品質管理計画は、東京都建設局道路管理部の「道路掘削占用工事に伴う埋戻工法の流動化処理土取扱指針」の品質及び施工管理基準を準拠した。工事は側部充填・側部埋戻は平成10年9月6日～平成11年6月19日、上部埋戻は平成10年12月11日～平成12年8月30日で完了した。

第5編　　軌　道

第5編　軌　道

第1章　概　要

軌道工事は延長 58.5 kmのうち、起点より 14 km 776mまでを旧東京支社、14 km 776mから終点までを関東支社の二支社で担当した。

軌道工事は、全体工程上、平成 13 年にレール・まくらぎ等の資材購入、基準器・溶接・軌道工事を発注し、平成 13 年 12 月に総合基地において「つくばエクスプレスレール発進式」をもって着手し、その後土木工事の進捗にあわせ全線の工事を発注した。

工事は、第一期走行試験・第二期走行試験・全線走行試験（MIR が実施主体）と各走行試験と工程調整を図りつつ進めた。

第一期走行試験は、守谷駅付近(38 km 250 m～39 km 844m間 L=1,594m下り線使用（V=60 km/h）、及び総合基地の一部）で、平成 15 年 4 月～7 月に実施した。

第二期走行試験は、守谷駅付近～みどりの駅付近（36 km 920m～49 km 200m間 L=12,280m上下線使用（V=130 km/h）及び総合基地の一部）で、平成 16 年 4 月～7 月に実施した（写真 5-1-1)。

写真 5-1-1　44 km付近を走行する新型車両

その後、平成 16 年 5 月 29 日に北千住駅構内において「レール締結式」を行ない、全線における監査・確認を経て平成 16 年 11 月 1 日以降から同社による全線に亘る列車走行試験（この期間中に生じた軌道整備は調整の結果機構側で実施）を実施し、平成 17 年 7 月の運輸検査を経て平成 17 年 8 月 24 日に開業を迎えた。

軌道構造関係の線路建設基準は、次のとおりである。

1 軌　　間	1,067 mm
2. 最小曲線半径	600m以上（やむを得ない場合 160m以上）
3. 最急こう配	35‰以下
4. 軌道中心間隔	3,600 mm以上（やむを得ない場合 3,400 mm以上）
5. 軌道構造概要	軌道構造概要は表 5-1-1 に示す。

本線軌道構造別略図及び本線延長並びに総合基地等の軌道延長を図 5-1-1、表 5-1-2～4 に示す。

表 5-1-1　軌道構造概要

線別 / 軌道構造 / 項目	本線				副本線	側線			
	直結軌道		バラスト軌道		直結軌道	バラスト軌道			
	トンネル	高架・橋りょう	橋りょう（トラス）	切取・盛土	高架橋	入出庫線	通路線	電留線	保守基地
軌間	1,067 mm								
レールの種類	60 kg レール					50N レール			
マクラギの種類	弾性マクラギ（PC-6D）	弾性マクラギ（PC-4D・8D）	弾性 PC 間マクラギ（PC-6E）		弾性マクラギ（PC-4D）	弾性マクラギ	PC マクラギ		木マクラギ
マクラギの敷設間隔	ロング 40 本/25m		ロング 43 本/25m		本線と同じ（定尺 41 本/25m）	ロング 38 本/25m 定尺 39 本/25m	定尺 39 本/25m	定尺 31 本/25m	
レール締結装置の種類	パンドロール（PR クリップ）	直 4K 形・パンドロールタイプレート形	パンドロール（ファーストクリップ）		本線と同じ（直 4K 形）	パンドロール（ファーストクリップ）			犬クギ（急曲線はタイプレート付）
道床の種類 軌道寸法	コンクリート道床		バラスト道床		コンクリート道床	バラスト道床			
	厚さ 100 mm以上		厚さ 250 mm以上		厚さ 100 mm以上	厚さ 250 mm以上	厚さ 200 mm以上		厚さ 150 mm以上

表 5-1-2　本線軌道構造別延長

軌道構造			軌道延長（m）	率（%）
直結軌道	明り	弾性マクラギ直結	80,436	68
	トンネル	弾性マクラギ直結	27,661	24
		フローティング・スラブ	1,149	1
		フローティング・ラダーマクラギ	500	1
バラスト軌道（弾性マクラギ）			7,176	6
全延長（軌道延長m）			116,922	100

表 5-1-3　副本線軌道延長

	軌道延長（m）	記事
八潮電留線	1,002	バラスト軌道
入出庫線（守谷）	2,230	
総合基地（守谷）	10,299	
〃（保守基地：守谷）	1,520	
〃（工場線：守谷）	898	
保守基地設備（北千住・八潮・流山セパ・みどりの）	632	バラスト・直結軌道
計	16,581	

表 5-1-4　側線等軌道延長

名称	軌道延長（m）	記事
秋葉原駅構内	130	弾性まくらぎ直結軌道（分岐部は合成まくらぎ直結）
北千住駅構内	125	
八潮駅構内	1,035	
おおたかの森駅構内	813	
守谷駅構内	823	
つくば駅構内	130	
計	3,056	

軌道構造施設配線図

【軌道構造別軌道延長】

弾性マクラギ直結軌道	29．6km
弾性マクラギ直結軌道（バラスト散布）	78．5km
バラスト軌道	7．2km
フローティングスラブ軌道	1．2km
フローティングラダー軌道	0．5km

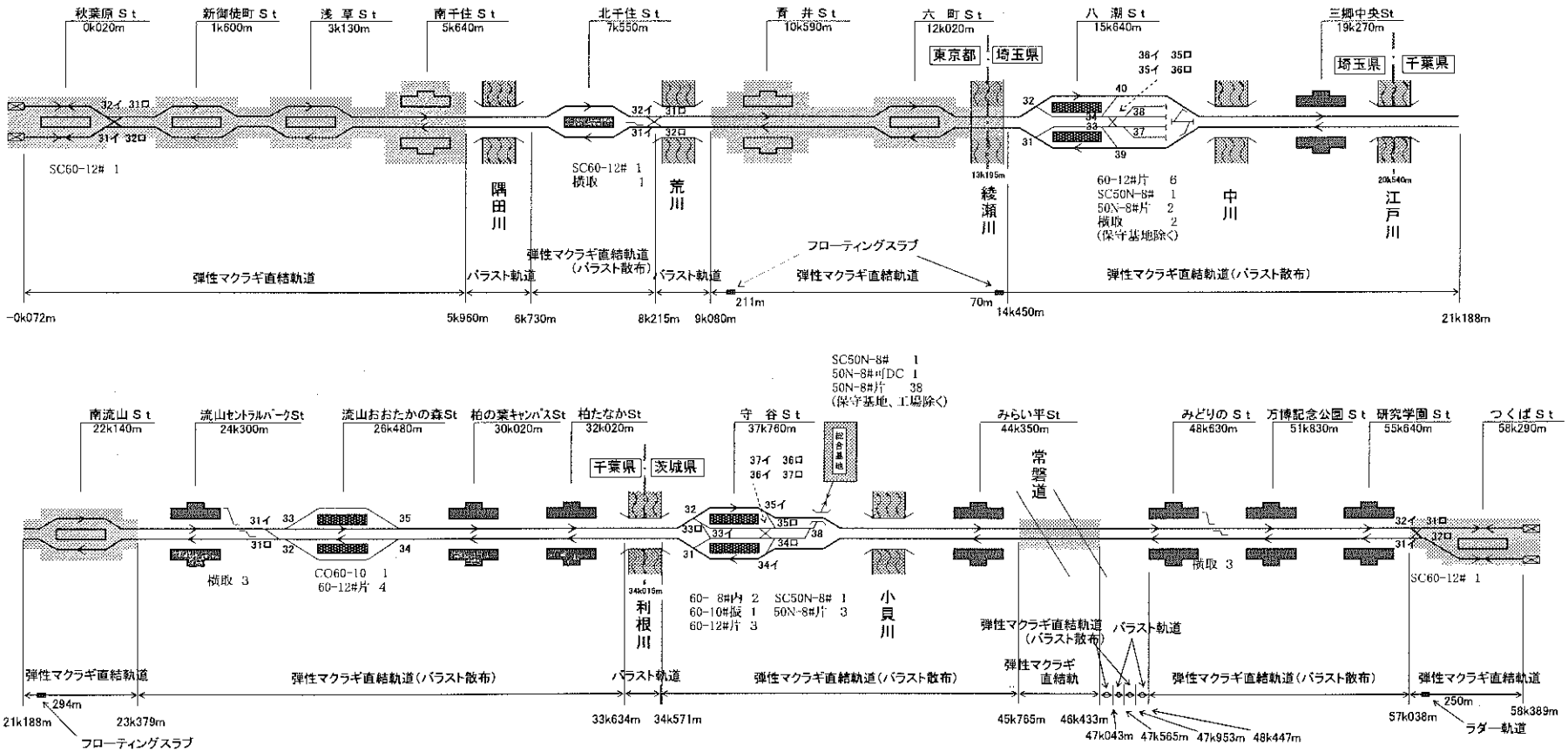


図 5-1-1

第２章　軌道構造

第１節　概　要

本線の軌道構造は、環境対策、施工性、経済性、保守の省力化等を考慮して弾性まくらぎ直結軌道を基本とし、一部盛土等により圧密沈下の想定される区間及び桁遊間の大きい一部のトラス橋は、軌道保守の対応しやすいバラスト軌道（弾性まくらぎ）を採用した。なお、直結軌道区間のうち、一部区間でトンネル近傍の振動対策としてフローティング・スラブ軌道（西綾瀬トンネルの一部・綾瀬川トンネルの一部・南流山トンネルの一部）及び フローティング・ラダー軌道（つくばトンネルの一部）を採用した。

側線の軌道構造は、経済性等を考慮しバラスト軌道を採用した。

レールは乗り心地の向上、環境対策、保守の省力化等を考慮し可能な限りロングレール化を図った。その結果、最大ロングレール長は、小貝川Ｂ終点～つくば駅までの長大橋りょうの無い区間で約 18.3 kmとなった。

第２節　軌道構造

1. 弾性まくらぎ直結軌道

弾性まくらぎ直結軌道は、弾性まくらぎ軌きょうを直接道床コンクリートで固定する直結軌道で、まくらぎの敷設間隔は 40 本/25 mとなっている。PC マクラギの長さは、通常 2mであるが今回防振対策としてレール座面下にまくらぎパット（4.5tf/cm）を取付けているため、まくらぎの支持点がレール座面下のみとなることから、まくらぎ長さを 1.8mに短縮することができた。（写真 5-2-2-1）

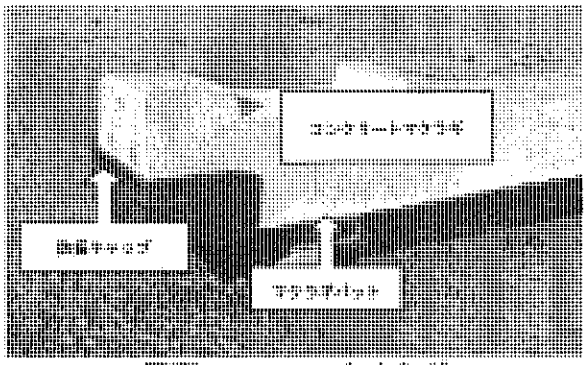


写真 5-2-2-1　まくらぎ

また締結装置の種類は、土木構造物との関係から、主なものは３種類である。

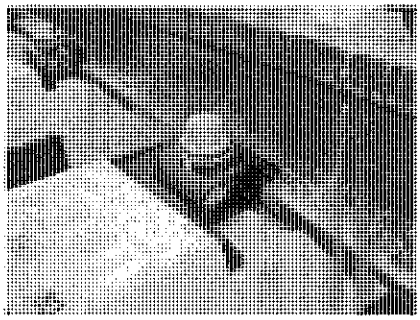


写真 5-2-2-2

(1) 明かり区間（一般区間）

直結 4K 形（60 レール用）締結装置（板ばね式）を使用し、橋りょう等のクリープ対策として高低 20 mm・左右±6 mmの調整が可能である。また、環境対策のため消音バラストを散布している。（写真 5-2-2-2・図 5-2-2-1）

弾性マクラギ直結（1.8m）
直結４Ｋ形（60レール用）

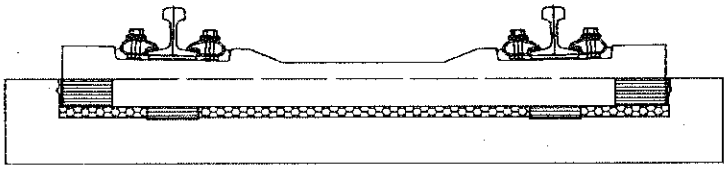


図 5-2-2-1

(2) 明かり区間（軸道併設等区間）

パンドロールタイプレート（60 レール用）締結装置（線バネ式）を使用し、軌道敷設後に併設される軸道建設等に伴う軌道変位に対して対応可能な構造としている。なお、締結装置が特殊なタイプレートであるためまくらぎの長さが 1.9mとなっている。また、この区間も環境対策のため消音バラストを散布している。（写真 5-2-2-3・図 5-2-2-2）

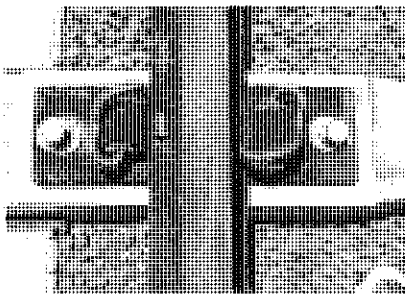


写真 5-2-2-3

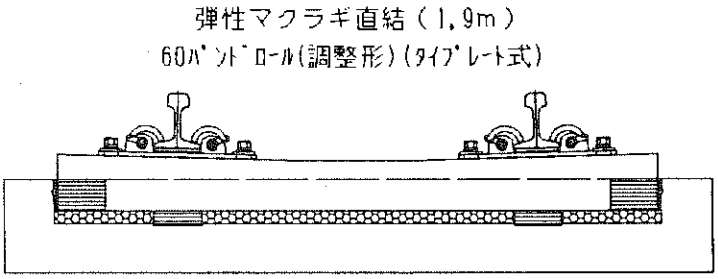


図 5-2-2-2

(3) トンネル区間

軌道構造に影響を及ぼす構造物の変状も無いことからパンドロール（60 レール用）締結装置（線バネ式）を使用している。（写真 5-2-2-4・図 5-2-2-3）

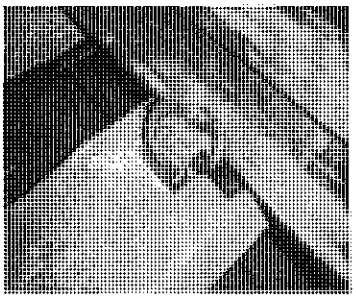


写真 5-2-2-4

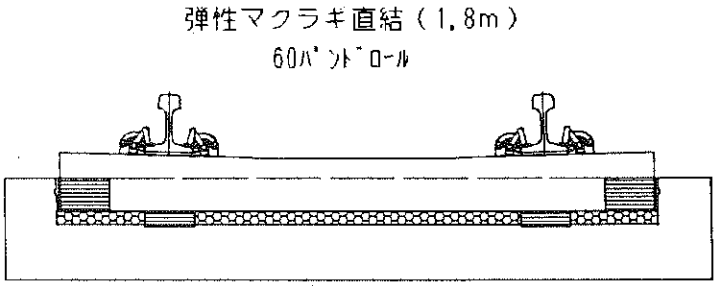


図 5-2-2-3

2. バラスト軌道（弾性まくらぎ）

バラスト軌道は、直結軌道の採用できない盛土区間及び桁伸縮量の大きい一部のトラス橋に採用した。まくらぎは、バラスト細粒化防止のゴム（厚さ 20 ㎜）をまくらぎ下に埋め込んだ弾性まくらぎ（L＝2m）で敷設間隔は 43 本/25mとし、道床バラスト厚 250 ㎜以上で、端部にはバラスト止めを施工し軌道狂いの進行を抑止している。（写真 5-2-2-5）

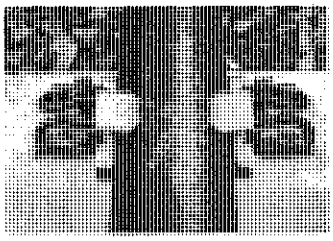


写真 5-2-2-5

また、締結装置は保守性を考慮しファーストクリップとした。

3. フローティング・スラブ軌道

フローティング・スラブ軌道は、西綾瀬トンネル入口付近・綾瀬川トンネルの出口付近・南流山トンネルの入口付近の箱型トンネルの一部区間に施工したもので、RL～路盤面が 850 ㎜必要なこ

