

シールドトンネル拡幅工法について

市場 弘美¹

¹近畿地方整備局 大阪国道事務所 工務課 (〒536-0004大阪府大阪市城東区今福西2-12-35)

御堂筋（一般国道25号）は、梅田を起点とする南側一方通行、全6車線の大阪を代表するメインストリートであり、四季で変化するイチョウ並木はシンボルとして市民に親しまれている。その地下に御堂筋共同溝は計画され、大阪市水道局の水道管と関西電力㈱の電力ケーブルを収容し、御堂筋共同溝が完成すれば大阪の東西南北の共同溝ネットワークが構築される。平成23年度に共同溝本体トンネルが完成し、現在は国道25号御堂筋共同溝立坑工事にて分岐立坑を施工中である。今回、シールドトンネル本体の拡幅工を実施したので紹介するものである。

キーワード 地中切り掘り、シールドトンネル拡幅

1. 工事概要

(1) 全体事業概要

御堂筋共同溝は、東西の幹線軸である国道1号梅田共同溝、国道2号福島共同溝と南北軸である国道26号浪速第1、2共同溝を接続する大阪市内中心部の重要なネットワークの一部として平成19年度に事業化され平成28年度の供用を目指して事業中である。図-1に概要図を示す。



図-1 大阪市中心部共同溝概要図

共同溝内部の内径4770mmの坑内に大阪市水道局の水道管（φ1500mm）と関西電力㈱の電力ケーブル（154,000V、77,000V）を設置する予定である。図-2に標準断面図を示す。

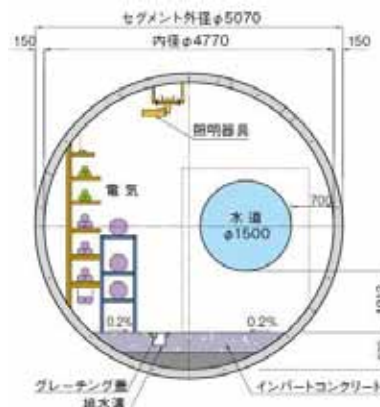


図-2 御堂筋共同溝 標準横断面図

(2) 工事概要

工事名 : 国道25号御堂筋共同溝立坑工事

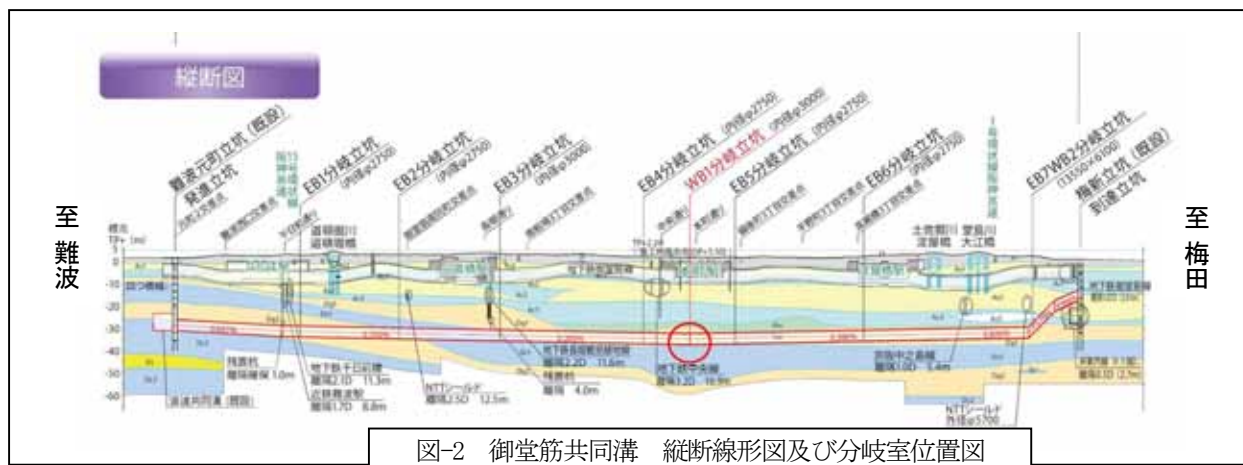
受注者 : 大成・五洋特定建設工事共同企業体

施工場所 : 自) 大阪市浪速区難波中一丁目地先
至) 大阪市北区曽根崎二丁目地先

工期 : 平成23年3月17日～平成26年3月10日

施工量 : 分岐立坑 8箇所

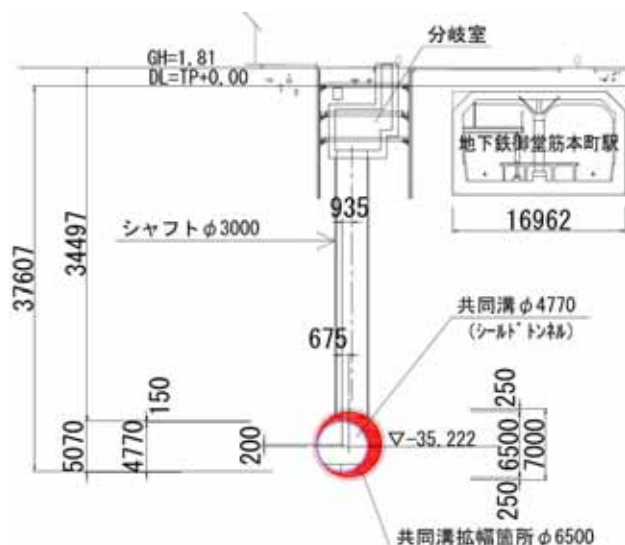
御堂筋共同溝工事は、平成23年度に本体シールドトンネルが完成し引き続き立坑工事を発注して施工を進めている。主な工事内容は共同溝本体から地上に電気や水道を取り出すための分岐立坑8基とトンネル拡幅工である。



分岐立坑は上向きシールド工法によってシャフト部を構築し地上部の分岐室は開削土留めによって構築する。今回トンネル拡幅を実施する立坑は水道局の分岐立坑であるWB1立坑で、分岐部分に水道用の制水弁と坑内排水ピットを設置するため一般トンネル部分より内部空間を大きくした構造となっている。図-2に縦断線形図及び分岐室位置図を示す。

2. WB1分岐立坑の概要

WB1分岐立坑は地下約38mにあり、図-3にあるように大阪市水道局の水道管（φ1200mm）を分岐するため、分岐室とシャフト（内径φ3000mm）で構成され、シャフトが共同溝シールドトンネルと接続する構造となっている。WB1分岐立坑は水道管（本管φ1500mm）の制水弁と共同溝の排水を集約するピットを設置するため、シールドトンネル断面（内径φ4770mm）を拡大（内径φ6500mm）する必要がある、東側の水道管を中心に制水弁を配置した結果、拡幅断面は偏芯した形状となっている。



3. 工法概要

シールドトンネルなどで地中内掘削作業を行う場合、「薬液注入工法+NATM工法」や「地盤凍結工法」が考えられるが、適用できる地盤に限られることや費用が高額になる場合があった。今回実施した拡幅工法は完成している共同溝シールドトンネル内部から既設のセグメント（内径φ4770mm鋼製セグメント）を部分的に撤去し、地山を露出させて掘削を行い、モルタル吹付等を実施して内径φ6500mmの鋼製セグメントを組み立てるものである。拡幅掘削に当たり、共同溝シールドトンネルを施工前の段階で地上から高圧噴射攪拌工法（PJG-L工法）にて拡幅該当箇所の地盤改良を実施し、拡幅掘削中の地山の損壊防止対策を行った。さらに本体トンネルシールド通過後の止水効果の期待することと大きなレキの混入による改良体造成不良を補うために、地盤改良体の周囲に薬液注入工（ダブルパッカー工法）を実施した。また、異常出水が発生した場合の対策として、拡幅部の前後に止水鉄扉を設置した。図-4、図-5に拡幅部の縦断面と横断面の構造を示す。

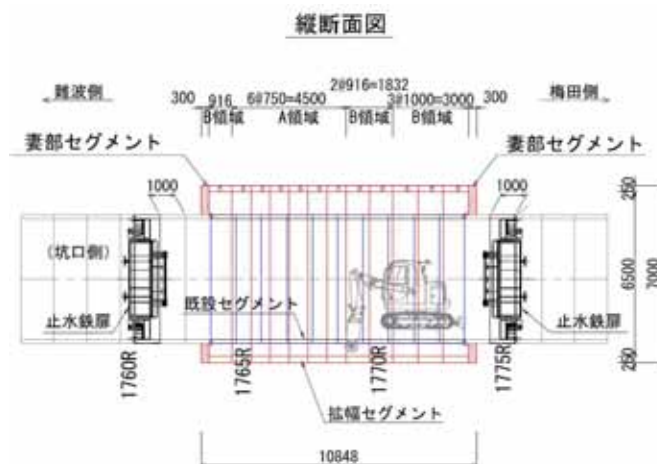
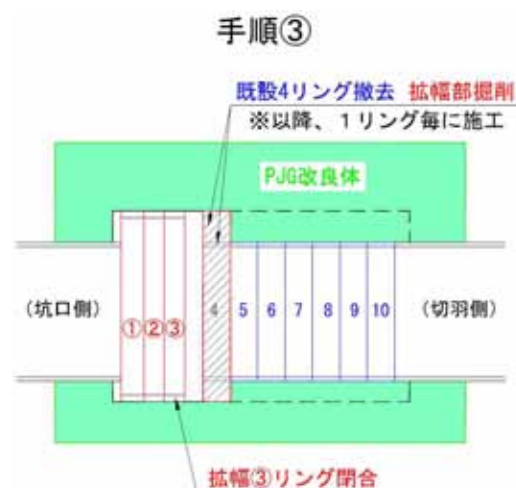
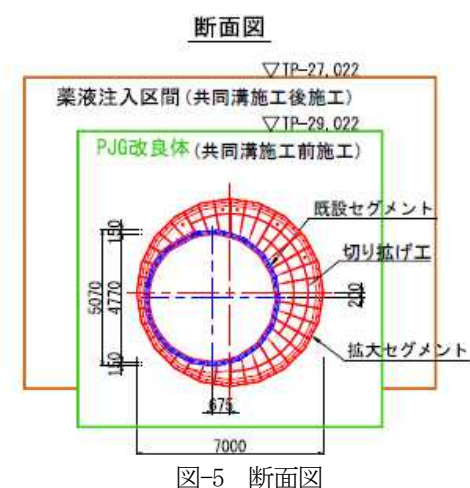


図-3 WB1 分岐立坑断面図

図-4 縦断面図



4. 施工方法

施工手順は坑口側のセグメントを2リング（1m／リング）を分解撤去し、拡幅掘削を2リング行い、拡幅セグメント1リングと妻部のセグメントを組み立てる。以降のセグメントは既設セグメントを1リング撤去して拡幅掘削、組立1リングのサイクルで行い、改良体の地山解放範囲が2リング以下になるように実施した。手順を図-6に示す。

トンネル坑内での拡幅掘削作業は内径φ4770mm（断面積17m²）通常サイズ（バックホウ0.7m³級）の重機を使用する場所としては狭隘な状況であるため、マシンの外形寸法＋作業範囲を考慮した機種を選定した。さらに使用するバックホウ1台で掘削とセグメントの設置組立作業を行うことが可能な様に改良体掘削用のツインヘッダーとマジックハンド状のハンドリングアタッチメントを取り付けられるように改造した。写真-1にハンドリングアタッチメント、写真-2にツインヘッダーを示す。

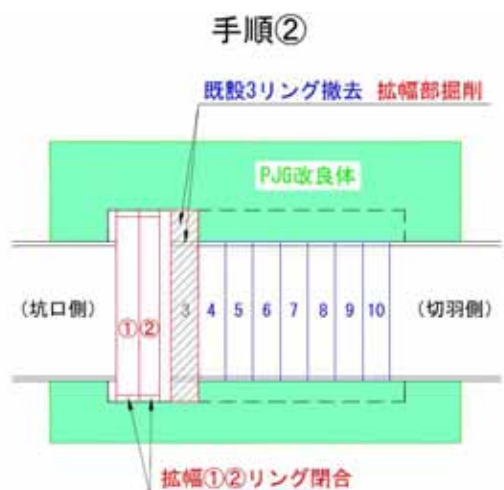
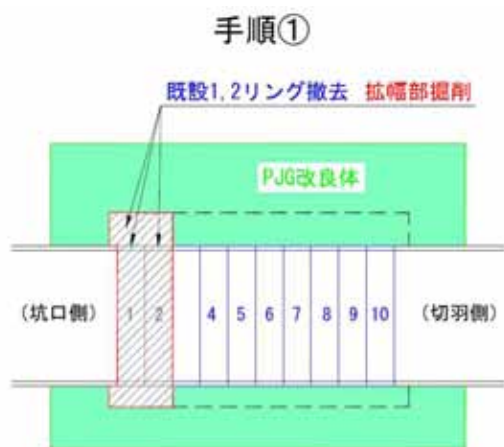


写真-1 ハンドリングアタッチメント



写真-2 ツインヘッダー

拡幅トンネルの断面構造は大深度、高水圧下での作業となるため、地山を掘削して露出した時点でコンクリー

ト吹付で掘削面を養生し、補強用の仮設リング支保を設置する。その上に二次コンクリート吹付を行った後、新たに拡幅セグメント設置した。図-7に拡幅部断面図を示す。

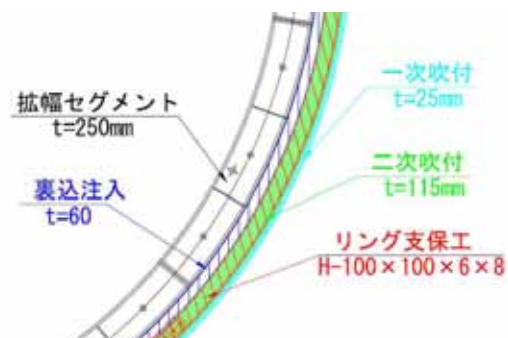


図-7 拡幅部断面図

拡幅部の施工は、掘削する周辺地盤の影響を抑えるためには、掘削時間の短縮、鋼製支保や吹付工の速やかな施工で閉合までの時間を短くすることが必要である。よって上半の既設セグメントを撤去、掘削を行い吹付工や仮設リング支保で早期閉合しながら全ての断面の掘削が完了させたのち、下半部分のセグメントを組み立てることとした。図-8に拡幅施工サイクル、図-9に拡幅施工フローを示す。

step10 拡幅セグメント組立

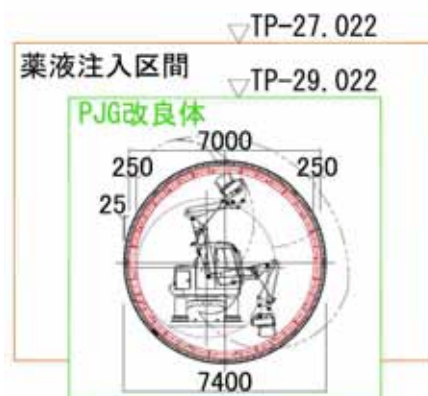


図-8 拡幅施工サイクル

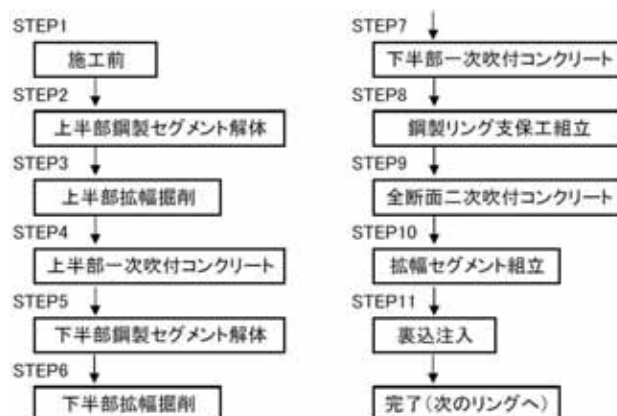
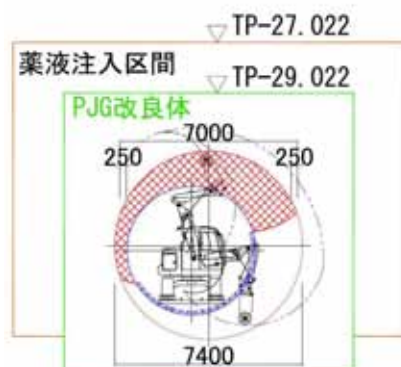


図-9 拡幅施工フロー

step3 上半部の拡幅掘削



step8 鋼製リング支保工組立



5. 施工状況

ブレーカによる掘削は改良体にクラックを生じさせる可能性があったため、改良体に先行削孔（φ42mm）を行いツインヘッダーで掘削した。掘削中は粉塵が飛散するため、の集塵機で常時換気しながら実施した。写真-3にツインヘッダーによる掘削状況を示す。



写真-3 ツインヘッダー掘削状況

また、施工中に異常出水が発生した場合、トンネルが崩落水没する可能性が有り、周辺の地下施設に大きな影響

を及ぼすことになる。特に近接する地下鉄御堂筋線は1日に120万人以上が利用する大阪市内の重要な路線となっており、鉄道管理者から出水事故に対する懸念があったため、掘削中の出水に対する緊急時の対応計画を作成し異常出水が発生した場合に備え、高い水圧（0.37Mpa）に耐えられる鋼製止水鉄扉を拡幅部分の前後に設置することとした。掘削中は湧水量を常時計測し100L/minを超える異常出水時は掘削機械を存置したまま、配管やケーブルを撤去して待避、閉鎖するなど手順を策定した。

計測項目	限界管理値	予想変位量	計測結果		
			施工前	施工1ヶ月後	変位量
地盤鉛直変位 (地下鉄下端部)	±5.23mm	-5.23mm	-2.3mm	-1.9mm	+0.4mm
地盤鉛直変位 (GL-23.5m)	—	—	-1.8mm	-1.6mm	+0.2mm
地下鉄躯体 (鉛直変位-7)	±5.10mm	-1.94mm	+0.60mm	+0.35mm	-0.25mm
地下鉄躯体 (水平変位-7)	±7.00mm	-2.55mm	-0.88mm	-1.06mm	-0.18mm

※水平変位は、地下鉄側を(+)、分岐立坑側を(-)としている。

表-1 地盤変位計測結果

6. 周辺地盤、近接する地下鉄御堂筋線への影響

御堂筋共同溝に平行して営業している大阪市営地下鉄御堂筋線との距離はWB1立坑拡幅箇所と駅躯体間で約28mとなっている。施工にあたり鉄道管理者との協議した結果、近接施工の影響の把握が必要となったため、図-10の様に鉛直変位を層別沈下計（4箇所）で計測し水平変位を多段式傾斜計（13箇所）により計測する事とした。地下鉄躯体変位についても鉛直水平変位計（16箇所@5m）で計測管理を実施した。掘削中の計測結果について、表-1に地盤の計測結果を示すが地盤鉛直変位は地下鉄下端部で「+0.4mm」と上昇し、地下鉄躯体（鉛直変位）は「-0.25mm」の沈下傾向、地下鉄躯体（水平変位）は「-0.18mm」変位が見られた。いずれも施工前の事前計測で得られている地下水位の変動等による経時変化程度であり、施工の影響はほとんど無かったといえる。

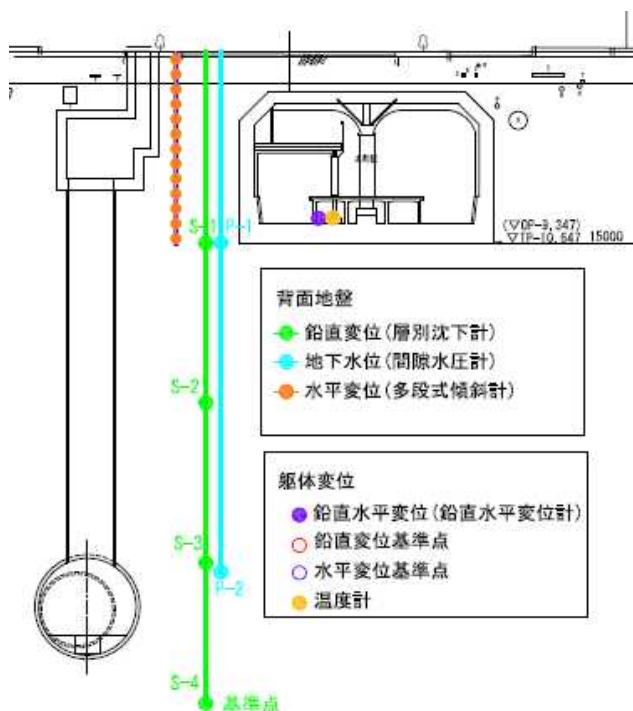


図-10 計測機器配置図

7. 今後の課題

今回、拡幅施工において掘削機械はトンネル断面で規格を設定したが、ベースマシンが小さな機種（0.25m3級）となったため、掘削に時間を要した。今後、本工法を採用する場合は掘削する箇所の土質の調査し土質の硬さに合わせた工法の選定を行い、掘削機械の能力から日当たり施工量を把握して必要な施工期間に十分留意する必要がある。また、地下約38mの地下水が大量にある箇所の作業は異常出水などがリスクとなるため、湧水量のモニタリング、改良体の健全度の確認や止水を目的とした薬液注入などの補助工法の検討、掘削中の周辺地盤や近接構造物の変動監視など安全対策を万全に行う必要がある。

8. まとめ

今回の施工において異常出水を懸念していたが、ほとんど出水もなく地山も安定し周辺地盤や近接構造物の変動も大きな値は計測されずに工事を無事に終えることができた。これも工事担当者の十分な計画と細心の注意を払った施工の賜であると思っている。本工法は小断面のトンネルの偏芯拡大や都市部の交通量が多い地上からの掘削作業が難しい現場で使用に適している。地下構造物の施工方法は必要性和工夫によって進化を続けている。新工法・新技術には安全の担保が必要であるが、コストをどこまで許容するかが難しいところである。トンネル内での事故は閉鎖空間という特性上、重大事故に直結するため、施工しやすさや経済性を追求して安全を軽視することなく進めていくべきだと考えている。

謝辞：論文作成にあたり多くの工事関係者のご協力を賜りましたことについて、厚く御礼申し上げます。

紀伊半島大水害に被災した橋梁工事現場の 災害復旧方法

虎本 真一

川田建設株式会社 大阪支店 事業推進部 工事課

(〒550-0014 大阪府大阪市西区北堀江1-22-19 シルバービル7F)

2011年9月4日、台風12号の影響による豪雨のため那智川が氾濫した。これにより、施工中の那智勝浦ICランプ橋工事現場や周辺地域は、約1.5m浸水し、土砂とガレキに埋もれた。本稿では、施工中に発生した大規模水害に対し、周辺地域の復旧を優先したうえで、所定の品質を確保し工事目的物を完成させた経緯について報告する。

キーワード 紀伊半島大水害、災害復旧活動、新技術による品質確保

1. 工事概要

工 事 名：那智勝浦道路 那智勝浦IC ランプ橋他工事
発 注 者：近畿地方整備局 紀南河川国道事務所
施 工 者：川田建設株式会社
工事場所：和歌山県東牟婁郡那智勝浦町川関地先
工 期：2011年3月25日～2012年2月29日（当初）
2012年5月31日（変更）

【橋梁上部（A1～P3）】

構造形式：PC3径間中空床版ラーメン橋
橋 長：90.000m 幅 員：5.780m～6.480m

【橋梁下部(A1～P3)】

逆T式橋台 1基 単柱式橋脚 2基
張出式橋脚 1基

【基礎】

場所打ち杭 φ1000 24本 (A1～P3)
場所打ち杭 φ1200 12本 (P4)

2.被災時の進捗状況

被災時は橋梁下部の施工中で、それぞれ以下のと通りの進捗状況であった。

A1橋台：場所打ち杭完成
床掘り完了
フーチング鉄筋・型枠組立完了
P1橋脚：場所打ち杭完成
床掘り完了
フーチング鉄筋組立完了
P2橋脚：場所打ち杭完成
床掘り完了
P3橋脚：場所打ち杭完成（杭頭処理をのぞく）
床掘り前
P4橋脚：場所打ち杭施工準備中
（鉄筋カゴ地組完了）

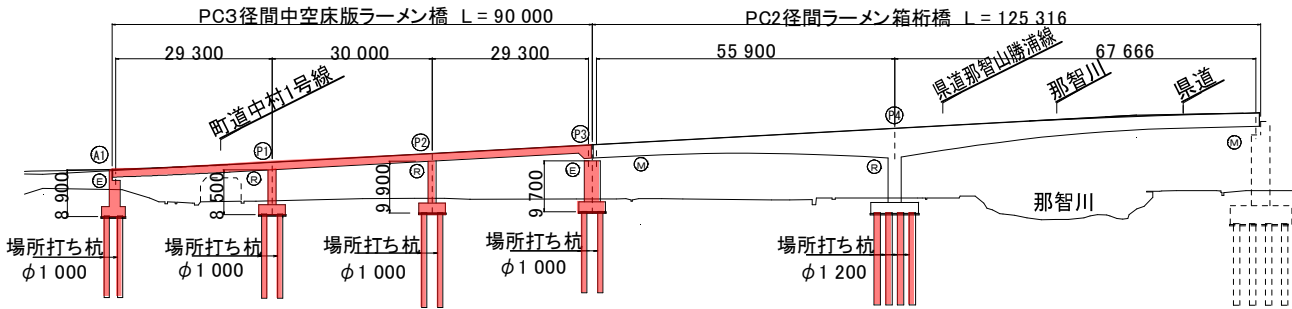


図-1 橋梁一般図（着色部は本工事施工箇所）

3. 被害状況

2011年9月4日 台風12号による豪雨の影響で那智川が氾濫し、被災した。被災直後状況を以下に示す。

(1)現場周辺の被災直後の状況

周辺地域の生活道や現場への進入路として使用されていた川関橋と大谷橋が落橋し、通行不可能な状態となっていた(図-2,写真-1)。また、周辺道路には土砂やガレキが堆積し通行困難な状態であった(写真-2)。さらに、浸水した住宅や農地、水路には、大量の土砂が堆積した。

(2)現場内の被災直後の状況

工事現場は約1.5m浸水し、水が引いた後には、大量の土砂とガレキが堆積した(写真-3)。また、浸水時の水流により立入り防止柵や仮囲い、足場等が損壊した。さらに、現場に仮置きしていた資材や重機なども水没し土砂に埋没した。

(3)施工中の構造物の被災直後の状況

すでに掘削および鉄筋組立が完了していたA1橋台、P1橋脚は水没しており、鉄筋も一部変形している状態であった(写真-4)。また、現場内で保管していた鉄筋は土砂とガレキに埋没した(写真-5)。



写真-1 川関橋損壊状況



写真-2 現場周辺道路



写真-3 現場内 (土砂・ガレキの堆積)



写真-4 床掘水没状況



写真-5 現場保管鉄筋埋没状況



図-2 現場周辺地図

4.周辺地域の復旧活動

災害発生直後は、周辺住民の生活道として使用されていた川関橋と大谷橋の2橋が落橋し通行できない状態となっていた。また、道路と水路は土砂とガレキが堆積し部分的に陥没しているなど本来の機能が失われた。よって、現場より上流の地区は孤立に近い状態であった。被災直後は災害復旧作業に必要な物資の調達が困難であったが、当時組織されていた那智勝浦道路安全連絡協議会員が協力し、各工事現場内にあった資機材、重機および作業ヤードを使用して、周辺地域の交通を確保する作業を実施した。

(1)道路の確保

工事中、通行止めしていた町道中村1号線部分のガレキと土砂を撤去し、工事区域内に仮置きした。さらに、陥没箇所は砕石で埋戻しを行い、車両等が通行できる道路を確保した。その後、もう一方の県道那智山勝浦線に堆積した土砂の撤去を行い生活道路を確保した(写真-6)。

(2)水路の確保

水路が土砂で埋まっていたため、水路の土砂を撤去し、その機能を復旧させた。

(3)粉塵対策

現場周辺の地域は水道が断水していたこともあり、砂塵が舞っていた。周辺住民の生活環境を少しでも改善できるよう散水車による道路清掃を行った(写真-7)。また、水中ポンプを常時稼働させて河川の水を汲み上げ洗浄水として周辺住民に提供した。



写真-6 被災直後の道路の復旧作業状況



写真-7 散水車による道路清掃状況

5.工事現場の復旧作業

災害土砂およびガレキの受入れ先が決定したのち、施工ヤード内に堆積したガレキや土砂を撤去し運搬する作業を行った。また、損壊した仮囲いなどを撤去復旧した後、施工中の構造物の復旧作業を開始した。

(1)A1橋台部の復旧作業

A1橋台はフーチングの鉄筋および型枠の組み立てが完成していたが、水没したことにより、鉄筋の下端付近まで土砂が堆積していた。ガレキの流入はほとんど無く鉄筋の損傷はなかったため、組み立てられた鉄筋は解体せずにそのまま再使用できると判断した。そこで型枠を解体し、土砂の排出を行うこととした。

土砂の排出は、散水車から水を放水し、堆積した土砂を洗い流しながら、水中ポンプで汲み上げる方法とした(図-3)。

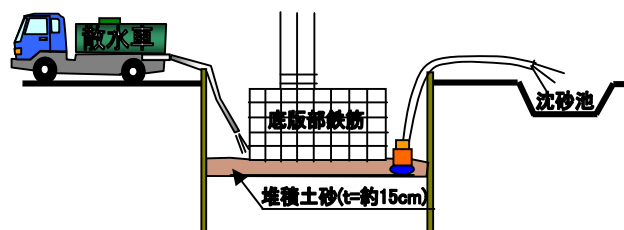


図-3 床堀内の堆積土砂の排出要領図

(2)P1橋脚部の復旧作業

P1橋脚は水没により大量の土砂とガレキが流入し堆積した。そのため、組立完了していたフーチングの鉄筋の一部が変形し、土砂の堆積(t=40cm)により下側鉄筋が埋まっていた(写真-8)。よって、鉄筋を解体しても材料を再使用できないと判断し、重機を使用して鉄筋を撤去処分し、再組立を行うこととした。