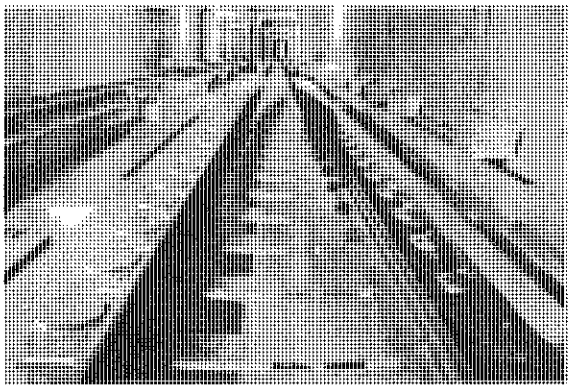


写真 5-2-2-6

とから土木構造物の設計の段階から計画し、コイルバネ支持のコンクリート路盤桁（標準 20 mの単線桁）を土木工事で施工し(旧東京支社は路盤も桁軌道側で施工)その桁に、軌きょうをアンカーボルトにより固定する構造である。(写真 5-2-2-6)（路盤編第９章参照）

4. フローティング・ラダー軌道

フローティング・ラダー軌道区間は、つくばトンネル入口付近の土被りの浅い単線シールド区間の一部に施工した。この区間の RL～路盤面までが 570 ㎜で設計されており、高さを変更しても 620 ㎜が限度であるため、これに対応可能な防振軌道としこの構造を採用した。ラダーマクラギは締結装置間隔が 625 ㎜であることから 10 締結を１ユニット 6.15mとし、まくらぎ下に角型防振装置 (8 個) を装着し、アンカーボルトで路盤面に固定している構造である。(写真 5-2-2-7・図 5-2-2-4)

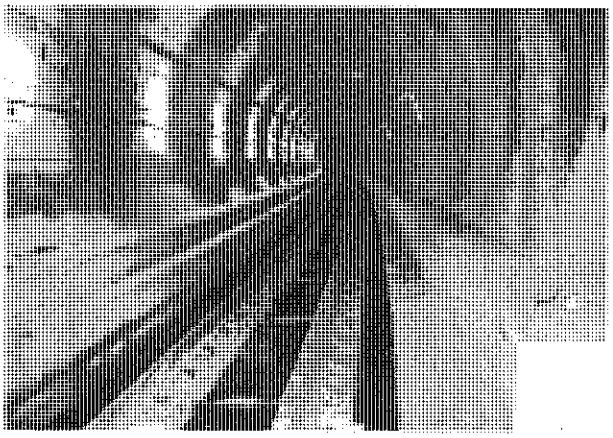


写真 5-2-2-7

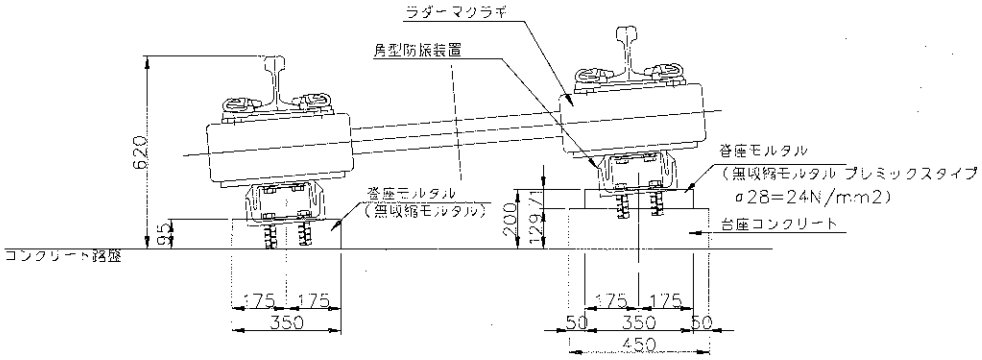


図 5-2-2-4　断面図

5. 分岐器、伸縮継目

分岐器については保守性を考慮し、弾性マクラギ直結軌道区間は、合成マクラギ直結分岐器を基本とした。

本線の分岐器番数は 12 番を基本とし一部に 10・8 番を採用した、可動部にはベアリング床板を使用し、レール縦移動防止のため移動防止金具を設置した。(写真 5-2-2-8)

八潮電留線と総合基地の入出庫線と基地内は、8 番のバラスト用分岐器を使用し可動部には、本線と同様にベアリング床板を使用した。

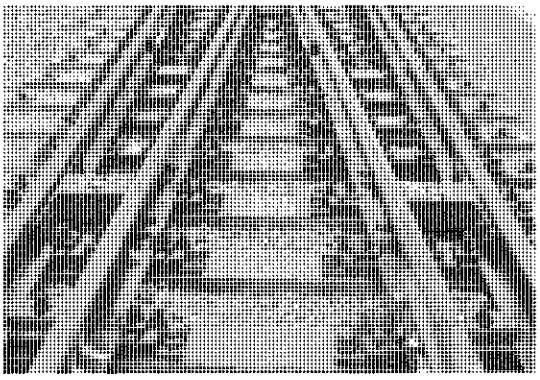


写真 5-2-2-8　T12#分岐器の移動防止金具

なお、保守用車対応のため、北千住・八潮・流山セントラルパーク・みどりの駅の保守用車留置線に入るため、「可動式横取装置」(ロングレール区間対応の設計）を設置した。(写真 5-2-2-9)

伸縮継目は、分岐器の前後と桁の配置より軸力等の計算を行ない、軸力が100ｔ以上及び破断時開口量が70㎜以上の箇所について設置した。その結果、最長ロングレール長は小貝川Ｂ終点～つくば駅間の約18.3㎞となった。なお、構造は直結構造を基本とし、簡易形の伸縮形式（ストローク±125㎜）とした。（中川Ｂ等は桁の伸縮が多いためストローク長が±400 ㎜の伸縮部と固定部からなる構造を採用した）

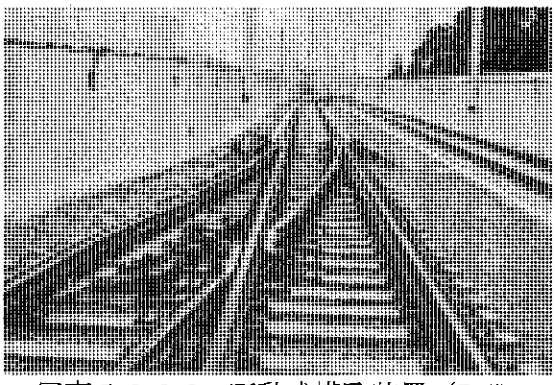


写真5-2-2-9　可動式横取装置（T8#）

6. 側　線

側線の軌道構造はバラスト軌道を主体とし、締結装置は本線と同様にファーストクリップ締結装置とした。また、総合基地等の洗浄線や保守基地設備の一部は、マクラギ埋め込み形の直結軌道とした。

7. 軌道構造変更箇所の対応

軌道構造の違いによる列車走行の衝撃を緩和するため、各軌道構造別に緩衝区間を設置した。

具体的には軌道構造の境界に5m又は10m（5m+5m）の緩衝区間を設け、隣接軌道構造の軌道ばね係数が2倍以上にならないよう弾性まくらぎ（まくらぎパッド4.4MN/m）と合成まくらぎの緩衝区間に9.8MN/mと29.4MN/mのまくらぎパッドのまくらぎを5mずつ設け、弾性まくらぎ（まくらぎパッド4.4MN/m）とバラスト軌道の緩衝区間には9.8MN/mまくらぎパッドのまくらぎを5m設けた。なお、各軌道構造のばね係数を表5-2-2-1～2に示す。

表5-2-2-1　軌道構造別ばね係数

		有道床弾性まくらぎ軌道	弾性まくらぎ直結軌道	接続用合成まくらぎ直結軌道	合成まくらぎ直結軌道	合成まくらぎ直結分岐	備　考
軌道パッド	MN/m	49.0	58.8	58.8	58.8	88.3	(1)
まくらぎ下	MN/m	30.0	4.4	91.6	91.6	90.1	(2)=1/(1/(3)+1/(4)
（合成まくらぎ）	MN/m			150.0	150.0	150.0	(3)
（合成樹脂）	MN/m			235.4	235.4	225.6	(4)
レール支点支持ばね係数	MN/m	18.6	4.1	35.8	35.8	44.6	(5)= 1/(1/(1)+1/(2)
まくらぎ間隔	mm	581	625	500	625	570	(6)
単位長さあたりの分布レール支点支持ばね係数	MN/m	32.0	6.6	71.7	57.3	78.2	(7)=(5)/(6)
軌道ばね係数	MN/m	60.5	18.4	110.6	93.6	118.1	(8)=(4*(7))3/4(EI)1/4

表5-2-2-2　緩衝用弾性まくらぎ直結軌道ばね係数

		緩衝用弾性まくらぎ直結軌道	緩衝用弾性まくらぎ直結軌道	備　考
軌道パッド	MN/m	58.8	58.8	(1)
まくらぎ下	MN/m	9.8	29.4	(2)=1/(1/(3)+1/(4)
（合成まくらぎ）	MN/m			(3)
（合成樹脂）	MN/m			(4)
レール支点支持ばね係数	MN/m	8.4	19.6	(5)= 1/(1/(1)+1/(2)
まくらぎ間隔	mm	625	625	(6)
単位長さあたりの分布レール支点支持ばね係数	MN/m	13.4	31.4	(7)=(5)/(6)
軌道ばね係数	MN/m	31.5	59.6	(8)=(4*(7))3/4(EI)1/4

第３章　軌道敷設

第１節　施工計画

弾性まくらぎ直結軌道が軌道構造の大部分を占めるため、工事用機械や土木の軌道開放時期等を総合的に判断して、施工は現地工法を基本とする計画とした。

軌道材料は支給材料のため、軌道工事工程に合わせた材料供給が必要であり、各材料毎に調達時期・区間を設定して物品調達として購入した。

支給材料は、レール、PCマクラギ、木マクラギ、締結装置（金物類、化成類、軌道パッド類に分類）、分岐器、伸縮継目、接着絶縁レールに分類し発注した。搬入はトレーラーやトラックで製作工場から現地に直接搬入した。ただし、レールは１本が25mと長いため、全長30mにもなるポールトレーラーを用い、東京湾のレール積み卸しバースから、警察より許可を受けた運行ルートを深夜・早朝にかけ輸送した。

軌道工事の施工区分は、各工事種別毎とし、基準器設置工事は２工区(旧東京、関東各１件)、レール溶接工事は３工区（旧東京１件、関東２件)、本体の軌道敷設工事は７工区（旧東京２件、関東５件）に設定した。また総合基地は１件工事とした。

第２節　施　工

1. 基準器設置

基準器設置は、軌道敷設前に軌道中心・縦断測量をおこない、計画線形を決定し現地に基準器を設置するものであり、軌きょう整正時に、より精度の良い整正をおこなうため軌道中心に設置した。設置間隔は、直結軌道区間5m毎、バラスト軌道区間20m毎である。

2. レール溶接

レール溶接は、鉄道事業者の要望でガス圧接を基本とし、分岐器・伸縮継目・設定替に伴う一部区間をエクローズアーク溶接で施工した。また直結軌道区間の占める割合が 96%と多いことから現地工法を採用した。これは軌きょう整正時及びコンクリート打設時に、レール温度の変化に伴う軌きょうの移動の影響を受けないためである。なお、トンネル区間においては、温度変化の影響も少なく急曲線が多いことから予め溶接を行ない、長尺レールによる軌きょう組立・整正を行なった。(急曲線部のレールの曲げ加工が容易なため）（写真 5-3-2-1)

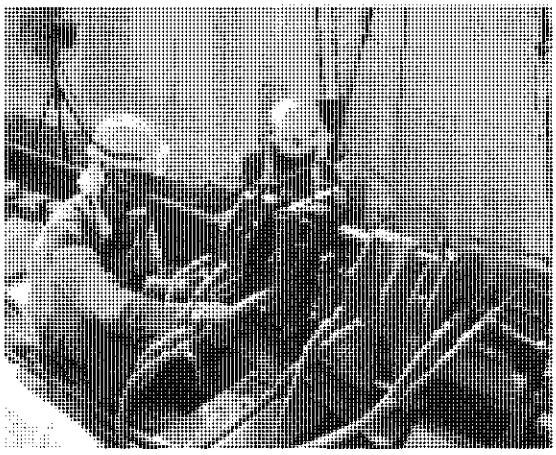


写真 5-3-2-1　レール溶接（ガス圧接）

3. 軌道敷設

(1) 直結軌道

直結軌道は、軌道解放となった区間から順次施工した。以下に直結軌道の一般的な施工手順を示す。

① 材料運搬

レール、PCマクラギ等支給材料及び仮設材料は、クレーンにより路盤内に搬入し、フォークリフト等を用いて所定の位置まで運搬し仮配置する。(写真5-3-2-2)

② 軌きょう組立

PCマクラギを仮配置し、レールを載せて軌きょうを組立てた後、軌条支承装整置（高低用）を取付け、軌きょう正器を用いて基準器鋲に合せ、所定の位置に一次整正し、パイプサポートで通りを決め固定する。(写真5-3-2-3)

③ 鉄筋・型枠組立

道床鉄筋コンクリートの鉄筋の組立てを行ない、型枠を所定の位置にセットする。(写真5-3-2-4)

④ レール面整正

仮固定した軌きょうの二次整正を行ない、通り・高低の最終調整を行なう。その際に、道床コンクリート・消音バラストの重量が軌道版上荷重の全体の約8割近くを占めるため、桁の種別を勘案して概ね設計計算値の 50～70%程度上げ越しをしておく。(20mPCU桁では概ね4㎜程度)(写真5-3-2-5)

⑤ コンクリート打設

レール・締結装置・まくらぎの防護をおこない、道床コンクリート打設仕上り精度を確認しながら、生コンクリートをポンプ車等により打設を行なう。(写真5-3-2-6)

⑥ レール溶接

ある程度の区間のコンクリート打設が終了したら現地でレール溶接を行なう。

⑦ ロングレール設定替

25mレールを溶接しロングレールとなったレールの軸力解放を行ない、所定の設定温度（直結軌道区間は25℃、バラスト軌道区間は35℃）で設定替えを行なう。

施工は、一部区間を除き緊張器で実施した。

⑧ 消音バラスト散布

環境対策のため、消音バラスト（単粒5号砕石）を散布する。散布厚さは線間と軌道外側は200㎜(切取区間は100㎜)、軌道左右レール間は150㎜とした。(写真5-3-2-7)

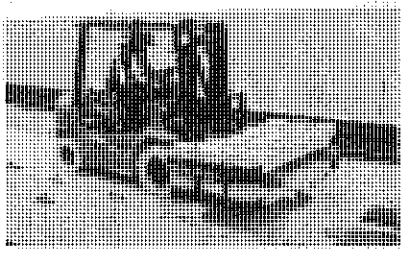


写真5-3-2-2

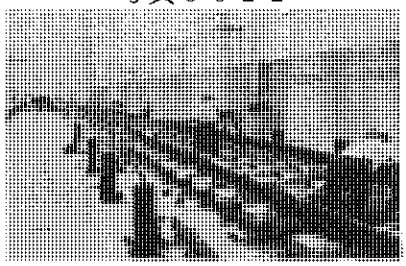


写真5-3-2-3

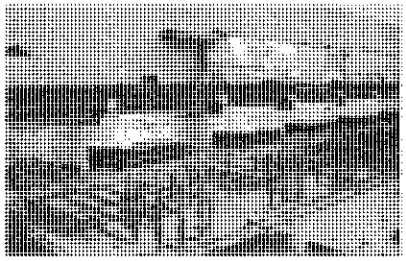


写真5-3-2-4

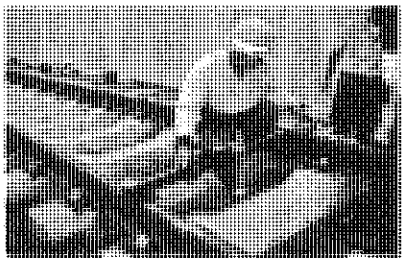


写真5-3-2-5

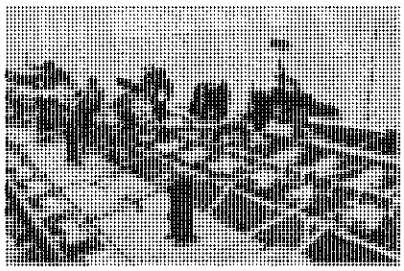


写真5-3-2-6

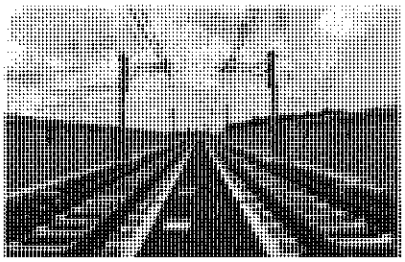


写真5-3-2-7
弾性マクラギ直結軌道

(2) バラスト軌道

バラスト軌道は、区間が限定されているためB法による現地工法で施工した。

なお、つき固めは人力によるタイタンパーでおこなった。(一部は人力と機械によるつき固めを併用した。)

(3) フローティング・スラブ軌道

フローティング・スラブ軌道は、別件工事で施工されたフローティング・スラブ上に、軌きょうを組立て無収縮モルタルで固定するもので、まくらぎ位置は予め箱抜きされている。(写真 5-3-2-8)

まくらぎは、フローティング・スラブ用まくらぎ、締結装置はパンドロール締結装置で、路盤への固定はまくらぎに取付けた左右のアンカーボルトによる。

主な施工順序を以下に示す。

① レール・まくらぎ等支給材料の搬入。

② 軌きょう組立て（アンカーボルト取付け)。

③ 軌きょう整正。

④ 無収縮モルタル填充。

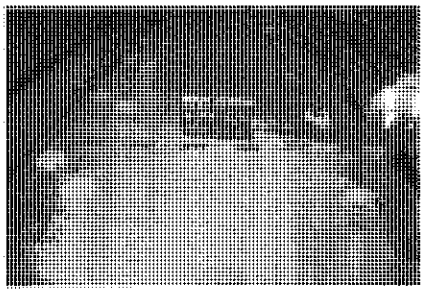


写真 5-3-2-8

(4) フローティング・ラダー軌道（角型防振装置付）

防振装置式フローティング・ラダーは、工場で製作されたプレストレスコンクリート製縦梁を鋼管製繋継材で連結したハシゴ状の縦マクラギとし、低ばね支持係数の防振構造としている。このラダーを防振装置により間欠的に支持し、コンクリート路盤から浮かせた構造となっている。

施工区間は、曲線区間でカント量も多いことから、外軌側のみ台座コンクリートを打設し、その上に無収縮モルタルを設置することで対応した。

主な施工順序を以下に示す。

① ラダーマクラギの基礎用さし筋の削孔。

② ラダーマクラギの取卸し・運搬(写真 5-3-2-9)

③ 仮置のラダーマクラギを計画位置に据える。

④ 締結装置を取付け山越器を用いレールをマクラギ上に載せる。(写真 5-3-2-10)

⑤ パイプサポートでラダーマクラギを固定後、レール面整正を行ない、レールを締結する。(写真 5-3-2-11)

⑥ 台座コンクリートの鉄筋を組立て型枠をセットする。

⑦ 台座コンクリートを入念に打設する。

⑧ 沓座モルタルをエアー混入しないように打設する。

⑨ 施工完了後、軌道仕上がり状態を検測する。

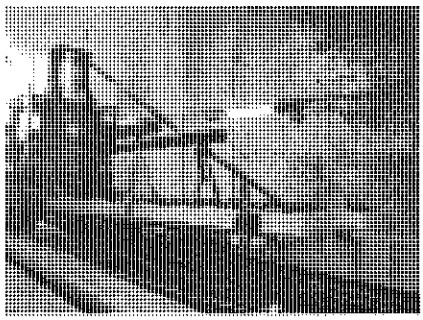


写真 5-3-2-9

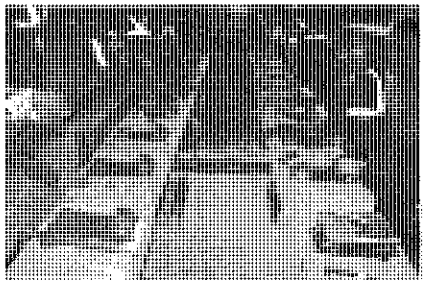


写真 5-3-2-10

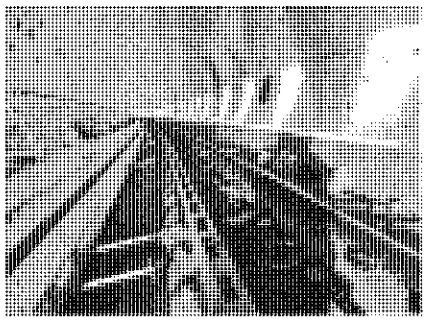


写真 5-3-2-11

なお、今回使用した無収縮モルタルは施工性を勘案して、超速硬型モルタルを使用したが、施工時期が冬期で温度変化が大きかったため、下り線に微細なクラックが発生してしまった。対応策として、設計計算上の応力検討を行ない問題無いことを検証し、沓座モルタル全数の全面に浸透改質材を塗布し表面処理工を施した。

(5) レール削正

騒音逓減・レール延命等を目的としてによりレール頭頂面削正（8 頭式 20 パス）を実施した。(写真 5-3-2-12)

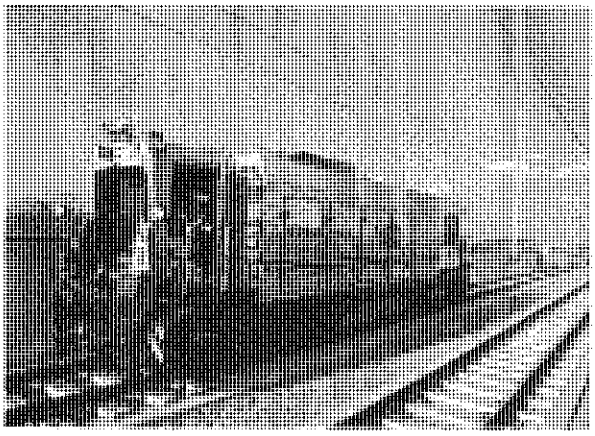


写真 5-3-2-12　レール削正車(8 頭式)

(6) 軌道整備

総合監査終了後、及び鉄道事業者が施設を事前使用し、全線に亘る列車走行試験を約 8 ヶ月間実施し、その期間中に生じた軌道整備は鉄道事業者と協議し機構側で実施した。軌道状態の測定は、車両用加速度計（可搬式振動加速度計 UH-3 型）を使用して、列車動揺値（左右・上下値）を月一回測定した。

基準値は、MIR制定の動揺整備目標値である0.20g以下とし、協議の結果上下・左右値は0.20g以下を確保するため、0.15g 以上の箇所を整備することにした。これは、桁のクリープの進行に伴う動揺を想定し、より良い乗り心地を確保するためである。0.15g を超えたのは PCU 桁(桁長 20m、車両長 20m で同調しやすい)の連続する箇所が多かった。また、左右の動揺値は 0.10g を超える箇所はほとんど無かった。これは、直結軌道のため横抵抗がとれやすい鉄筋コンクリート構造のため左右の軌道狂いが少なかったためと推測される。

第３節　直結軌道の施工管理

常磐新線では軌道工事完了後の静的状態で計画レールレベルとなるように施工を進めているが、PC 桁は軌道構造の版上荷重載荷により桁にたわみが生じる。直結軌道では道床コンクリートを施工した後の軌きょうの大きな調整は困難であるため、軌きょう組立時に PC 桁のたわみを考慮した上げ越しを行なう必要がある。そこで、軌道敷設の完了した桁の施工実績から、構造・延長毎のたわみの傾向をつかみ、今後施工する箇所の上げ越し管理に反映させることとした。

上げ越し量は軌道版上荷重（表 5-3-3-1）から、軌きょう組立時の桁たわみ量を基に道床コンクリート打設時、消音バラスト散布時のたわみ量をそれぞれの重量比から想定して決定した。

また、PCU 桁については実橋での載荷試験結果において軌道版上荷重分載荷時に 4～5 ㎜のたわみが発生しているが、これは施工実績（表 5-3-3-2）と試験結果がほぼ一致している。

表5-3-3-1　軌道版上荷重(単位：kN/m)

	直線	曲線(C=105)
軌きょう＋鉄筋	10.1(23%)	10.5(21%)
道床コンクリート	18.1(40%)	23.3(47%)
消音バラスト	16.5(37%)	16.4(32%)
軌道合計	44.7(100%)	50.2(100%)

表5-3-3-2　施工実績（単位：mm）

	施工数	軌きょう組立時		コンクリート打設時	
		平均	標準偏差	平均	標準偏差
PCU	10	-1.0	1.3	-2.0	1.3
Cbp(45～40m)	4	-1.6	2.1	-6.5	2.9
Cbp(36.5～33m)	5	-1.9	0.9	-4.3	2.1
Ctp (35～30m)	3	-1.2	1.2	-6.3	0.5
Ctp (28～25m)	3	-1.2	0.8	-3.5	0.6

表5-3-3-3　上げ越し量（単位：mm）

	軌きょう組立時δ1	コンクリート打設時		消音バラスト散布時		上げ越し量
		増分δ2	累計	増分δ3	累計	
PCU	-1.0	-1.0	-2.0	-2.0	-4.0	4.0
Cbp(45～40m)	-1.6	-4.9	-6.5	-4.4	-10.9	11.0
Cbp(36.5～33m)	-1.9	-2.4	-4.3	-2.1	-6.4	7.0
Ctp (35～30m)	-1.2	-5.1	-6.3	-4.5	-10.8	11.0
Ctp (28～25m)	-1.2	-2.3	-3.5	-2.0	-5.5	6.0

以上の施工結果から上げ越し量は表5-3-3-3を標準として行なった。消音バラスト散布時のたわみ量の想定は直線部の版上荷重から、

$$\delta 3 = \delta 2 \times 16.5 / 18.1 \quad \cdots(3)$$

として想定した。なお、PCU形桁については土木で実施した実橋載荷試験の値を採用し、上げ越し量は4mmとしている。ただし、実際の施工では軌きょう組立時のたわみ量が大きく異なる場合もあり、このような場合には桁毎に上げ越し量を決定することにした。

第 10 編　　環境保全

第10編　環境保全

第1章　概　要

つくばエクスプレス（常磐新線）の整備は、沿線の街づくりと一体となって進められたため、鉄道整備と沿線自治体による区画整理、再開発事業が同時に実施された。それぞれの事業は、それぞれの事業者が環境影響評価を行なうことになる。

鉄道建設もその他の事業と同様に都市計画事業であり、都市計画事業としての環境影響評価の対象となる。

つくばエクスプレス（常磐新線）は、東京都、埼玉県、千葉県、茨城県を通過するが、それぞれの自治体の定める環境影響評価に係る条例、指針、指導要綱等によることになる。この結果、行政手続、説明会等は、東京都及び茨城県については事業環境アセスメントとして、鉄道事業者である首都圏新都市鉄道が実施し、埼玉県及び千葉県については都市計画環境アセスメントとして都市計画決定者である両県が実施した。

鉄道公団東京支社及び関東支社（現鉄道運輸機構東京支社）は、平成3年5月の環境影響調査着手以来、準備書、評価書等の作成（事務）作業を担当した。

なお、最終の事後調査報告書（工事完了）の作成については、現在、鉄設・運輸機構東京支社が最終事後調査を実施中であり、関係自治体への提出は平成18年6月頃を予定している。

表10-1-1　環境影響評価の手続き概要

手続き区分	区　　間	延長 km	準備書提出	評価書提出	備　　考
東京都その1	秋葉原～浅　草	約3.4	H 4.10. 5	H 5.10. 8	東京都環境影響評価条例
東京都その2	浅　草～都県境	約9.9	H 6. 5.12	H 7. 8. 4	
埼　玉　県	八　潮～三　郷	約7.3	H 7. 7. 6	H 8. 3. 8	県環境影響評価技術指針
千葉県その1	流山市地域	約7.9	H 9. 2.21	H 9.11.18	県環境影響評価の実施に関する指導要綱
千葉県その2	柏 市 地 域	約5.6	H10. 5. 8	H11. 1.14	
茨城県その1	守谷～伊奈・谷和原	約12.3	H 5. 9. 8	H 6. 2.24	県環境影響評価要綱 県環境影響評価調査指針
茨城県その2	谷和原～つくば	約12.1	H10.11.20	H11. 5.25	

（※東京都その1,2は準備書→評価書（案）として作成されている。）

第1節　環境影響評価手続きの流れ

鉄道事業者である首都圏新都市鉄道が実施した東京都、茨城県、また土地区画整理事業者であり都市計画決定者である埼玉県、千葉県が実施した環境影響評価の内、東京都及び千葉県の環境影響評価手続きの流れを図10-1-1-1～4に示す。