写真-8 P1橋脚フーチング鉄筋被災状況

(3)現場保管鉄筋の復旧作業

現場内で保管していた鉄筋は土砂とガレキに埋没している状態であった。まず、鉄筋の損傷や有害な腐食がないかを目視確認するために、土砂とガレキを撤去した後、水洗し(写真-9)、有害物の拭き取り作業を行った(写真-10)。目視確認で使用可能と判断した鉄筋には防錆剤を塗布して保管した。



写真-9 鉄筋水洗い状況



写真-10 有害物拭き取り状況

6.新技術(NETIS登録技術)の採用

(1) 組み立てられた鉄筋や現場保管鉄筋の防錆処理

組み立てられた鉄筋および現場内に保管していた鉄筋には水没したことにより赤錆が発生していた。そこで、既に赤錆が発生している鉄筋にも有効な錆転化型防錆剤「ラスクリア」(NETIS KT-100100-V)を採用した。この防錆剤は、赤錆と反応して電気化学的に不活性な黒皮被膜を形成して有害な錆を防止するもので、防錆効果も6ヶ月程度期待できるものである。この技術を採用することにより、期待通りコンクリート打設までの間、防錆効果を保つことができた。(写真-11)



写真-11 錆転化型防錆材塗布状況

(2) 場所打ち杭の圧縮強度の確認方法

コンクリート圧縮強度供試体を標準養生していた生コン工場も水害に被災し、試験前の供試体が流失してしまった。よって、施工完了していた24本の杭の内13本については、圧縮強度試験を実施することができず品質確認ができない状態となった。そこで、ソフトコアリングシステム(NETIS KT-050025-V)により強度試験を実施し、設計基準強度以上であることを確認することとした。ソフトコアリングシステムは、φ25mmのコアを採取して圧縮強度等を測定する技術で、破壊試験の一種であるが構造物に対する損傷は最小限にとどめることができた。また試験の結果、杭の品質を確認できた。(写真-12)

この技術は通常の場合においても、場所打ち杭の品質確認試験として有用な技術である。場所打ち杭は水中コンクリートであるためコンクリート打設作業が不適切であった場合、コンクリートに水などの異物が混ざり所定の強度が確保されないコンクリートとなる可能性がある。よって、コンクリート打設作業の適切性を確認する技術としても活用できる。



写真-12 小径コア採取状況(場所打ち杭天端)

6.おわりに

今回の工事は約2ヶ月間の災害復旧作業等の期間を経て、2012年5月に工事を無事完成した。

水害に被災した際は物資の供給の見通しが不透明であったこともあり、復旧方法の選定は難しかったが、非常事態において最善の方法を採用した結果、所定の品質を満足する構造物を安全に完成させることができた。

また、今回のような大規模災害に遭遇した際は、まず、周辺住民の生活を安定させるための作業を優先させることは公共事業に携わるものとして重要なことであると再認識した。

今回の報告した予期せぬ災害に直面した際の課題解決のプロセスを臨機の事態に遭遇した際の知識として役立てて頂ければ幸いです。

謝辞: 被災後、この工事を完成させるために関係者様には、多大なご協力ご指導をいただきました。末筆ながらお礼を申し上げます。

堺2区(北泊地)海域環境改善実験事業における 盛土にカルシア改質土を活用した実験施工について

鶴ヶ崎 和博¹・今野 光夫²

¹東洋建設(株) 総合技術研究所 鳴尾研究所 (〒663-8142兵庫県西宮市鳴尾浜1-25-1)

²東洋建設(株) 大阪本店 土木部 (〒541-0043大阪市中央区高麗橋4-1-1 興銀ビル7F)。

カルシア改質土は鉄鋼スラグのうち転炉系製鋼スラグを成分管理、粒度調整したカルシア系改質材と浚渫土との混合土である。今回、大阪湾臨海部の堺浜において人工海浜の基盤材としてカルシア改質土を活用した実験施工が行われた。施工法としては管中混合固化処理工法が採用された。施工の結果、排出土は事前の室内配合実験と同等の性状を示し、空気圧送により改良土は適切に混練されていた。また施工中のpHや濁度なども目標基準値未満に抑制できた。施工後のコーン貫入試験や沈下測定の結果、改質土は目標以上の強度発現を示すとともに、不等沈下なども認められず、安定した海浜基盤が形成されていることがわかった。

キーワード 製鋼スラグ、浚渫土、カルシア改質土、管中混合固化処理工法

1. はじめに

大阪湾の臨海部に位置する堺浜は商業施設や大規模先端工場の集積など、新たな臨海拠点としての整備が進められている。ただ、これらの用地で囲まれた泊地は、かつて航路として利用されていたことから水深が深く窪地形状になっており、海水の交換が少ないため水質は悪化している状況である。そこで堺市建築都市局では人工海浜を造成することにより海域の水環境の改善を図るとともに、市民が憩える親水空間の創出に取り組んでいる。この海浜造成には浚渫土砂の利用が予定されているが、安定性や沈下、波浪に対する形状維持等が課題となった。そこで、今回これらの課題に対処するため、人工海浜の底部基盤材の一部にカルシア改質土を活用した実験工事が行われた。図-1に施工位置を示す。



図-1 施工位置 (大阪府堺市堺浜)

2. 施工内容

(1) 概要

カルシア改質土（以下：改質土）は鉄鋼スラグのうち転炉系製鋼スラグを成分管理、粒度調整したカルシア系改質材（以下：改質材）と浚渫土との混合土である。混合により浚渫土の強度改善、硫化水素やリン酸およびスラグ中の高アルカリ水の溶出抑制効果等が期待される。今回は近畿地方整備局発注の大阪港主航路の浚渫工事で発生した浚渫土を使用した。施工は事前の練混ぜを特に必要とせず、大規模・急速施工に対応可能な空気圧送による管中混合固化処理工法¹⁾を採用し、海浜部に隣接する護岸側道脇に施工機械・設備を配置するとともに直径100mm、延長約100mの圧送管を敷設し、海浜底部へ改質土を投入した。図-2に施工フローを示すとともに、施工設備の配置および改質土投入エリアを示す。施工中は改質土の含水比・密度、フロー値等の品質管理を行うとともに周辺海域のpH、濁度等に関するモニタリングを行った。また施工後は沈下測定および電気式コーン貫入試験による地盤調査を実施し、人工海浜の基盤材としてのカルシア改質土の適用性を確認した。

(2) 投入材料の特性および配合実験

実験施工では合計200m³の改質土を、図-2に示す5ヶ所の干満帯エリアと常時水没エリアに投入した。浚渫土および干満帯エリア1で用いた改質土の特性を表-1に示す。浚渫土は大阪港主航路の浚渫工事で発生したシルト・粘

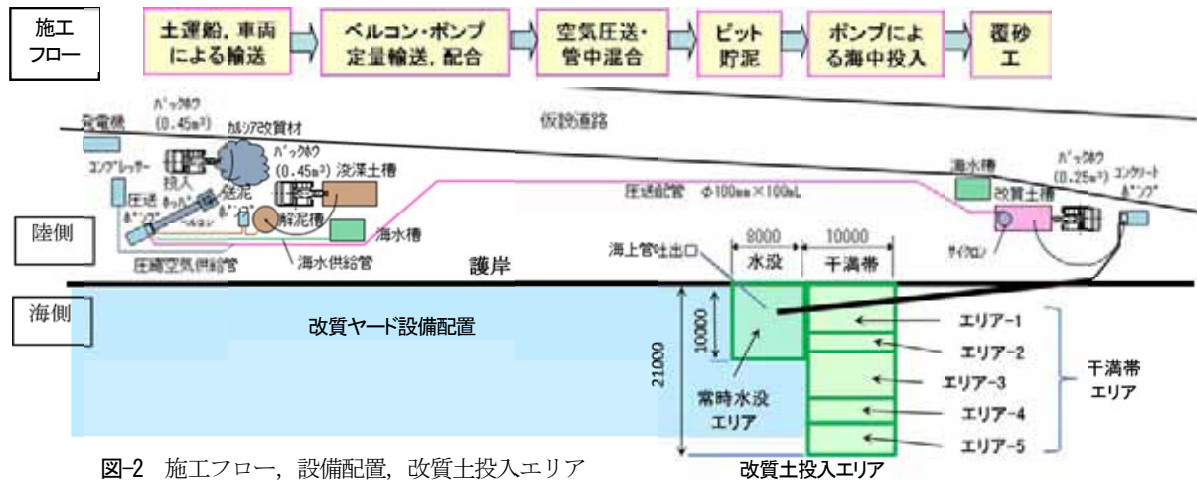


図-2 施工フロー，設備配置，改質土投入エリア

土分を主体とする軟弱な土砂であった。一方，改質材は粒径25mm以下を使用した。浚渫土の初期含水比および改質材の混合比率を変化させた配合試験結果を表-2に示す。空気圧送工で目標とする混合土の特性は，直径80mm×高さ80mmのシリンダーフロー試験値を90mm以上，一軸圧縮強度 q_u を材齢28日で100kN/m²以上（現地換算28日コーン指数 q_c が400kN/m²以上に相当）とした。表-2より両条件を満足するのはケース1およびケース3となったが，実際の施工では浚渫土の基準含水比を1.5WL（≒190%；WLは液性限界の含水比）を目安とし，浚渫土と改質材の配合比は実質体積比で7：3とした。

表-1 浚渫土および改質材の物性

	浚渫土	改質材
土粒子密度 (g/cm ³)	2.652	3.225
含水比 (%)	185.21	5.17
液性限界 (%)	123.63	
塑性限界 (%)	32.89	
強熱減量 (%)	13.508	
粒度	粗礫分 (%)	0.00
	中礫分 (%)	0.00
	細礫分 (%)	0.00
	粗砂分 (%)	0.43
	中砂分 (%)	2.12
	細砂分 (%)	3.40
	シルト分 (%)	75.48
	粘土分 (%)	18.57
	最大粒径 (mm)	2.000
	均等係数 U_c	21.25
	曲率係数 $U_{c'}$	8.26
		4.25

(3)施工状況

解泥された浚渫土とベルトコンベアで定量輸送された改質材は圧送ポンプのホッパー内で合流し（写真-1），その後，空気圧送管内を輸送・混合され，減勢装置（サイクロン：写真-2）を経て，改質土槽へと排出される。このとき土槽内の混合土に対して品質調査を行い，必要に応じて含水比調整のための加水や改質材の供給量を調整した。なお含水比調整用の加水は既往の圧送実験結果²⁾を参考に，空気圧送中での混練が可能であるものとして，圧送直前のポンプホッパー内に直接行った。その後，混合土は海側の圧送ポンプへと積み替えた後に海底に打設した。なお，海底打設時には混合土の水中分離及び濁りの拡散を避けるために，配管先端を泥面内へ貫入させて打設した。

表-2 事前配合試験結果

ケース	初期含水比 (液性限界 W_L 比)	配合比 (浚土:改質材)	フロー値 (mm)	q_u (kN/m ²) 28日養生
ケース1	1.5	7:3	90	163.71
ケース2	1.8	7:3	116	73.59
ケース3	1.8	6:4	99	158.37
ケース4	2.1	6:4	131.5	75.12



写真-1 圧送ポンプホッパー

写真-2 サイクロン

一値の関係である。フロー値が大きくなるにつれ圧力勾配が低下する傾向を示した。この圧力勾配については管中混合固化処理工において，フロー値，管径や流量といった諸量との関係で整理されており¹⁾，今後同様の調査およびデータの蓄積により，プラント構成を検討する際の重要な指標になるものと考えられる。

(2)排出土の性状

サイクロンからの排出土の性状を表-3に示す。表-2と比較して同等のフロー値や一軸圧縮強度となり，空気圧

3. 圧送結果

(1) 圧送時の管内圧力

圧送時の排出量は時間あたり約10m³とし，圧送時には図-3に示す位置での管内の圧力計測を行った。図-4は投入部圧力計からの距離と管内圧力の関係を示している。同図より，一様な勾配で圧力は分布しており，平均圧力勾配は3程度を示した。図-5は圧力勾配と排出土のフロ

送により混合土は適切に混練されたものと評価できる。

4. 投入時の水質調査

改質土の水中投入時に周辺海域の水質調査を行った。
図-6に調査位置を示す。泊地内に3測線を取り、施工位置から100m離れた地点を監視地点、延長線上にさらに500m離れた地点を対照地点（BG）として上層（海面から0.5m下）と下層（海底から0.5m上）の2深度で調査した。調査は投入期間中の毎日午後1回実施した。管理基準値としてはpHが8.6未満、濁度はSS値に換算してBG地点との差が10mg/l未満とされた。改質土投入期間中の計測結果を図-7、8に示す。いずれも上層の結果のみとするが、施工期間中において基準値を超えるような値は計測されなかった。下層についても同様の結果であった。

5. 施工後の調査

図-2の施工フローに示したように、改質土投入後に覆砂を行って、施工は完了した（写真-3、4）。施工後にコーン貫入試験および沈下計測を行った。

(1) コーン貫入試験

改質土投入後の4週目にコーン貫入試験を行った。調査区域は干満帯エリア-1～5である。貫入位置を図-8に、改質土の推定層厚を表-4に示す。また写真-5、6に装置、試験状況を示す。試験は各エリアにおいて、覆砂前に設置した沈下板兼用の鋼管を利用して実施した。図-9に試験結果を示す。試験は基本的には想定される層厚までの貫入としたが、コーン指数が継続して3000kN/m²以上、あるいは下部の堆積層への貫入と見られる急激な低下を示した場合には試験を終了した。図中の点線は28日基準強度の $q_c=400\text{kN/m}^2$ を示す。図より基準値を超えており、養生期間中の十分な強度発現が認められる。

(2) 沈下計測

覆砂完了（改質土投入約2週目後）2週間後の各エリアの沈下計測結果を表-5に示す。期間中の沈下量は約1cm前後であった。改質土の投入層厚や覆砂層厚などの差は

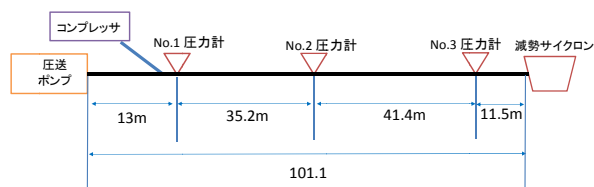


図-3 配管圧力の計測位置

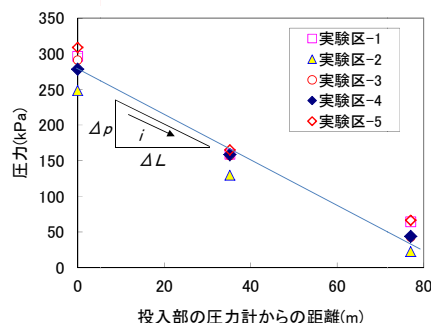


図-4 各計測位置の平均圧力と圧力勾配

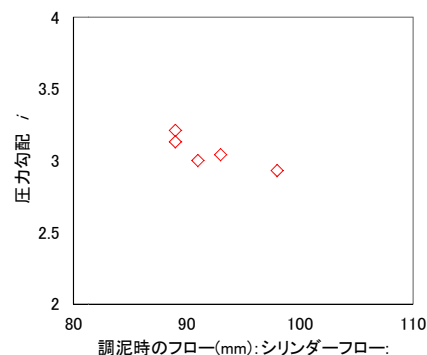


図-5 排出土のフローと圧力勾配

表-3 排出土の性状

調査項目	排出土
含水比(%)	45.20
フロー値(mm)	91
湿潤密度(g/cm ³)	1.969
28日 $q_c(\text{kN/m}^2)$	190.83

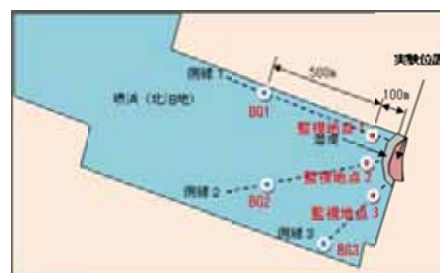


図-6 水質調査位置

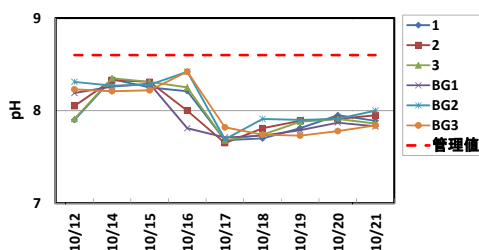


図-7 pH計測結果

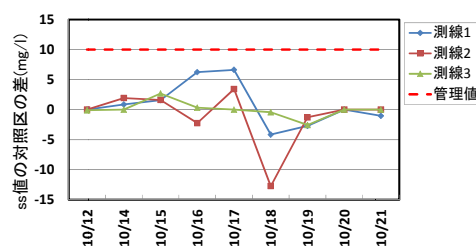


図-8 SS計測結果



写真-3 改質土投入後の覆砂工



写真-4 覆砂工完了後



写真-5 コーン装置



写真-6 試験状況

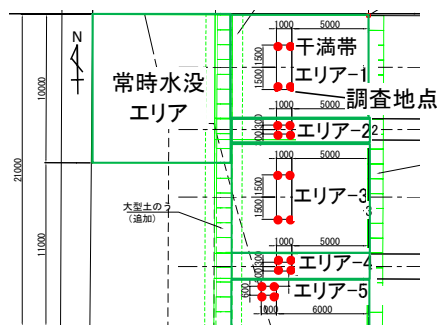


図-8 コーン試験位置（沈下計測兼用）

表-4 投入改質土の推定層厚

エリア-1		エリア-2		エリア-3		エリア-4	エリア-5
北側	南側	北側	南側	北側	南側		
0.6-0.7m	1-1.1m	0.9-1m	1.2-1.3m	1.3-1.4m	0.8-1m	0.4-0.5m	

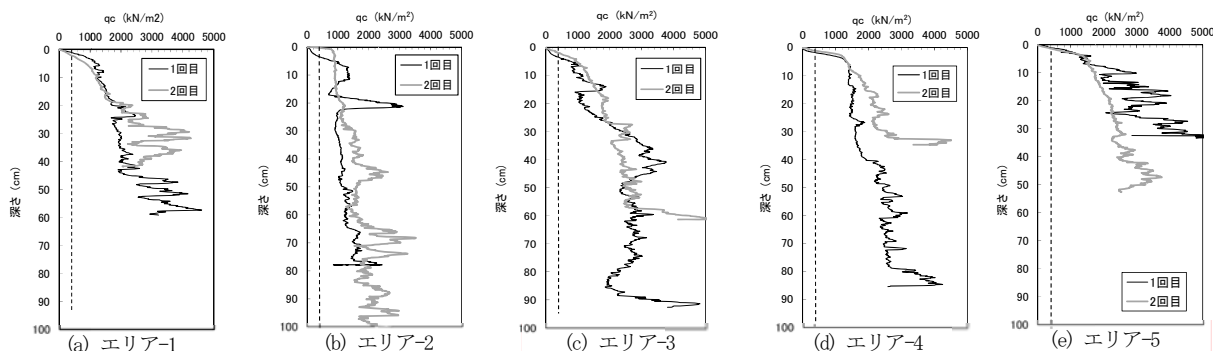


図-9 コーン貫入試験結果（改質土投入後28日後）点線は基準値 $q_c=400\text{kN/m}^2$

表-5 沈下計測結果

測点		2012/11/5	2012/11/19	期間中の沈下 (m)
エリア-1	北一東	1.748	1.742	0.006
	北一西	1.728	1.722	0.006
	南一東	1.771	1.751	0.020
	南一西	1.636	1.629	0.007
エリア-2	北一東	1.686	1.678	0.008
	北一西	1.600	1.586	0.014
	南一東	1.712	1.705	0.007
	南一西	1.612	1.603	0.009
エリア-3	北一東	1.929	1.921	0.008
	北一西	1.760	1.752	0.008
	南一東	1.853	1.844	0.009
	南一西	1.647	1.637	0.010
エリア-4	北一東	1.666	1.657	0.009
	北一西	1.308	1.299	0.009
	南一東	1.691	1.678	0.013
	南一西	1.357	1.347	0.010
エリア-5	北一東	1.459	1.446	0.013
	北一西	1.390	1.381	0.009
	南一東	1.632	1.623	0.009
	南一西	1.573	1.564	0.009

あったものの不等沈下などは見受けられなかった。

5. まとめと今後の課題

人工海浜の基盤材としてのカルシア改質土の適用性に関する実験施工を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 管中混合方式によって圧送された改質土は、事前の室内配合実験で確認されたフロー値や湿潤密度等を満たしており、管内で適切に混練され、バラツキの少ない安定した改質土が作製されたことを確認した。
- 2) 水中投入時のモニタリング結果からpHや濁度は基準値以下であった。
- 3) 施工後に電気式コーン貫入試験および沈下計測を行った結果、目標強度を十分満足するとともに改質土地盤の過大な沈下や不等沈下など見受けられず、カルシア改質土の海浜基盤材としての適用性を確認した。

現在、大阪湾環境再生研究・国際人材育成コンソーシアム（CIFER）によるモニタリングが継続中である。今後、カルシア改質土を干潟や浅場造成材として適用する場合の地盤の安定性や環境改善効果および生物生息活動等について詳細に検証される予定である。

謝辞：本実験施工は、（一社）日本鉄鋼連盟から発注さ

れた業務成果の一部をとりまとめたものです。堺市建築都市局、鉄鋼連盟、工事関係者およびカルシア改質土研究会の方々に多大なるご指導とご協力をいただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) (財) 沿岸技術研究センター：管中混合固化処理工法技術マニュアル（改訂版），平成20年7月。
- 2) 鶴ヶ崎他：カルシア改質土の空気圧送実験，土木学会第67回年次学術講演会講演概要集，VI-292，2012

円弧すべり直下における 海老坂トンネル計画について

河野 弘実¹

¹滋賀県道路公社 道路部 道路整備課 (〒520-0807滋賀県大津市松本1-2-1)

国道303号は岐阜県岐阜市から福井県三方上中郡若狭町に至る一般国道であり、道路改築計画箇所は滋賀県高島市今津町の4.4km区間である。計画区間は、道路線形が悪く幅員も十分でないため、通行車両の衝突や転落事故、冬期のスリップ事故等が発生し、早急な対応が望まれてきた。

(仮称)海老坂トンネルは、同区間内に位置する延長294mの山岳トンネルであり、両坑口部において円弧すべりが確認され、トンネル施工に伴う緩みの影響からすべり挙動への誘発が懸念された。そのため、地質調査および現地踏査結果からすべり規模を推定し、その抑制対策として、両坑口部に「押え盛土併用アンカー工」を採用した。また、トンネル掘削の緩み抑制対策を計画した事例について紹介する。

キーワード 円弧すべり，押え盛土，アンカー工，先受け工，鏡補強工

1. はじめに

国道303号の今回計画区間は、一応の道路整備は終わっているものの、約50年間前の規格で整備されている。事故等の解消を図るため、滋賀県高島土木事務所ではバイパス区間を含む全体4.1kmについて、2009年から事業に取り組んでいるところである。

本トンネルは、同区間内に位置する延長294mの山岳トンネルであるが、両坑口部において円弧すべりが確認され、トンネル施工に伴う緩みの影響からすべり挙動への誘発が懸念された。そのため、円弧すべりの抑制対策として地表面およびトンネル坑内からの対策工を計画した。

図-1に事業全体の計画平面図を示す。



図-1 計画平面図

2. 地形・地質概要

(1)地形概要

石田川の浸食により、トンネル計画区間の山地は痩せ尾根となり、河道沿いには段丘地形が形成されている。

起点側坑口付近は、段丘地形と山麓の境界部に相当し、石田川の旧河道沿いに位置し、側方浸食の影響により岩盤の凹凸は著しいと考えられる。終点側坑口付近は石田川の現河道の攻撃斜面に位置する。現道の供用以前には、斜面末端部が浸食されていたと考えられ、斜面の不安定化が進行していたと想定される。

(2)地質概要

計画地の地質図を図-2に示す。計画地付近では、中生代三畳紀からジュラ紀にかけて形成された丹波帯の棕川コンプレックスと、新生代第四紀に形成された段丘堆積物、崖錐堆積物、沖積層が分布する。

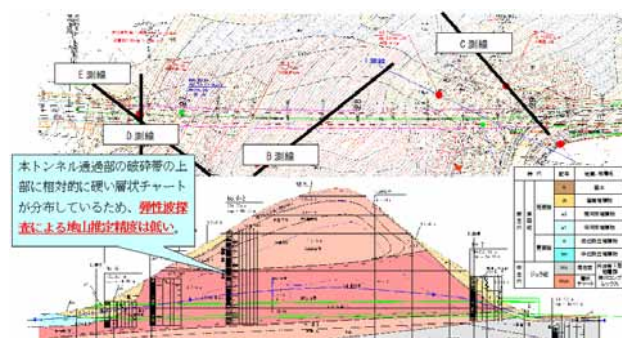


図-2 地質平面・縦断図

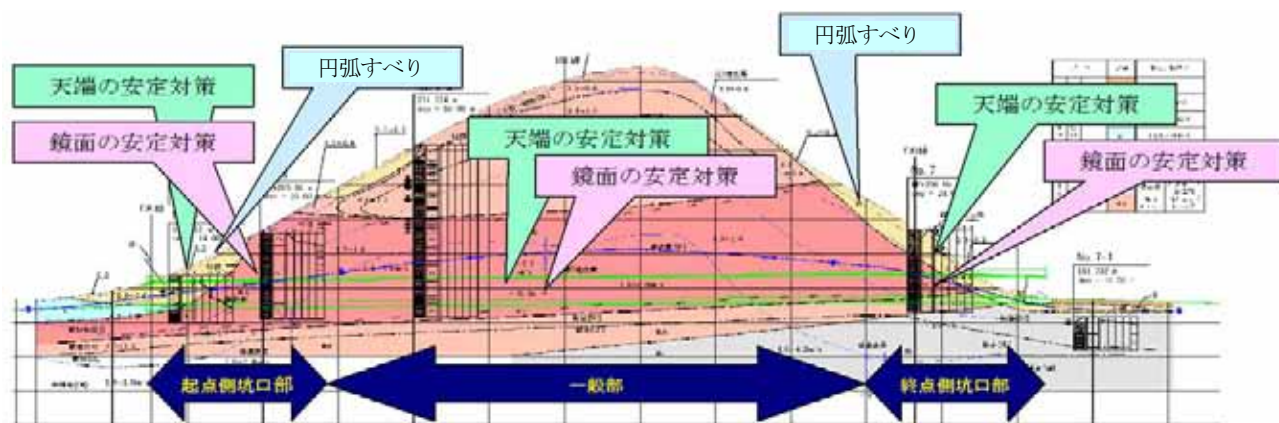


図-3 本トンネルの技術的課題

3. 技術的課題

本トンネルにおける技術的課題（図-3参照）としては、地形・地質条件から以下が考えられる。

- ①両坑口部における円弧すべりの滑動，偏土圧作用。
- ②未固結地山における天端・切羽面の不安定化。

①については，両坑口部の円弧すべりをトンネルが通過することによって円弧すべり土塊の滑動が懸念される。

②については，トンネル全線に破碎帯が分布し，ボーリングコアからも礫状の未固結地山が確認されていることから，トンネル掘削に伴い天端の安定および切羽面の安定が課題となる。

a) 起点側坑口

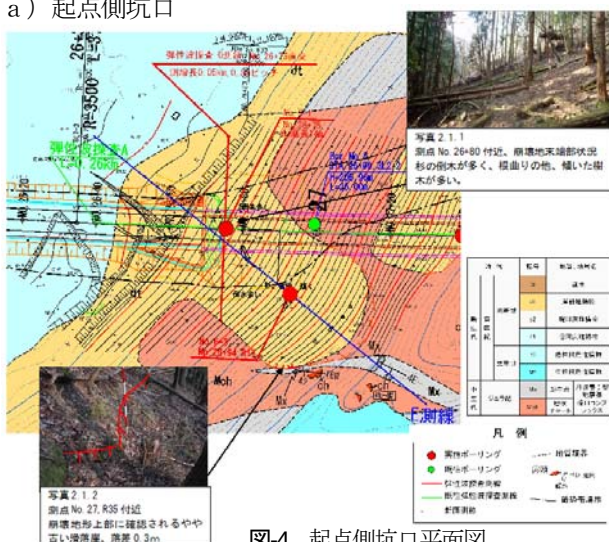


図-4 起点側坑口平面図

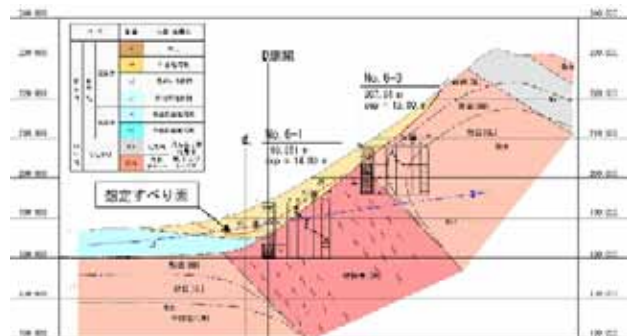


図-5 E測線地質断面図

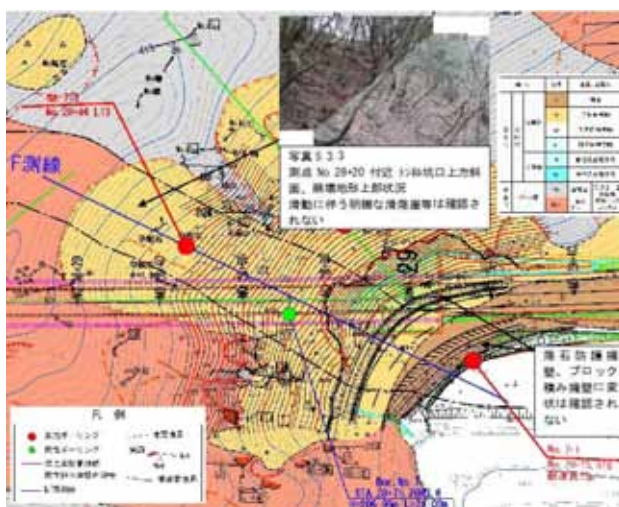


図-6 終点側坑口平面図

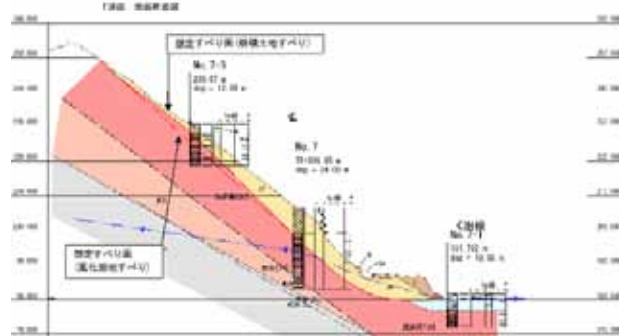


図-7 F測線地質断面図

斜面上方R側に古い崩壊地形がある。崩壊地末端部付近では深度9mまで崖堆積物が確認された。地形状況から深層崩壊跡と推定される。

b) 終点側坑口

現地状況から，崩壊地には円弧すべりが分布する可能性がある。地表踏査結果から，トンネル上方での崩壊地では，最近滑動したと判断されるような明瞭な滑落崖は確認されない。また，道路沿いの落石防護擁壁にも亀裂は確認されない。以上から，トンネル計画沿いに想定される円弧すべりは現時点では滑動性が低いものと考えられる。ただし，傾いた樹木が多数確認されることから，表層が個別に不安定化している可能性はある。