(1) 東京都環境影響評価条例に基づく一連の手続き（図 10-1-1-1～2）

① 環境影響評価書案の作成まで

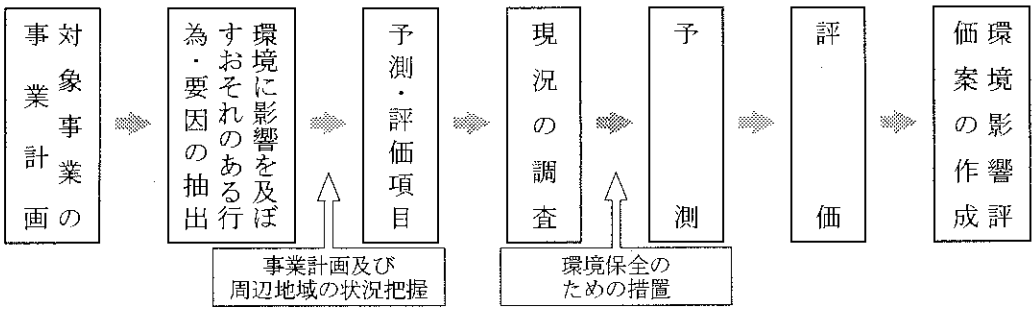


図 10-1-1-1

② 環境影響評価書の作成、告示・縦覧まで

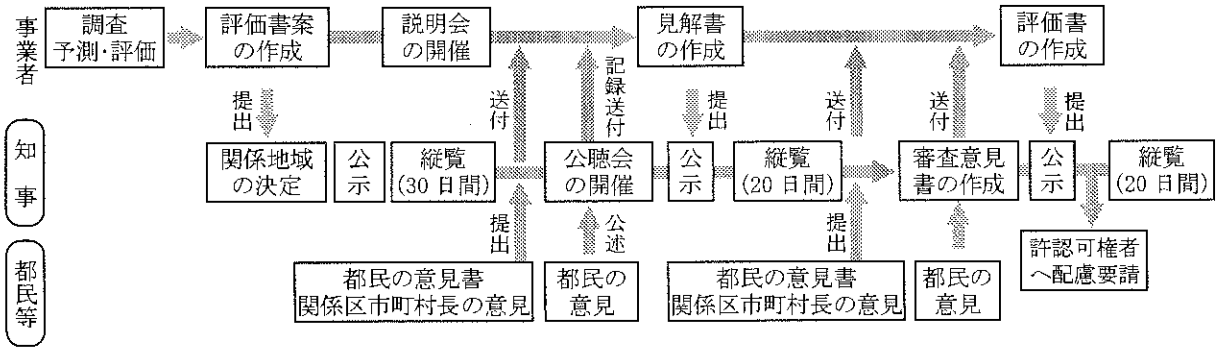


図 10-1-1-2

(2) 千葉県環境影響評価の実施に関する指導要綱に基づく一連の手続き（図 10-1-1-3～4）

① 環境影響評価準備書の作成まで

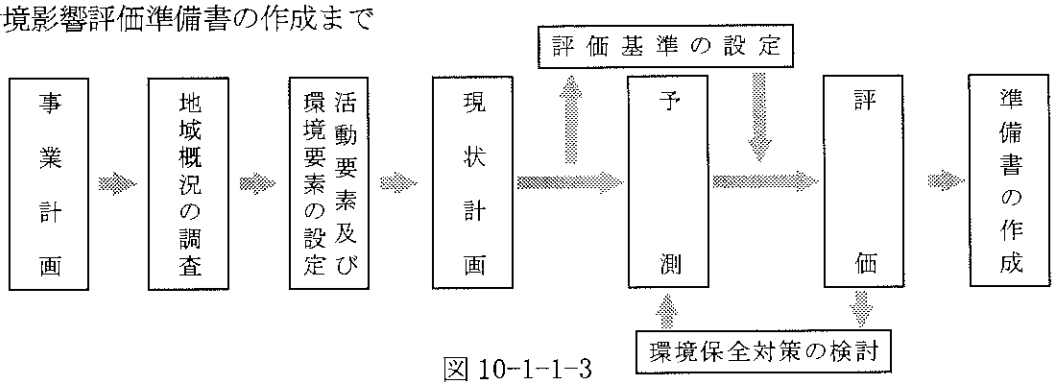


図 10-1-1-3

② 環境影響評価書の作成、公告、縦覧まで

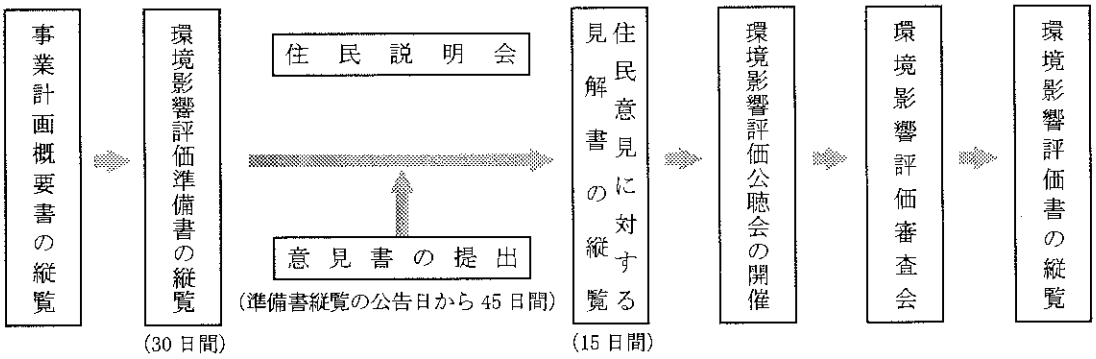


図 10-1-1-4

第２章　環境影響評価

第１節　環境影響評価の手続きの経緯

環境影響評価の手続きは、地区ごとに都市計画の手続きと同時に進めることとされている。表 10-2-1-1 に両者の手続きの実績及び工事施行認可の時期を一覧で示す。

表 10-2-1-1　環境影響評価及びその他関係手続きの実績

項目		東京その１ 秋葉原・浅草	東京その２ 浅草・六町	埼玉県 八潮・三郷中央	千葉県その１ 流山市域	千葉県その２ 柏市域	茨城県その１ 守谷～ 伊奈・谷和原	茨城県その２ 八潮・三郷中央
都市計画の手続き	原案提出～ 決定告示	H4.8～H5.12 16ヶ月	H6.3～H7.9 18ヶ月	H7.7～H8.5 10ヶ月	H8.7～H10.1 18ヶ月	H.9～H11.3 18ヶ月	H5.9～H6.3 6ヶ月	H10.10～H11.6 8ヶ月
	原案提出～ 広告縦覧	H4.8～H4.11 3ヶ月	H6.3～H6.7 4ヶ月	H7.7～H8.1 6ヶ月	H8.7～H9.3 8ヶ月	H.9.9～H10.7 10ヶ月	H5.9～H5.10 1ヶ月	H10.10～H11.2 4ヶ月
	広告縦覧～ 都計審	H4.11～H5.10 11ヶ月	H6.7～H7.8 13ヶ月	H8.1～H8.3 2ヶ月	H9.3～H9.12 8ヶ月	H10.7～H11.2 7ヶ月	H5.10～H5.12 2ヶ月	H11.2～H11.3 1ヶ月
	都計審～ 決定告示	H5.10～H5.12 2ヶ月	H7.8～H7.9 1ヶ月	H8.3～H8.5 2ヶ月	H9.12～H10.1 2ヶ月	H11.2～H11.3 1ヶ月	H5.12～H6.3 3ヶ月	H11.3～H11.6 3ヶ月
環境影響評価の手続き	準備書提出～ 評価書提出	H4.10～H5.10 12ヶ月	H6.5～H7.8 15ヶ月	H7.7～H8.3 8ヶ月	H9.2～H9.11 9ヶ月	H10.5～H11.1 8ヶ月	H5.9～H6.2 5ヶ月	H10.11～H11.5 6ヶ月
	準備書提出～ 公示縦覧	H4.10～H4.11 1ヶ月	H6.5～H6.7 2ヶ月	H7.7～H8.1 6ヶ月	H9.2～H9.4 2ヶ月	H10.5～H10.7 2ヶ月	H5.9～H5.10 1ヶ月	H10.11～H10.12 1ヶ月
	公示縦覧～ 見解書提出	H4.11～H5.4 5ヶ月	H6.7～H6.12 5ヶ月	H8.1～H8.3 2ヶ月	H9.4～H9.6 2ヶ月	H10.7～H10.9 2ヶ月	H5.10～H5.12 2ヶ月	H10.12～H11.3 3ヶ月
	見解書提出～ 縦覧・公聴会	H5.4～H5.7 3ヶ月	H6.12～H7.2 2ヶ月		H9.6～H9.9 3ヶ月	H10.9～H10.11 2ヶ月		
	環境審査会 答　申		諮問～答申 H6.6～H7.3 9ヶ月		H10.6～H10.12 7ヶ月	審査会 H5.9.1～ H5.12.16 まで４回開催	審査会 H11.1.13～ H11.3. まで開催	H10.6～H10.12 7ヶ月
	審査会答申～ 評価書提出	H5.7～H5.10 3ヶ月	H7.3～H7.8 5ヶ月		H9.9～H9.11 2ヶ月	H10.12～H11.1 1ヶ月	H5.12～H6.2 2ヶ月	
	評価書提出～ 公示縦覧	H5.10～H5.11 1ヶ月	H7.8～H7.9 1ヶ月	H8.3～H8.5 2ヶ月	H9.9～H9.11 2ヶ月	H10.12～H11.1 1ヶ月	H5.12～H6.2 2ヶ月	
施行認可	工事施行認可 申　請～ 認　可	H4.10.5～ H5.1.25	H7.2.1～ H7.2.23	H7.12.27～ H8.2.23	H9.7.29～ H9.10.13	H12.5.26～ H12.7.13	H10.8.5～ H10.12.22	H11.1.28～ H11.3.30

第２節　環境影響評価要素の予測及び評価項目の選定

予測及び評価項目は、事業の内容からみて、環境に影響を及ぼす恐れのある行為、要因を抽出し、さらに、地域の特性を考慮して選定した。

1. 環境影響評価要素の選定項目

◎：工事施工中の予測・評価要素

●：工事完了後の予測・評価要素

表 10-2-2-1

手続き区分＼予測・評価要素項目	大気汚染	悪臭	騒音	振動	地下水位	水質汚染	土壌汚染	地盤沈下	地形・地質	植物・動物	日照阻害	電波障害	景観	史跡・文化財
東京都その1 秋葉原～浅草間			◎	◎	◎			◎						
				●	●									
東京都その2 浅草～都県境間			◎	◎	◎			◎						◎
			●	●	●			●			●	●	●	●
埼玉県 全域 八潮～三郷			◎	◎	◎	◎		◎	◎	◎				
			●	●							●	●	●	
千葉県その1 流山市地域			◎	◎		◎		◎	◎	◎				
			●	●						●			●	
千葉県その2 柏市地域			◎	◎		◎				◎				
			●	●						●			●	
茨城県その1 守谷～伊奈・谷和原	◎		◎	◎		◎	◎			◎				◎
			●	●						●			●	
茨城県その2 谷和原～つくば間	◎		◎	◎		◎			◎	◎				
			●	●					●	●			●	

2. 環境影響評価要素の選定をした項目及びその理由

【全　線】

表 10-2-2-2

選定項目	評価時期	選定理由
大気汚染	工事施工中	工事車両の稼動に伴う排気ガスや、走行に伴う粉塵の発生が考えられるため。
騒音・振動	工事施工中	建設機械、工事用車両の稼動に伴い、建設作業音・振動の発生が考えられるため。
	工事完了後	列車走行に伴う、騒音・振動がえられるため。
地下水位	工事施工中	東京地区では、駅部（シールド基地含む）及び駅間の一部で行なわれている、開削工事に伴う湧水の発生による周辺地下水位の低下が考えられるため。
	工事完了後	地下鉄道施設への漏水による周辺地下水位の低下が考えられるため。
水質汚染	工事施工中	公共水域に汚濁物質が流入し、下流域が汚染することが考えられるため。
地盤沈下	工事施工中 工事完了後	東京地区では、駅部（シールド基地含む）及び駅間の一部で行なわれている開削工事、シールドトンネル工事に伴う周辺地域の地盤沈下が考えられるため。
地形・地質	工事施工中 工事完了後	本路線は、切取構造及びトンネル構造等が計画されているため、周辺地域への影響が考えられるため。
動物・植物	工事施工中 工事完了後	学術上重要と認められる動植物の生息地域及び自然環境保全基礎調査等による主要な動植物への生態系等の影響が考えられるため。
日照阻害	工事完了後	高架橋等の鉄道施設による周辺家屋等への日照阻害が考えられるため。
電波障害	工事完了後	高架橋等の鉄道施設による周辺家屋等への日照阻害が考えられるため。
景観	工事完了後	駅舎、高架橋等の建築物の設置及び切り取りに伴う土地及び地形の変更等による景観に及ぼす影響が考えられるため。
史跡・文化財	工事施工前	計画路線の用地内に存在する、埋蔵文化財等への影響が考えられるため。

3. 環境影響評価要素の選定をしなかった項目とその理由

(1) 秋葉原～浅草間（東京都その 1）

表 10-2-2-3

項　目	選定をしなかった理由
大気汚染	工事による粉塵に対しては、現場での清掃、散水に努めるため。 建設機械排ガスについては、台数・稼動時間ともに少なく影響は小さいため。 工事完了後の換気施設からの大気質は一般大気質と同程度であり、問題は無い。
悪臭	悪臭が問題となる行為、要因は無いため。
低周波空気振動	他の地下鉄駅部での喚起設備の事例からみて、問題は無いと思われるため。
水質汚染	工事に伴う濁水等は沈澱処理し、共用開始後の施設からの汚水は公共下水へ放流するため。 薬液注入をする場合は、国、都の指針に基づき設計・施工管理をするため。
土壌汚染	薬液注入をする場合は、国、都の指針に基づき設計・施工管理を行なうことにより、土壌汚染の要因は無いため。
植物・動物	現況の道路上での工事であり、植物・動物への影響が予想される行為、要因は無いため。
日照阻害	駅、出入口施設及び換気施設は、小規模でビルとの一体化構造で計画されており問題は無いため。
電波障害	同　上
風害	同　上
景観	同　上
史跡・文化財	計画路線上には、周知の埋蔵文化財包蔵地は無いため。

(2) 浅草～都県境間（東京都その 2）

表 10-2-2-4

項　目	選定をしなかった理由
大気汚染	工事による粉塵に対しては、現場での清掃、散水に努めるため。 建設機械排ガスについては、台数・稼動時間ともに少なく影響は小さいため。 工事完了後の換気施設からの大気質は一般大気質と同程度あり問題は無い。
悪臭	悪臭が問題となる行為、要因は無いため。
低周波空気振動	他の地下鉄駅部での喚起設備の事例からみて、問題は無いと思われるため。 荒川橋りょうの低周波空気振動は、一般生活空間発生範囲内であり問題は無いと思われるため。
水質汚染	工事に伴う濁水等は沈澱処理し、共用開始後の施設からの汚水は公共下水へ放流するため。 薬液注入をする場合は、国、都の指針に基づき設計・施工管理をするため。 河川内工事での濁水は、排水基準以下とし、河川に放流するため。
土壌汚染	薬液注入をする場合は、国、都の指針に基づき設計・施工管理を行なうので、土壌汚染の要因は無いため。
植物・動物	現況の道路上での工事であり、植物・動物への影響が予想される行為、要因は無いため。
風害	駅、出入口施設及び換気施設は、小規模でビルとの一体化構造で計画されており問題は無いため。 高架橋及び橋りょうは、吹き抜け構造のため影響は無いため。
景観	同　上
史跡・文化財	計画路線上には、周知の埋蔵文化財包蔵地は無いため。

(3) 八潮市～三郷市間（埼玉県全域）

表 10-2-2-5

項　　目	選定をしなかった理由
大気汚染	工事車両の排気ガスや走行中の粉塵が考えられるが、工事関係車両の移動も少なく一時的であり、散水等にも努めるため。 なお、開業後には列車ブレーキシュー等から発生する粉塵は電気ブレーキ、ブレーキシューの材質から軽微であるので、予測・評価は行なわない。
悪　　臭	悪臭が問題となる行為、要因は無いため。
低周波空気振動	橋りょうの低周波空気振動は、一般生活空間発生範囲内であり問題は無いと思われるため。
水質汚染	共用開始後の施設からの汚水は、公共下水へ放流するため。
底　　質	道・河川内の橋脚の規模が小さく状況を変化させることは考えられないため。
土壌汚染	土壌汚染となるような要因は殆ど考えられないため。
地盤沈下	共用開始後は地盤沈下の要因は殆ど考えられないため。
動物・植物	共用開始後における列車走行、建築物等の存在は、周辺の動・植物に大きな影響を与えることは無いため。
史跡・文化財	計画路線上には、周知の埋蔵文化財包蔵地は無いため

(4) 流山市地域（千葉県その1）

表 10-2-2-6

項　　目	選定をしなかった理由
大気汚染	最盛期の工事用車両台数 126～180 台/日に対し、運行経路の交通量は 9,311～16,475 台/日であり、工区割りを考慮した寄与率は 1.0～1.9%と小さく、工事用車両の走行に伴う大気への影響は少ないため。 沿線に計画されている土地区画整理事業との工事期間が重複しないため。
悪　　臭	悪臭が問題となる行為・要因が無いため。
低周波空気振動	山陽新幹線の事例では、長大トンネル（5～13 km）に高速（200 km/h）で突入時のみ発生していること、また、都市内における地下鉄の走行に起因して発生した事例は皆無であるため。
水質汚染	化学的酸素要求量（COD）：COD 指標は、海域及び湖沼の有機汚濁指標であるため。また、共用開始後の施設からの汚水は公共下水へ放流するため。 生物化学的酸素要求量（BOD）、溶存酸素量（DO）：施工時、特別 BOD 負荷量を増加させる活動要素がない、また、周辺公共用水域の DO に影響を与える活動要素もなく共用開始後の施設からの汚水は公共下水へ放流するため。 大腸菌郡数、N-ヘキサン抽出物質（油分等）、全リン（T-P） 全窒素（T-N）：特に該当する活動要素がなく、共用開始後の施設からの汚水は公共下水へ放流するため。 ※水素イオンも濃度（pH）、浮遊物質量（SS）は施工時に選定し調査を行なう。
土壌汚染	土壌汚染の活動要素が無いため。ただし、施工前の土壌汚染調査は実施する。

(5) 柏市地域（千葉県その 2）

表 10-2-2-7

項　　目	選 定 を し な か っ た 理 由
大 気 汚 染	最盛期の工事用車両台数 32～212 台/日に対し、運行経路の交通量は 8,600～41,324 台/日であり、工区割りを考慮した寄与率は 0.3～1.5%と小さく、工事用車両の走行に伴う大気への影響は少ないため。 沿線に計画されている土地区画整理事業工事と運行ルート等が重複しないため。
悪　　臭	悪臭が問題となる行為・要因が無いため。
低周波空気振　　動	山陽新幹線の事例では、長大トンネル（5～13 km）に高速（200 km/h）で突入時のみ発生していること、また、都市内における地下鉄の走行に起因して発生した事例は皆無であり、全区間高架構造であるため。
水 質 汚 染	化学的酸素要求量（COD）：COD 指標は、海域及び湖沼の有機汚濁指標であるため。また、共用開始後の施設からの汚水は公共下水へ放流するため。 生物化学的酸素要求量（BOD）、溶存酸素量（DO）：施工時、特別 BOD 負荷量を増加させる活動要素がない、また、周辺公共用水域の DO に影響を与える活動要素もなく共用開始後の施設からの汚水は公共下水へ放流するため。 大腸菌郡数、N－ヘキサン抽出物質（油分等）、全リン（T-P） 全窒素（T-N）：特に該当する活動要素がなく、共用開始後の施設からの汚水は公共下水へ放流するため。 ※水素イオンも濃度（pH）、浮遊物質量（SS）は施工時に選定し調査を行なう。
土 壌 汚 染	土壌汚染の活動要素が無いため。ただし、施工前の土壌汚染調査を実施する。
地 盤 沈 下	基礎工事は、地下水位を汲み上げないリバースサーキュレーション工法を採用し、また、掘削深さも 2m程度であり問題は無いと思われるため。
地形・地質	河川改修、地形の改造は行なうが、河川改修の対象となる利根川は既に大規模な堤防の整備が行なわれており、なおかつ、構造物の設置面積もわずかである。さらに、路線周辺には、特異な自然現象も存在しないため。

(6) 守谷～伊奈・谷和原間（茨城県その 1）

表 10-2-2-8

項　　目	選 定 を し な か っ た 理 由
大 気 汚 染	工事完了後は大気汚染に係る大きな影響は無いため。
悪　　臭	悪臭を発生する活動要素は無いため。
低周波空気振　　動	工事中及び工事完了後の列車走行、駅舎・車庫から既設構造物の周辺で問題になった例が無いため。
水 質 汚 染	工事完了後は各駅及び車庫の排水を付近の公共下水に放流するため。
底　　質	工事中は、河川の底質を改変する場合があるので現在の底質が汚染されていると周辺に影響を与える恐れがあるため調査を実施するが、工事完了後は大きな要因は考えられ無いため。
土 壌 汚 染	基礎工事掘削、トンネル工事ごとに掘削土が適切に運搬・処理･処分されるため、土壌汚染を発生させる活動要素が無い。
地 盤 沈 下	基礎工事は、地下水位を汲み上げないリバースサーキュレーション工法を採用し、また、掘削深さも 2m程度であり問題は無いと思われるため。
地形・地質	地形改変の規模が面積、深さとも僅かであり、計画路線周辺には特異な自然現象が存在しないため。
景　　観	工事中は一時的であり、すぐに工事完了後の景観が出現するため、鉄道施設の存在による影響の調査を行なう。

(7) 谷和原～つくば間（茨城県その2）

表 10-2-2-9

項　　目	選 定 を し な か っ た 理 由
大 気 汚 染	工事完了後は大気汚染に係る大きな影響が無いため。
悪　　臭	悪臭を発生させる活動要素が無いため。
水 質 汚 染	工事完了後は各駅及び車庫の排水を付近の公共下水に放流するため。
底　　質	有害物質及び有機物質を底質に蓄積させる活動要素は無いことから、放流水中に底質を汚染するような有害物質が含まれ無いため。
土 壌 汚 染	基礎工事掘削、トンネル工事ごとに掘削土が適切に運搬・処理・処分されるため、土壌汚染を発生させる活動要素が無い。
地形・地質	地形改変の規模が面積、深さとも僅かであり、計画路線周辺には特異な自然現象が存在しないため。
景　　観	工事中の景観は経時的に変化し最終的には供用時の景観になるため、工事中の予測・評価は行なわない。

第３節　環境影響評価書案に対する意見及び見解の概要

1. 説明会での意見

環境影響評価書案及び環境影響評価準備書に対する説明会は、それぞれの事業者が自治体ごとに各地区で開催した。

なお、説明会以降集約された地域住民からの意見の項目及び件数は、表 10-2-3-1 のとおりである。意見及び見解の概要については、それぞれの事業者から各自治体ごとに見解が示され、その概要は、環境影響評価書に記載されている。

表 10-2-3-1　説明会での意見集約表

項目＼区間	東京 その1 秋葉原～浅草	東京 その2 浅草～都県境	埼玉県 (全域) 八潮市～三郷市	千葉県 その1 流山市域	千葉県 その2 柏市域	茨城県 その1 守谷～伊奈・谷和原	茨城県 その2 谷和原～つくば
環境影響評価について	1件	3件	3件	7件	2件	1件	1件
建設計画について	8件	11件	0件	3件	2件	8件	1件
大気汚染について	2件	3件	0件	2件	1件	1件	1件
悪臭について	1件	0件	0件	0件	0件	0件	0件
騒音・振動について	6件	25件	3件	5件	3件	19件	4件
地下水位について	1件	0件	0件	1件	0件	3件	0件
地盤沈下について	2件	3件	0件	0件	0件	1件	0件
水質汚濁について	2件	3件	0件	0件	1件	4件	1件
土壌汚染について	0件	2件	0件	0件	0件	1件	1件
地形・地質について	2件	3件	0件	0件	0件	0件	0件
動植物について	0件	2件	0件	2件	2件	4件	1件
日照阻害について	0件	2件	1件	0件	0件	2件	0件
電波障害について	0件	2件	0件	0件	0件	2件	0件
景観について	0件	3件	0件	0件	1件	2件	0件
史跡・文化財について	2件	1件	0件	0件	0件	0件	1件
その他	3件	5件	0件	2件	1件	9件	3件

第４節　環境影響評価書

環境影響評価書は、各自治体の「環境影響評価」等の条例、指針、指導要綱等に基づき作成された。環境影響評価準備書の記載事項についての説明会における意見及び提出された意見書に基づき検討を加え、都市計画環境アセスメント（埼玉県・千葉県）及び事業環境アセスメント（東京都・茨城県）の「常磐新線環境影響評価書」として取りまとめられ、所定の期間公示・縦覧された。なお、環境に及ぼす影響の評価の結論概要を表 10-2-4-1～7 に示す。

1. 秋葉原～浅草間（東京都その 1）

表 10-2-4-1

評価項目	環境に及ぼす影響の評価の結論概要
騒　　音	工事施行中の建設作業の騒音レベルは、騒音規制法及び東京都公害防止条例で定める基準以下である。
振　　動	工事の施行中、建設作業の振動レベルは、振動規制法及び東京都公害防止条例で定める基準以下である。 工事完了後の鉄道振動レベルについての基準等は、在来鉄道線には定められていない。また、「環境保全上緊急を要する新幹線鉄道振動対策について（勧告）」で定める指針値（75 dB）以下あり、さらに、人が振動を感じ感じ始める程度（概ね 55 dB）以下である。
地盤沈下及び地形・地質	工事施工中、開削工事区間においては剛性・遮水性の高い土留工法の採用、シールド工事区間については地下水位変化及び土地の安定性の変化（地盤変形）少ない密閉式機械シールド工法での施工、また、地下水位低下工法を採用する場合は、周辺の建築物等に影響を及ぼさないよう計画し、入念な施工管理を行なう。従って、周辺の建築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及び土地の安定性の変化（地盤変形）は少ないものと考える。 よって、工事完了後の地下構造物による周辺の地下水位の変化も少ないものと考える。

2. 浅草～都県境間（東京都その 2）

表 10-2-4-2

評価項目	環境に及ぼす影響の評価の結論概要
騒　　音	工事施行中の建設作業の騒音レベルは、騒音規制法及び東京都公害防止条例で定める基準以下である。 工事完了後における鉄道騒音レベルは、住居系の地域で最大 68 dB(A)、商業及び工業系の地域で最大 75 dB(A) である。
振　　動	工事の施行中、建設作業の振動レベルは、振動規制法及び東京都公害防止条例で定める基準以下である。 工事の完了後における鉄道振動レベルは最大 59 dBである。 なお、この予測結果は、「環境保全上緊急を要する新幹線鉄道振動対策について（勧告）」で定める指針値 70 dB以内となっている。
地盤沈下及び地形・地質	工事施工中、開削工事区間においては剛性・遮水性の高い土留工法の採用、シールド工事区間については地下水位変化及び土地の安定性の変化（地盤変形）少ない密閉式機械シールド工法での施工、また、地下水位低下工法を採用する場合は、周辺の建築物等に影響を及ぼさないよう計画し、入念な施工管理を行なう。また、高架橋工事及び掘割工事区間においては掘削深さが比較的浅く連続する区間が短い。従って、周辺の建築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及び土地の安定性の変化（地盤変形）はほとんど生じない。 計画路線の位置する被圧帯水層は、構造物に比べ極めて大きな広がりを持っているので、地下構造物により被圧帯水層が部分的に遮断されても、被圧地下水は構造物の周辺を回りこんで流れ、不圧地下水は構造物の上部を流れる。また、シールド工事区間は不圧地下水位より深い位置となっている。 従って、工事完了後の地下構造物により地下水位の流れを遮断することは無い。よって、周辺の地下水位の変化はほとんど生じない。

日照阻害	高架橋構造物は「東京都日照による中高層建築物の高さに関する条例」の規制対象となるものではないが、仮にこの条例を当てはめても3及び5時間の等時間日影線が鉄道用地にあり、日影規制内容を満足している。
電波障害	鉄道構造物による電波障害の発生が予測される範囲は、既に受信状況が良好とは言えず、共同受信設備が設置されている区域であることから、本事業の鉄道構造物によって電波障害が増大することは考えられない。 しかし、万一本事業により障害が増大した場合には、障害の内容及び程度に応じて共同受信設備の改良・新設の対策を実施することにより影響は解決出来るものと考える。
景　観	地上部の鉄道構造物は、JR 常盤線に沿って類似の構造物として建設されることから、現況の景観特性は変わらないものと考える。
史跡・文化財	シールド工事区間に近接する指定文化財に付いては、シールド工法が周辺の土地の安定性に変化を及ぼす事が殆ど無いと考えられることから、影響は無いものと考える。

3. 八潮～三郷間（埼玉県）

表 10-2-4-3

評価項目	環境に及ぼす影響の評価の結論概要
騒　音	工事施行中の建設騒音の評価対象機械（ブレーカー、コンプレッサー、バイブロハンマー等）が稼動する工種において他の機械が同時に稼動した場合にも、予測騒音レベルは敷地境界において最大 85 dB(A)であり「騒音規制法」に基づく特定建設作業に係る騒音規制値 85 dB(A)を下回ることから、環境目標は達成できると評価する。 また、一般道路での交通止めによる作業の場合は、一般道路交通への影響を最小限にとどめ、なおかつ工事中の安全確保のため比較的影響が小さい夜間作業とする。なお、やむを得ず夜間作業を行なう場合は作業短縮・低騒音化に努め、事前に周辺住民へ説明を行ない理解を求めながら工事を進める。
振　動	上記同様、他の機械が同時に稼動した場合にも、予測振動レベルは敷地境界において最大 68 dBであり「騒音規制法」に基づく特定建設作業に係る騒音規制値 75 dBを下回ることから、環境目標は達成できると評価する。 また、やむを得ず夜間作業を行なう場合においても、上記同様作業短縮・低騒音化に努め、事前に周辺住民へ説明を行ない理解を求めながら工事を進める。
地盤沈下及び地形・地質	シールド工事区間は地下水位の変化の殆ど無い密閉式機械シールド工法での施工、また、開削工事区間においても地下水位の変化が殆ど無く剛性や遮水性の高い土留工法を採用する。さらに、開削工事区間において地下水位低下工法を補助工法として採用する場合は、周辺の建築物等に影響を及ぼさないよう揚水量を必要最小限に抑え適切な工期を定める等々入念な施工管理を行なうことにより、設定した環境保全目標は達成できると評価する。
日照阻害	本事業における鉄道構造物は、「建築基準法」56 条の 2（日照による中高層の建築物の高さ制限）による日影規制の対象では無いが、この基準を当てはめた場合線路北側で日影の影響を受ける地域が生じる。 よって、関係市との調整のうえ線路北側に空き地等を設けることにより日照阻害の軽減を図るよう努める。 以上のことから、設定した環境保全目標は達成できると評価する。
電波障害	本事業の鉄道構造物によりテレビ埼玉の電波については、計画路線の南側に遮断障害が予想される。 列車走行に伴うパルス障害及びフラッター障害については、テレビ画面に影響を及ぼさない遮蔽障害の範囲内に収まると予測され周辺の受像画質への影響は少ないものと考える。 しかし、本事業の実施前後に行なう電波受信状況調査の結果、本事業により受信障害が発生した場合には現況の受信画質を保つよう措置を講じる。 以上のことから、設定した環境保全目標は達成できると評価する。
動物・植物	(1)植　物 本事業の実施に伴い改変される植生物は橋台・橋脚部分のみであり、河川内仮設通路に付いても河道際植物の保全のため改変面積の少ないＨ鋼等による桟橋形式とする。 工事用地区内の注目すべき種については可能な限り保存し、やむ終えない場合には周辺地域の適切な場所に移植する。

	以上のことから、設定した環境保全目標は達成できると評価する。 (2)動　物 本事業施工時の工事用用地確保のため動物の生息環境が改変され、一時的に生息環境の悪化を招き生息固体数が減少することが予想される。 しかし、共用時における改変面積は橋台・橋脚が占める小さな面積であり、生息状況はほぼ回復し安定するものと考える。 なお、河川内の工事により濁りの発生が予測されるが、渇水期作業であり、一日の作業量も少なく、濁りの発生も一時的なものであるため水生生物の生息環境への影響は少ないものと評価する。 また、小型魚類や水生昆虫等にとって重要な水際の植生、地形を可能な限り改変しない工事（桟橋の採用）を計画する。 以上のことから、設定した環境保全目標は達成できると評価する。
景　　観	鉄道構造物の出現により現況景観の変化が生じる。 しかし、事業の実施に当たっては、構造物のデザイン、色彩等については現景観との調和を図り、圧迫感を軽減するよう努める。 以上のことから、設定した環境保全目標は達成できると評価する。

4. 流山市地域（千葉県その 1）

表 10-2-4-4

評価項目	環境に及ぼす影響の評価の結論概要
騒　　音	工事の施工中、各種建設機械による環境への影響として建設作業騒音が予想されるため、工事の実施前には工事説明会を開催する。 しかし、工事施工中は作業時間帯を厳守するとともに、使用建設機械は低騒音の機種を選定し、なおかつ集中稼働を避け、不要な空ぶかし、高速走行、過負荷運転等の機械動作を避け、必要に応じて防音壁を設置し騒音の低減に努めること等々により、予想結果では全て規制基準を（敷地境界線上で 85 dB(A)）を下回っている。 従って、評価基準「住居の日常生活に支障を及ぼさないことを基本とし、特定建設作業に係る規制基準を超えないこと。」を満足するものと評価する。
振　　動	工事の施工中は同上の対策を講じることにより、建設工事による振動の予想結果では全て規制基準を（敷地境界線上で 75 dB(A)）を下回っている。 従って、評価基準「住居の日常生活に支障を及ぼさないことを基本とし、特定建設作業に係る規制基準を超えないこと。」を満足するものと評価する。
地盤沈下及び地形・地質	本事業の計画路線の向き・地形・地質等から工事の施工時における開削トンネル工事に伴い、地下水位の変動、地盤沈下が予想される しかし、開削工事区間、軟弱地盤部では地下水位の低下の殆ど無く遮水性が高く、剛性の高い土留工法（地下連続壁、ソイルモルタル壁工法等）を採 用し、埋戻しも良質の土砂を用い一定の厚さごとに十分な閉め固めを行なう、さらに、観測井による地下水位の観測等の入念な施工管理を行ない、本事業実施前の詳細な地質調査の結果を踏まえ、必要に応じた地盤改良を施す。 従って、評価基準「地下水の水位・流向の変化及び地盤沈下は殆ど生じさせないこと。」を満足するものと評価する。
動物・植物	(1)植　物 江戸川地区の植生地は周辺地区に広く分布しており、本事業の実施に伴い改変される植生地は橋りょう・高架橋の幅（約 10～15m）のみであり、河川内仮設通路に付いても河道際植物の保全のため改変面積の少ない H 鋼等による桟橋形式とする。 また、駒木地区の計画路線付近に植生地は殆んどない。 以上のことから、評価基準である「計画路線周辺の自然環境保全上支障を生じないこと。」を満足するものと評価する。 (2)動　物 江戸川地区における本事業施工時の工事用用地確保のため、動物の生息環境が改変され、一時的に生息環境の悪化を招き生息個体数の減少が予想される。 しかし、共用時における改変面積は橋台・橋脚が占める小さな面積であり、生息状況はほぼ回復し安定するものと考える。 また、駒木地区においては、ごく一部の樹林が改変されるものの、その他の部分は住宅地又は工場等の人工環境となっている。 なお、河川内の工事により濁りの発生が予測されるが、渇水期作業であり、一日の作業量も少なく、濁りの発生も一時的なものであるため、水生生物の生息環境への影響は少な

	いものと評価する。 さらに、小型魚類や水生昆虫等にとって重要な水際の植生、地形を可能な限り改変しない工事（桟橋の採用等）を計画する。 以上のことから評価基準である「計画路線周辺の自然環境保全上支障を生じないこと。」及び「計画路線及び周辺域を含めた生態系のバランスを維持すること。」を満足するものと評価する。
景　　観	本事業の実施による計画構造物のの出現により、現況景観の変化が生じる。 しかし、構造物の高さ・材質は周辺建物等と大差なく桁下空間は開放されており、また、広範囲から眺望される地域については地域景観への影響を最小限にするよう配慮する。 また、高架橋のデザインについては柔らかさを取り入れた曲線状のデザインを極力採用するとともに、高欄等の色彩等々についても周辺景観と調和するよう今後検討し配慮する。 以上のことから評価基準である「計画路線周辺からの景観の状況に影響を与えないこと。」を満足するものと評価する。