4. 技術的課題に対する解決策

(1) 円弧すべり抑止対策

①安定解析

想定される円弧すべり面に対し、トンネル掘削による地山欠損の影響を加味して、すべり安定解析を実施した。安定解析手法は、「道路土工 切土工・斜面安定工指針」に規定されている修正フェレニウス法を、トンネル掘削の影響評価は「設計要領第一集 NEXCO」の規定に従い低減を行った。なお、保全対象が国道 303 号、および石田川となり重要度が高いため、計画安全率は $F_s=1.20$ とした。

安定解析結果は、表-1のとおり全ての解析断面において、計画安全率 $F_s=1.20$ を下回り、すべり対策工が必要と判断される結果となった。

表-1 安定解析結果一覧

■E測線						
CASE	安全率 F_s	すべり面強度	計画安全率 PFs	必要抑止力 Pr(kN/m)		
		○φハネン	粘着力C(kN/m ²)	内部摩擦角φ(°)		
現況時	1.000	標準部	5.0	23.34	1.200	427.9
トンネル 考慮時	0.668	標準部	5.0	23.34	1.200	1146.1
		緩み領域部	4.5	22.49		
		TN欠損部	3.6	16.85		

■F測線						
CASE	安全率 F_s	すべり面強度	計画安全率 PFs	必要抑止力 Pr(kN/m)		
		○φハネン	粘着力C(kN/m ²)	内部摩擦角φ(°)		
現況時	1.000	標準部	5.0	32.00	1.200	815.2
トンネル 考慮時	0.941	標準部	5.0	32.00	1.200	1027.4
		緩み領域部	4.0	29.77		
		TN欠損部	3.3	22.31		
トンネル 考慮時 (道路面削り)	0.773	標準部	5.0	32.00	1.200	1445.9
		緩み領域部	4.0	29.77		
		TN欠損部	3.3	22.31		

■G測線						
CASE	安全率 F_s	すべり面強度	計画安全率 PFs	必要抑止力 Pr(kN/m)		
		○φハネン	粘着力C(kN/m ²)	内部摩擦角φ(°)		
現況時	1.000	標準部	5.0	31.20	1.200	922.6
トンネル 考慮時	1.025	標準部	5.0	31.20	1.200	838.6
		緩み領域部	3.0	26.52		
		TN欠損部	0.0	0.00		

②斜面安定対策

地すべり対策工法を比較対象とし、抑制工、抑止工の中から、当地に適用可能な対策工を3案抽出し、比較検討を行った。

第1案：押え盛土工

第2案：排土工

第3案：押え盛土併用アンカー工

比較検討の結果、最も経済的となる「押え盛土併用アンカー工」に決定した。

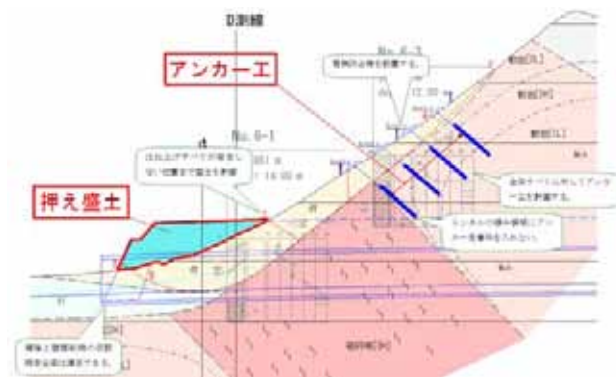


図-8 E測線地質断面図

(2) 天端・切羽安定対策

①一次選定

表-2により補助工法の一次選定を行う。

a) 先受工：注入式フォアポーリング、長尺鋼管フォアパイリング

b) 切羽面の補強：鏡吹付コンクリート、鏡ボルト
先受け工について、フォアポーリングは3.0m程度の充填ボルトを天端部に挿入し地山を拘束するものであるが、地山改良は期待できず十分な先受け効果が得られないことから採用不可である。パイプルーフ、水平ジェットグラウト、プレライニングは、地表に重要構造物等を有する場合の極めて剛性が高い工法であり、専用機械も必要で工費が高く、当該条件において過大である。

表-2 補助工法の一次選定¹⁾ 一部加筆

目的と適用地山		補助工法の目的				適用 地山 条件	
		安定 対策	天端 の 安定 対策	鏡面 の 安定 対策	沈下 対策		地表 面
工法							
先受工	フォアポーリング	◎	○			◎	
	注入式フォアポーリング	◎	○	○	○	◎	
	長尺鋼管フォアパイリング	○	○	○	○	◎	
	パイプルーフ	○	○		◎	○	
	水平ジェットグラウト	○	○	○	○	○	
	プレライニング	○	○	○	○	○	
鏡面の 補強	鏡吹付コンクリート			◎		◎	
	鏡ボルト			◎		○	

◎：比較的良好に用いられる工法、○：場合によって用いられる工法

②二次選定

a) 先受工

円弧すべり影響区間における先受け工について、表-3に示すように、経済性は若干高いが地山のゆるみ抑制効果が高く円弧すべりの誘発に対して抑制効果を発揮する長尺鋼管フォアパイリングを採用する。

表-3 補助工法の二次選定

比較項目	注入式フォアポーリング	長尺鋼管フォアパイリング
工法概要	切羽面から上半アーチ外周部に5m未満の短尺ボルトを打設し、急硬性注入材にて地山改良する工法。	切羽面から上半アーチ外周部に10m以上の長尺鋼管を打設し、セメントやウレタンで地山改良する工法。
天端・鏡面 安定効果	○ 効果は同程度	○ 効果は同程度
ゆるみ抑制 効果	△ 円弧すべり抑制効果に不安が残る。	◎ 円弧すべり抑制効果が高い。
施工性	○ 専用機不要	○ 専用機不要
経済性	135 万円/m	150 万円/円
評価	△	○

b) 切羽面の補強

鏡面の補強について、表-4の検討結果および表-5の解析結果により切羽の自立性が困難であることから、鏡面の安定対策として鏡吹付けコンクリートと鏡ボルトを採用する。図-9に対策工概要を示す。

表-4 切羽安定性評価の検討結果一覧

検討手法	検討結果	備考
1. 見かけの弾性係数と土被り比による実績	切羽評価は不安定～崩壊	
2. 切羽安定に必要な $c/\gamma D$ と土被り比、内部摩擦角の関係	粘着力 10kN/m ³ の場合、崩壊 粘着力 45kN/m ³ の場合、安定	
3. 極限解析法：杉山の式	粘着力 10kN/m ³ の場合 坑口部：切羽の自立性が悪い ゆるみは切羽前方 3.0m 水平押し力 166.2kN 一般部：切羽の自立性が悪い ゆるみは切羽前方 1.5m 水平押し力 167.8kN 粘着力 45kN/m ³ の場合、 坑口部、一般部ともに安定	坑口部：摩雑性堆積物 一般部：破砕帯（層状チャート）
4. 極限解析法：簡易安定計算法	粘着力 10kN/m ³ の場合、安全率 0.38 安全率を満足しない 粘着力 45kN/m ³ の場合、安全率 0.70 安全率を満足しない	
5. 数値解析法	補助工法なし、核残し、長尺鋼管フォアパイリングでは限界ひずみの上限値を超えるため切羽の自立が懸念される。一方、長尺 GFRP 鏡補強工を入れることで切羽は安定する。	

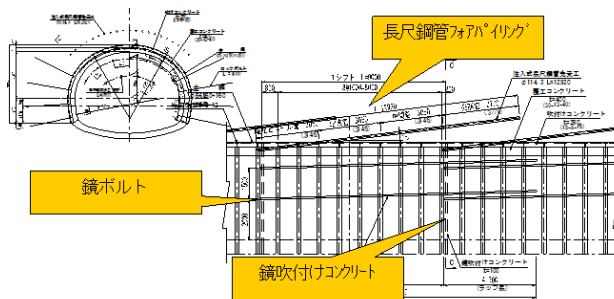
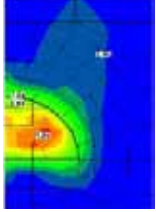
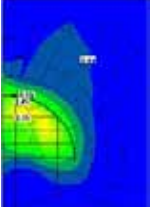
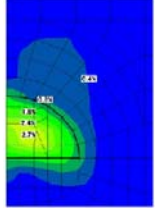
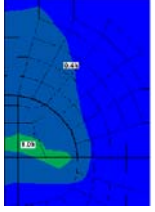


図-9 天端・切羽安定対策概要図

表-5 解析的手法による切羽安定性評価

ケース① 補助工法無し	ケース② 核残し
 2.4%以上のひずみ領域が鏡部に発生し、切羽の安定性の確保が懸念される。 ×	 2.4%以上のひずみ領域が鏡部に発生し、切羽の安定性の確保が懸念される。 ×
ケース③ 長尺鋼管先受け工（φ114.3）	ケース④ 長尺鋼管先受け工（φ76.3） +長尺GFRP鏡補強工
 2.4%以上のひずみ領域が鏡部に発生し、切羽の安定性の確保が懸念される。 ×	 2.4%以上のひずみは発生せず、他のケースに比較し、切羽の安定性が確保されている。 ○

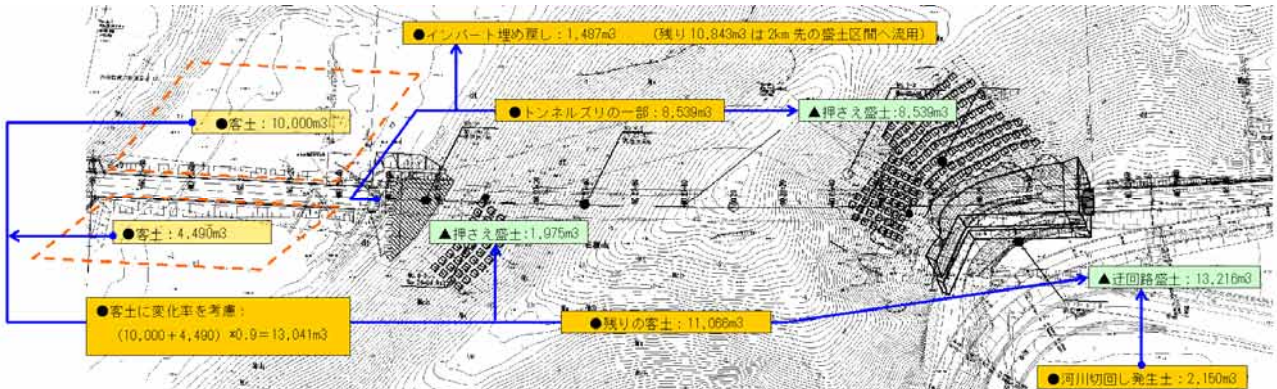


図-10 工事区間における土配計画

項目	対象数量	2011	2012	備考
河川切回し	L= 120m	4 5 6 7 8 9 10 11 12	1 2 3	数量/日当り工期/稼働率
迂回路工事	L= 280m V=12,750m ³	設置	12750/500/0.73=35	供用後撤去
起点側坑口押え盛土	V= 2,450m ³		2450/150/0.73=22	
起点側坑口法面補強工	2ハーフ n= 36本		36/1.0/0.73=49	
終点側付替道路				供用後工事
起点側からトンネル掘削	L= 297m	(0.0) (3.0) (8.0) (12.3)		【トンネル工程表より】
舗装工	L= 297m		3ヶ月	
照明・防災設備	L= 297m		3ヶ月	
終点側地盤改良工	n1= 80本 n2= 230本		230/2.0/0.73=158	
終点側坑口押え盛土	V=7,650m ³		7650/150/0.73=70	
終点側坑口法面補強工	4ハーフ n= 190本		190/2.0/0.73=130	
附帯工事 (落石防止柵、排水工)	起点 215m 終点 450m		215/5/0.73=59, 450/5/0.73=123	

図-11 工事区間における工事工程計画

5. 施工ステップの工夫

工事区間における土配計画および工事工程計画について図-10, 図-11に示す。

施工手順としては、図-12の通りとなる。

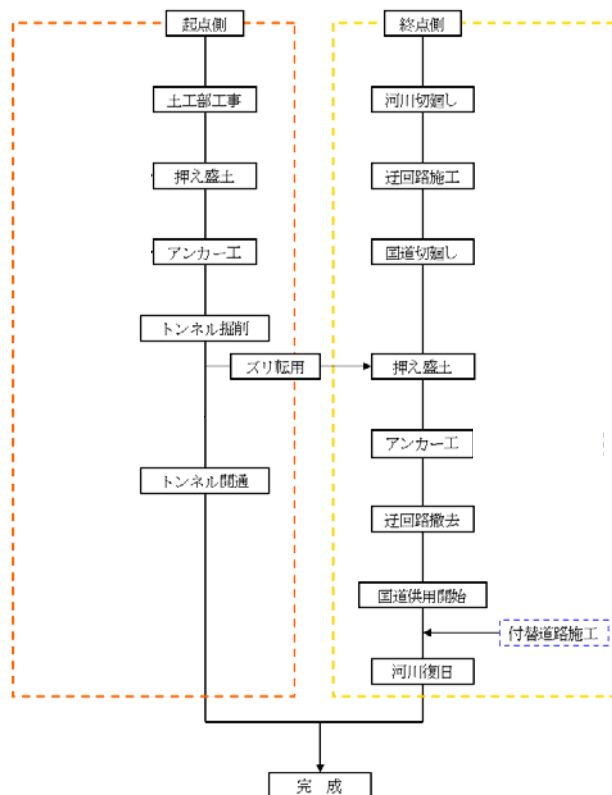


図-12 施工順序図

工事着手時に必要となる起点側の押え盛土については、路線に流用できる残土等が存在しないため、仮設ヤード

造成により生じる土砂や他工事から流用する方針とする。終点側の押え盛土も、仮設ヤード造成やトンネル掘削ズリを転用しながら施工する方針とする。

6. おわりに

本計画においては、法面对策の明かり工事とトンネル工事とが一体となって進行しないと成しえない工事であり、工事の安全を確保するためには、十分な計測等による安全監視が必要である。今後は、地山状況の変化に対応しながら適切な地山評価および対策工の検証を行う所存である。順調に進めば、2014年6月に工事完了予定である。工事中の安全を確保しつつ、一日も早く供用できるよう努力したいと考えている。

※人事異動により従前の所属（滋賀県高島土木事務所道路計画課）における所掌内容を課題とした。

謝辞：本報告は平成21年度第B3R1-05号のトンネル詳細設計での検討事項を基に作成しました。本稿作成にあたり改めて御教示いただいた、株式会社エイト日本技術開発関西支社の方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，平成 15 年 11 月

マスコンクリートのひび割れ検討の実証

吉生 英二¹・佐藤 彰紀²

¹大林・前田建設工事共同企業体 阪神高速南島工事事務所 （〒590-0906大阪府堺市堺区三宝町4-247）

²阪神高速道路株式会社 建設事業本部 堺建設部設計課
（〒590-0075 大阪府堺市堺区南花田口町2-3-20 住友生命堺東ビル5階）。

マスコンクリート構造物の施工に際しては、事前の温度応力解析等によるひび割れ抑制の検討を行い、品質向上が図られている。本工事では事前の温度応力解析によってひび割れの発生がないと予測された底版において実施工にて許容値を超える幅のひび割れが発生した。そこで、以降の施工ブロックにおける有害なひび割れの発生を抑制するため、コンクリート温度の実測値をもとに温度応力の再現解析を行った。さらに、解析結果より養生方法を再検討し、次施工に反映した。本稿はその結果を報告するものである。

キーワード マスコンクリート、温度ひび割れ、温度応力解析、Qマット

1. はじめに

大阪府道高速大和川線（事業費2,773億円）は、阪神高速4号湾岸線より同14号松原線に連絡する全長9.9kmの自動車専用道路であり、大阪都心部の慢性的な渋滞や沿道環境の悪化を大幅に改善する大阪都市再生環状道路（延長約60km）の一部を形成する路線である。

本工事は大和川線のうち、本線部、（仮称）鉄砲ランプ部、換気所を含む延長755mの開削トンネルを施工するものである（図-1、2）。

工事概要を表-1に示す。

表-1 工事概要

項目	内 容
工事名称	三宝第4工区（その1）開削トンネル及び換気所新築工事
発注者	阪神高速道路株式会社
施工場所	大阪府堺市堺区南島町1丁～同区松屋町2丁付近
工期	平成21年9月29日～平成26年6月28日
工事内容	開削トンネル延長755m
主要工種	開削トンネル工、道路土工、換気所新築工、地中構造物撤去工
数量	開削土工：202,125m ³ 、函体工：81,996m ³ 土留壁工：43,257m ² 、工事用栈橋工：5452m ²



図-1 施工位置図

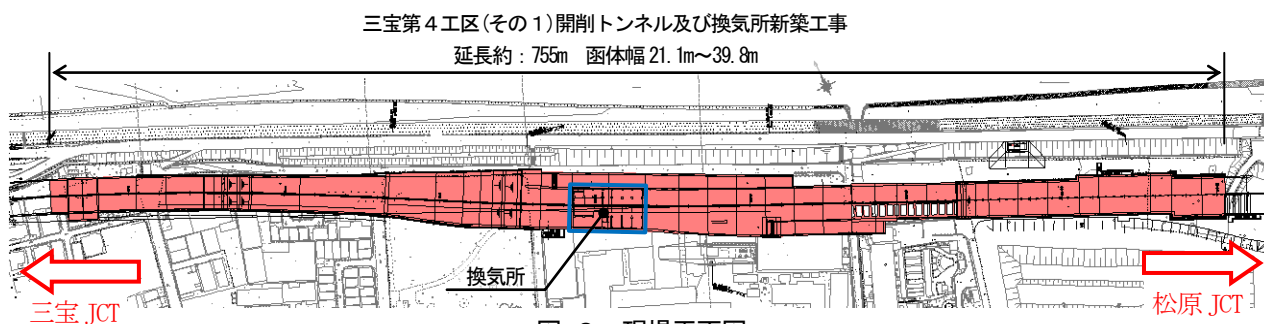


図-2 現場平面図

2. 本検討の背景と技術的課題

(1) 技術的課題の概要

本工事の開削トンネルは、函体工 81,996m³のうち底版厚が 1000mm～2500mm、側壁厚が 800mm～2400mm、頂版厚が 1000mm～2400mm と、トンネル構造すべてがマスコンクリート構造物であるため、発注時よりひび割れ制御鉄筋等の配慮がなされていた。また入札時には、「版状構造物の断熱湿潤養生」、「温度応力解析の実施」、「養生時温度管理」、「被膜養生剤による初期乾燥防止」等のコンクリートに関する技術提案を行っていた。

事前の温度応力解析を行った上で、本工事における初めての底版コンクリート打設（16-1BL 底版厚 t=1000mm）を 2011 年 11 月 1 日に、2 回目（17-1BL 底版厚 t=1100mm）を同年 11 月 16 日に打設したところ、「初期材齢における内部拘束型温度ひび割れ」と考えられるひび割れが発生した。そのため次の打設となった 18-1BL、15-2BL、17-2BL の底版では湿潤・保温養生マット（Q マット（写真－1））敷設のタイミングを早める対応を取ることにした。この対応により初期材齢におけるひび割れおよび養生期間中のひび割れについては制御することができたが、Q マット撤去後数日の間に最大 0.4mm のひび割れが発生した。

このため、これらのひび割れは当初判定した「初期材齢における内部拘束型温度ひび割れ」だけでは不十分と考えられたことから、当初の温度応力解析の内容に立ち戻り、原因の推定・対策の検討を行った。

では栈橋杭を起点に発生している。ひび割れの形状はほぼ直線状であり、大部分のひび割れ幅は 0.2mm 以下であるが、一部 0.25mm となっている。このひび割れの発生原因について検討したところ、

- ・打設したフレッシュコンクリートの品質に問題はなく、材料に起因するひび割れではない。
- ・コンクリートの打設方法に問題はなく、打重ね不良など打設方法の不具合によるひび割れではない。
- ・Q マット撤去時において、コンクリート表面は湿潤状態を保っていたことから乾燥収縮ひび割れの可能性は低い。
- ・コンクリートの最高温度および温度降下速度に関し、実測データと事前解析結果とで大きな差異はないことから、外部拘束による貫通ひび割れの可能性は低い。

以上が明らかとなった。しかしながら、コンクリートの内部温度と表面温度の差は、打設後 18 時間程度まで広がり続け、事前解析結果の温度差が 6℃であったのに対して、実測データは 15℃であった。また、コンクリートの引張強度が小さい初期材齢時に発生したひび割れであることから、コンクリートの内部と表面の温度差による内部拘束型の表面ひび割れである可能性が高いと考えられた。

これらの検討を受け、表面ひび割れ防止のため、Q マットの敷設時期をコンクリート打設完了から 14～16 時間経過後から 8 時間経過後に短縮することとした。

(2) ひび割れの発生状況

第 1 次打設（16-1BL、17-1BL）

11 月に打設した 16-1BL のひび割れの状況を図-3 に示す。ひび割れは両端の棲部で縦断方向に、中央部



写真－1 Qマット構成写真

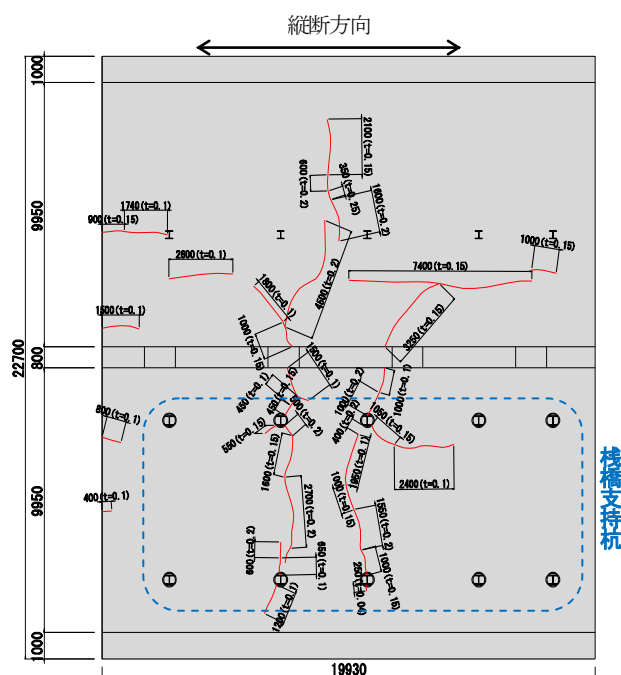


図-3 16-1BL 底版ひび割れ発生状況

(3) ひび割れの発生状況

第2次打設（18-1BL、15-2BL、17-2BL）

その後12月に打設した18-1BL、15-2BL、17-2BLでは、前述の対策により初期材齢におけるひび割れおよび養生期間中のひび割れを制御することができた。しかしながらQマット撤去後数日以内に最大0.4mmのひび割れが発生した。17-2BLのひび割れ発生状況を図-4に示す。

Qマット撤去後のひび割れ発生要因としては、ひび割れの発生時期がQマット撤去後数日以内であったこと、衝撃弾性波試験による調査の結果貫通ひび割れではなく表面ひび割れであると判断されたことから、コンクリート表面の急冷による内部拘束型温度ひび割れおよび乾燥収縮ひび割れが考えられた。この2つのひび割れ発生要因のうち主要因としては、最大0.4mmのひび割れがQマット撤去から短期間に発生していることから、コンクリート表面の急冷によるひび割れと考えられた。

第1次、第2次打設とも事前温度応力解析ではひび割れが発生する可能性は低いとされたが、実施工において内部拘束型温度ひび割れと推定される表面ひび割れが発生した。そこで温度応力解析に用いた各種パラメータやモデルを変更することで、より実施工に近い温度応力解析を実施し、その上でひび割れ抑制対策を再考することとした。

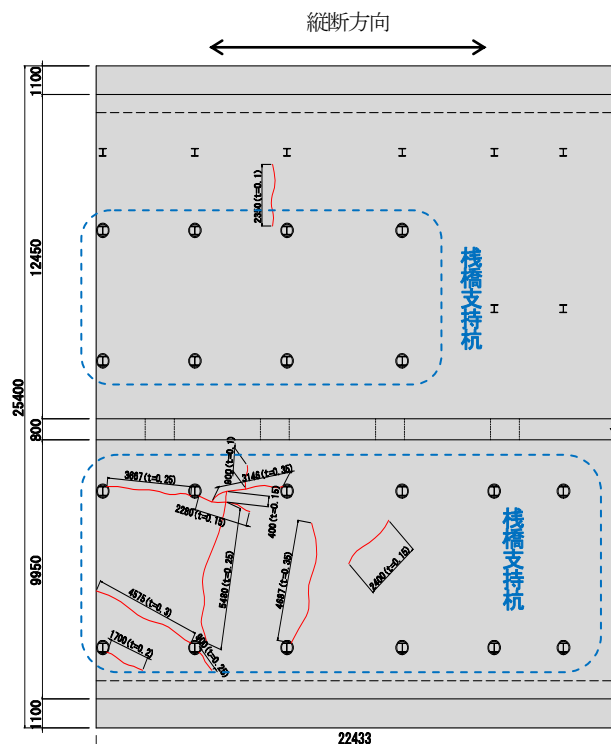


図-4 17-2BL 底版ひび割れ発生状況

3. 課題解決のための解析的検討と結果

(1) 解析モデルおよび解析条件

より正確に温度および応力履歴を再現するため、実施工時のコンクリート温度計測記録がある17-2BLについて、図-5に示すように底版コンクリートを貫く栈橋杭および中間杭も含めたモデルを構築した。

解析上のコンクリート打設日時は、実施工におけるコンクリート打設終了日時を用い、コンクリート打設温度は受入れ時試験におけるコンクリート温度の平均値、外気温についても実測データを使用した。また、コンクリートの配合・物性値、地盤の熱特性・力学特性は事前温度応力解析と同じ値を使用し、中間杭等のH形鋼の熱特性・力学特性はJCIのひび割れ制御指針に準拠した。

コンクリートの断熱温度上昇量、養生時の熱伝達率、圧縮強度特性は、以後に示す通り実現象（温度履歴および強度履歴）に合致するよう設定した。

(2) 温度履歴の再現

まず初めに17-2BLにおける実測コンクリート温度の再現を試みた。ここで、コンクリート温度を実測した箇所は底版中央(延長方向、幅員方向とも)のコンクリート中心部とかぶり部であるが、ひび割れの発生箇所がコンクリート表面部であるため、かぶり部のコンクリート温度を優先的に再現した。

変更するパラメータは以下の通りである。

①コンクリート断熱温度上昇量

$$Q(t) = Q_{\infty} \cdot (1 - \exp^{-\alpha t})$$

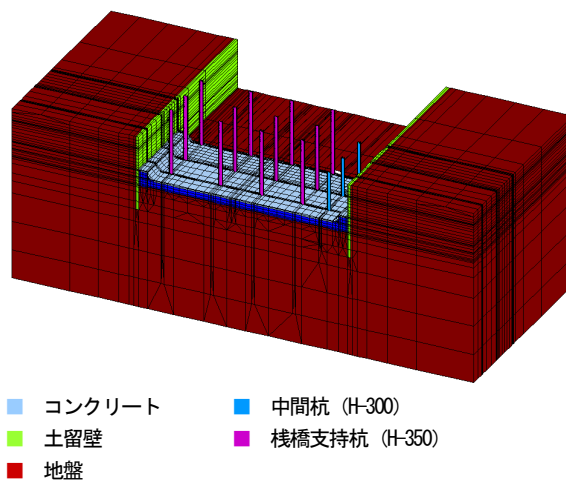


図-5 17-2BL 温度応力解析モデル

ここで,

Q_{∞} : 終局断熱温度上昇量 (°C)

α : 温度上昇速度に関する係数

であり、 Q_{∞} を変更することでコンクリートの最高温度を、 α を変更することでコンクリートの温度上昇速度を再現する。

②熱伝達率

施工で用いた湿潤・保温養生マット(Qマット)および空気の熱伝達率を変更することでコンクリート温度の降下速度を再現する。

以上のパラメータの組み合わせにより、表-2に示す6通りについて温度応力解析を実施した。解析結果および実測値の温度履歴を図-6に示す。図-6より表-2中のCASE1-6が、かぶり部において実測コンクリート温度と0.5°C以内の誤差で再現できていることがわかる。なお中心部においてもQマット撤去までは0.5°C以内の誤差で再現することができ、Qマット撤去後においても2°C程度の誤差で再現することができた。従って以降の解析ではCASE1-6パラメータを採用することとした。

表-2 解析ケースとパラメータ

CASE	解析条件			
	断熱温度上昇特性		熱伝達率 (W/m ² °C)	
	Q_{∞}	α	Qマット	空気
1-1	59.95	0.575	4.0	14.0
1-2	65.06	0.837	3.5	14.0
1-3	56.64	0.837	2.5	14.0
1-4	57.00	0.750	2.5	8.0
1-5	57.00	0.750	2.5	6.0
1-6	57.00	0.750	2.5	Qマット撤去後 2日 : 6.0 その後 : 8.0
RC示方書	59.95	0.575	5.0 (養生マット)	4.0

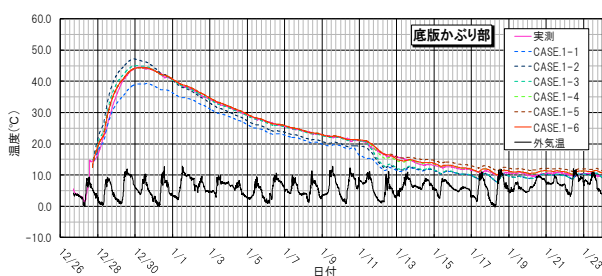


図-6 底版かぶり部コンクリート温度履歴の比較

(3) コンクリート強度履歴の再現

次に、コンクリートの圧縮強度については実施工におけるコンクリート圧縮試験結果と合わせるため、以下に示すコンクリート標準示方書の圧縮強度式におけるパラメータを変更した。

$$f'_c(t) = \frac{t}{a+bt} \times f'_{ck} \times d(28)$$

ここで,

$f'_c(t)$: 材齢 t 日におけるコンクリートの

圧縮強度 (N/mm²)

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

a : セメント種類別の定数 (BBの場合 : $a=6.2$)

b : セメント種類別の定数 (BBの場合 : $b=0.93$)

$d(28)$: 材齢28日に対する材齢91日の強度の増加率

(BBの場合 : $d(28)=1.15$)

であり、 f'_{ck} および a を変更することで実施工時のコンクリート強度履歴を再現させた。再現結果を図-7に示す。

(4) ひび割れ発生再現

前項までの検討結果を用いて実施工におけるひび割れ発生履歴の再現を試みた。解析ケースとして乾燥収縮を考慮しないケース (CASE2-1) と考慮するケース (CASE2-2) を実施した。解析による最小ひび割れ指数の履歴を図-8～図-10に示す。

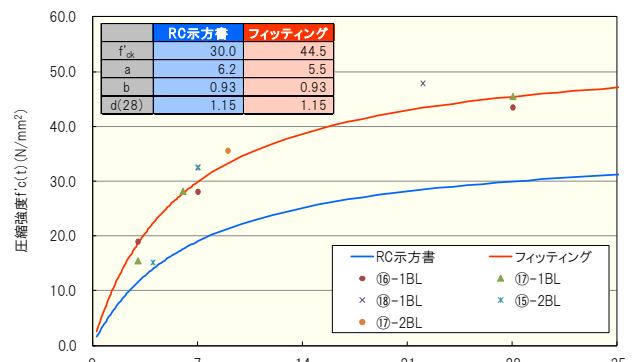


図-7 コンクリート圧縮強度再現結果

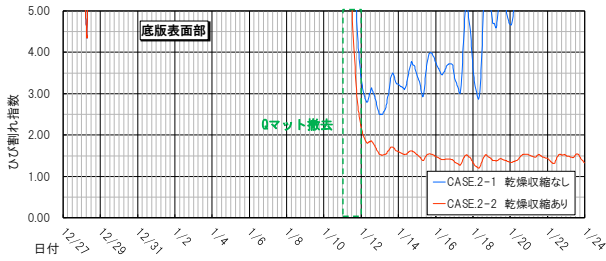


図-8 最小ひび割れ指数の履歴(底版表面部)

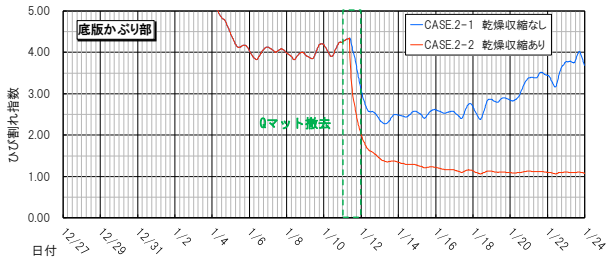


図-9 最小ひび割れ指数の履歴(底版かぶり部)

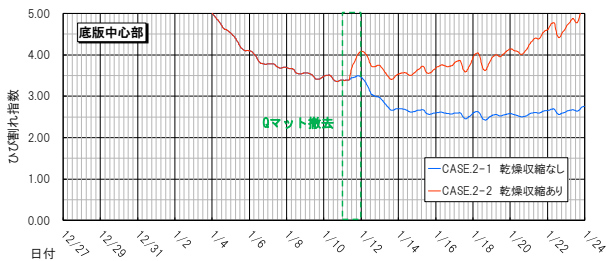


図-10 最小ひび割れ指数の履歴(底版中心部)

図から明らかなように、表面部およびかぶり部ではQマット撤去後のコンクリート表面の急冷に伴い内部拘束による温度応力が発生し、ひび割れ指数が急落していることが分かる。しかしながらCASE2-1においては最小ひび割れ指数2.00以上を保っており、一般的にはひび割れが発生する可能性は低いと判断できる。

一方で乾燥収縮を考慮したCASE2-2では、Qマット撤去後に温度応力にくわえ乾燥収縮が作用し、底版表面部において最小ひび割れ指数1.20、かぶり部において最小ひび割れ指数1.06と比較的小さい値となった。コンクリート標準示方書によるひび割れ指数とひび割れ発生確率の関係から、ひび割れ発生確率は底版表面部において60%、かぶり部において78%であり、表面付近ではひび割れ発生の可能性が高いと判断できる。また、部材中心部の最小ひび割れ指数は3.36 (CASE2-1においても2.42) と十分に大きく、これより貫通ひび割れが発生する可能性は極めて低いと判断できる。

実施工において発生したひび割れは、いずれも表面ひび割れであること、Qマット撤去後まもなく発生していることから、CASE2-2はこれらを再現できていると判断されるため、これを以後の検討に用いることとした。

表-3 予測解析ケース・解析結果(最小ひび割れ指数)

CASE	解析条件			ひび割れ指数 (Qマット撤去後)		
	養生日数	乾燥収縮		表面部	かぶり部	
		低減率	開始材令			
2-2	保温マット+湿潤シート	14日	—	14日	1.20	1.06
3-1	保温マット+湿潤シート	11日	—	14日	1.24	1.08
	湿潤シートのみ	3日				
3-2	保温マット+湿潤シート	14日	20%	14日	1.36	1.19
3-3	保温マット+湿潤シート	11日	20%	14日	1.40	1.22
	湿潤シートのみ	3日				
3-4	保温マット+湿潤シート	11日	20%	17日	1.63	1.38
	湿潤シートのみ	3日				
3-5	保温マット+湿潤シート	11日	20%	20日	2.26	1.65
	湿潤シートのみ	3日				
3-6	保温マット+湿潤シート	7日	20%	17日	1.72	1.42
	湿潤シートのみ	7日				
3-7	保温マット+湿潤シート	7日	20%	13日	1.46	1.23
	湿潤シートのみ	3日				

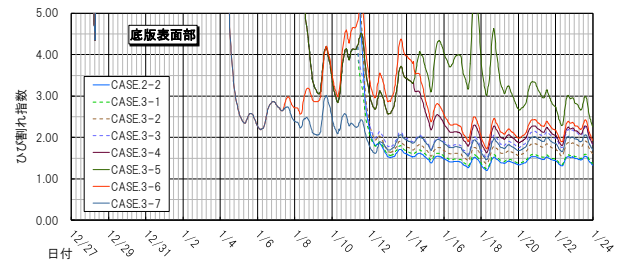


図-11 最小ひび割れ指数の履歴(表面部)

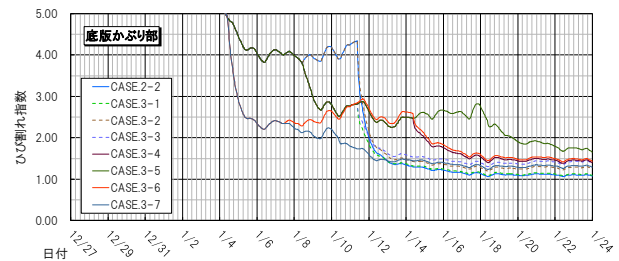


図-12 最小ひび割れ指数の履歴(かぶり部)

(5) ひび割れ抑制策の検討

以上の検討モデルを用いた予測解析を行い、今後のひび割れ抑制策を再考案した。

解析はQマットの保温マット、湿潤シートの設置期間、塗膜養生剤の散布による乾燥収縮の低減効果ならびに乾燥収縮の開始材令をパラメータとした8つのケースで行った。表-3に解析ケースと解析結果 (Qマット撤去後の最小ひび割れ指数) を示す。また、図-11、12にひび割れ指数の履歴を示す。

これらの解析結果より、ひび割れ指数について以下のことがわかった。

- ・湿潤養生シートと保温養生マットからなるQマットを段階的に撤去 (表面の急冷抑制) することにより0.02~0.04向上する。(CASE2-2⇒CASE3-1)
- ・乾燥収縮ひずみを20%低減 (乾燥収縮低減) させることにより0.13~0.16向上する。(CASE2-2⇒CASE3-2)

・急冷抑制と乾燥収縮低減を併用することにより0.16～0.20向上する。(CASE2-2⇒CASE3-3)

・乾燥収縮開始材令を3日遅延させることにより0.16～0.23 (CASE3-3⇒CASE3-4)、6日遅延により0.43～0.86 (CASE3-3⇒CASE3-5) 向上する。

・乾燥収縮開始材令を3日遅らせた条件の下 (CASE3-4, 3-6, 3-7) ではQマットの段階的撤去の組合せとして「保温マット養生+湿潤シート養生」7日+「湿潤シート養生」7日 (CASE3-6) が最も効果的である。

このように、Qマットの段階的撤去 (表面の急冷抑制)、塗膜養生剤の散布による乾燥収縮の低減および乾燥収縮開始材令の遅延がひび割れ抑制に効果的である。

(6) 以降の施工方針とその結果

以上の検討を踏まえ、残りの底版施工ブロック (16-2BL、17-3BL) の養生方法はCASE3-6の、「①塗膜養生材散布→②保温マット+湿潤シート養生7日、その後湿潤シートのみで養生7日→③湿潤シート撤去後、散水養生3日間 (乾燥収縮開始材令3日遅延)」とした。解析では散水養生は6日間が最も効果的であったが、現場工程を鑑みて3日間とした。これはCASE3-6でも最小ひび割れ指数は1.42であり、ひび割れ発生確率は低い (発生確率25%程度) と判断したためである。この養生方法により施工した結果、以降のブロックでは目視確認できるひび割れは発生しなかった。

4. まとめ及び今後の展開

- ① 事前解析では予想しなかったひび割れに対し、実測データによる再現解析を行った。
- ② 再現解析から同定された条件を用いた予測解析により、今後の施工方針を検討した。
- ③ その結果、「塗膜養生材散布の後、保温マット+湿潤シート7日、その後湿潤シートのみ7日、湿潤シート撤去後散水養生3日間」の組み合わせで行うものとした。
- ④ 以上の検討結果を踏まえた以降の底版施工ブロックにおいては目視できるひび割れは発生しなかった。
- ⑤ マスコンクリートに対する温度応力解析では、一般的に乾燥収縮の影響は考慮しない。しかし本検討では解析パラメータを見直し、乾燥収縮を導入することで実現象をよく再現でき、以降のひび割れ抑制につながった。

今回は想定された幅以上のひび割れが発生したが、コンクリート内部温度を計測していたことで再現解析が可能となり、対策を講じることができた。本件のように連続したコンクリート施工がある現場においては、このような計測をしておくことで施工の初期段階で生じた不具合に対しても迅速な対応ができ、以降の施工における構造物の品質向上につなげることが可能となる。本報文が一事例として参考となれば幸いである。

防波堤開口部における整備について ～ケーソンの安定性に配慮した施工方法～

廣瀬 敦司

近畿地方整備局 和歌山港湾事務所 保全課 （〒640-8404和歌山県和歌山市湊葉種畑の坪1334）

和歌山下津港北港地区では港内の静穏度を確保するため、企業合理化促進法に基づいたエネルギー港湾制度による防波堤(1,000m)を整備中である。整備済み防波堤と既設護岸との間に位置した本防波堤の基部側は70mの開口部となっている。この開口部へのケーソン据付は不等沈下が生じないよう基礎マウンド形成を行う必要がある。また、ケーソン据付時には潮流の影響を受ける恐れがあるため、ケーソンの安定性に配慮する必要がある。本稿では、防波堤基部側開口部に据付けるケーソンの安定性に配慮した施工方法に関する工夫及び既設構造物に損傷を与えないよう配慮した取り組みについて報告する。

キーワード 防波堤開口部、スリットケーソン、ケーソン安定性

1. はじめに

和歌山下津港は、和歌山市・海南市・有田市にまたがる港湾で、鉄鋼業、石油精製業など多数の企業が臨海部に立地し、これらの企業の原材料や製品の物流の拠点となっている。和歌山下津港のうち最も北に位置する北港地区では、公共埠頭岸壁(-10m)と関西電力(株)が建設予定のLNG火力発電所の燃料を搬入する専用施設の静穏度を確保するため、2000年から防波堤の整備を進めている。

本防波堤は-21mから-23mの大水深に延長1,000mにわたって計画されており、防波堤の天端高はC.D.L+6.0m(T.P+7.1m)で和歌山下津港北港地区の第一線防波堤である。

防波堤の構造形式は周辺海域環境や経済性等を考慮し、2タイプの構造形式を採用している。

防波堤の基部側約360mについては、地元から海水交換の要望が出ていることから、防波堤としては我が国初となる透過機能がある「根入式鋼板セル」構造とし、中間部から先端部にかけての約640mは、地盤沈下に対する安定性がよく、施工実績がある「ハイブリッドスリットケーソン」構造により整備を進めている。

基部側の鋼板セル構造の防波堤と既設護岸との間は約70mの開口部となっており、その開口部へスリットケーソン3函を据付ける工事を2012年度に実施した。

本報告は、ケーソン据付工事におけるケーソン据付時の安定性確保と既設構造物への損傷防止についての取り組みを報告するものである。



図-1 和歌山下津港北港地区

2. 工事概要と施工位置の状況

(1) 工事概要

本工事は、和歌山下津港北港地区防波堤の基部側において、別件工事で製作されたスリットケーソン3函を据付けるものである。据付にあたっては既設護岸の基礎マウンドの撤去、捨石による基礎工、ケーソン据付及び基礎捨石の防護となる被覆・根固工を実施するものである。

a) 工事名：和歌山下津港北港地区防波堤(南)築造工事

b) 工期：平成24年6月29日～平成25年1月31日

c) 工事内容：撤去工60m、基礎工60m、スリットケーソン(2,775t)据付3函、被覆工66.9m、根固ブロック据付477個

(2) ケーソン据付現場の状況

ケーソンを据付ける施工現場は、図-2に示すとおり整備済み防波堤と既設護岸との間の開口部であり、図-2の下図に示すように防波堤と既設護岸の基礎マウンドの張り出しによりケーソンを据付ける地盤の高さが変化している。従って、新たに投入する捨石の位置によっては非常に薄い層厚となる箇所が発生する。

また、本防波堤は外洋に面していることから、開口部での潮流の速さは通常時でも20～30cm/s程度となっている。従って、据付中の海象条件によっては中止基準となる流速50cm/sに達することが想定され、潮流の影響を受けやすい現場条件である。

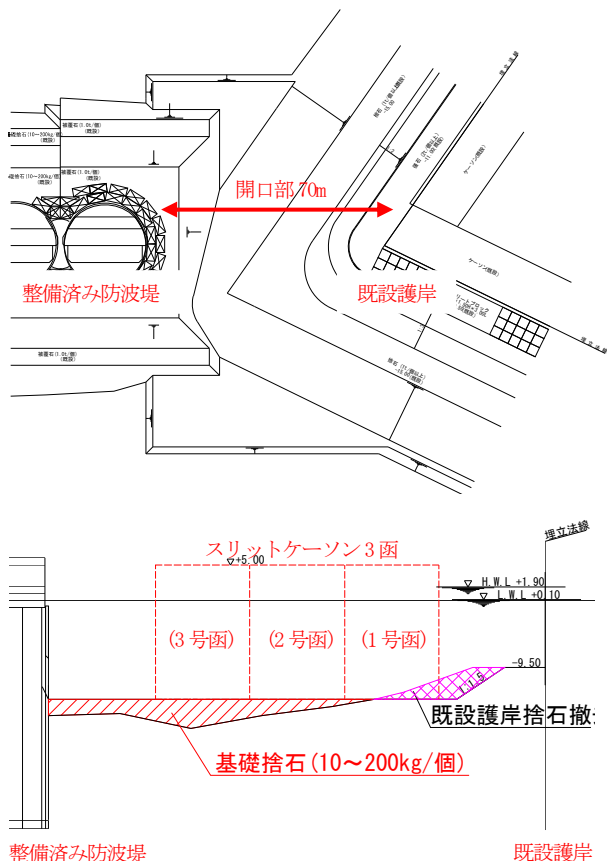


図-2 据付現場の状況(上：平面図，下：断面図)

3. ケーソンの安定確保に関する留意事項

(1) ケーソン据付後の傾きの低減

ケーソン据付時の傾きや据付後の不等沈下は供用後の防波堤の安定に大きな影響を及ぼす要因になる。そこで、ケーソンの据付にあたっては均一で堅固な基礎マウンドを構築するとともに、ケーソンの据付高さや傾きなどの諸情報をリアルタイムに管理し、高い精度によるケーソンの据付が必要となる。

ケーソン据付後の傾き低減にあたっては下記の点に留意し施工を行った。

- 突き固め等による均一で堅固な基礎マウンドの築造

- 新旧基礎マウンドの一体化
- ケーソン函体位置のリアルタイム管理
- 中詰砂の投入におけるリアルタイム管理

(2) 据付精度の向上及び既設構造物の損傷防止

潮流の影響を受けやすい施工現場では据付精度や安全性に特に留意する必要がある。海象の変化を予め予測し、ケーソン据付中の函体位置を把握することで、既設護岸や整備済み防波堤とのクリアランスを十分に確保することができる。据付精度の向上及び既設護岸等の損傷防止にあたっては下記の点に留意し施工を行った。

- ケーソン据付中の潮流変化への予測と対応
- ケーソン函体位置のリアルタイム管理

4. 施工方法の検討

ケーソンが傾く要因としては、ケーソン据付時の荷重により新旧基礎マウンドの捨石のかみ合わせに差が生じ不等沈下が発生することやケーソン据付時に傾いた状態で据付けられることが考えられる。また、潮流の影響を受けやすい施工現場ではケーソン据付時に函体が動揺し、隣接構造物と衝突し損傷を与えることが考えられる。

そこで本施工では、ケーソンの傾きの低減及びケーソン据付中の施工管理の観点から安全性と据付精度に配慮した施工方法について検討した。

(1) 突き固め等による均一で堅固な基礎マウンドの築造

基礎マウンドをより均一で堅固に締め固めるためには、基礎マウンドの個々の捨石のかみ合わせを向上させる必要がある。特に本防波堤は既設護岸等の基礎マウンドの上に新たに基礎マウンドを構築することになるため、新旧基礎マウンド境界部の捨石のかみ合わせを均一にすることがケーソンの安定につながる。そこで本施工では、より堅固な基礎マウンドを構築するため、新たに投入する捨石に対し約50 tの重錘を高さ5mから落下させ基礎マウンドの突き固めを実施(図-3)し、個々の捨石のかみ合わせの均一化を図った。また、突き固め箇所に偏りを生じさせないように突き固め箇所をモニターにマーキングし施工管理を行うこととした。

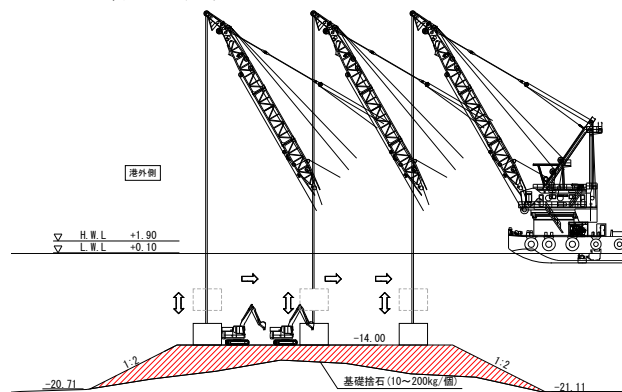


図-3 重錘を用いた捨石突き固め概要図

(2) 新旧基礎マウンドの一体化

新旧基礎マウンドそれぞれの均し面が均一な状態になることがケーソン据付時の傾きの防止につながる。そこで本施工では、新旧基礎マウンドを連続的で高い精度の均しを実施するため、新たな基礎マウンドの均しに必要な層厚を確保することに配慮し、施工を行うこととした。特にケーソン1号函直下では既設護岸の基礎マウンドが高く、均しに必要な層厚が確保できず、新たに構築する基礎マウンドの均しができない。そのため、既設護岸の捨石を予め撤去し、その後新たに捨石を投入することで均しが可能な基礎マウンドの層厚を確保することとした。既設護岸の捨石撤去にあたっては大水深であること及び潮流の影響を受けやすい現場条件であることから、水中バックホウで撤去を実施することとした。

(3) ケーソン函体位置のリアルタイム管理

ケーソンの据付にあたっては、開口部が70mと狭く潮流の影響を受けやすい現場条件であることから、据付時のケーソンの動揺防止及び既設構造物への衝突防止のために、ケーソンの挙動を正確に把握し据付けを実施する必要がある。そこで本施工では、ケーソン据付時に3次元誘導システムを活用(図-4、5)し、リアルタイムでケーソンの平面位置、高さ、傾き等を計測した。計測されたデータは、起重機船の操作室に設置されたモニターに表示され、オペレータは操作室のモニターによりケーソンの挙動を確認しながら据付作業を実施することとした。

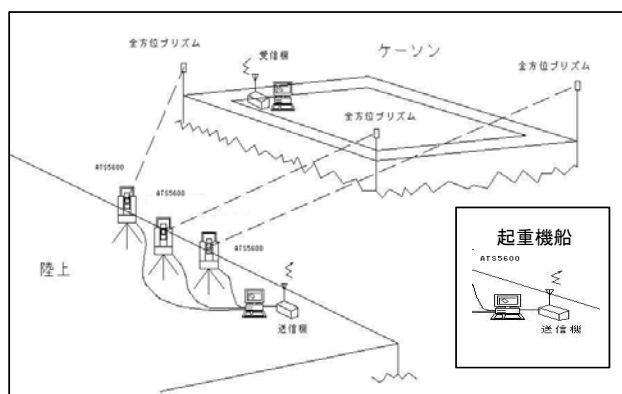


図-4 3次元誘導システム概念図

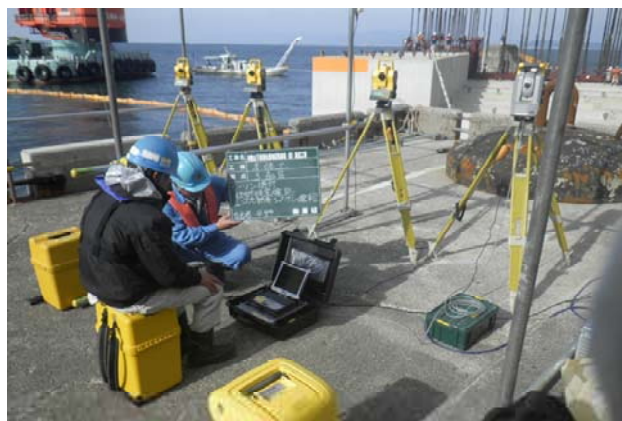


図-5 3次元誘導システムによる誘導状況

5. 施工上の工夫

(1) 突き固め等による均一で堅固な基礎マウンドの築造

本工事で使用する捨石の規格は10kg~200kgという大小様々な大きさの捨石を投入することとしており、重錐を落下させ突き固めを行うことで、捨石のかみ合わせが良くなり、新たに投入した捨石が一体化され堅固な基礎マウンドを構築することができた(図-6)。また、GPSによる施工管理システムを活用することで、高精度の基礎マウンドの高さ管理ときめ細かな施工が可能となり、無転圧箇所がなく均等に突き固めることができた。これにより、捨石のかみ合わせが均一で堅固な基礎マウンドが形成でき、ケーソンの荷重を均等に分散され、ケーソン据付後の不等沈下量を抑制することができた。



図-6 重錐による突き固め状況

(2) 新旧基礎マウンドの一体化

ケーソン1号函直下では基礎マウンドの均しに必要な層厚を確保するため、既設護岸の基礎マウンドを一部撤去した。撤去した箇所へは新たに捨石を投入し、均しのための層厚を確保することで新旧基礎マウンドの連続的な均しを実施した。新旧基礎マウンドを均一で平坦な基礎マウンドの均し面を確保することができ均し精度が向上した。これにより、新旧基礎マウンドが一体となり、据付直後の港内と港外の据付高さの差が3cmに抑えることができ、ケーソンの傾きを低減することができた。

(3) ケーソン函体位置のリアルタイム管理

通常のケーソン据付ではトランシット等を用い作業員の指示により据付誘導を行うため、起重機船で設計据付位置1m程度手前まで誘導し、押船等で位置決めを行い据付けていた。本施工では3次元誘導システムを活用することにより、ケーソンの据付状況をモニター上の数値で管理したため、据付位置の5cm付近まで起重機船で誘導(図-7)することができた。これにより、通常の施工方法では1函当りの位置決め回数が10~15回程度生じるところを、3回程度と少なくできたため、据付時間の短縮およびケーソンや基礎マウンド均し面の損傷防止に努めることができた。



図-7 ケーソン据付状況

6. ケーソンの安定性確保の効果

(1) ケーソンの据付精度の確認

1号函の据付は既設のケーソンをガイドとすることができないため、据付精度の確保が困難である。しかし、本施工方法では設計据付位置との距離やケーソンの傾きなどを数値で管理しながら施工したため、図-8に示すような高い精度で施工(図-9)することができた。

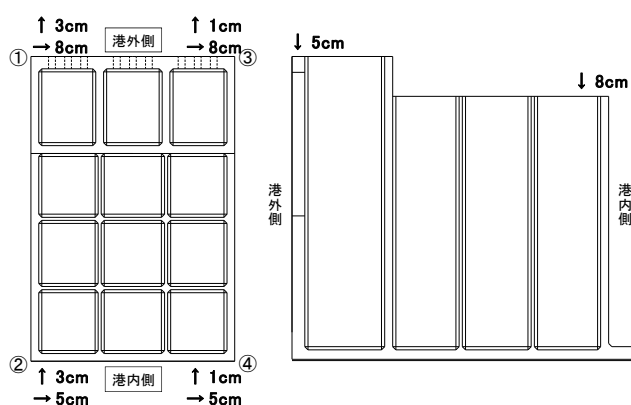


図-8 据付直後における設計据付位置とのズレ(1号函)
(左図:平面的なズレ, 右図:据付高のズレ)



図-9 ケーソン据付後の状況

(2) ケーソン据付後の不等沈下の状況

本施工は既設構造物の基礎マウンドと新たな基礎マウンドとに跨る位置へのケーソン据付となるため、即時沈下の状況確認と合わせて据付後の不等沈下の状況確認を実施した。

ケーソン据付後の不等沈下が最も懸念されるのが、既設護岸基礎マウンドと新たな基礎マウンドの両方に跨る1号函のケーソンであり、1号函の据付後約80日間の不等沈下の状況を図-10に示す。

ケーソン角部4点の挙動はそれぞれほぼ同様の沈下傾向を示しており、80日目における角部4点の沈下差(不等沈下量)は2.5cmとほぼ水平に沈下していることがわかる。

また、同グラフから40日目以降においては角部4点の沈下量は収束する傾向が見て取れる。以上の沈下状況から、ケーソン据付後はほぼ水平を保っており、ケーソン据付後の安定性は十分に確保できたと判断できる。

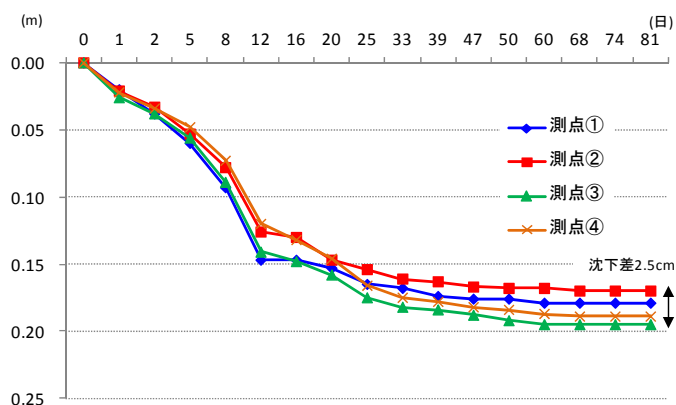


図-10 ケーソンの沈下量(1号函)

7. おわりに

今回の施工にあたっては、既設護岸の荷重により十分に締め固めされた基礎マウンドと、新たに構築する基礎マウンドの一体性を確保するとともに、潮流が速い施工現場において安全かつ高い精度でケーソンを据付けることができた。

今後の和歌山下津港では北港地区の南に位置する本港地区において、すでにケーソンが据付けられた防波堤の開口部に新たにケーソンを据付ける計画がある。本港地区の防波堤でも本据付現場と同様に既設防波堤の基礎マウンド上に新たに基礎マウンドを構築し、ケーソンを据付ける必要がある。このため、新旧基礎マウンドの一体化や堅固なマウンドの構築について工夫が必要となる。