5. 柏市地域（千葉県その 2）

表 10-2-4-5

評価項目	環境に及ぼす影響の評価の結論概要
騒　　音	工事の施工中、各種建設機械による環境への影響として建設作業騒音が予想されるため、工事の実施前には工事説明会を開催する。 しかし、工事施工中は作業時間帯を厳守するとともに、使用建設機械は低騒音の機種を選定し、なおかつ集中稼働を避け、不要な空ぶかし、高速走行、過負荷運転等の機械動作を避け、必要に応じて防音壁を設置し騒音の低減に努めること等々により、予想結果では全て規制基準を（敷地境界線上で 85 dB(A)）を下回っている。 従って、評価基準「住居の日常生活に支障を及ぼさないことを基本とし、特定建設作業に係る規制基準を超えないこと。」を満足するものと評価する。
振　　動	工事の施工中は同上の対策を講じることにより、建設工事による振動の予想結果では全て規制基準を（敷地境界線上で 75 dB(A)）を下回っている。 従って、評価基準「住居の日常生活に支障を及ぼさないことを基本とし、特定建設作業に係る規制基準を超えないこと。」を満足するものと評価する。
動物・植物	(1) 植　物 利根川地区の植生地は周辺地区に広く分布しており、本事業の実施に伴い改変される植生地は橋りょう・高架橋の幅（約 10～20m）のみであり、河川内仮設通路に付いても河道際植物の保全のため改変面積の少ないＨ鋼等による桟橋形式とする。 また、梅林地区の計画路線付近は工場地帯となっている。 以上のことから、評価基準である「計画路線周辺の自然環境保全上支障を生じないこと。」を満足するものと評価する。 (2)動　物 利根川地区における本事業施工時の工事用用地確保のため動物の生息環境が改変され、一時的に生息環境の悪化を招き、生息個体数の減少が予測される。 しかし、共用時における改変面積は橋台・橋脚が占める小さな面積であり、生息状況はほぼ回復し安定するものと考える。 なお、河川内の工事により濁りの発生が予測されるが、渇水期作業であり、一日の作業量も少なく、濁りの発生も一時的なものであるため水生生物の生息環境への影響は少ないものと評価する。 また、小型魚類や水生昆虫等にとって重要な水際の植生、地形を可能な限り改変しない工事（桟橋の採用等）を計画する。 以上のことから評価基準である「計画路線周辺の自然環境保全上支障を生じないこと。」を満足するものと評価する。

6. 守谷～伊奈谷和原間（茨城県その 1）

表 10-2-4-6

評価項目	環境に及ぼす影響の評価の結論概要
騒　　音	工事施行中の建設作業騒音の環境保全目標は「騒音規制法」（昭和 43 年、法律第 98 号）及び「茨城県公害防止条例」（昭和 46 年、茨城県条例第 39 号）に基づく特定建設作業に係る騒音の規制基準を踏まえ「地域住民が日常生活において支障が無い程度」とする。
振　　動	建設作業振動の環境保全目標は「振動規制法」（昭和 51 年、法律第 64 号）に基づく特定建設作業に係る振動の規制基準を踏まえ「地域住民が日常生活において支障が無い程度」とする。
動物・植物	動植物の環境保全目標は[生育状況の変化が周辺の動・植物に及ぼす影響を努めて少なくすること。また、貴重な動・植物については、周辺地域の生育基盤を努めて維持すること」とする。 水生生物の環境保全目標は「生育状況の変化が周辺の水生生物に及ぼす影響を努めて少なくすること」とする。 生態系の環境保全目標は「周辺の生態系の構成要素に与える影響を努めて少なくすること」とする。

7. 伊奈谷和原～つくば間（茨城県その 2）

表 10-2-4-7

評価項目	環境に及ぼす影響の評価の結論概要
騒音・振動	①低騒音・低振動の工法及び機械を積極的に採用する。 ②機械の配置を考慮し、必要に応じて仮囲いを設置し、周辺への影響を極力少なくする。 ③複数の作業が並行して行なわれることにより著しい影響を及ぼすことの無いよう配慮する。 ④工事用車両については、運行経路を十分に検討し、車両の整備・点検、積載重量及び走行速度について配慮する。 ⑤工事現場周辺の状況を勘案し、作業時間の調整により環境保全に努める。
地盤沈下及び地形・地質	①工事に先立ち、計画路線沿線において約 200m間隔でボーリングを実施し、地質調査、現場透水試験等の原位置試験を行ない、地盤・地下水に対する影響度を小さくするような設計・施工計画を立てる。 ②地下水位よりも深い地下掘削工事（切取・開削・シールド工事）に当たっては、工事着手前から施工区域周辺の土地の変形状況の監視、地下水位の測定・監視を行なうとともに、施工管理を十分に行なう。 ③工事中、万一施工区域周辺の井戸利用に障害が発生した場合は、必要に応じて対策を講じる。
動物・植物	①工事用車両・工事関係者の立入範囲を限定する。 ②工事に伴う騒音振動等を軽減するため、低公害型の建設機械を使用する。 ③工事中、新たに注目すべき生物が確認された場合には、可能な限り保全に努める。 ④オオタカの営巣地周辺における工事等の実施に際しては、オオタカの繁殖期を避ける。

第５節　環境影響評価審査書

本事業の環境影響評価に対して、各自治体は審査を行ない、環境影響評価審査書が交付された。審査の結果は、予測及び評価は諸規定に基づいており、手続きは適切に履行されたと判断された。

技術的事項については、環境保全対策において補足、改善点について指摘事項があったが、これらに付いては、環境影響評価審査書に対する事業者の意見を報告書として取りまとめ、各自治体に報告した。

第６節　事後調査

事後調査の方法等については、各自治体ごとに条例、指導要綱等により義務付けられている。事後調査の計画地点、・方法について作成した「事後調査計画書」に基づき、また、環境影響評価書に記載された予測・評価の項目について事後調査を実施し、「事後調査報告書」として各自治体に提出することとされている。

工事中も、東京都内については、東京都環境影響評価条例第 65 条により事後調査を実施し、「事後調査報告書」として毎年度ごとに提出した。

これまでのところ一都三県における工事中の騒音・振動計測結果については特に問題もなく環境基準を満たしている。

なお、今後列車走行に伴う騒音・振動の調査結果をまとめ、平成 18 年 6 月頃に工事完了報告書を提出し手続きが完了する予定である。

一例として、表 10-2-6-1～3 に東京都内（秋葉原～浅草間）における工事施工中及び工事完了後の調査結果の概要を示す。

表 10-2-6-1　東京都内事後調査の結果（浅草からと県境間）

調査項目	工事施工中	工事完了後
騒　　音	特に問題なし	測定中は問題は無かった。 なお、測定結果は現在取りまとめ中であり、東京都への報告は平成 18 年 6 月頃を予定している。
振　　動	特に問題なし	測定中は問題は無かった。 なお、測定結果は現在取りまとめ中であり、東京都への報告は平成 18 年 6 月頃を予定している。
地盤沈下及び地形・地質	地盤沈下については、青工区において掘削期間中に最大 15 ㎜程度の沈下があった。 なお、その他の工区については、問題は無かった。 地下水位については、全ての工区において特に工事による問題は無かった。	地盤沈下については、青工区においては掘削終了後特に目立った地盤沈下は無かった。 ただし、その他の工区については、問題は無かった。 地下水位については、全ての工区において特に工事による問題は無かった。
日　　照	要素項目なし	予測結果と同程度であった。
電　　波	要素項目なし	現在、報告書待ちである。
景　　観	要素項目なし	予測結果と比較して、ほぼ同程度であった。
遺跡・文化財	シールド区間においては、薬液注入工法を用いたが、特に水質への影響はなかった。	特に問題なし
その他環境保全のための措置の実施状況	特に問題なし	特に問題なし
そ　の　他	特に問題なし	特に問題なし

表 10-2-6-2　東京都内環境影響評価の予測値（浅草～都県境間）

作業	工種	作業内容	主な建設機械	騒音				振動		
				騒音レベル	合成騒音レベル	騒音規制法で定める基準値	都公害防止条例で定める基準値	振動レベル	振動規制法で定める基準値	都公害防止条例で定める基準値
開削	準備工	切削	コンクリートカッター	77	—	—	80	47	—	70
		掘削	バックフォー	76	—	—	80	62	—	70
	土留工	杭打	アースオーガー	76	79	—	80	58	75	—
			クローラークレーン	76		—	—	—	—	—
		掘削	連続壁掘削機	76	79	—	—	—	—	—
			クローラークレーン	76		—	—	—	—	—
	路面覆工	切削	コンクリートカッター	77	—	—	80	47	—	—
		舗装破壊	コンクリートブレーカー	83	84	85	—	56	75	—
			コンプレッサー	76		85	—	—	—	—
		掘削	バックフォー	76	79	—	80	62	—	70
			トラッククレーン	76		—	—	—	—	—
	掘削・土留支保工	掘削	ブルドーザー	79	—	—	80	64	—	70
			バックフォー	76	—	—	80	62	—	70
		搬出	スキップ	71	—	—	—	—	—	—
			トラッククレーン	76	—	—	—	—	—	—
	く体構築	打設	コンクリートポンプ		—	—	80	46	—	—
	埋戻し	締固め	ブルドーザー	79	—	—	80	64	—	70
			トラッククレーン	76	—	—	—	—	—	—
			振動ローラー	76	—	—	80	62	—	70
	路面覆工撤去	吊上げ	トラッククレーン	76	—	—	—	—	—	—
	路面復旧	締固め	ブルドーザー	79	—	—	80	64	—	70
			ロードローラー	76	—	—	80	62	—	70
			アスファルトフィニシャー	76	79	—	—	—	—	—

表 10-2-6-3　東京都内環境影響評価の実測値（浅草～都県境間）

作業	工種	作業内容	主な建設機械	南千住駅		西綾瀬トンネル		青井駅	
				騒音	振動	騒音	振動	騒音	振動
開削	準備工	切削	コンクリートカッター	—	—	—	—	—	—
		掘削	バックフォー	—	—	—	—	—	—
	土留工	杭打	アースオーガー	73	47	71	39	72	48
			クローラークレーン						—
		掘削	連続壁掘削機	75	49	65	44	77	64
			クローラークレーン						—
	路面覆工	切削	コンクリートカッター	77	66	—	—	69（2台）	35（2台）
		舗装破壊	コンクリートブレーカー	73	46	—	—	76	61
			コンプレッサー						
		掘削	バックフォー	72	47	73	49	69	47
			トラッククレーン			69	—	—	—
	掘削・土留支保工	掘削	ブルドーザー	—	—	—	—		
			バックフォー	73	45	73	49	67	46
		搬出	クラムシェル			68	—		
			トラッククレーン			73	—		
	く体構築	打設	コンクリートポンプ	72	36	72	37	69	39
	埋戻し	締固め	ブルドーザー	75	30			59	34
			トラッククレーン						
			振動ローラー						
	路面覆工撤去	吊上げ	トラッククレーン	76	—			65	—
	路面復旧	締固め	ブルドーザー	—	—			68	52
			ロードローラー						
			アスファルトフィニシャー						

第 12 編　　関連行事

第12編　関連行事

第1章　起工式

常磐新線は、平成5年2月 秋葉原・新浅草間第一次分割工事施行認可及び工事実施計画の指示並びに平成6年2月 守谷・伊奈谷和原間第一次分割工事施行認可及び工事実施計画の指示を受け、平成6年10月28日 JR秋葉原駅前において、日本鉄道建設公団並びに首都圏新都市鉄道株式会社との共催で、約170名の出席者のもと、起工式が執り行なわれた。

（起工式概要）

・名　　称	常磐新線起工式
・日　　時	平成6年10月28日（金）11時30分から12時まで
・会　　場	JR秋葉原駅前特設会場
・主　催　者	日本鉄道建設公団並びに首都圏新都市鉄道株式会社
・司会・進行	日本鉄道建設公団東京支社 総務部長 長﨑英之
・主催者代表挨拶	日本鉄道建設公団 総裁 塩田澄夫
・起工宣言	日本鉄道建設公団 東京支社長 工藤智明
・鍬入れ	
（鎌）	日本鉄道建設公団 総裁 塩田澄夫
	首都圏新都市鉄道株式会社 代表取締役社長 阿部雅昭
（鍬）	運輸大臣 亀井静香
	建設大臣 野坂浩賢
	自治大臣 野中広務
	常磐新線建設促進議員連盟会長 葉梨信行
（鋤）	東京都知事 鈴木俊一
	埼玉県知事 土屋義彦
	千葉県知事 沼田　武
	茨城県知事 橋本　昌
	日本国有鉄道清算事業団理事長 西村康雄
	鉄道整備基金理事長 水田嘉憲
	住宅都市整備公団総裁 豊蔵　一

第２章　レール締結式

平成６年10月の着工以来、鋭意工事を進め、軌道敷設工事も順調に進展し、秋葉原・つくば間のレールがすべて結ばれることになり、平成16年５月29日 つくばエクスプレス北千住駅構内において、独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東京支社・関東支社の主催で、約140名の出席者のもと、レール締結式が執り行なわれた。

（レール締結式概要）

・名　　称　　つくばエクスプレス（秋葉原・つくば間）レール締結式

・日　　時　　平成16年５月29日（土）10時00分から10時50分まで

・会　　場　　つくばエクスプレス北千住駅構内

・主　催　者　　独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東京支社
独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 関東支社

・司会・進行　　独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構
関東支社 総務課長 佐々木邦彦

・主催者代表挨拶　　独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構
東京支社長 高津俊司

・来賓祝辞　　参議院議長・つくばエクスプレス建設促進議員連盟会長 倉田寛之

・レール締結　　参議院議長・つくばエクスプレス建設促進議員連盟会長 倉田寛之
法務大臣・つくばエクスプレス建設促進議員連盟事務局長 野沢太三
衆議院議員　丹羽雄哉
衆議院議員　島村宜伸
衆議院議員　鴨下一郎
衆議院議員　櫻田義孝
衆議院議員　今井　宏
衆議院議員　三ツ林隆志
衆議院議員　城島正光
衆議院議員　内山　晃
参議院議員　保坂三蔵
参議院議員　広中和歌子
つくばエクスプレス建設促進議員連盟特別顧問 葉梨信行
国土交通省 鉄道局 官房審議官 安原敬裕
東京都知事（代理：都市整備局長）梶山　修
埼玉県知事（代理：地域政策局長）加藤孝夫
千葉県知事（代理：総合企画部長）石渡哲彦
茨城県知事（代理：企画部長）麦島健志
埼玉県議会議員（常磐新線建設促進埼玉県議会議員連盟会長）
蓮見昭一

国土交通省 関東運輸局長（代理：関東運輸局次長）野竹和夫
千代田区長（代理：助役）大山恭司
台東区長　吉住　弘
荒川区長　藤澤志光
足立区長　鈴木恒年
八潮市長　多田重美
三郷市長　美田長彦
流山市長　井崎義治
柏市長　　本多　晃
守谷市長　会田真一
谷和原村長　鈴木亮寛
伊奈町長（代理：助役）　野口益夫
つくば市長（代理：助役）　小野寺清
東京都議会議員（常磐新線・日暮里舎人線建設促進議員連盟
会長　土持正豊
首都圏新都市鉄道㈱ 代表取締役社長　高橋伸和
運輸機構鉄道・運輸機構 副理事長　　小幡政人
鉄道・運輸機構 東京支社長　高津俊司
鉄道・運輸機構 関東支社長　吉川大三
軌道敷設請負者代表　双葉鉄道工業㈱ 代表取締役社長　磯浦克敏
東鉄工業㈱ 代表取締役社長　須田征男

・点検確認　足立鉄道建設所長　浅田元弘　足立鉄道建設所副所長　工藤敏彦

・清めの儀　三期建設㈱　常磐作業所長　添田和俊
双葉鉄道工業㈱　荒川工事所長　井手貞澄
㈱交通建設　現場代理人　飯岡英彦
東鉄工業㈱　現場代理人　川井政明
ユニオン建設㈱　現場代理人　土田邦夫
名工建設㈱　現場代理人　萩原信昭
第一建設㈱　つくば作業所長　松田　勉

・テープカット　国土交通省 鉄道局 官房審議官　安原敬裕
東京都知事（代理：都市整備局長）　梶山　修
埼玉県知事（代理：地域政策局長）　加藤孝夫
千葉県知事（代理：総合企画部長）　石渡哲彦
茨城県知事（代理：企画部長）　麦島健志