また、本港地区の防波堤も外洋に面した第一線防波堤であり、開口部での施工は本施工と同様に潮流の流速変化により施工精度の確保が困難となることが想定される。

このような諸課題に対し、本施工で培った技術や知見を生かし、より安全でより高い施工精度の確保に寄与できれば幸いである。

水位の高い道路（盛土部）における排水対策について

堀井 壮夫

近畿地方整備局 奈良国道事務所 管理第二課 （〒630-8115奈良市大宮町3丁目5番11号）。

国道24号の防災点検時に本箇所（釜窪地内）で、盛土法面において湧水が確認され、盛土や路面ともに顕著な変状は認められないものの、人家に近接しているため重要性も高かったことから、斜面安定対策工（地山補強土工）が計画された。対策実施に当たりこの盛土法面での水位が想定より高いことが発見されたので、斜面が不安定にならないよう水位低下を図るべく排水計画を立てた。

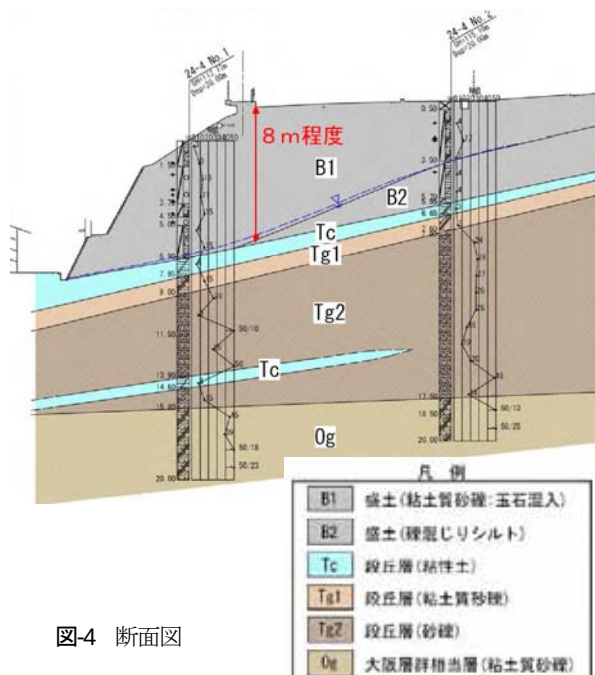
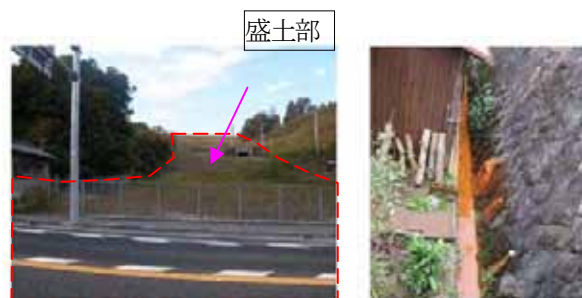
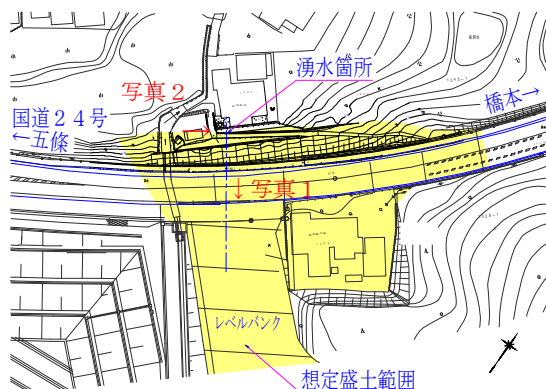
本稿は、この排水計画のプロセスと実施後の水位状況の検証について報告するものである。

キーワード 道路（盛土）、崩壊、水抜き

1. 概要

(1) 現地概要

本箇所（釜窪地内）は、国道24号の奈良県と和歌山県の県境付近（五條市～橋本市）に位置し、谷筋の沢を埋めた最大約8mの高盛土箇所である。



(2) 排水対策に至るまでの経緯

本箇所は道路防災点検において、緊急対応が必要な程の変状は認められなかった。しかし、現地踏査や地震時安定検討の結果、以下に示す要因が懸念された。

- ・擁壁下端から常時湧水が認められ、水みちが存在する。
- ・ボーリング調査で盛土のN値が20以下と緩いことが確認された。
- ・約8mある高盛土であり、崩壊が発生した場合に本線道路への影響が非常に大きい。また、盛土直下の人家への影響も懸念された。

条件によって将来的に崩壊等の恐れがあることから、次項に示すような対策工を計画した。

《計画対策工》

対策工は、「盛土全体の安定」として『地山補強土工』、「擁壁の安定」として『鉄筋挿入工』を計画した。

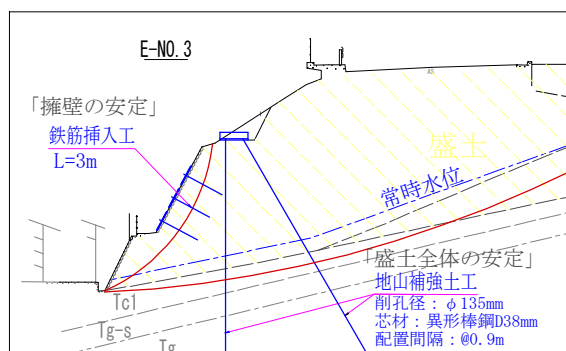


図5 計画対策工の断面配置図

また、この対策工を計画した段階での盛土内水位の評価としては、下に示すように当時のNo.1孔の最高水位がGL-6.7mと、観測位置の法尻からの高さhに対して1/3以下にあり、現況で低いとしていた(評価方法は末尾付録に記載)。このことから、当時において具体的な排水対

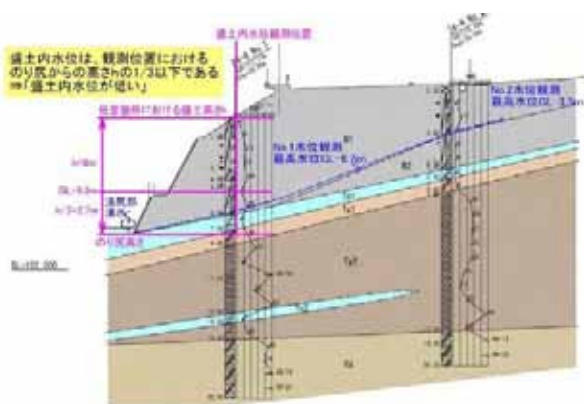


図6 計画当時の盛土内水位図

策の検討は行わなかった。

しかしながら、対策工を実施する段階になって、盛土

内水位が想定のGL-6.7mや盛土内水位の評価ラインであるGL-5.3mより高い、GL-3.72mやGL-4.09mが確認された。そこで、この水位の信憑性を高めるため、新たに水位観測孔を設けて確認したところ、GL-4.7mとやはり想定より高い水位が確認された。

このことから、排水対策を計画し実施することとした。

2. 排水対策の計画

この高盛土内の排水対策は、『排水横ボーリング工』で賄うことを計画した。計画水位は新観測孔で観測位置ののり尻からの高さhの1/3(GL-5.9m)より低く、盛土と地山との境(GL-7.3m)より高い、高さhの1/4であるGL-6.7mとした。排水横ボーリング工の配置は、①『断面から考えた効果的な配置』、②『平面から考えた効果的な配置』の順で検討した。

(1) 断面から考えた効果的な配置

効果的に盛土内水位(現況水位)を計画水位まで低下させるべく、断面図から横ボーリングの配置を検討した。始めは盛土全体の安定のための工事である地山補強土工(芯材D38mm)が90cmピッチと非常に狭い範囲で配置されていることから、接触しないよう長さ3~4mの短い排水横ボーリングの配置を考えた(図-7)。

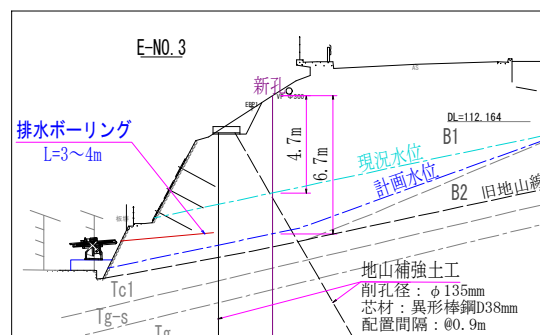


図7 旧排水横ボーリング配置断面図

その後、この配置では排水効果が幾らか期待できるものの、最も重要としている計画水位までの水位低下は見込めないと考えられたので、地山補強土工の間を抜いた長い排水横ボーリングの計画に変更した。

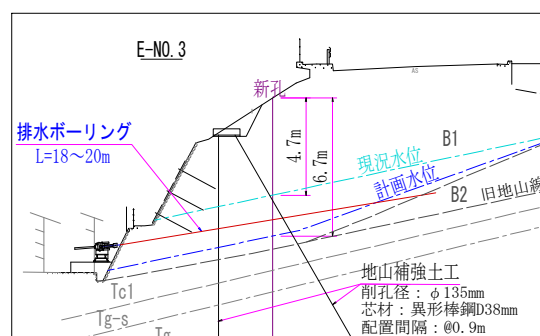


図8 新排水横ボーリング配置断面図

断面的な配置においては、図-8に示すよう削孔機の高さや削孔角を隣接家屋に限定された中で削孔口を設定し、長さを水位がそれ以上下らない粘性土を含んだB2層に少し貫入した形とした。

(2) 平面から考えた効果的な配置

確認された湧水が赤色を呈していることから、有機物が分解して鉄濃度が増加している盛土内を通過し、盛土と地山との境界付近を流下してきた地下水である可能性が高いと想定される。このことから、効果的に水位低下を期待すべく、盛土前の地形図から平面的な配置を検討することとした。

探した結果、国道24号部分の盛土が既になされている図面ではあるものの、現況地形までの盛土が無い五條道路からのアクセス道路を造成する際の平面図（図-9）が見つかった。



図-9 釜窪地区の旧平面図（??年頃）

測し平面図を作成した。

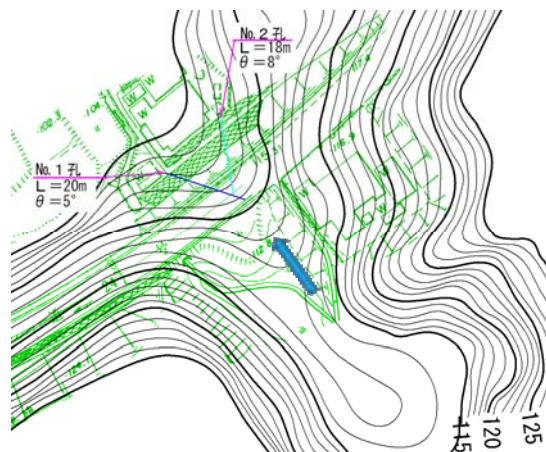


図-10 推定旧地形図

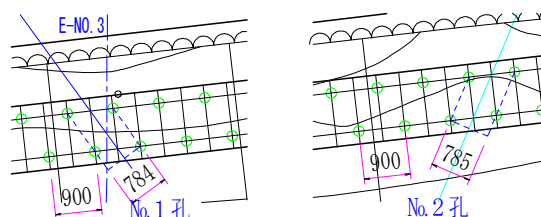


図-11 地山補強土工との位置関係図

平面的な配置は、削孔位置が限定されたので、削孔方向を盛土全体の安定対策として設置した地山補強土工になるべく接しないよう、図-10,11に示す方向に向かって配することとした。

ここで、この図面の等高線を用いて更に旧地形図を推



図-12 水位変動図

3. 対策実施と水位状況

(1) 現場の施工経緯

- ① 『鉄筋挿入工』を8/24～9/6に実施。
- ② 『地山補強土工』を11/27～1/10に実施。
- ③ 『排水横ボーリング工』No.1孔(上)は1/18～2/2、No.2孔(下)は2/4～2/11、No.3孔(下)は2/12～2/16に実施。

(2) 水位変動状況

- ① 『鉄筋挿入工』施工前の水位は、高いときにGL-4.3m程度、常時にGL-4.7～4.8m程度を示す。
施工後に水位が一時的に0.8m程度(GL-5.7m)低下、その後は降雨の影響下で徐々に高くなり、maxGL-4.6m、常時にGL-5.3m程度となる。
- ② 『地山補強土工』を11/27より実施。グラウト注入時にセンサーを撤去していることから、グラフが乱れ(一時的にGL-15mを示す)るが、施工時はGL-5.6～5.0mへと徐々に上昇。
施工後に一時的に0.6m程低下(GL-5.55m付近)を示すが、徐々にGL-5.2m付近まで上昇。
- ③ 『排水横ボーリング工』No.1孔の削孔長が15～16m付近(1/31)の時に、0.9m程の低下(GL-6.2m)が認められる。
その後No.3孔が完了。水位は徐々に下がりGL-6.9m付近を示し、計画のGL-6.7mに達した。このことから、当初計画していた『盛土内の水位低下』は達成したと判断し、横ボーリング工を完了した。

水位観測については、引き続き工期前の3月14日まで継続し、水位変化状況を確認したところ、図-12のように計画水位のGL-6.7mより低く、旧地山線との境であるGL-7.1～7.2m付近にとどまっていることが確認された。

4. 考察

今回の高盛土においての排水対策は、水位状況から効果的に水位低下の効果を得られたものと推察され、実際の保孔管からの排水状況で、降雨後において3孔共に排水が認められたことから効果を得られたと確認される。

この結果は、平面的な配置計画において、盛土前の旧地形図を推測作成し、地中内の水の流下を想定することを試みたことから、得られたモノと考えられる。

このことを考慮すると、やはり盛土内の水は高い確率で地山と盛土との境を流下するものであり、盛土の排水対策において計画する旨は、現況の地形から水の流下を推察するのではなく、盛土前の地形を何らかの形で推察することが重要であり、効果的であることが分かる。

5. 今後の課題

地下水位の低下後から時間の経過が少ないことから、この排水対策で十分であったかどうかの検証ができていない。

このことから、今後の水位状況を継続して頻度は低くしても、年単位で確認することが必要と考えられる。

また、状況によっては、排水保護孔の洗浄や排水工の追加設置も検討が必要となる。

その他に、今回は盛土造成前の比較的詳細な平面図が入手でき、排水孔の平面的な位置決めが比較的容易であったが、必ずしも毎回このような盛土前の平面図が入手できるモノとは言えないことから、平面図が無い状態でいかに造成前の地形を推測するかが課題となる。

謝辞：本排水計画において、松井保 大阪大学名誉教授に多大なるご指導・ご助言を頂きました、この場を借りて厚く感謝の意を表します。

付録

盛土内水位の評価としては、本省通達の参考資料¹⁾に示される図-12を目安とした。これによると、盛土内水位は、観測位置ののり尻からの高さhの1/3を基準として、盛土内水位が「高い」と「低い」に区分されている。

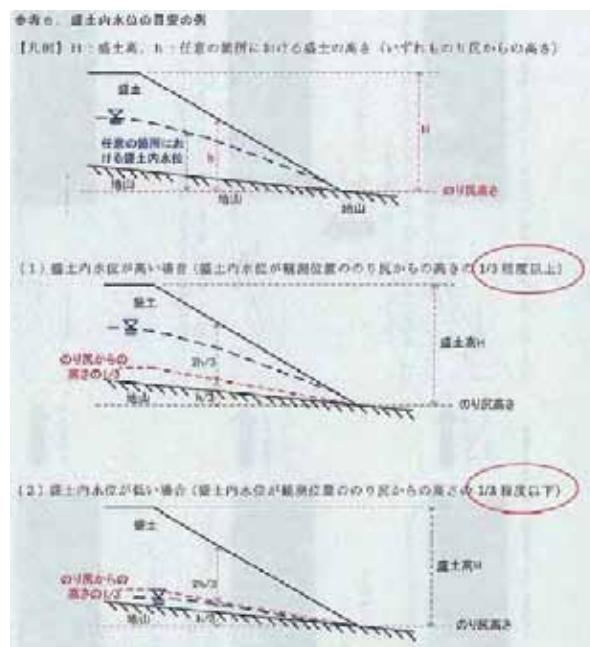


図-13 盛土内水位の目安

参考文献

- 1)「盛土のり面の緊急点検詳細調査、対策の進め方(案)」本省通達

天ヶ瀬ダム of 老朽化に関する点検結果及び点検計画について

中嶋 聡

近畿地方整備局 淀川ダム統合管理事務所 管理課 (〒573-0166 大阪府枚方市山田池北町10-1) .

近年、社会のインフラ施設の老朽化に対して事故が大きく報じられるなど関心が高まってきている。ダムは、多様な機能を持っており、社会的にも重要な施設であり、長期に渡り有効活用するためには、必要な維持管理を継続して行っていく必要がある。

天ヶ瀬ダムは、淀川水系にかかる多目的ダム第1号として1964年に完成し、半世紀近く経過しており、また、上流には日本最大の琵琶湖がありコンジットゲートからの放流は年間約50日と長期間に及び、操作による貯水位の変動等によりダム本体及び貯水池機能への影響が大きいダムである。

本論は、天ヶ瀬ダムの老朽化に関してこれまでに行ったダム本体及び貯水池機能の点検結果及び点検計画を紹介するものである。

キーワード ダム, 漏水量, 揚圧力, 変形, 堆砂測量

1. はじめに

河川管理施設等構造令第13条には、ダムの種類、ダムの高さの区分に応じて、当該ダムに設置すべき計測装置（計測事項）が規程されている。また、ダム構造物管理基準（日本大ダム会議）には、ダム管理期間の区分に応じた測定項目ごとの測定頻度が示されている。

天ヶ瀬ダムはアーチ式コンクリートダムで、基礎地盤から堤頂までの高さが73mあり、計測事項は漏水量、揚圧量、変形となっている。管理区分はダムの挙動が定常状態である第Ⅲ期のダムであり、漏水量は1回/月、揚圧力1回/3月、変形は1回/月以上の観測、それに加えてダム本体の日点検、月点検、6ヶ月点検を行っている。また、1986年に総合点検、1995年に兵庫県南部地震時に詳細点検、3年/1回毎にダムの定期検査を行ってきており、適切な維持管理に努めてきている。

東日本大震災及び笹子トンネルの事故によりインフラ施設の老朽化について関心が高まってきており、また、ダムは多様な機能を持っており、社会的にも重要な施設であり、その影響は広範囲に及ぶとともに、他の施設による機能の代替には限度があるため、長期的に渡り有効活用するためには、必要な維持管理を継続して行っていく必要がある。

一方、貯水池機能維持の観点から堆砂測量を1回/年実施しているが、今回、2012年の8月14日未明に管理開始以降、経験のない集中豪雨（天ヶ瀬ダム

地点：71mm/時間）に襲われ、大量の土砂が貯水池へ流入している状況であり、貯水池機能の把握及び必要に応じてはその対策の実施が急務となる。

本報告は、ダムの長期寿命化を念頭においてこれまで実施したダム本体及び貯水池機能の点検結果及び点検計画を例示して紹介するものである。

2. 天ヶ瀬ダムの諸元及び堆砂の推移

2.1 天ヶ瀬ダムの諸元

2.1.1 諸元

天ヶ瀬ダムは、淀川水系淀川（宇治川）の京都府宇治市に建設され1965年4月に管理開始してから本年で49年を迎える多目的ダムであり、諸元は以下のとおりである。

諸元

型式	ドーム型アーチ式
堤頂長、堤高	254m、73m
総貯水容量	26,280,000m ³
有効貯水容量	20,000,000m ³
計画堆砂量	600,000m ³

2.1.2 既往洪水

既往洪水については、以下のとおりである。洪水流量(840m³/s)以上には計画高水量以上が2回も含まれており、平均すると1回/3年の頻度で洪水流量が流入している。

洪水流量以上	18回
計画放流量	6回
常時満水位-0.5以上	9回

2.2 堆砂の推移

天ヶ瀬ダムは計画堆砂量は年間6万 m^3 とし、100年間で600万 m^3 、堆砂面E.L57.0mとなっている。平成23年末では堆砂量は430万 m^3 に達し(図-1)、堆砂率は約72%、計画堆砂量に対して約1.6倍の速度で堆砂が進行しているが、一般的にダムの完成後5~10年程度以降は堆砂傾向が安定すると言われており、天ヶ瀬ダムにおいても、1980年以降同様の傾向が見られる。また、有効容量内の堆砂量は、洪水調節容量の5%相当にしか過ぎない。

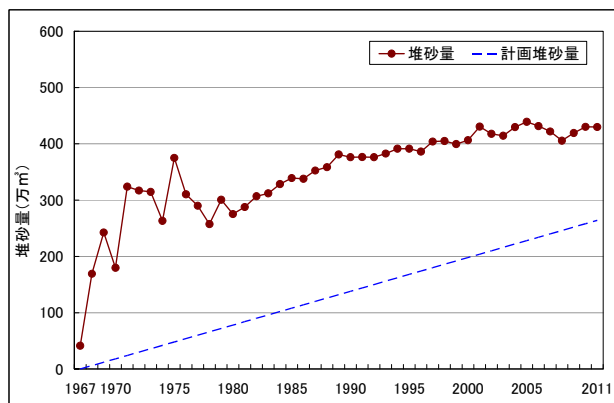


図-1 天ヶ瀬ダムにおける堆砂計画と堆砂量の推移(1967～2011)

3. 老朽化に関する点検の必要性

3.1 ダム本体の観点

天ヶ瀬ダムは管理開始以降半世紀近く経過しており、その果たしている役割は治水、利水、発電と多岐に渡り、社会に大きく貢献している施設である。そのため、ダム本体の機能が損なわれると社会に大きな影響を与えるとともにその影響は広範囲に渡る。ダムの施設の重要度から、長期寿命化に向けた老朽化に関する点検は重要となり、ダム管理者として機能を維持することは当然の責務である。今回、ダムの長寿命化を念頭において通常の日常点検の記録の分析及び日常点検外の点検を実施した。

3.2 貯水池機能の観点

前述のとおり、計画堆砂量に対して約1.6倍の速度で堆砂量が進行している。また、2012年8月14日に今まで、経験したことのない集中豪雨により大量の土砂が流入したため、定期的の実施している堆砂測定の結果を注意していく必要がある。

3.3 老朽化をとりまく近年の様々な意見

笹子トンネルは1960年代に整備され、2012年のトンネル事故に伴い、9人が死亡し衝撃的なニュースであった。その後も、引き続き、紀見トンネルで

も事故が発生しており、1960年代の高度経済成長期のコンクリート構造物に対して、不安視されている。

天ヶ瀬ダムは、淀川全川にわたり周辺の治水、利水、発電、河川空間の利用による社会環境に寄与している、一方、1960年代に建設され、同様に地元住民、市民団体等各方面の方々から天ヶ瀬ダムの安全性を危惧されており、また、ダム下流2kmには人口約19万人の宇治市があり、さらに下流に大阪市などの大都市圏が広がっており、コンクリートの劣化等について様々な意見が寄せられている。このため、ダム管理者として正確な情報を発信して、理解を深めていくことは重要である。

4. 老朽化に関する点検計画立案のための調査

4.1 ダム本体の観点

4.1.1 調査方法

試験湛水(初期状態)から現在までの長期的な視点からダムの状態を正確に把握する必要がある、それらの資料に基づき、現在のダムの安全性を確認することができる。そのため、点検計画立案のために、調査項目(漏水量、揚圧力、変形)及び日常点検記録、定期検査記録を整理し、事象等(出水、地震、ダム本体に損傷を及ぼす事象)で確認し、長期に渡ってダムの維持管理を行っていくための課題の問題点を抽出するものとする。

4.1.2 調査項目の設定

○漏水量、揚圧力(基礎排水孔)

基礎排水孔は、ダム堤体に作用する揚圧力を減じる目的として設置している。それに加えて、排水の濁りの有無を観察して、基礎岩盤中のパイピング、貯水位との相関を把握しダムの安全性を判断することができる。また、一般的に漏水量20L/min以上を超えるようであれば、十分注意が必要であり、新たな濁りが発見された場合も注意が必要である。

○変形

変形はプラムラインを用いて把握しており、変形の要因は、貯水池の水圧荷重、堤体の温度変化によって生じる。堤体下流面の温度が下がればダムは下流側にたわみ、堤体下流面の温度が上がればダムは上流側にたわみ、変形量から安全性を評価するためには、温度変化による影響を考慮する必要がある。

○巡視等による確認

ダムの安全性は、各種計器を用いた計測によって定量的に判断することができるが、計器を用いた計測では必ずしもダム本体の安全性を確認できないため、直接的に確認するためには巡視及び現地調査が欠かせない。

(1) 下流面漏水

堤体下流面の継目からの漏水であり、コンクリートの収縮によって、冬期に漏水量が大きくなる。場合によっては、止水板の機能が損なわれている可能性があるので注意が必要である。

また、漏水に錆汁が含まれているようであれば、ダム本体の鉄筋の腐食も心配される。

(2) コンクリートの健全性

コアリングによる強度試験、中性化試験、堤体のクラック調査等を行うものであり、コンクリートの劣化状況を把握するためには有効な手段である。

4.1.3 事象の区分

天ヶ瀬ダムは、兵庫県南部地震で基礎底部の地震計で95galを記録し大きな事象であったことから、それを踏まえて期間の設定を下記のとおり整理した。

- ①試験湛水中から兵庫県南部地震
- ②兵庫県南部地震
- ③兵庫県南部地震から現在

4.1.4 調査結果

○漏水量

試験湛水中一部の孔については80L/min～120L/min と漏水量が多かったことから、3ヶ年にかけて追加グラウトを実施。その後、経年的に減少し安定している。兵庫県南部地震前は全漏水量7L/min程度まで低下し、地震後12L/minまで増加したが、1995年中に地震前の値程度まで低下し、増加は一時的であった。その後、基礎排水孔の交換を実施し、一時的に増加したが、減少し現在の全漏水量は10L/min以下で漏水量は安定している。

○揚圧力

試験湛水中から一部記録が欠損しているが、いずれの孔も1kgf/cm²で推移している。兵庫県南部地震前は一部の孔は0.8kgf/cm²であり、地震後1.8kgf/cm²に一時的に増加したが、1995年中に地震前の値程度まで低下し、増加は一時的であった。その後、基礎排水孔の交換を実施し、一時的に増加したが、減少し揚圧力は安定している。

○変形

堤体の上下流方向の振幅は年間に上位標高10～20mm、中位標高では20mm程度、下位標高では10mm程度であり、経年的な変化はなく一方向への累積な変位も見られない。左右岸方向は季節変化はなく、一方向へ累積な変位は見られない。

兵庫県南部地震では、最大約7mmの下流方向の変位を確認した。

○下流面漏水

1981年11月から1987年末までの間及び2010年1月から9月までの間で、下流面漏水の面積について確認した。下流面の漏水面積は夏期に少なく

冬期に多い、堤体の温度に伴い変化しているが、面積は大きな変化が生じていない。

○コンクリートの健全性

1995年兵庫県南部地震後に堤体下流面のクラック調査を実施している。地震に伴って発生したクラックは認められず、温度収縮、乾燥収縮に起因すると考えられる比較的古い微細なヘアクラック及び剥離箇所を確認している。また、2000年にはコアリングによる強度試験を実施しており、設計基準強度32.4N/mm²に対して約51.2N/mm²と同等以上以上の強度を確認している。

4.2 貯水池機能の観点

4.2.1 調査方法

貯水池機能の点検を行うため、現在までの堆砂量の推移、2012年8月14日の土砂の流入状況を調査した。

4.2.2 調査結果

○堆砂量の推移

管理開始以降の年最大堆砂量は、144万m³(1971年)であるが、砂防事業等の効果が推察され、近年は少ない状況である(図-2)。

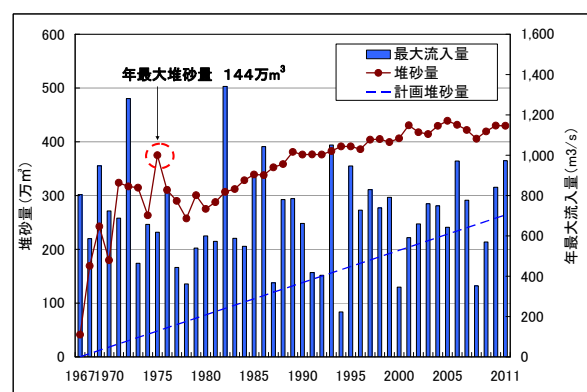


図-2 天ヶ瀬ダムにおける堆砂計画と堆砂量、最大流入量の推移(1967～2011)

○8月14日による土砂の流入状況

2012年8月14日の降雨の影響により、貯水池に流入してくる沢及び貯水池法面の至るところから土砂の流入を確認し、相当量の堆砂が懸念された(図-3)。



図-3 天ヶ瀬ダムの貯水池への土砂の流入状況(2012)

5. 老朽化に関する点検計画及び結果

5.1 ダム本体の観点

点検計画立案のための調査により、現在のダム堤体の安全性は確認できたため、中長期的なダムの安全性の観点から踏まえて、点検計画を立案し点検を行った。

5.1.1 漏水量・揚圧力

現地計器の状態及び計測方法の信頼性が確保されていることが中長期的に管理を行っていくためには重要であることから、調査を行った。

基礎排水孔22孔のうち現在、7孔計測を行っている。観測の役目を終えた孔、ダムからの放流により計器が流失し測定困難になっている孔も存在(図-4)するが、ダムの機能に影響を与えるものではない。今後、よりダムの状態を把握するために、管理する上で必要な孔を選定し、リボーリング孔を検討していく必要がある。

揚圧力の計測にあたっては、現在、各孔5分間閉栓して測定を行っているが、漏水量が確認されている孔でも揚圧力が確認できていない孔があるため、揚圧力の閉栓試験を実施した(図-5)。5分間の閉栓時間では、圧力を測定できていない孔があったため、今後、より計測の信頼性を確保するために圧力測定のための適切な閉栓時間を設定していく必要がある。



図-4 基礎排水孔の流失状況

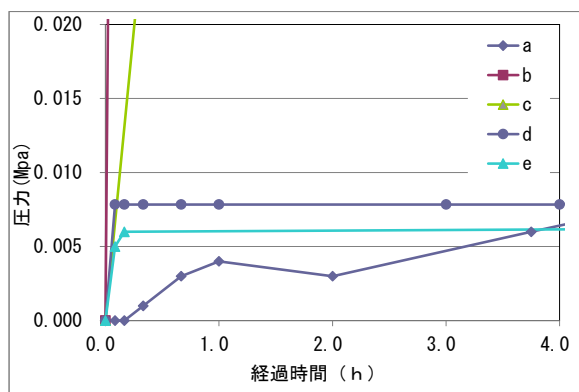


図-5 揚圧力試験結果

5.1.2 変形

現地計測機器の状態の信頼性の確保、貯水位と気温からダムの挙動が定常状態になっているか、中長期的に管理を行っていくために重要なため現地調査、重回帰分析により確認を行う。

今回、1994年の兵庫県南部地震時に用いた重回帰分析の式を用いて、1993年～2012年の実動挙動の再現性の確認を行い、概ね再現性があることを確認し、堤体の挙動は安定していることを確認した(図-6)。

プラムラインは、1997年に更新して以来15年経過している。計器の機能は問題ないが、障害時の対応の部品を考慮し、今後更新が必要と思われる。

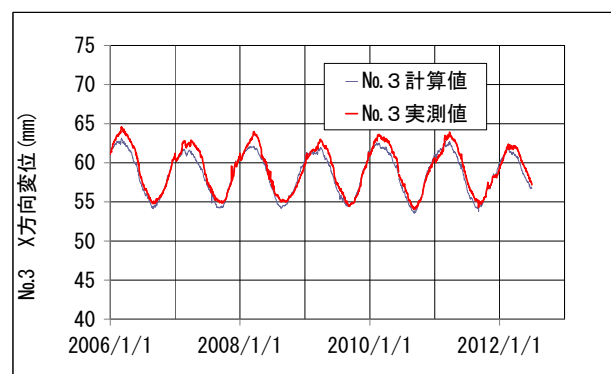


図-6 重回帰分析結果(2006～2012)

5.1.3 巡視等による確認

コンクリートダムのクラック、剥離はダムの安全性に直ちに影響を与えるものではないものの、中長期的な観点からダム維持管理上支障となる場合もあるため確認を行う。

また、2000年以降コンクリートの強度試験を行っていないため、今回、シュミットハンマーによるコンクリート強度確認(図-7)、中性化試験(図-8)も行おうものとする。中性化試験は、無筋構造物のコンクリートの場合は中性化は問題ないが、鉄筋構造物の場合は、コンクリートの表面から中性化が進行し鉄筋位置に達すると鋼材を腐食させ、コンクリートのひび割れ・剥離を引き起こし、構造物の性能低下を生じるため実施した。



図-7 シュミットハンマーによる試験



図-8 中性化試験（ドリル法）



図-9 剥離箇所

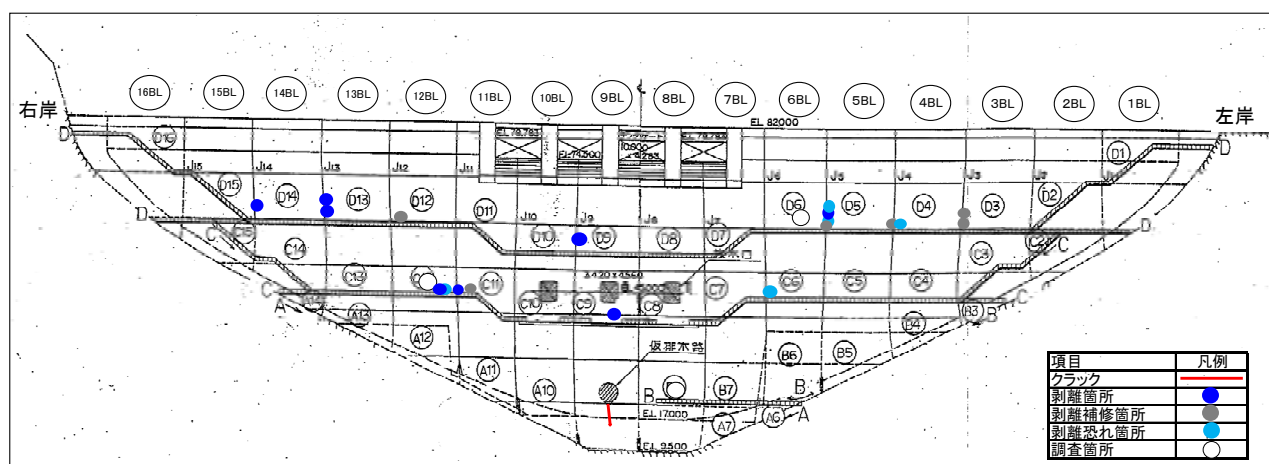


図-10 堤体下流面のクラック調査状況

コンクリートの強度は設計基準強度 32.4N/mm^2 に対して約 43.1N/mm^2 と同等以上の強度を確認している。2000年の強度と比較し、低下しているが、試験時の状態、測定誤差等も含まれているため、一概に低下しているとは判断できない。今後、継続的に実施する必要がある。

中性化試験は、中性化深さは約 3.0mm （平均）程度で、健全であることを確認することができた。

コンクリートクラック等は打継面、ジョイントなどで剥離8箇所、剥離恐れ5箇所、剥離補修6箇所確認したが表面上の剥離であり、コンクリート自体は健全であることを確認することができた(図-9, 図-10)。

5.2 貯水池機能の観点

5.2.1 調査方法

貯水池機能への影響が懸念されることから、通常実施する線的に把握する深淺測量ではなく、面的に詳細に把握できるナロマルチビームによる深淺測量（水中）及び航空レーザー測量（陸上）を実施し、貯水池の堆砂量を把握する(図-11)。また、貯水池末端部分は水深が浅いため、通常は地形データ把握

のためTS単点法を行うが、より密な情報の取得及び作業の効率化を考えミラー帽による測量も試みた。(図-12)。ヘルメットにミラーを設置し、自動追尾TSを用いて、ミラー帽を被った観測者の位置データを収録する方法である。採用にあたり、精度検証を行い、歩き、早歩き、小走り、かけ足で検証を行った結果、早歩き程度が実際の運用に望ましいことを確認した。

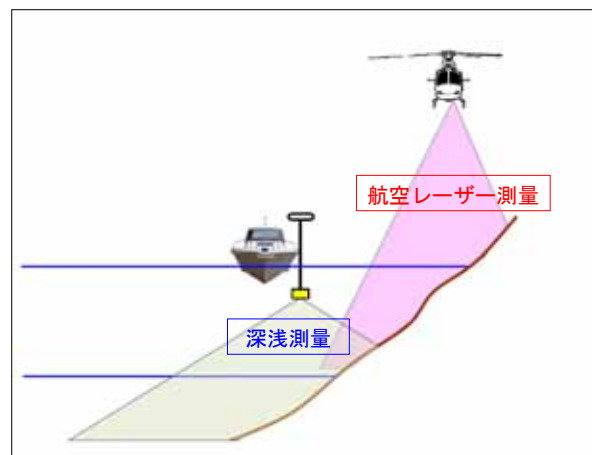


図-11 深淺測量及び航空レーザー測量の概念図



図-12 ミラー帽による測量状況

5.2.2 調査結果

2012年の年堆砂量は約29万 m^3 であり、計画堆砂量6万 m^3 の約5倍程度、堆砂率は76%、ダム地点で最大5mの堆砂を確認した。

しかし、貯水池機能に影響はなく、また、ゲート敷高より低い位置の堆砂面であったため、貯水池機能の安全性及びゲート放流に支障にならないことを確認した。

通常平均断面法による堆砂量の算出と今回の測量による面的に堆砂量を算出したが、数万の誤差に留まり、測線の設置位置の妥当性も確認することができた。ただし、区間毎の堆砂状況を調査するには、横断測量では精度不足であり、ナロマルチビームによる深浅測量は有効であることが分かった。

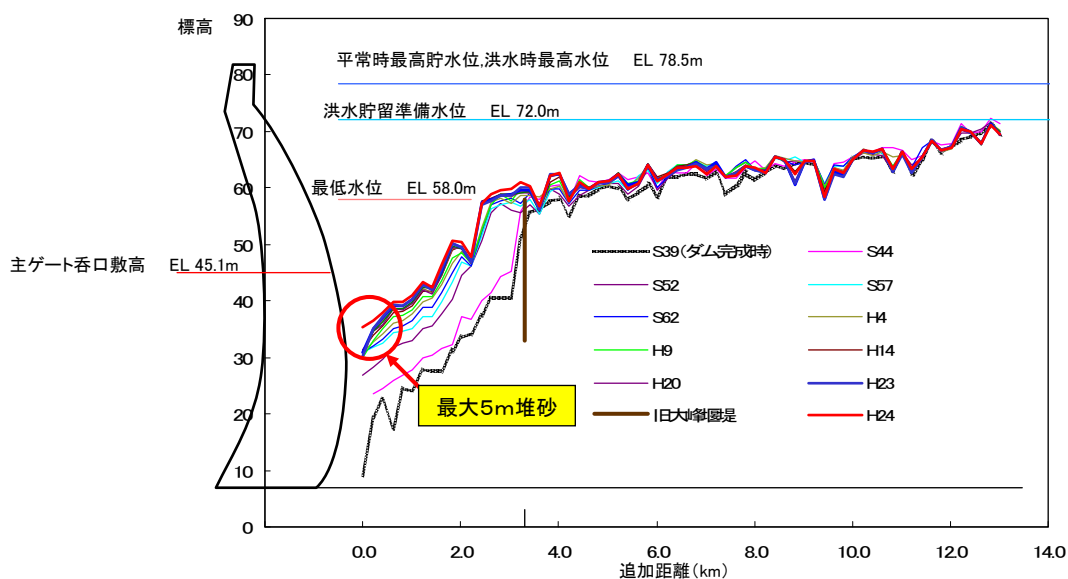


図-14 河床高変化図

6. まとめ

6.1 ダム本体の観点

今回の点検により、ダム本体の安全性は確認した。一部計器の不具合はあったが、今後、計器の必要性を検討し、更新を行って行く予定である。

また、ダム管理は、各種計器による計測及び巡視等による直接確認が基本であるが、それ以上に過去のデータの蓄積が重要な判断材料となるため、ダム堤体は、画像等により広範囲にダムクラック調査を詳細に定期的実施し蓄積するとともに、さらにはデータの蓄積活用が容易にできるよう、システムを構築していくことを検討し、ダム管理に万全に期したい。

6.2 貯水池機能の観点

今回の点検により、貯水池機能は8月14日の降雨による大きな影響はなく、安全性を確認することができた。また、貯水池に流入してない土砂の存在の可能性もあるため、今後も十分監視を続けていき、必要に応じ、対策を検討していきたい。

7. おわりに

天ヶ瀬ダムの目的である治水、利水、発電の役割を果たしていくために、適切な維持管理を確実に実施していくとともに、今後、より効果的・効率的なダム管理を行えるよう、今後、さらに取り組んでいきたい。

石炭灰を道路盛土材料に有効利用した事例

小川 善史¹

¹近畿地方整備局 福井河川国道事務所 調査第二課 (〒918-8015福井県福井市花堂南2-14-7)

石炭火力発電所で発生する「石炭灰」は再生資源として有効活用するための研究開発が関係各方面で積極的に進められ、セメントの原料や路盤材などの土木・建築分野をはじめとする多くの分野で利用されている。

「石炭灰」は発電所内の各発生場所によりフライアッシュとクリンカアッシュに大別され、今回はこのクリンカアッシュを道路盛土材料(軽量盛土材)として有効利用しコスト縮減とリサイクルを図った事例を報告する。

キーワード 軽量盛土, コスト縮減, リサイクル

1. はじめに

本論文の事例として紹介する「永平寺大野道路東遅羽口地区他切土その他工事」は福井県の勝山市内(図-1)において施工した中部縦貫自動車道の一部を構成する永平寺大野道路(26.4km)の4工区(勝山IC～大野IC間)における工事区間約1kmの道路改良工事である。

工事内容は山間部における切土V=約350,000m³、路体盛土V=約230,000m³の土工事その他、横断函渠工や補強土壁工、地盤改良工、橋梁下部工、市道付替の施工を行う工事である。



図-1 工事箇所位置図

(土砂:単位体積重量 $\gamma = 19\text{KN/m}^3$)を使用し設計した場合、コンクリート厚が2500mmとなり(図-2-3)、横断函渠工の品質、経済性等についての問題が発生した。

なお対策としては軽量盛土工法の適用を検討し、盛土自体を軽量化し、構造物に作用する土圧等を軽減し、横断函渠工の構造を抑えることを検討することとした。

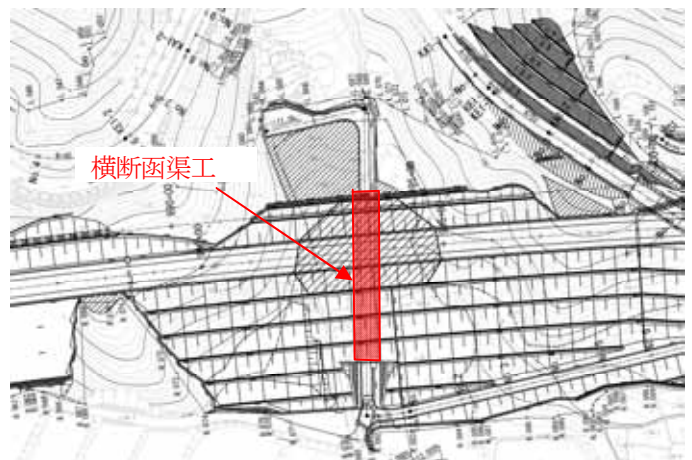


図-2-1 横断函渠工 施工箇所平面図

2. 高盛土箇所における設計段階での問題点

今回の道路建設により現況道路や水路敷等の機能が分断される箇所が数箇所存在し、その機能復旧として横断函渠工等の検討が必要となり、各横断函渠工の計画箇所内、1箇所(図-2-1)については道路計画、最大土被り厚で約15m(図-2-2)となることから、この設計条件下で、一般材料

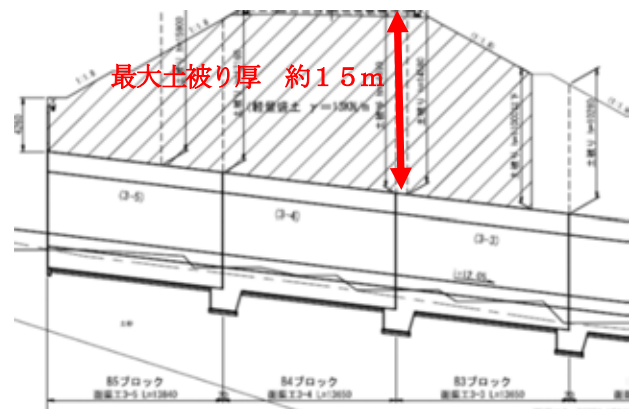


図-2-2 横断函渠工部 横断図

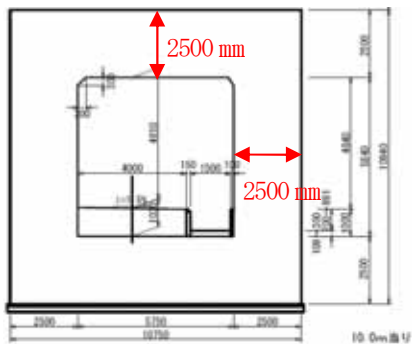


図-3-2 横断函渠工 断面図

軽量盛土材料	単位体積重量	軽量盛土材の使用量	横断面渠工 コンクリート厚	必要地耐力	現場調査性 (今回は500m ³ /日 程度必要)	経済性 (クリンカアッシュを1)	総合評価
A	$\gamma = 9.5 \text{ kN/m}^3$	3,200m ³	1,300~1,700mm	414kN/m ²	○ 可能	1.2	○
B	$\gamma = 9.5 \text{ kN/m}^3$	3,200m ³	1,300~1,700mm	414kN/m ²	○ 可能	1.3	○
クリンカアッシュ	$\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$	13,500m ³	1,300~1,700mm	414kN/m ²	△ 平均100m ³ /日 ・発電所	1	今回採用
一般材料(土砂) ※参考	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	13,500m ³	2,500mm	563kN/m ²	○ 可能	1.6	△

表-1 軽量盛土材 比較検討表

3. 軽量盛土材の検討

横断函渠工の設計においては各設計条件を踏まえ、現在我が国で使用されている主な軽量盛土材料の他に、石炭灰(以下クリンカアッシュ)を含めて軽量盛土材の選定にあたり比較検討を行った。検討結果については下記(図-3-1・表-1)のとおりであり、軽量盛土材を使用すれば横断函渠工のコンクリート厚が 1300 mm~1700mm となり(図-3-2)、一般材料(土砂)を使用したケースと比べ、コンクリート厚を抑えことが可能となることや必要地耐力も軽減することが可能となった。中でも今回はクリンカアッシュを使用したケースが他の軽量盛土材を使用したケースと比較して、材料使用量は多いが、材料自体の価格が他の軽量盛土材と比べて安価なこともあり、トータルコスト的に優れていることが分かった。

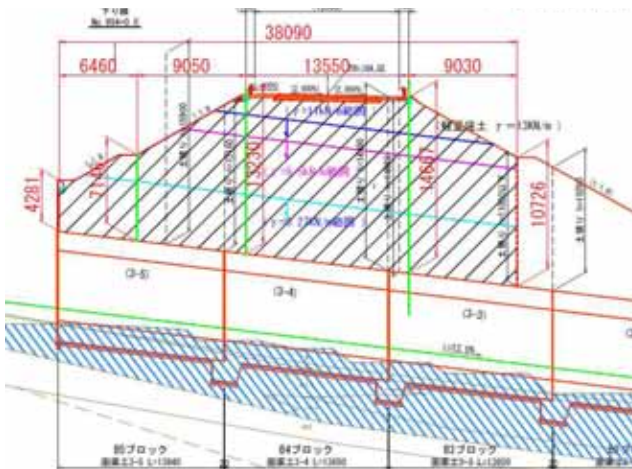


図-3-1 横断函渠部横断面図 (軽量盛土材の検討)

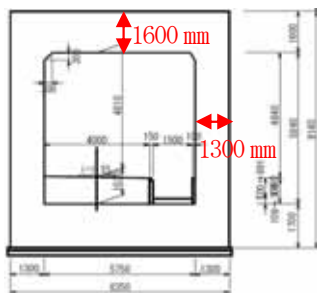


図-3-2 横断函渠工 断面図
(上載盛土を軽量盛土材とした場合)

検討結果を踏まえ今回は軽量盛土材を使用することとしたが、経済性で優位なクリンカアッシュを軽量盛土材として使用することについての判断の際、今回の設計条件である $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$ 以下を現場で確実に確保することについての品質管理手法が未確立であること、火力発電所における特殊な生産(発生)ということもあり、日平均で 100m³ 程度の生産量であるのに対して、今回の現場で必要な日施工 500m³ 程度を日々調達できないことが本工事の工程にも影響があるとした。

そこで今回は事前に物理試験のデータを十分に収集し、その情報をもとに現場試験施工等で所定の締固め度と設計条件 $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$ を確保することが可能かを事前に確認を行うこととした。また材料調達の問題については事前に現場内にクリンカアッシュの仮置きヤードの確保を行い、事前調達を行うこととした。

以上、他の軽量盛土材についても一般材料(土砂)と比較しても品質や経済性等について優れた点もあったが、今回はクリンカアッシュを採用することでコスト削減に繋がることとあわせて、リサイクルの観点も含め設計段階において採用することとした。

4. 施工プロセス検討

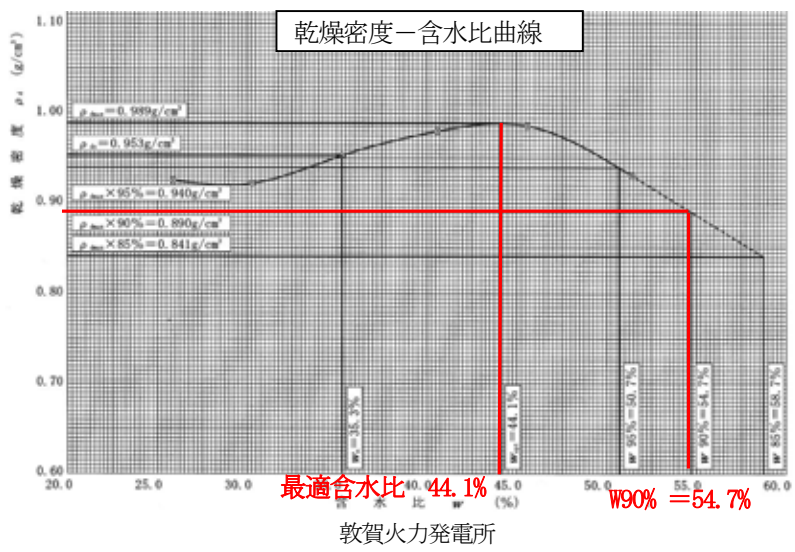
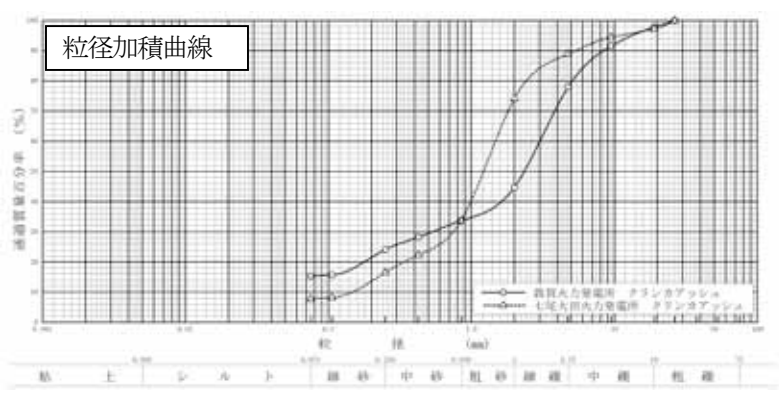
現場の本施工に向けた品質管理手法については、本工事の具体的な施工計画の立案の後、本工事で必要なクリンカアッシュの室内試験項目等を抽出・実施し、得られたデータを確認し、含水比と密度との関係を整理する。

データ整理後、試験施工を行い、転圧回数と締固め度の関係の他、沈下量、密度との関係を整理し、本施工時の管理方法を決定し、クリンカアッシュを軽量盛土材として適格が可能かの最終確認を行う。

下記の施工プロセスフロー図で軽量盛土材としての規格を満足するための品質管理手法の確立を行うこととした。



図-4 施工プロセスフロー図



5. 室内試験の実施

今回のクリンカアッシュについては仮置きヤードを確保し、事前に材料調達を行うこととしていたが、工程管理上の観点より、さらなる安定供給を図るため「福井県敦賀火力発電所」と「石川県七尾大田火力発電所」の 2 箇所から搬入する計画とした。

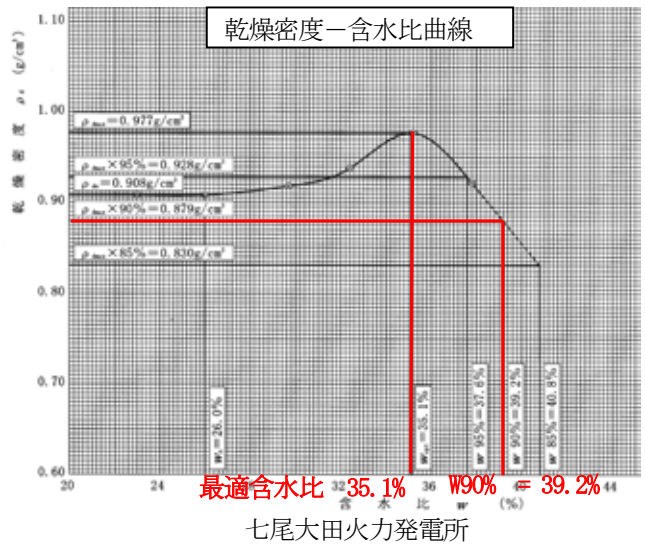
今回はこの 2 試料について室内試験を行った。

(1)物理試験結果

土粒子の密度試験、土の粒度試験、土の締め固め試験結果等を下記の表-2 及び各試験結果資料に示す。

試験項目		敦賀火力発電所産	七尾大田火力発電所産
土粒子の密度試験 (g/m ³)		2,054	2,311
土の粒度試験	粗分(2～75mm) %	55.3	25.8
	砂分(0.075mm～2mm) %	29.4	66.4
	細粒分(0.075mm未満) %	15.3	7.3
地盤材料の分類名		粘性土質砂質礫	粘性土まじり礫質土
突固めによる土の締め固め試験: 最適含水比 (%)		44.1	35.1
締め固めた土のコーン指数試験 (kN/m ²)		9074.1	5394.1
CBR試験 (%)		74.8	20.1

表-2 物理試験結果



上記より、火力発電所の違いにより粒度範囲に違いが見られた。なお全体的には礫分・砂分が主体となっている。このため、透水性が高い材料であると判断できる。またコーン指数が1200kN/m²より高いことから、敷均し後におけるダンプトラック等の工事車両の通行も可能と考えられる。

CBR値は、敦賀火力発電所産では平均CBR74.8%、七尾

大田火力発電所産では平均CBR20.1%と高い値が確認できた。よって、路床盛土材料として、適用可能な材料であると判断できる。

(2)突固めによる土の締固め試験結果

含水比条件を任意に6 ケース設定し、締固め後の単位体積重量の変化を確認した結果が下記(図-5-1,2)のとおりである。

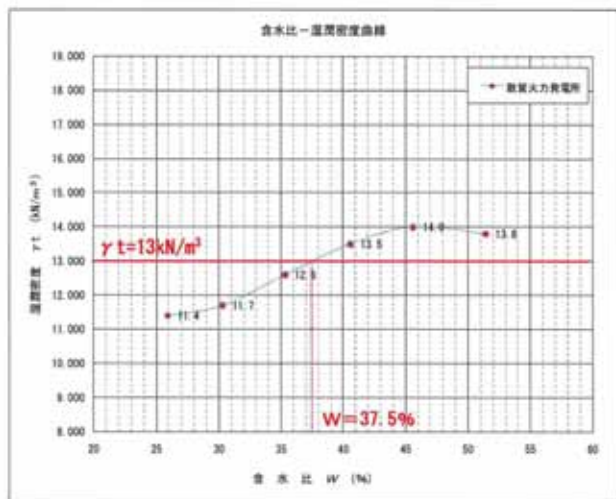


図-5-1 含水比－湿潤密度相関図
敦賀火力発電所

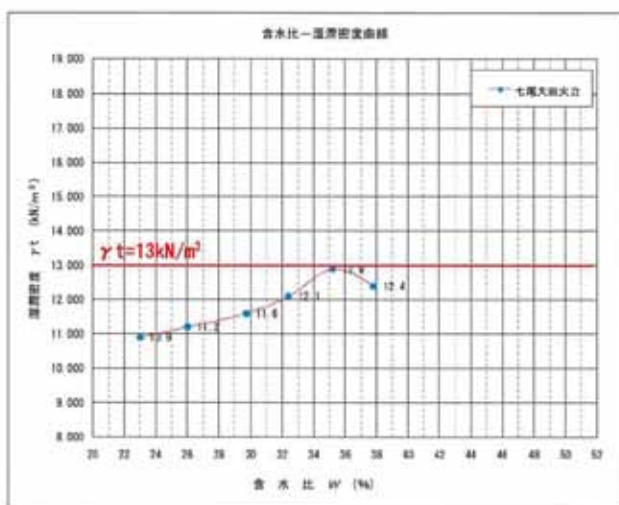


図-5-2 含水比－湿潤密度相関図
七尾大田火力発電所

今回の設計条件 $\gamma = 13.0 \text{ kN/m}^3$ 以下の確保について、敦賀火力発電所産のクリンカアッシュの締固めを行う際の管理値(含水比)内である37.5%になると規格を超えてしまうことが分かり、現場では含水比が37.5%以下でかつ締固め度を満足することが条件となった。

七尾大田火力発電所産ではいずれの含水比条件においても管理値を満足することが確認できた。

6. 試験施工（盛土）

(1)試験概要

a) 盛土材料：軽量盛土材(クリンカアッシュ)
(敦賀火力発電所及び七尾大田火力発電所の2種類)

b) 試験位置：軽量盛土材仮置き場

c) 施工ヤード規模

試験ヤード 8m×8m=64m²

撒出し厚 $t=35\text{cm}$

土工量 $V = 64\text{m}^2 \times 0.35\text{m} = 22.4\text{m}^3$

敦賀火力発電所・七尾大田火力発電所分 2 箇所

d) 転圧仕様

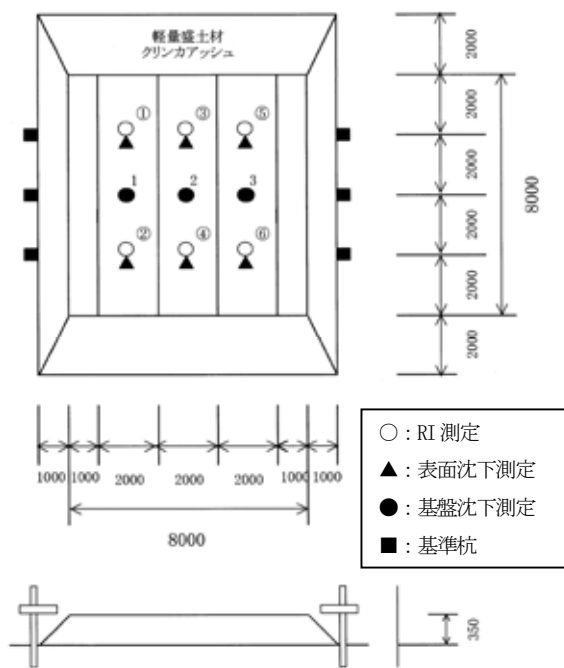
締固め機種：10t級振動ローラ

仕上り厚：30.0cm

転圧回数：6回以上

品質管理方法：RIによる密度試験

試験盛土内容を下記の試験施工図及び写真 5-1～3 に示す。



試験施工図

(上：平面図 下：横断面)