首都圏新都市鉄道㈱ 代表取締役社長 高橋伸和
運輸機構鉄道・運輸機構 副理事長　小幡政人

・くす玉割り　東京都議会議員　渡辺康信
東京都議会議員　鈴木貫太郎
東京都議会議員　三原將嗣
東京都議会議員　高島直樹
東京都議会議員　服部ゆくお
埼玉県議会議員　逢澤義朗
埼玉県議会議員　大山　忍
埼玉県議会議員　鈴木義弘
つくばエクスプレス みらい平・いちさと推進協議会
事務局長　赤木理二
千代田区議会議長　久門冶人
台東区議会議長　伊藤萬太郎
荒川区議会議長　菅谷安男
足立区議会議長　鹿浜　清
八潮市議会議長　荻野清晴
三郷市議会議長　篠田　進
流山市議会議長　横須賀　靖
柏市議会議長　成島　孝
守谷市議会議長　中田孝太郎
谷和原村議会議長　倉持眞孜
伊奈町議会議長　冨山和夫
つくば市議会議長　兼平英雄

・モーターカー発進　浅草鉄道建設所長　佐々木幸一
足立鉄道建設所総括副所長　倉川賢二郎

第３章　しゅん功開業記念式典

平成17年8月22日、8月24日の開業に先立ち、発車式が首都圏新都市鉄道株式会社の主催により、つくばエクスプレス秋葉原駅で、併せてしゅん功開業式が独立行政法人 鉄道・運輸機構並びに首都圏新都市鉄道株式会社の共催により、浅草ビューホテルにて挙行された。

来賓として、国土交通大臣をはじめ国会議員並びに関係自治体1都3件の知事ほか多数の御臨席を賜り、発車式には約230名、しゅん功開業式には約670名が出席した。

（発車式概要）

・名　　称　　つくばエクスプレス発車式
・日　　時　　平成17年8月22日（月）13時00分から14時00分まで
・会　　場　　つくばエクスプレス秋葉原駅地下1階コンコース
・主　催　者　　首都圏新都市鉄道株式会社
・司会・進行　　岩下奈桜美
・開式の辞　　首都圏新都市鉄道株式会社 代表取締役社長　高橋伸和
・来賓挨拶　　東京都知事 石原慎太郎
・テープカット

（秋葉原方）	国土交通大臣	北側 一雄
	総務大臣	麻生 太郎
	東京都知事	石原 慎太郎
	埼玉県知事	上田 清司
	つくばエクスプレス利用・建設促進議員連盟会長	倉田 寛之
	足立区長	鈴木 恒年
	台東区長	吉住　弘
	千代田区長	石川 雅巳
	荒川区長	西川 太一郎
	八潮市長	多田 重美
	三郷市長	美田 長彦
	独立行政法人 都市再生機構 理事長	伴　　襄
（つくば方）	国土交通大臣	北側 一雄
	総務大臣	麻生 太郎
	茨城知事	橋本　昌
	千葉県知事	堂本 暁子
	つくばエクスプレス利用・建設促進議員連盟会長	倉田 寛之
	つくば市長	市原 健一
	守谷市長	会田 真一
	伊奈町長	飯島　善
	谷和原村長	鈴木 亮寛

	柏市長	本多　晃
	流山市長	井崎 義治
	鉄道・運輸機構 理事長	小幡 政人
	首都圏新都市鉄道株式会社 代表取締役社長	高橋 伸和
・くす玉開花	つくばエクスプレス利用・建設促進議員連盟特別顧問	葉梨 信行
	つくばエクスプレス利用・建設促進議員連盟特別顧問	野沢 太三
	つくばエクスプレス利用・建設促進議員連盟特別顧問	島村 宜伸
	つくばエクスプレス利用・建設促進議員連盟副会長	鴨下 一郎
	つくばエクスプレス利用・建設促進議員連盟事務局長	保坂 三蔵
	つくばエクスプレス利用・建設促進議員連盟幹事	櫻田 義孝
	前衆議院議員	城島 正光
	前衆議院議員	中山 義活
	参議院議員	狩野　安
	参議院議員	岡田　広
	参議院議員	荒井 正吾
	東京都議会議長	川島 忠一
	茨城県議会議長	石川 多聞
	千葉県議会議長	本清 秀雄
	埼玉県議会議長	蓮見 昭一
	足立区議会議長	新井 ひでお
	台東区議会議長	実川 利隆
	千代田区議会議長	戸張 幸次郎
	荒川区議会議長	鳥飼 秀夫
	つくば市議会議長	久保谷 孝夫
	守谷市議会議長	中田 孝太郎
	伊奈町議会議長	富山 和夫
	谷和原村議会議長	倉持 眞孜
	柏市議会議長	青柳 直樹
	流山市議会議長	中村 好夫
	八潮市議会議長	初山 繁雄
	三郷市議会議長	金澤 冨美子
	国土交通省鉄道局長	梅田 春実
	国土交通省土地・水資源局長	阿部　健
	鉄道・運輸機構 東京支社長	高津 俊司

・閉　　式　　司会

・記念列車試乗　　出席者全員（秋葉原駅～浅草駅）

（しゅん功開業式概要）

・名　　称　つくばエクスプレスしゅん功開業式
・日　　時　平成17年8月22日（月）14時30分から15時30分まで
・会　　場　浅草ビューホテル　「飛翔の間」
・主　催　者　独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 理事長　小幡 政人
　　首都圏新都市鉄道株式会社 代表取締役社長　高橋 伸和
・司会・進行　松本亜紀子
・主催者挨拶　独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 理事長　小幡 政人
　　首都圏新都市鉄道株式会社 代表取締役社長　高橋 伸和
・来賓挨拶　国土交通大臣　北側 一雄
　　総務大臣（代理：自治財政局長）　瀧野 欣彌
　　茨城県知事（つくばエクスプレス建設促進関係都件連絡協議会会長）　橋本　昌
　　東京都知事　石原 慎太郎
　　千葉県知事　堂本 暁子
　　埼玉県知事　上田 清司
　　つくばエクスプレス利用・建設促進議員連盟 会長　倉田 寛之
・来賓紹介　国会議員及び国会議員代理
・祝電披露　国会議員他
・アトラクション　沿線12市区町村代表及び応援団（アニマル浜口）によるTX応援セレモニー
・閉　　式　司会者

第4章　ウォークラリー

平成17年秋の開業を控え、軌道工事等が進捗するなか、沿線各地（各工区等）でトンネルウォーク及びレールウォークと銘うって、ウォークラリーが開催された。

沿線自治体、鉄道・運輸機構、首都圏新都市鉄道他関係団体等の主催・共催等により関係者の協力のもと、開催した。

また、開催当日の悪天候等により、残念ながら中止を余儀なくされた地域もあった。

（開催状況）　※ TXは、つくばエクスプレスの略

開催月日	イベント名称	参加者	実施地区等
16. 5.22	TXレールウォーク埼玉大会	約 3,100人	八潮市、三郷市
16. 7. 3	TX加平トンネルウォーク大会	約 400人	東京都足立区
16. 7. 3	TX流山市トンネルウォーク	約 200人	南流山トンネル
16. 7.31	TXレールウォークつくば大会	約 2,600人	つくば市
16. 7.31	TX南千住トンネルウォーク大会	約 400人	東京都荒川区
16. 9. 4	TX台東トンネルウォーク大会	約 400人	東京都千代田区、台東区
16. 9.11	TXレールウォーク千葉県大会	約 2,000人	流山市、柏市
16. 9.12	TX守谷大会	約 2,500人	守谷市

第５章　試乗会

試乗会は、平成17年7月6日～7月21日まで行なわれた国交省・関東運輸局の最終完成検査完了から平成17年8月24日の開業日を迎えるまでの1ヶ月余りの間に実施された各種イベント並びにセレモニーの一環として、平成17年8月5日～8月8日の延べ4日間に亘り、連続して開催された。

1. 開催状況

① 平成17年8月5日（金）、8日（月）

・主　催：首都圏新都市鉄道（株）及び鉄道・運輸機構東京支社

・共　催：面整備事業者（埼玉県、千葉県、茨城県、守谷市、都市再生機構他）

・対象者：鉄道用地地権者（地上権設定者を含む）並びに面整備地権者

・方　法：試乗会当日の会場の混乱を避けるため、鉄道用地地権者各位には、あらかじめ挨拶状とともに試乗券を同封のうえ各人に送付した。
また、面整備地権者には案内の後、往復ハガキにより参加の申し込みを受付け、返信ハガキにより試乗日等の通知（当日持参券）を行なった。
（ただし、埼玉県は各面整備地権者に当日試乗券を送付。）

② 平成17年8月6日（土）、7日（日）

・主　催：首都圏新都市鉄道（株）
沿線関係自治体：東京都千代田区、台東区、荒川区、足立区、埼玉県八潮市、三郷市、千葉県、流山市、　柏市、茨城県、つくば市、守谷市

・共　催：鉄道・運輸機構東京支社

・対象者：沿線自治体の一般住民（公募・抽選）

・方　法：試乗会当日の会場の混乱を避けるため、広報等で案内の後、沿線自治体市町村は往復ハガキにより参加の申し込みを受け付け、返信ハガキにより当選通知を行なった。

2. 会場別試乗区間

◎平成17年8月5日（金）、6日（土）

①千葉県　南流山駅始発　⇔　秋葉原駅（折り返し駅）　・・・・・・・・・4列車／日
②同　上　柏の葉駅始発　⇔　秋葉原駅（折り返し駅）　・・・・・・・・・4列車／日
③茨城県　守谷駅始発　⇔　つくば駅（折り返し駅）　・・・・・・・・・4列車／日
④同　上　つくば駅始発　⇔　守　谷　駅（折り返し駅・・・・・・・・・・4列車／日

◎平成17年8月7日（日）

①東京都　秋葉原駅始発　⇔　南流山駅（折り返し駅）　・・・・・・・・・4列車／日
②同　上　北千住駅始発　→　秋葉原駅（折り返し駅）→南流山駅（乗り換え）
→北千住駅到着　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・4列車／日
③埼玉県　八潮駅始発　⇔　秋葉原駅（折り返し駅）　・・・・・・・・・4列車／日
④同　上　三郷中央駅始発⇔　秋葉原駅（折り返し駅）　・・・・・・・・・4列車／日

◎平成17年8月8日（月）

①東京都　秋葉原駅始発　⇔　南流山駅（折り返し駅）　・・・・・・・・・・4列車／日

②同　上　北千住駅始発　→　秋葉原駅（折り返し駅）→南流山駅（乗り換え）

→北千住駅到着　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・4列車／日

③埼玉県　八潮駅始発　⇔　秋葉原駅（折り返し駅）　・・・・・・・・・・5列車／日

④同　上　三郷中央駅始発⇔　秋葉原駅（折り返し駅）　・・・・・・・・・・3列車／日

試乗会の詳細な列車ダイヤ（日別、会場別）を表12-5-1に示す。

表12-5-1　試乗会列車ダイヤ

◎平成17年8月5日（金）、6日（土）

①会場・・・・・・南流山駅　（千葉県）

南流山駅	秋葉原駅折り返し		南流山駅
始発	着	発	到着
10:05	10:26	10:30	10:50
11:35	11:56	12:00	12:20
13:05	13:26	13:30	13:50
14:35	14:56	15:00	15:20

②会場・・・・・・柏の葉キャンパス駅　（千葉県）

柏の葉駅	秋葉原駅折り返し		柏の葉駅
始発	着	発	到着
10:11	10:41	10:45	11:15
11:11	11:41	11:45	12:15
13:11	13:41	13:45	14:15
14:11	14:41	14:45	15:15

③会場・・・・・・守谷駅　（茨城県）

守谷駅	つくば駅折り返し		守谷駅
始発	着	発	到着
10:03	10:15	10:18	10:35
11:33	11:45	11:48	12:05
13:03	13:15	13:18	13:35
14:33	15:45	14:48	15:05

④会場・・・・・・つくば駅　（茨城県）

つくば駅	守谷駅折り返し		つくば駅
始発	着	発	到着
10:11	10:22	10:33	10:45
11:41	11:52	12:03	12:15
13:11	13:22	13:33	13:45
14:41	14:52	15:03	15:15

◎平成17年8月7日（日）

①会場・・・・・・秋葉原駅　（東京都）

秋葉原駅	南流山駅折り返し		秋葉原駅
始発	着	発	到着
10:00	10:20	10:35	10:56
11:30	11:50	12:05	12:26
13:00	13:20	13:35	13:56
14:30	14:50	15:05	15:26

②会場・・・・・・北千住駅　（東京都）

北千住駅	秋葉原駅折り返し		南流山駅乗換え		北千住駅
始発	着	発	着	発	到着
10:15	10:26	10:30	10:50	11:05	11:14
11:45	11:56	12:00	12:20	12:35	12:44
13:15	13:26	13:30	13:50	14:05	14:14
14:45	14:56	15:00	15:20	15:35	15:44

③会場・・・・・・八潮駅　（埼玉県）

八潮駅	秋葉原駅折り返し		八潮駅
始発	着	発	到着
10:24	10:41	10:45	11:02
11:54	12:11	12:15	12:32
13:24	13:41	13:45	14:02
14:54	15:11	15:15	15:32

④会場・・・・・・三郷中央駅　（埼玉県）

三郷中央	秋葉原駅折り返し		三郷中央
駅始発	着	発	駅到着
10:51	11:11	11:15	11:35
11:21	11:41	11:45	12:05
13:51	14:11	14:15	14:35
14:21	14:41	14:45	15:05

◎平成17年8月8日（月）

①会場・・・・・・秋葉原駅　（東京都）

秋葉原駅	南流山駅折り返し		秋葉原駅
始発	着	発	到着
10:00	10:20	10:35	10:56
11:30	11:50	12:05	12:26
13:00	13:20	13:35	13:56
14:30	14:50	15:05	15:26

②会場……北千住駅　（東京都）

北千住駅	秋葉原駅折り返し		南流山駅乗換え		北千住駅
始発	着	発	着	発	到着
10:15	10:26	10:30	10:50	11:05	11:14
11:45	11:56	12:00	12:20	12:35	12:44
13:15	13:26	13:30	13:50	14:05	14:14
14:45	14:56	15:00	15:20	15:35	15:44

③会場……八潮駅　（埼玉県）

八潮駅	秋葉原駅折り返し		八潮駅
始発	着	発	到着
10:24	10:41	10:45	11:02
11:54	12:11	12:15	12:32
13:24	13:41	13:45	14:02
14:54	15:11	15:15	15:32
15:24	15:41	15:45	16:02

④会場……三郷中央駅　（埼玉県）

三郷中央	秋葉原駅折り返し		三郷中央
駅始発	着	発	駅到着
10:51	11:11	11:15	11:35
11:21	11:41	11:45	12:05
13:51	14:11	14:15	14:35

3. 試乗会の参加人数

①平成 17 年 8 月 5 日（金）……4,154 人　（千葉県、茨城県の 4 会場）

②平成 17 年 8 月 6 日（土）……5,782 人　（　　同上　　）

③平成 17 年 8 月 7 日（日）……4,826 人　（東京都、埼玉県の 4 会場）

④平成 17 年 8 月 8 日（月）……3,847 人　（　　同上　　）

合　　計……17,609 人　（4 日間、全 8 会場）

試乗会の詳細な参加人員（日別、会場別）を表 12-5-2 に示す。

表 12-5-2　常磐新線（つくばエクスプレス）試乗会参加人員

※試乗会……平成 17 年 8 月 5 日（金）～8 月 8 日（月）

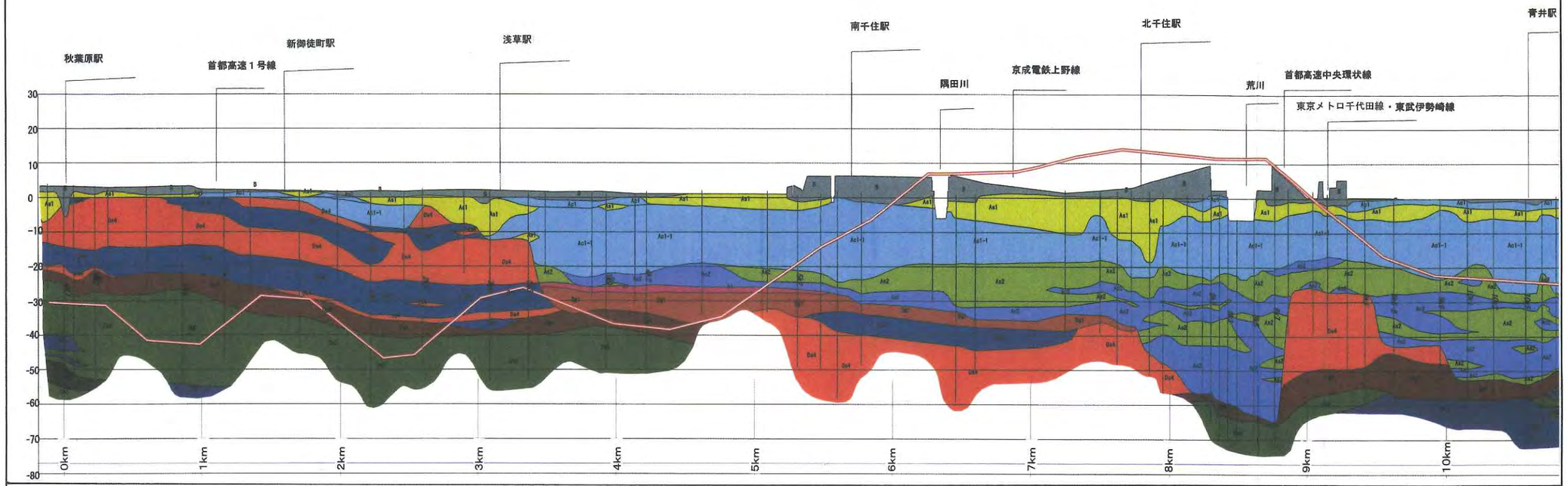
開催日	試乗会場	参加対象者	参加人員	試乗会列車
8 月 5 日（金）	南流山駅	千葉県地権者	1,119 人	4 列車／日
	柏の葉駅	同　上	1,373 人	同　上
	守谷駅	茨城県地権者	811 人	同　上
	つくば駅	同　上	851 人	同　上
			計 4,154 人	
8 月 6 日（土）	南流山駅	流山市内一般公募	1,471 人	4 列車／日
	柏の葉駅	柏　市　内一般公募	1,373 人	同　上
	守谷駅	茨城県内一般公募	1,412 人	同　上
	つくば駅	同　上	1,526 人	同　上
			計 5,782 人	
8 月 7 日（日）	秋葉原駅	沿線区内一般公募	987 人	4 列車／日
	北千住駅	同　上	1,140 人	同　上
	八潮駅	八潮市内一般公募	1,643 人	同　上
	三郷中央駅	三郷市内一般公募	1,056 人	同　上
			計 4,826 人	
8 月 8 日（月）	秋葉原駅	沿線区内一般公募	574 人	4 列車／日
	北千住駅	同　上	774 人	同　上
	八潮駅	八潮市内一般公募	915 人	5 列車／日
	三郷中央駅	三郷市内一般公募	584 人	3 列車／日
			計 2,847 人	
延べ 4 日間	全 8 駅		合計 17,609 人	64 列車