写真 6-1 基盤沈下量測定状況



写真-6-2 RI測定状況



写真-6-3 転圧状況

(2) 締固め度の結果

標準RI計器による締固め度測定結果を図-6-1、図-6-2に示す。締固め度—転圧回数関係図から、敦賀、七尾大田とも締固め度は4回転圧で管理基準値 90%を上回っており、6回転圧以降の締固め度の増加割合は小さくなっていることから収束したと考えられる。

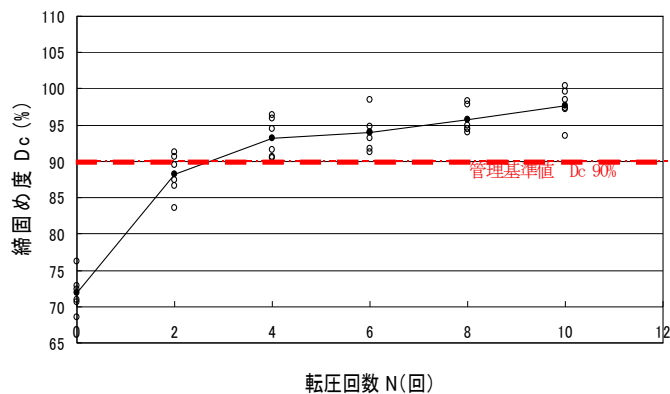


図-6-1 締固め度—転圧回数関係図
(敦賀火力発電所)

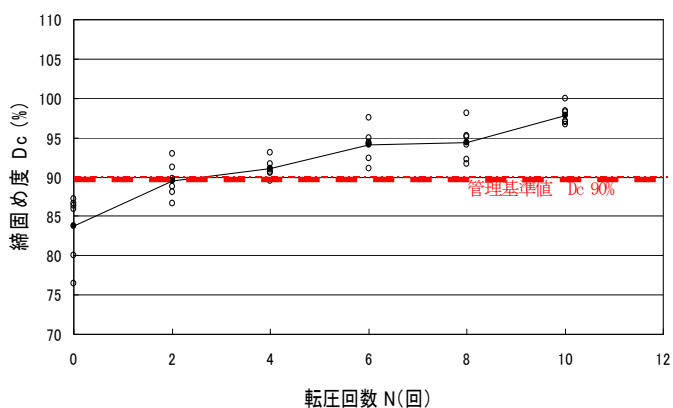


図-6-2 締固め度—転圧回数関係図
七尾大田火力発電所

(3) 表面沈下量の結果

表面沈下量と転圧回数の関係を図-6-3、図-6-4に示した。

表面沈下量と転圧回数の関係も概ね、締固め度の結果と同様 6 回転圧以降の沈下量の増加割合は小さくなっており、締固め度と整合した結果となった。

また、10 回転圧後においても過転圧による締固め度の減少傾向及び地盤の亀裂や盛り上がり等の変状は認められなかった。

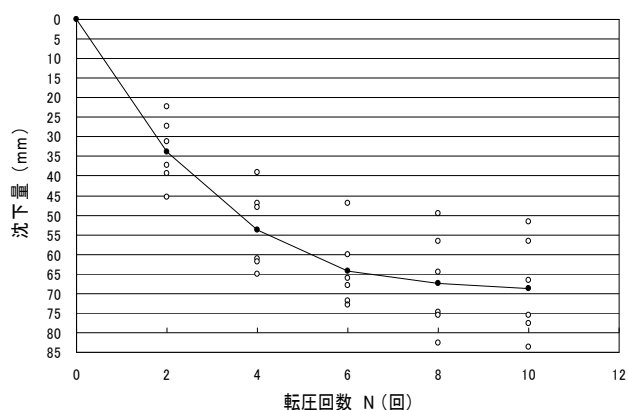


図-6-3 表面沈下量—転圧回数関係図
(敦賀火力発電所)

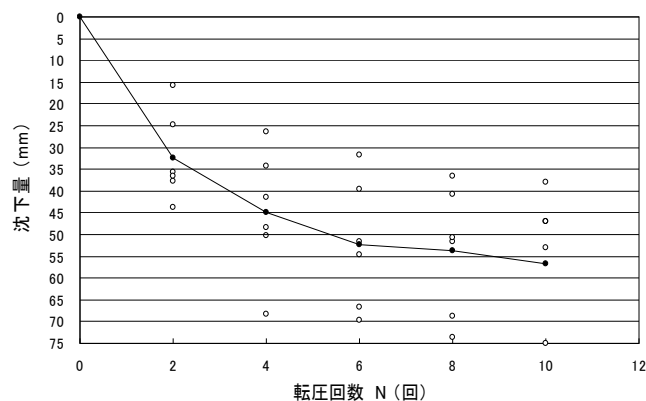


図-6-4 表面沈下量—転圧回数関係図
(七尾大田火力発電所)

4) 試験盛土結果まとめ

締固め度と転圧回数の関係から、転圧回数 4 回以上で管理基準値を上回っている。表面沈下量の収束傾向は転圧回数 6 回以上であることから、より安全に施工するためには、6 回転圧以上が妥当であると考えた。

また、乾燥時の施工は締固め度が劣るため最適含水比に近づけるよう施工時の含水量に留意する必要がある。

a) 品質管理

締固め管理手法は、75 μ m ふるい通過率が 2 資料とも 5.3% 及び 7.8% であるため(表-2 参照)、下記『RI 計器を用いた盛土の締固め管理要領(案) 3 章 RI 計器による締固め管理』により締固め度による管理を行い締固め度 $D_c \geq 90\%$ とする。

締固め度および空気間隙率による管理を行うものとし、盛土材料の 75 μ m ふるい通過率によりその適用区分を下記のとおりとする。

75 μ m ふるい通過率が 20% 未満の礫質土及び砂質土の場合	75 μ m ふるい通過率が 20% 以上 50% 未満の砂質土の場合	75 μ m ふるい通過率が 50% 以上の粘性土の場合
締固め度による管理	締固め度による管理 または 空気間隙率による管理	空気間隙率による管理

7. 本施工の実施

(1) 含水比

敦賀火力発電所産のクリンカアッシュについては、軽量盛土材として使用するための規格値 $\gamma = 13 \text{KN/m}^3$ 以下に相当する 37.5% 以下であることを確認しながら、七尾大田火力発電所産クリンカアッシュについては最適含水比の 35.1% 付近になる様に、適宜、散水(写真-7-1)を行い、含水比の調整を図り施工を行った。



写真-7-1 散水状況

(2) 転圧回数

転圧回数は試験盛土にて決定した 6 回転圧(写真-7-2)で実施し、RI 測定結果より盛土管理値(締固め度 $D_c \geq 90\%$)を全て満足したことを確認した。



8. まとめ 写真-7-2 転圧状況

(1) 設計・発注段階

a) 今回、高盛土における横断函渠工の設計の場合、一般材料(土砂)よりも軽量盛土材を用いた方がコンクリート厚を抑えることができ、中でもクリンカアッシュを使用したケースが経済的に優位となり、さらなるコスト削減に繋がった。

ただし生産場所から工事現場までの材料運搬に伴うコストとの関係もある為、現場が遠距離の場合等、運搬条件によっては経済性が異なる場合もあると考えられる。

b) 火力発電時に発生する材料のため、一日の生産量が決まっており、各火力発電所産共に、100m³/日と制約があるため、全体の工程計画に影響を受ける可能性があり、今回の様に 500m³/日以上施工量を見込む際は、事前に仮置きヤードの確保等の検討等が必要である。

(2) 施工段階

a) 物理試験の結果、発電所毎にデータの違いがあることが分かり、今回の様に軽量盛土材としての設計条件がある場合は事前に試験施工等を実施し、現場における品質管理方法を確立しておく必要がある。

b) 良質な土砂と同様に転圧後の支持力が高く、盛土材としての品質性能は高い。

c) コーン指数も高く、施工性が良い。

d) その他

福井県のリサイクル製品認定品である「クリンカアッシュ」は火力発電所から排出される石炭灰を使用する点からリサイクル及び環境負荷低減に繋がる。

謝辞： 本論文の執筆に当たっては、関係する皆様方の多大なご協力があったことでありこの場をお借りしてお礼を申し上げますとともに永平寺大野道路4工区(勝山IC～大野IC)の供用時にも関わらず対応いただいた西武建設(株)にも謝意を表します。

参考文献

- 1) 永平寺大野道路東遷羽口地区他切土その他工事 工事資料
- 2) RI 計器を用いた盛土の締固め管理要領(案) 平成8年8月28日建近技管第253号

熊野地区災害復旧工事の安全確保について

藤井 厚企¹・佐藤 渉²

¹近畿地方整備局 紀伊山地砂防事務所 田辺監督官詰所 藤井 厚企（〒637-0002奈良県五條市三在町1681）

²国際航業(株) shamen-netプロジェクト 佐藤 渉（〒183-0057東京都府中市晴見町2-24-1）。

平成23年の台風12号豪雨により発生した河道閉塞災害復旧工事現場において、着々と復旧工事が進捗している。しかし、被災規模が甚大であったため、未だに手つかずの危険箇所が数多く存在する。これらの箇所は、発災から約1年9ヶ月の年月が経ち、降雨などにより浸食が進み、発災直後より、さらに危険度が増してきている箇所もある。このような危険箇所に隣接した箇所を災害復旧工事として進めているのが現状がある。

そこで、巨大な転石が数多く存在し、落石・崩壊の危険性が高い箇所の直下において、緊急対策工事を実施している和歌山県熊野地区の工事安全確保の取り組みについて報告し、この事例をケーススタディとして情報共有を図ることを目的とした。

キーワード 深層崩壊、災害復旧工事、安全対策、モニタリング、GPS、崩壊検知センサー

1. 熊野地区の概要

2011年9月、台風12号がもたらした豪雨により、和歌山県田辺市熊野地区において、大規模な深層崩壊が発生した。当該地で発生した深層崩壊は、長さ650m、幅410m、深さ60mに及び、その崩壊土砂量は約410万 m^3 と推定されている（図-1）。

この大量の崩壊土砂は、河道を閉塞し、上流部に湛水池を形成（天然ダム化）した。また、崩壊土砂の一部は土石流化し、熊野川を1km以上にわたって流下、3名もの死者を伴う甚大な被害が生じた。

この、甚大な被害を受け、国土交通省は、熊野地区において、平成23年5月に新たに施行された土砂災害防止法に基づき「緊急調査」の実施、住民避難指示を判断する元となる「土砂災害危険情報」の通知、「緊急対策工事」の実施を行なっている。



図-1 熊野地区崩壊発生状況

2. 災害復旧工事の工事概要

熊野地区では形成された湛水池をポンプ排水と埋戻しにより湛水池をなくし、仮排水路の設置する緊急対策工事に続き、計画規模(1/100年)の降雨・流量に対し崩壊地の新たな崩壊や浸食、不安定土砂の二次移動、土石流などの防止を図る施設の建設に取り組んでる。

具体的には13基の落差工を有する水路工、1基の砂防堰堤工(h14.5m×w145.6m)、5基の床固工群により、熊野地区を閉塞した大量の崩壊土砂に対する抜本的対策として図-2に示す内容の事業計画し、現在(2013年6月)は、水路工がほぼ完成、砂防堰堤工を建設中である。



図-2 熊野地区の全体事業計画

3. 災害復旧工事が直面する危険性について

現在取り組んでいる施工エリアに隣接する斜面は、熊野地区の中でも崩壊土砂が厚くかつ急勾配で堆積している崩壊地下流側末端部の直下に位置している（図-3）。斜面上には、崩壊跡として数m～数十mの巨大な転石が不安定な状態で数多く点在するなど、当該地において二次崩壊の懸念が最も高い区域である（図-4）。今後の降雨により崩壊土砂の侵食等がさらに進み、浮石化した岩塊が崩落した場合には、施工エリアを直撃する可能性がある。そのため、我々は安全な災害復旧工事を行なうために、崩壊土砂や転石に対する安全対策が必須であると判断した。



図-3 崩壊地 下流側末端部の状況
(施工エリアより撮影)



図-4 崩壊地内の岩塊の状況
(浮石上となった岩塊背後に明瞭な亀裂が認められる)

4. 工事安全確保を担うセンサー配置について

熊野地区では、工事の安全確保のために、①GPSセンサーおよび②崩壊検知センサーを設置し、リアルタイムに斜面変動状況を監視する計測監視体制を構築した。図-5にGPSおよび崩壊検知センサーの設置位置を示すとともに、以下にそれぞれのセンサーの特徴と計測目的を示した。



図-5 動態監視機器配置図

① 崩壊検知センサー

崩壊検知センサーとは、表層崩壊や落石・土石流等の地表面変動現象を安価に検知するために開発された機器で、変動現象時に地表面が傾く現象を測定するセンサーである。

当該地への適用は、この現場を施工する(株)森組が技術提案したシステムを、協議の上、この箇所への適用に変更したものである。ここで使用する崩壊検知センサーは、3軸重力加速度センサ（MEMS）を搭載した測量杭形状のセンサーである。各センサーにおいては、小型電池（寿命約1年）および無線器が格納されており、センサーが一定の傾斜量を検知した際に、無線を通じ施工エ

リア下部にある警報機を起動させる仕組みである。

なお、変位量が測定できない、正確な傾斜量が検知できないという問題を有するが、落石や土石流等の突発的な変動現象を瞬時に検知できるという面で優れたシステムである（図-6）。

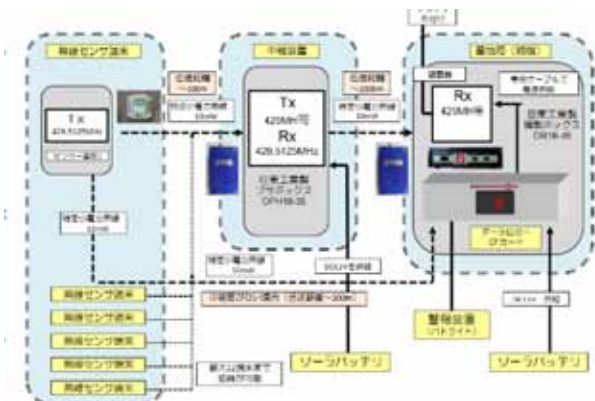


図-6 崩壊検知センサーのシステム構成

崩壊検知センサーは、地形地質状況ならびに機器の特性を鑑み、岩塊の崩落や落石、沢からの土石流を瞬時に検知できるような箇所へ計11台配置した。

11台の内訳としては、①斜面や沢を滑落し、施工エリアに到達する可能性がある岩塊に対し、センサーを8台設置した(図-7)。また、②岩塊や土砂が土石流化して沢を流下する際に、必ず土石流が通過する地点に3台のセンサーを設置した。



図-7 崩壊検知センサー設置状況

② GPSセンサー

GPS(Global Positioning System)とは、衛星からの電波を受信して、任意地点の三次元座標を求めることが可能なセンサーで、ナビゲーションや測量等で広く利用されている。

当該地で設置したGPSセンサーは²³⁾、深層崩壊や地すべり等の大規模土砂移動現象に伴う変位量を安価かつ正確に計測するために開発されたセンサーである。各GPSセンサーは携帯電話を内蔵した通信集約機と呼ばれるデータロガーに接続され（図-8）、計測データは携帯電話を通じてGPS計測監視センター内のデータ解析サーバーに送信される（図-9）。

GPS計測監視センターにおいては、座標計算に加え、トレンドモデル⁴⁾と呼ばれる誤差処理を行い、mm単位の

変位量を求めている。また、得られた変位量は、インターネットを介しデータを公開しているため、施工者だけでなく監督官詰所や紀伊山地砂防事務所においても計測データが確認できる。さらに、監視センターには変位を監視するための技術者を常駐させ、夜間や休日等に変位発生の兆候が認められた場合でも、即座に緊急体制に移行できるような計測監視体制を構築している。

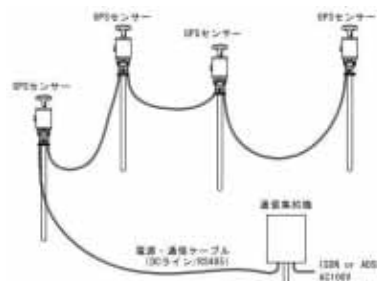


図-8 GPSセンサーのシステム構成



図-9 GPS計測監視センターの概念図

GPSセンサーは、崩壊検知センサーでは検知しがたい微小な土砂変動現象を早期かつ正確に把握する目的で、二次崩壊が懸念される崩壊地下流側末端部エリアの上・中・下部に計3台設置した(図-10)。

なお、熊野地区では、当該下流側末端部以外に崩壊土



図-10 GPSセンサー設置状況

砂の不安定化が懸念される箇所にGPSを2基設置するとともに、深層崩壊の滑落崖および側方崖の背後クラックを計測する目的で伸縮計を4基設置している。

5. 動態観測結果

①GPSセンサーおよび伸縮計の観測結果

災害復旧工事のための動態観測体制は、2013年3月22日より運用開始した。図-9に運用開始から6月20日（90日間）までの計測結果を示した。

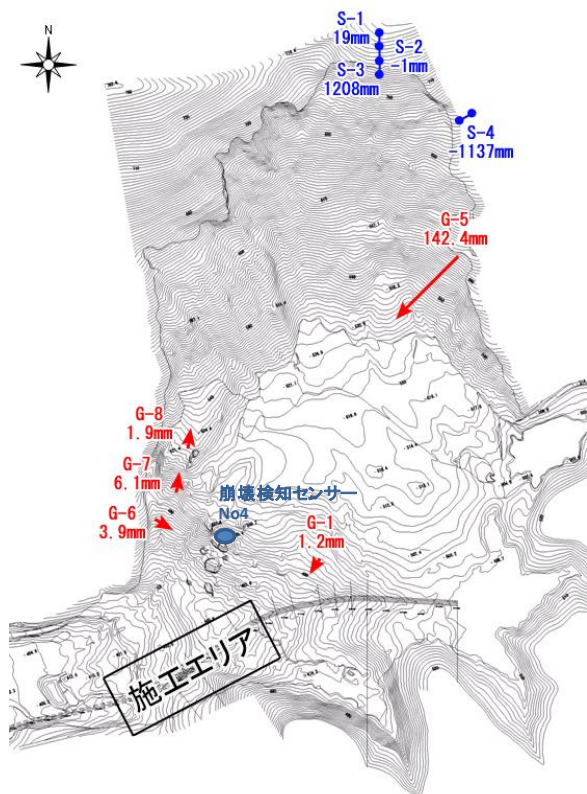


図-11 GPSおよび伸縮計計測結果

下流側末端部に設置した崩壊検知センサーおよびGPS（G-6～8）においては、5月中旬に127mm/日の降雨を経験したものの、目立った変位傾向は認められなかった。

しかし、工事施工エリアからは離れているが、滑落崖・側方崖に設置した伸縮計（S-1～4）とGPS（G-5）において、降雨と連動した変位が認められた。

そのため、工事エリア近傍の観測機器に加え、これらセンサーにおいても、引き続き注意を払う必要があることが判明した。

②崩壊検知センサーの観測結果

崩壊検知センサーの観測結果（No4）例を以下に示す。観測期間中において、このNo8で2回（4月7日、19日）、No7のセンサーで1回（4月8日）、傾斜角度が5度を超える大きな突発的な動きがあった。しかし、その後は傾斜角は戻り、傾斜が累積する傾向もないため、動物や風等の一時的な外力の影響を受けたものと考えられる。これらの現象以外、いずれの監視箇所においても、図-

12で示すような $0.5^{\circ} \sim 1.0^{\circ}$ 未満の範囲で推移していた。これらは、機器の精度（1～2度）の範囲内であり、崩壊に結びつくような動きはないと考えている。

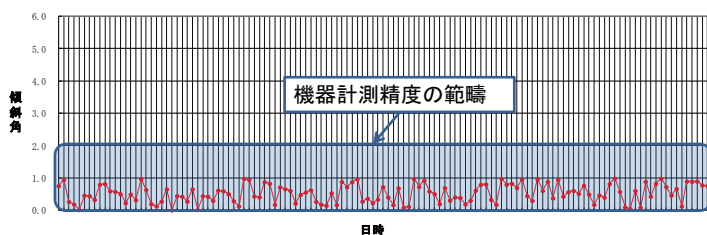


図-12 崩壊検知センサーのデータ例（No4）

6. 工事の避難・安全対策について

当現場のような二次災害が起こる危険性の高い災害復旧現場で工事の安全性を確保するためには、優れたシステムで危険箇所の監視のみでは不十分で、異常が見られた場合、速やかな作業中止や避難といった行動に結びつけていかなければならない。また、万一、二次災害が起きても、防御・減災が可能な施設設置なども可能な限りの実施しなければならない。以上のことから、当現場では以下の①～③の対応をとった。

①工事実施（中止）基準の設定

配置されたセンサー類が、変状を感知した際、速やかな対応がとれるよう、あらかじめ表-1で示すような、判断基準を設け工事作業の中止および避難実施等の運用に取り組んでいる。

表-1 熊野地区作業中止基準

基準	事象					
	降雨	地震	土壌雨量指数	伸縮計	GPSセンサー	崩壊検知センサ
作業注意	5mm/h以上	—	—	—	10mm/日以上	—
作業中止	10mm/h以上	震度4以上	287以上	4mm/h以上	25mm/日以上	5度以上（避難）

② 防護施設を設置

施工エリアが崩壊危険箇所の直下流端にさしかかった際は万が一崩落した場合を想定した防護土堤を設けた。防護土堤は工事用道路端部に設け、長さ100mに渡り、高さ1mの盛土上に大型土嚢を2段積（図-13）形状とした。落石側は、工事用道路から2m以上の落差があるので高低差は5m確保していることとなる。ただし、この施設で防護が十分かどうかはまでは想定できておらず、あくまでも補助的施設の位置づけとし、避難手法の確立は必須とした。



図-13 防護土堤の設置状況

③ 緊急避難手法への取り組み

地震時や配置したセンサーが、決められた基準値を超過し崩壊の危険性が高まった際は、速やかに作業を中止し、避難しなければならない。そこで、各作業位置において、危険箇所から最も短い距離(短時間)で避難できるルートを一から一決定しておいた。その際、避難ルート上には仮排水路などの縦断工作物が障害となるため、その施設を横断する仮橋(図-14)を3橋設置し避難ルート確保に努めた。また、作業員全員に避難路の周知するため、新たな作業班がこの現場作業に入った際は、必ず避難訓練を実施することとした。避難訓練はセンサー設置(3月22日)からすでに4回実施している。

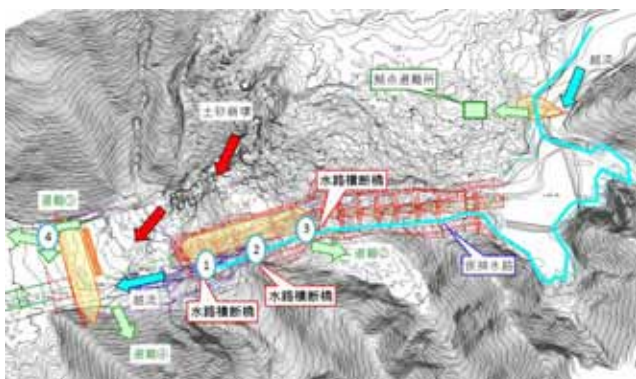


図-13 設定した緊急避難ルート



図-14 避難するために設けた仮排水路を横断仮橋

7. まとめ

今回の熊野地区災害復旧工事においては、崩壊土砂が厚く堆積し、傾斜勾配が急で崩壊土砂の二次崩壊が懸念されている上、斜面内には、数m~数十m規模の巨石が不安定な状態で数多く点在するきわめて危険な斜面直下での施工となった。災害復旧事業の性格上、これらの危険な箇所の対策を待ってからの事業進捗は許されない中、どのような形で、工事の安全確保に努めるべきか難しい対応であった。

このような状況下の中、取り組んだ安全対策としては、崩壊検知センサーならびにGPSセンサーを用い斜面変動の動態観測体制を構築した。中でも、GPS計測においては、計測データをインターネットを用いて公開する仕組みを構築し、施工者だけでなく、監督官詰所や紀伊山地砂防事務所でも現状を把握、情報共有が可能な体制を構

築した。

さらに、危険な際は速やかに作業中止・避難が出来るよう、これら動態観測値の作業中止基準を設けるとともに、作業員が速やかな避難が出来るよう、現地作業員全員が避難訓練に参加し、避難路の確認や避難意識を周知徹底するよう取り組んだ。

このエリアの動態観測体制は運用開始から3ヶ月が経過し、この間127mm/日の降雨を経験したものの、目立った変位は認められなく、安心して工事進捗に取り組めるなど安全監視体制は有効に機能したと言え、発災後から建設に取り組んで来た、鋼製枠の水路工(落差堰堤13基含む)は、この6月をもって無事に完成予定とすることが出来た。

しかし、当現場は引き続き基幹砂防堰堤(現在施工中)や床固工群などの建設、危険な斜面对策の実施など、引き続き危険な工事に取り組んでいかなければならないうえ、今後、降雨期(6月~10月)を迎え、さらに、数年間事業が続く中、これら危険箇所は、引き続き安全監視を行い、細心の注意を払いながら施工に取り組まなければならないと考えている。

謝辞：現場では、施工する(株)森組の大島晃(元)工事長、松林尚現場代理人、吉井靖博監理技術者の方々とは当該地の危機意識を共有し施工に取り組んでいただいたとともに、崩壊検知センサーの配置計画にも参加していただき、当システムづくりに寄与していただきました。また、この論文作成にあたり、崩壊検知センサーのデータ提供などを頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高田知典, 佐藤隆秀:「建設分野における MEMS の実用化」—マルチセンサ対応無線センサ端末の開発, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 2010
- 2) 佐藤渉, 武智国加, 岩崎智治: GPS を用いた災害監視システムの開発, 地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム, 2007
- 3) 岩崎智治・原口勝則・佐藤渉・増成友宏・内田純二・清水則一: GPS を用いた自動変位監視のための Web システムの開発, 日本地すべり学会誌, 2012
- 4) 松田浩朗, 安立 寛, 西村好恵, 清水則一: GPS による斜面変位計測結果の平滑化処理法と変位計測予測手法の実用性の検証, 土木学会論文集, 2002

道路橋既設ポストテンションPC桁の 支承取替について

木ノ本 昌之¹・井隼 俊也²

¹オリエンタル白石㈱ 大阪支店 施工技術部（〒550-0002 大阪市西区江戸堀一丁目9番1号）

²オリエンタル白石㈱ 大阪支店 施工技術部（〒550-0002 大阪市西区江戸堀一丁目9番1号）

既設橋梁において、鋼製支承の腐食・劣化が生じ、性能が著しく低下している事例が散見する。この性能低下は、本来保有している橋梁自体の耐久性ならびに機能から乖離することになる。著しく性能が低下した既設支承については、通常、支承取替の対策が講じられる。しかし、ポストテンションPC桁の支承取替では、支承部近傍にPC鋼材が定着されているため、上部工側にアンカー定着が必要となる支承（以下、Bタイプ沓と称す）への取替えは困難とされてきた。そこで、既設ポストテンションPC桁におけるBタイプ沓への取替方法について、今後の同種工事に活かすべく、効率的・経済的かつ確実な手法について紹介するものである。

キーワード 支承取替、ポストテンションPC桁、ウォータージェット工法、長寿命化

1. はじめに

橋梁構造物にとって支承部は非常に重要な部位であり、この部位に要求される性能として、荷重伝達機能（鉛直力支持・水平力支持）と変位追従機能（水平移動・回転）がある。

しかし、1970年代に建設された国道2号姫路バイパスのポストテンション方式PC橋（船場川側道橋（上・下）、水尾川橋（上・下）／4橋）において、伸縮装置部等からの漏水等により劣化因子が鋼製支承部に到達して、写真-1に示すように、腐食・劣化が生じていた。この腐食・劣化により、上記の性能が著しく低下し、橋梁自体の耐久性ならびに機能が損なわれていた。



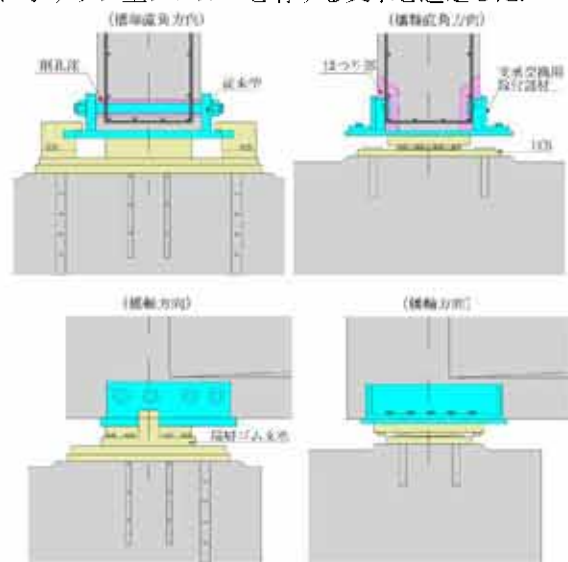
写真-1 鋼製支承腐食状況

通常、このように著しく性能が低下した既設鋼製支承については、支承取替の対策が講じられる。しかし、ポストテンションPC桁では、支承部近傍にPC鋼材の定着装置が配置されているため、上部工側のアンカー定着が必要となるBタイプ沓への取替えは困難とされてきた。そこで、既設ポストテンションPC桁におけるBタイプ