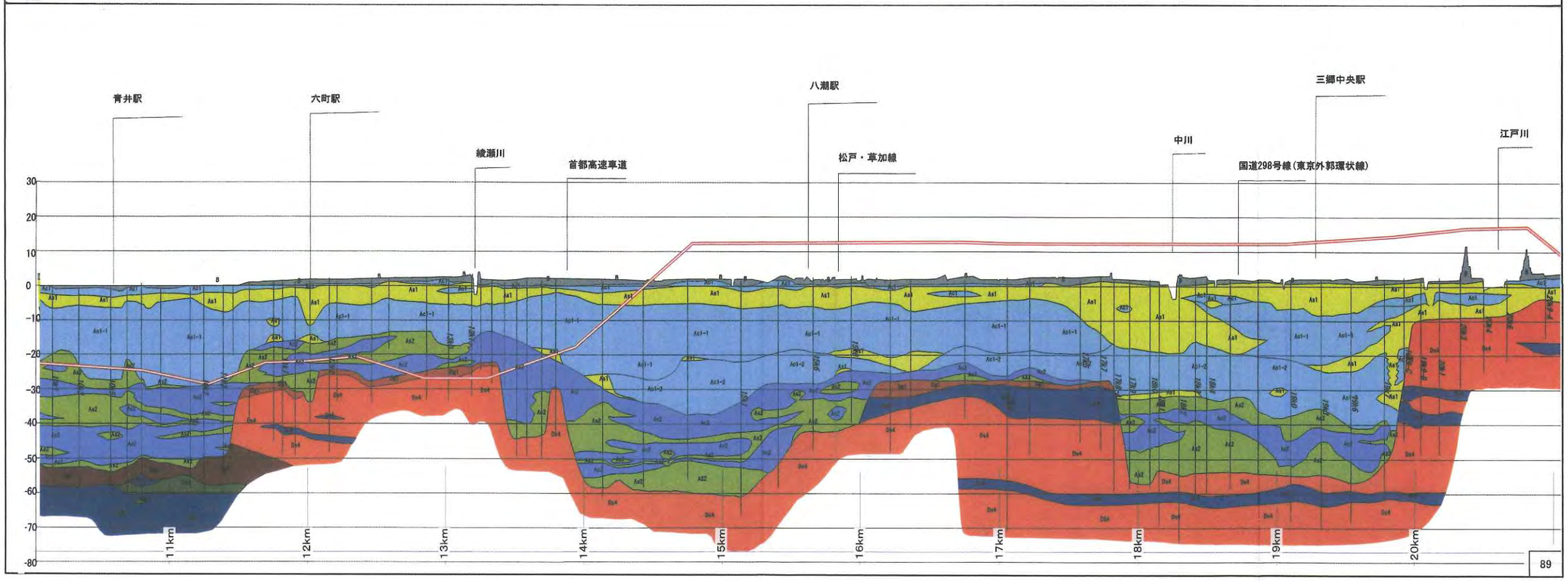
第13編　　その他資料

地質縦断面図

横 1:20,000
縦 1:800

秋葉原～21.0km

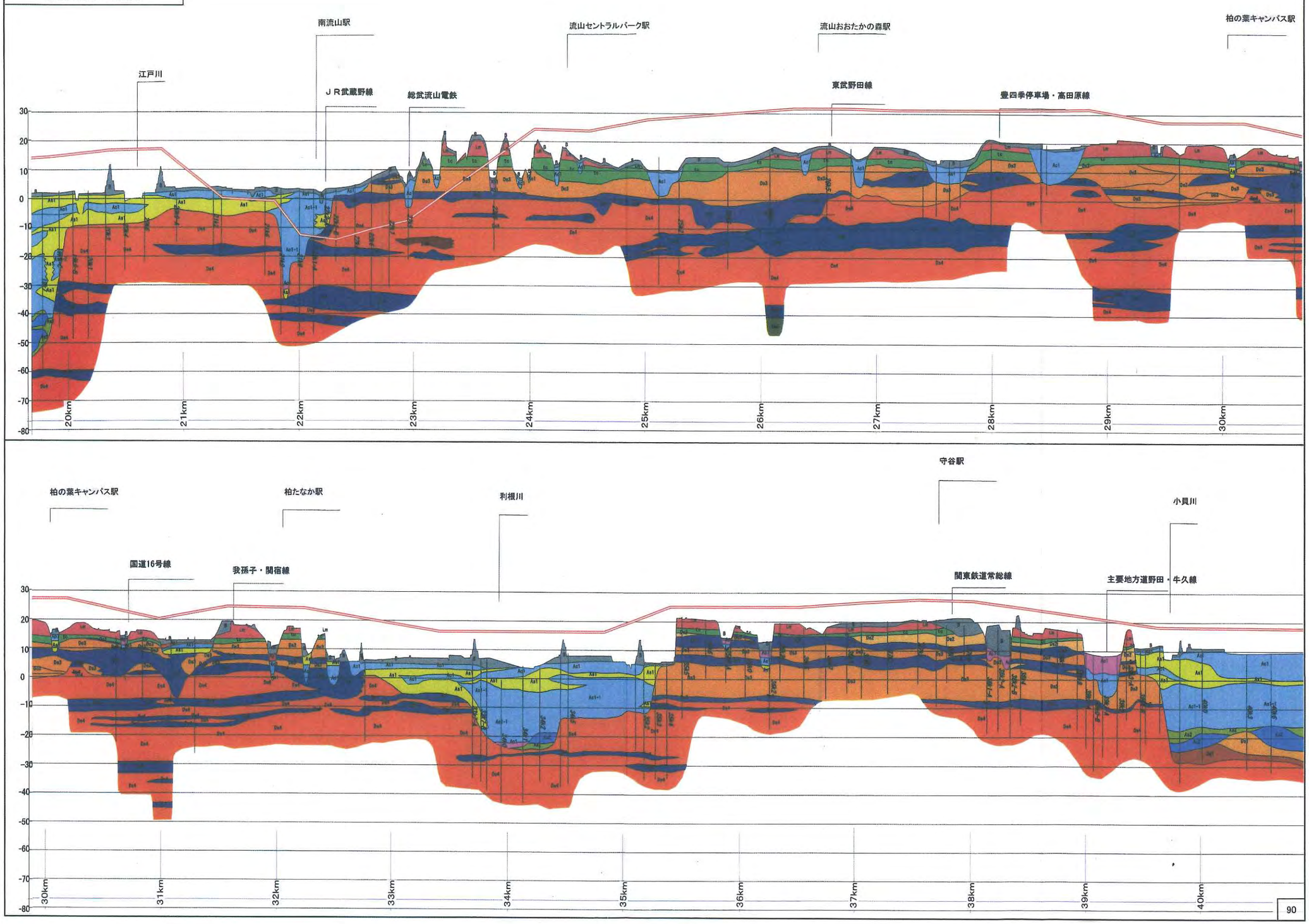




地質縦断面図

横 1:20,000
縦 1:800

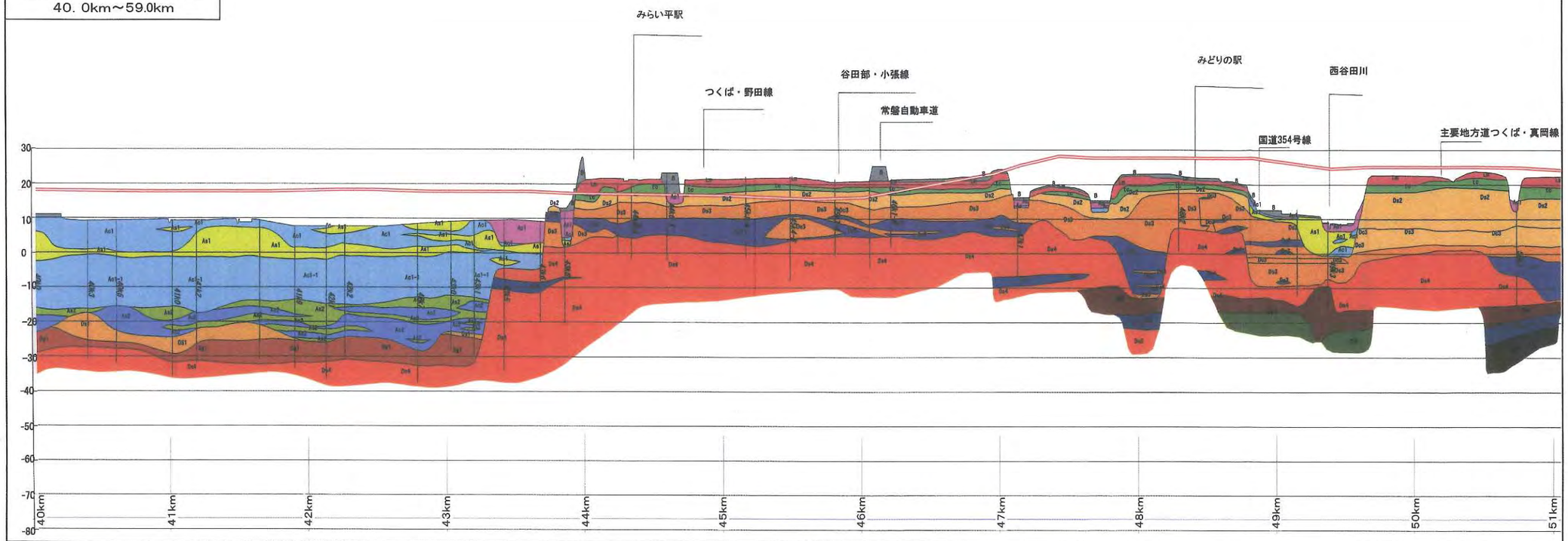
20.0km～40km

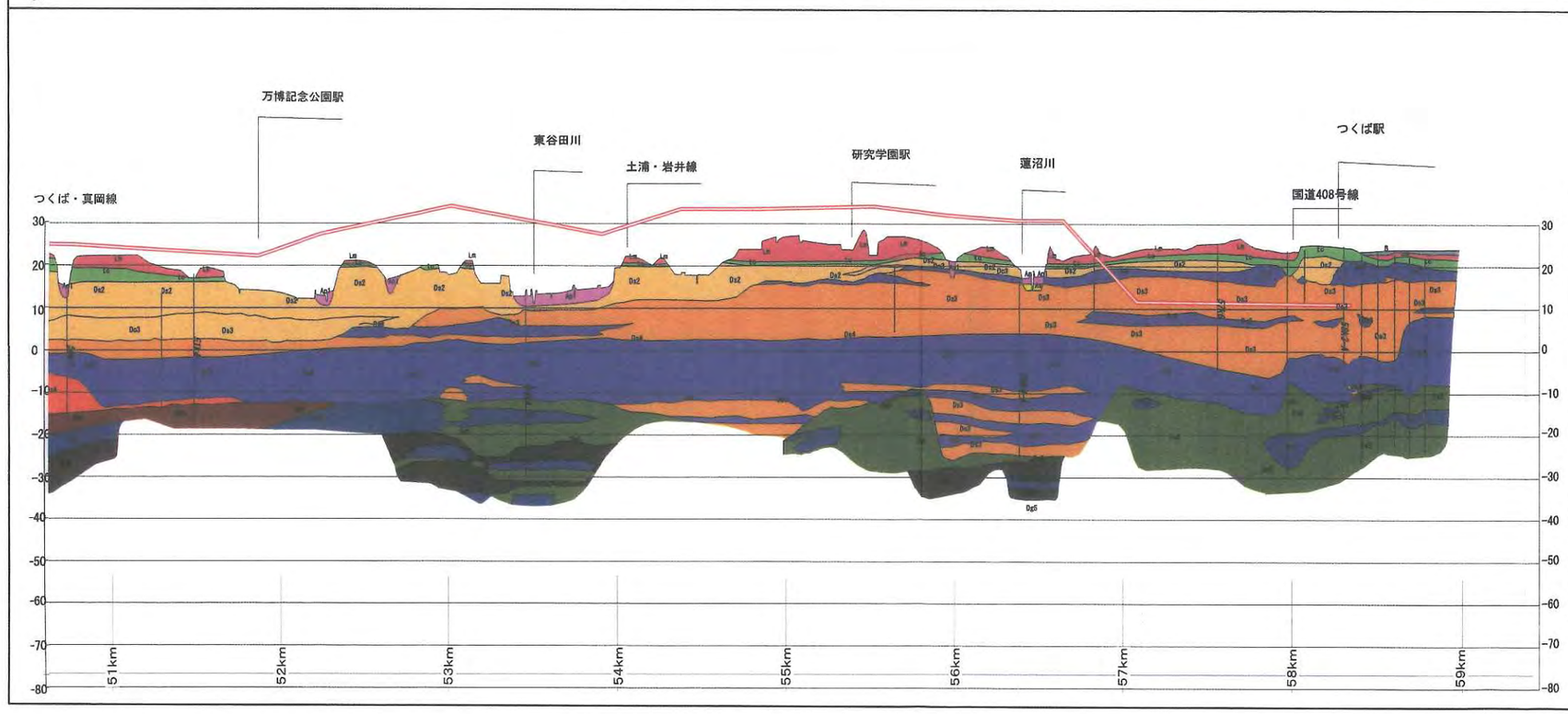


地質縦断面図

横 1:20,000
縦 1:800

40.0km～59.0km





地質縦断面図凡例

時代			地層名 東京	埼玉	千葉	茨城	地質名	記号
第四紀	沖積世		盛土	盛土			盛土	B
		沖積層 上部	沖積層				粘性土	Ac1
							砂質土	As1
		沖積層 下部					粘性土	Ac1-1
							粘性土	Ac1-2
							腐植土	Ap1
							砂質土	As2
		七号地層					粘性土	Ac2
	更新世	立川(武蔵野)ローム 埋没ローム 段丘礫層	立川(武蔵野)ローム				ローム	bl
							砂質土	Ds1
							砂礫	Dg1
		立川(武蔵野)ローム					ローム	Lm
		下末吉ローム	大宮層	第三紀粘土層	常総層		凝灰質粘土	Lc
				第三紀礫層			砂質土	Ds2
		下末吉層	東京層	東京層 相当層	木下層	成田層	砂質土	Ds3
							粘性土	Dc3
		鶴見層			岩上層 清川層		砂質土	Ds4
							粘性土	Dc4
			東京礫層				砂礫	Dg4
		江戸川層		新期 地震変質			砂質土	Ds5
							粘性土	Dc5

91