沓への取替方法について検討しながら施工した。本文は、今後の同種工事に活かすべく、効率的・経済的かつ確実な手法について紹介する。

2. 取替支承構造

支承取替の計画に先立ち、既設PC桁の完成図書でPCケーブルの定着装置位置を確認した結果、水平力支持機能のために、上部工側にも配置が必要となる棒鋼アンカーの配置が困難であることが判明した。そこで、図-1に示すリブ型アンカーを有する支承を選定した。



a) 従来構造 b) 本工事で採用構造

図-1 取替支承構造

従来の取替支承構造では、支承を固定するために、P C桁を橋軸直角方向に削孔し、その孔に水平力支持機能を有する棒鋼を挿入・固定している。しかし、削孔時にP C桁の鉄筋等の切断が生じる懸念が高いこと、鉄筋干渉時に削孔位置をずらして削孔し直すことが、結果的にP C桁を損傷させることになる課題があった。そこで、P C鋼材定着部に影響が無いPC桁側面部をはつり、鉄筋を露出させてから、支承交換用取付部材（水平力支持鋼製リブ）をセットすることにより、P C鋼材定着装置部への影響の低減可能なリブ型式のアンカー装置を有する支承（UCB支承）を選定した。

なお、この取替支承の耐震性能ならびに施工性については、既往の実験等^{1) 2)}で検証されているものの、実構造物の適用については初めてであったため、本橋での条件の下、効率的・経済的かつ確実な手法について、検討を行いながら施工を行った。

3. 支承取替の施工

1) 施工フロー

本工事における施工フローを図-2に、施工STEP図を図-3に示す。本工事の着手前に、橋台前面部の平板載荷試験を実施した結果、ジャッキアップに必要な地耐力が確保できないことより、橋台部にコンクリートブラケットを設置した。

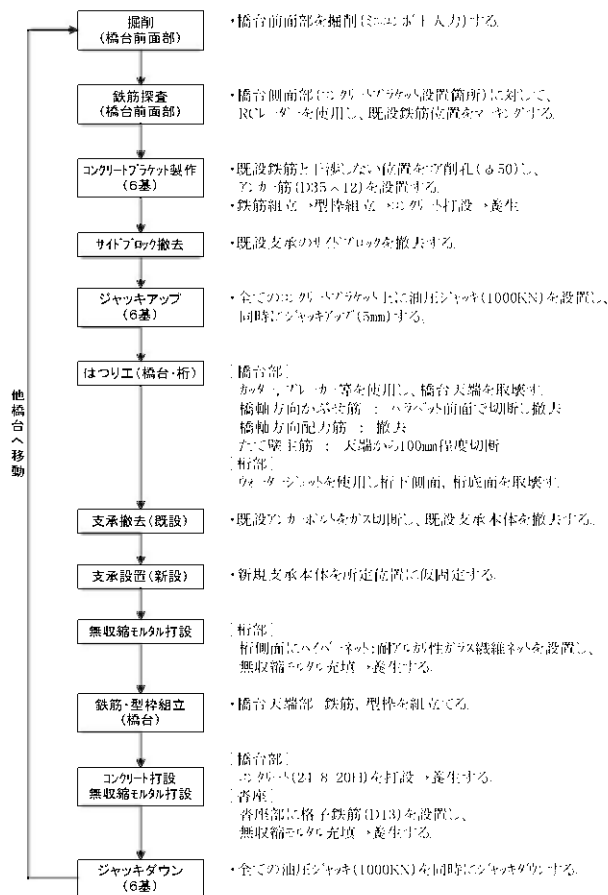
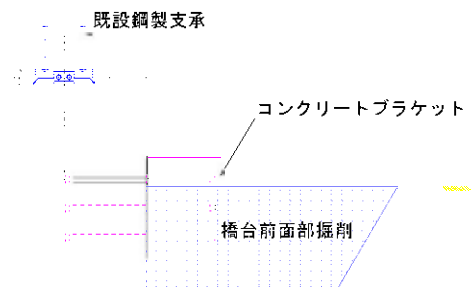
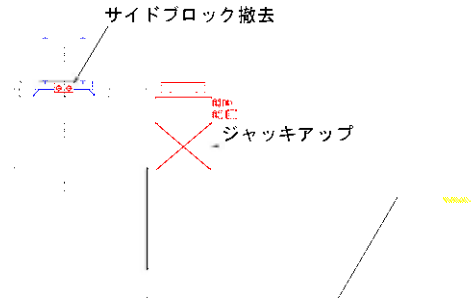


図-2 施工フロー

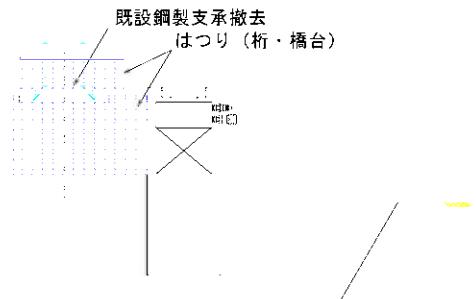
STEP1: 桁受け用コンクリートブラケット施工、橋台前面掘削



STEP2: 既設支承サイドブロック撤去、桁ジャッキアップ



STEP3: PC桁および橋台のはつり、既設支承撤去



STEP4: 支承取替・PC桁および橋台部の復旧

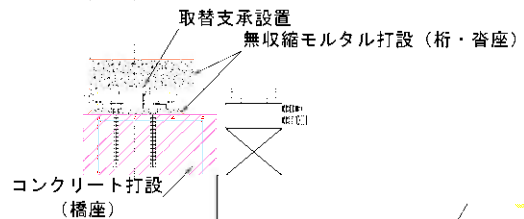


図-3 施工STEP図

2) 主桁のジャッキアップ・ダウン

本工事での支承取替は、橋梁を供用しながらの施工となるため、既設支承の取替施工期間(約1ヶ月)においても、荷重(鉛直力)伝達機能や変形追従機能を有する仮支持装置に受け替えておく必要がある。さらに、既設支承の取り外しにあたっては、橋体の数mmのジャッキアップが必要となるが、全主桁(6主桁)を同時に、加えて、橋体へひび割れ発生等の影響を防止するため、主桁間のジャッキアップ量の相対差を1mm未満とする必要

があった。そこで、仮支持装置については、橋台部にコンクリート製ブラケットを構築した上、変位に追従が可能となる工夫を行った油圧ジャッキを用いた。

また、今回施工した船場川側道橋は、a)斜角（ $\theta = 73^\circ$ ）を有していること、b)片側にマウンドアップされた歩道を有すること、c)既設支承の発錆や桁端遊間部の目地材によりジャッキアップ時に拘束が生じることより、各主桁のジャッキ負荷力や変位量が異なることが想定されたため、変位制御型集中管理システムにて、主桁間の相対差を抑制した。

本工事でのジャッキアップシステムの概念図を図-4に示す。また、写真-1に主桁ジャッキおよび変位計設置状況を、写真-2に変位制御型集中管理システム機器を示す。

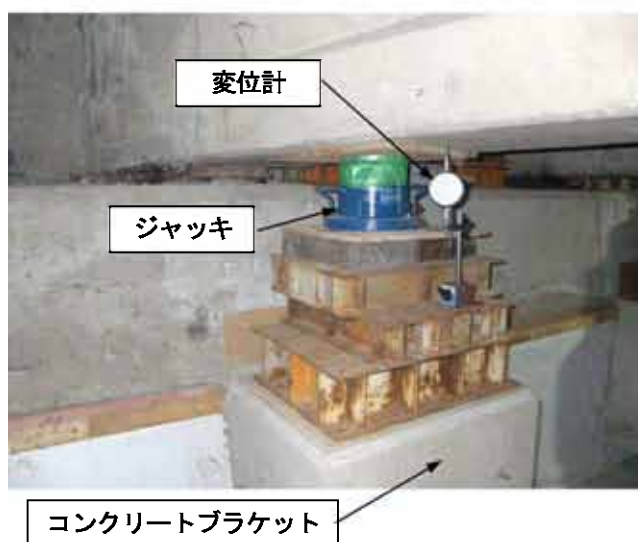
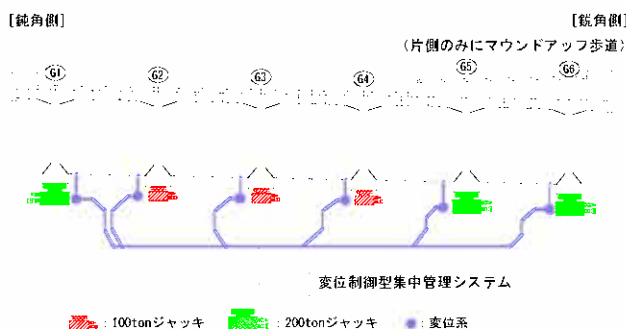


写真-2 変位制御型集中管理システム機器



写真-3 二重の安全対策としての仮受け材設置状況

また、一般交通を供用しながらの施工であることより、支承の仮受け期間中、地震等の不測の事態に対して、橋梁の崩落事故および交通障害のリスク低減を目的として、写真-1に示す主桁部に設置しているジャッキ以外に、写真-3に示すように、端横桁部にサンドル（H鋼）と簡易ジャッキ（ユニブロック）による二重の安全対策を実施した。

以上の手法ならびに安全対策により、主桁仮受けのジャッキアップを実施した。船場川側道橋（上り線 A1部）における設定ジャッキアップ量5mm（最終）時の、ジャッキ負荷力ならびに鉛直変位量を、表-1に示す。

表-1 ジャッキアップ時計測値

事前解析		G1桁	G2桁	G3桁
	死荷重(kN)	482.6	516.5	561.1
	活荷重(kN)	380.9	315.3	265.2
	合計(kN)	863.5	831.8	826.3
5mmUP時計測値	ジャッキ負荷力(kN)	1170	890	850
	鉛直変位(mm)	4.8	4.9	5.1

事前解析		G4桁	G5桁	G6桁
	死荷重(kN)	606.9	653.8	661.6
	活荷重(kN)	229.4	206.5	207.0
	合計(kN)	836.3	860.3	868.6
5mmUP時計測値	ジャッキ負荷力(kN)	910	1110	1290
	鉛直変位(mm)	4.9	5.2	5.1

鉛直変位の主桁間相対差については、変位制御型の集中管理システムの導入により、最大で0.4mmとなり、主桁間の相対変位量に対する管理目標値であった0.5mmを満足した。一方、ジャッキ負荷力については、事前解析値に対して、最大で約1.5倍（G6桁 事前解析869kN 計測1290kN）の相違が生じた。これは、前述の既設鋼製支承の発錆や桁端遊間部の目地材によりジャッキアップ時の摩擦等による拘束が原因であると考えられる。

また、他の支点（下り線 A1部）では、図-4に示すようなジャッキ配置を行ったものの、G2桁でのジャッキ負荷力が、ジャッキ容量（100ton）以上となったため、ジャッキを交換した事例もあった。

3) ウォータージェット工法による主桁部はつり

取替支承のリブ型式アンカー装置を上部工に配置するため、最小限の範囲で橋台及びPC桁一部を取り壊す必

要があった。PC桁の取壊し作業において、従来のコンクリートチッパー等の打撃系機器の使用は、写真-4に示す事例のような、PC鋼材定着装置近傍のコンクリートへのマイクロクラックの発生や鉄筋損傷が懸念され、加えて、狭隘空間での施工安全性の確保が困難であった。そこで、これらの課題を解決するため、「ウォータージェット工法」による、取壊し作業を実施した。

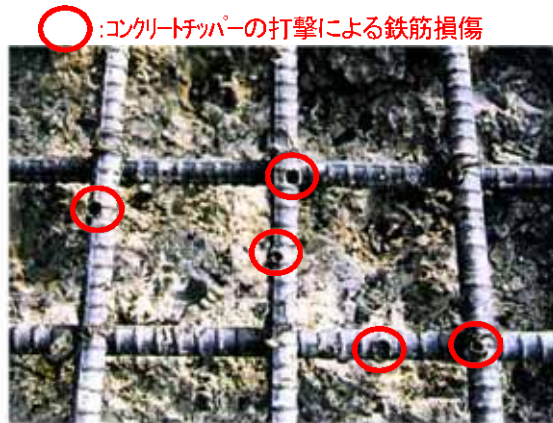


写真-4 打撃系機器でののはつりによる損傷事例

写真-5に「ウォータージェット工法」によるのはつり作業状況を、写真-6にははつり完了状況を示す。「ウォータージェット工法」での水圧は、200MPaまで達するため、誤って、作業員に直射すると重篤な災害となる。そこで、本工事では写真-5（右）に示す「ウォーターアーマー」を着用の上、作業を実施した。



写真-5 はつり作業状況



写真-6 はつり作業完了

また、この「ウォータージェット工法」により発生する汚濁水は、強アルカリ・浮遊物を有する。そのため、本工事では、「水澄まいる（NETIS:KK-040028-V）」により、上澄水と沈降物に分離ならびに上澄水の中和域化を行って、適切な処理を実施した。

4. まとめ

リブ型式のBタイプ支承を選定したため、支承取替えにおける上部工側の取壊し作業を最小限とすることが可能となった。

また、この取壊し作業において、「ウォータージェット工法」を採用したため、狭隘空間での取壊し作業を、安全かつ効率的な作業が可能となった。さらに、通常のチッパー等の打撃系取壊し工法に比較して、既設コンクリートへの影響や取壊し領域の最小化を図ることが可能となった。

支承取替え時のジャッキアップ作業においては、斜橋でかつ歩道マウンドアップによる各主桁の死荷重差や既設鋼製支承の腐食程度、遊間目地材の摩擦等により、ジャッキアップ負荷力が、最大50%の相違が生じたものの、変位制御型の集中管理システムの採用により、主桁の相対変位は0.5mm以下とすることができ、上部工へのひび割れ発生等の影響を防止することができた。

これらの施工方法の確立により、当該橋梁の条件下ではあるが、既設ポストテンションPC桁の支承（Bタイプ）取替方法の施工方法が確立できた。

5. 今後の課題

本工事では、「ウォータージェット工法」を採用してPC上部工の取壊し作業を実施した。しかし、本工法の施工費は、従前のコンクリートピック等の打撃系による取壊し作業に比較して高コストとなる。今後、この工法の更なる改良による低廉化ならびに適用範囲の拡大が、今後の課題であると考えられる。

また、ジャッキアップ時の変位制御の集中管理システムについては、本橋梁の条件下では、当初の目的であった主桁間の相対変位を過度に生じさせることなく、ジャッキアップが可能であった。しかし、各主桁のジャッキアップ時のジャッキ負荷力については、大きな差異が生じ、当初に計画していたジャッキ容量では不足する事態が生じた。今後の工事においては、既設鋼製支承の発錆等により、同様な事態が生じることも想定し、計画時のジャッキ容量の選定について、留意する必要がある。

6. 参考文献

- 1) 今井, 田中, 小泉, 上坂, 松本: 既設PC桁に適用する支承交換技術の開発—支承交換用取り付け部材の施工性および耐震性能の確認試験—, 橋梁と基礎, pp26~31, 2011-6
- 2) 田中, 今井, 小泉, 上坂, 松本: PC桁の支承交換に適用する取り付け部材の開発（施工性の確認）, 土木学会第65回年次学術講演会, pp152~157, 平成22年9月

京都第二外環状道路北春日トンネル工事 超近接双設トンネルにおける変位とその対策

佐藤 将路¹・滋野 勝稔²

¹大成建設(株) 土木設計部 陸上設計室 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1)

²近畿地方整備局 道路部 道路計画第一課 (〒540-8586 大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

近接する複数のトンネルは、掘削による応力再配分の影響を相互に受けるため、周辺地山の応力状態は単独のトンネルの場合と異なる。特に軟質な地山や相互の離隔が小さい場合には、その影響は大きいことが知られている。北春日トンネルは、低土被り・未固結地山という条件の中で施工した超近接双設トンネルである。本稿は、当トンネルに発生した想定以上の変位に対して実施した対策工について報告する。

キーワード 超近接双設トンネル、変位抑制、PC鋼棒、モルタル杭、覆工巻厚減

1. はじめに

京都第二外環状道路（通称：にそと）は、沓掛ICと久御山ICをつなぐ総延長15.7kmの片側2車線、上り下り線を合わせて4車線の自動車専用道路である。また、一般国道478号 京都縦貫自動車道を構成する自動車道の一部で名神高速道路とも連結するもっとも京都市寄りの部分であり、京都市圏の交通混雑を緩和すると同時に、近畿地方の広域交通網強化の一端を担う道路である。

このうち、北春日トンネルは、京都三山の一つである西山の大原野エリアに位置し、近隣には長岡京に由来する大原野神社や花の寺などが近在する。この地域一帯は、第一種風致地区および第一種自然風景保全地区に指定されていることもあり、トンネル掘削工法は環境保全に有利な非開削のNATM工法を採用している。

北春日トンネルは、最小3mの低土被り・未固結地山を施工した最小離隔2mの超近接双設トンネル（延長：約460m、掘削断面：標準部 - 約100m²、拡幅部 - 約200m²、ウォータータイト構造）である。本稿では、当トンネルの標準部にて発生した想定以上の変位を抑制するために実施したPC鋼棒およびモルタル杭による対策工について報告する。図-1に全体平面図を示す。

2. トンネル構造概要

図-2の地質縦断面図に示すように、トンネル掘削部は、扇状地堆積物層や段丘堆積物層、大阪層群から構成される未固結地山であり、土被りが3～15m程度と非常に小さい（0.3D～1.5D程度）。トンネル上部にあたる扇状地

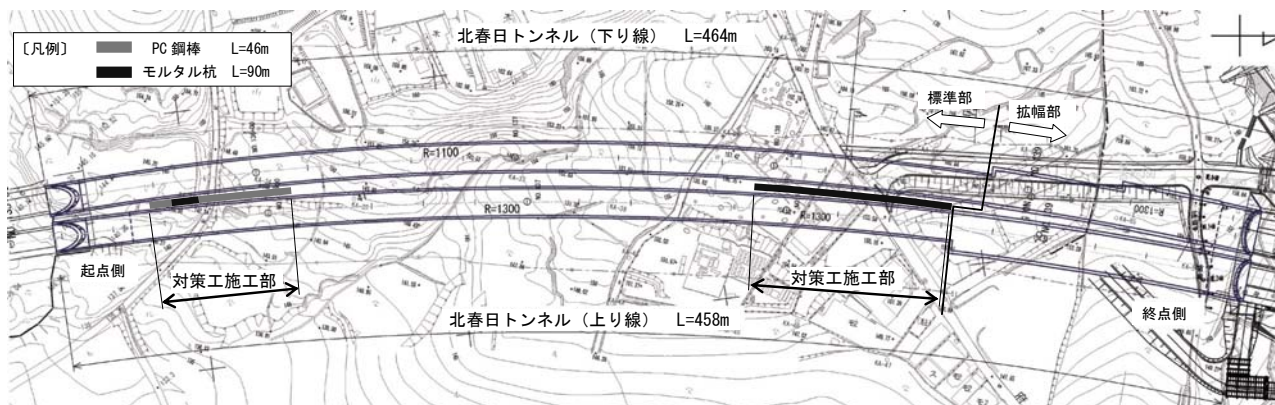


図-1 全体平面図

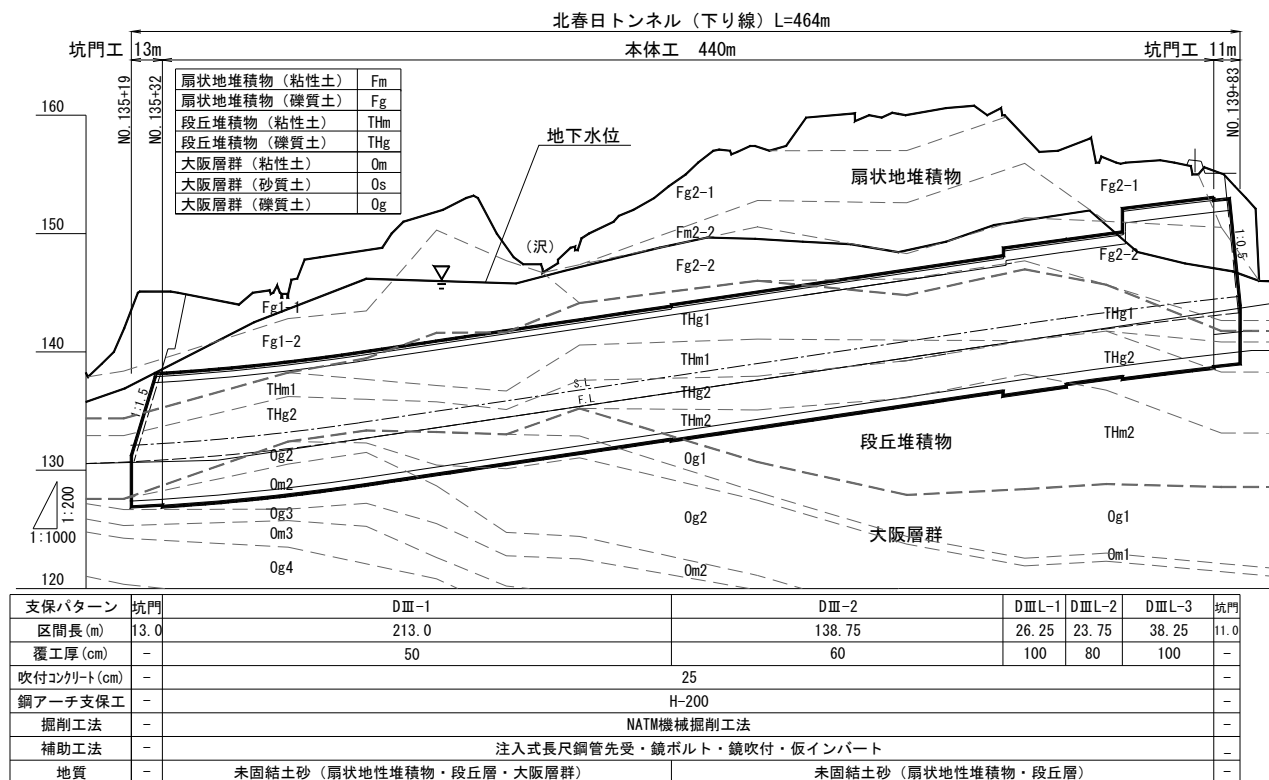


図-2 地質縦断面

堆積物層は粘土質砂礫および礫混り粘土から構成され、土石流堆積物の特徴が見られる。その下部に存在する段丘堆積物層は粘土質砂礫層を主体としている。大阪層群は過去数回にわたり、大阪湾を通じて京都盆地内に海水が浸入して海域となった際に堆積した海成層であり、均質な粘土およびシルトを主体とし、砂層や砂礫層が挟在する。

北春日トンネルはウォータータイト（防水型）構造となっていることから、完成後に想定される設計荷重として上載荷重や土圧に加え、水圧も考慮されており、トンネルには高い外力が作用することとなる。このため、トンネル断面形状は外力に対して有利な円形あるいは楕円形に近い形状を有している。トンネルの内径は図-3に示すように、標準部で内径10m程度の円形（断面：約

100m²）、拡幅部で内径14～15m程度の楕円形（断面：約200m²）となる。

トンネル掘削の補助工法としては、標準部で注入式長尺鋼管先受（AGF）・鏡ボルト・鏡吹付けコンクリートなど、拡幅部で地盤改良（機械攪拌深層混合処理工法φ1600、一軸圧縮強度1MN/m²）を実施した。

3. 変位発生状況

トンネル掘削工事は機械掘削により起点・終点の両坑口から開始した（先進坑：下り線、後進坑：上り線）。終点側にある拡幅部においては地盤改良を実施した効果が高かったことから、200m²を超える大断面双設トンネ

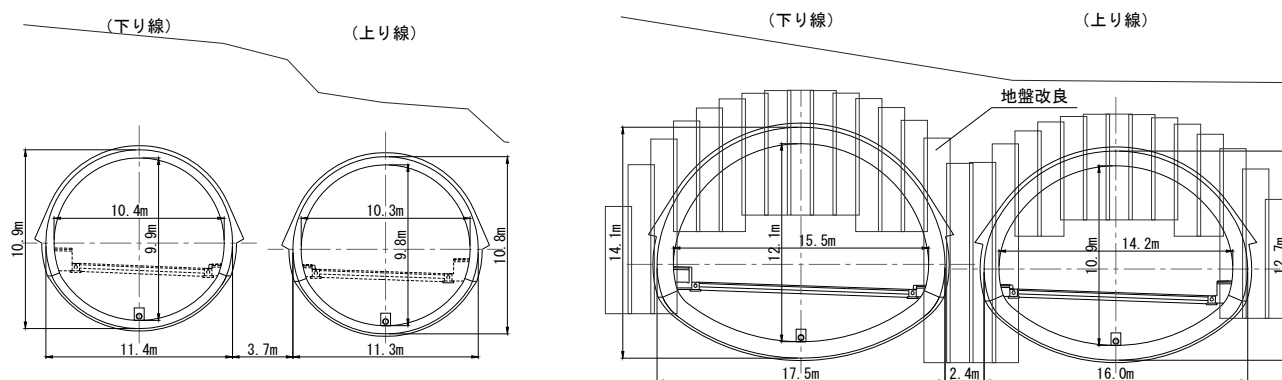


図-3 トンネル断面図

ルであるにもかかわらず、トンネルの沈下および内空変位はともに最大15mm程度と小さく、特に問題なく施工を進めることができた。

一方、標準部では掘削開始直後に先進坑（下り線）側でトンネルの沈下および内空変位が大きくなる傾向が計測されたため、掘削工法を当初計画である上半先進ベンチカット工法から補助ベンチ付き全断面工法へ変更した（図-4）。これにより、仮インバート（ $t=150\text{mm}$ ）の閉合効果が得られ、変位は収束する傾向を示した。しかしながら、一部の区間で先進坑（下り線）掘削後の後進坑（上り線）掘削に伴い、先進坑の沈下・内空変位および地表面沈下が図-5に示すように急増傾向を示した。両トンネルに挟まれた柱状の地山部（以下、ピラー部と称す）側における変位が大きく、特に沈下量は累計36mmに達し、管理基準値（管理レベルⅢ、41mm）に一举に近づいた。

仮インバートの状態を確認すると、ピラー部側の鋼製支保工の脚部付近において、トンネル軸方向に沿ってひ

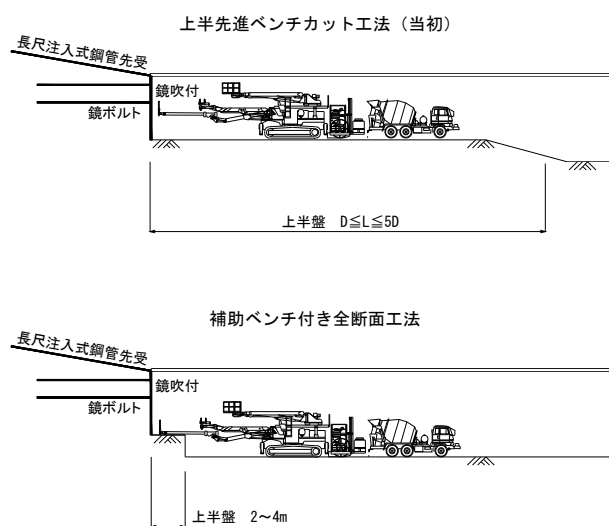


図-4 掘削工法の比較

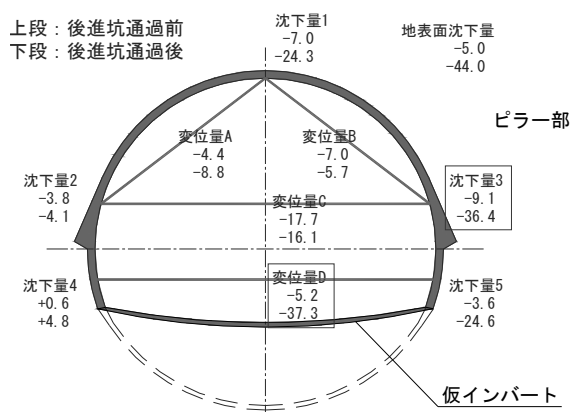


図-5 変位発生状況

び割れが発生していた。ピラー部のはらみ出しによるトンネル内側への変位に対し、仮インバートが耐え切れずに発生したものと考えられた。そこで、仮インバートの再施工を実施するとともに、以後の仮インバートの厚さを150mmから200mmに増厚し、変位への抵抗力を高める対策を実施した。その結果、変位は収束傾向を示したため、掘削を再開することが可能となった。

トンネルの上下半掘削を完了し、インバート掘削を残したこの時点において、上記のように管理基準値（レベルⅢ）程度に及ぶ変位が発生したことから、その後のインバート掘削時に対する安全性について検討を実施した。

4. 計測結果の再現と予測解析検討

インバート掘削時の挙動を予測するために、FEM解析（有限要素法）を実施した。FEM解析ステップを図-6に示す。変位が急増傾向を示した状態が図-6のSTEP 9に該当するため、地山物性値を同定するための事後解析は、STEP 1からSTEP 9までとし、その後のインバート掘削時の予測解析をSTEP 10からSTEP 13までとなる。以下に検討内容を記述する。

(1) 事後解析による再現

計測結果（変位量）を再現すべく、事後解析を実施した。当初、弾性解析を用いたが、変位挙動を再現することができなかったことから、弾塑性解析によって再現を試みた。その結果、トンネルの変形モード（水平・鉛直変位の比）を再現することができたが、変形量を再現するための地盤強度は当初推定値よりも低い値を示した（当初はN値からの推定値：粘着力 $C=140\sim 250\text{kN/m}^2 \rightarrow$ 解析結果： $C=40\sim 70\text{kN/m}^2$ ）。また、解析の結果から変位が急増した原因としては後進坑（上り線）掘削に伴い、ピラー部のほぼ全域が塑性化（不安定化）し、トンネル周辺地山の安定性が損なわれたと考えられた。

(2) 追加土質調査

前項の事後解析により、実地盤が有する強度は当初よりも低いものと推定されたことから、その強度定数の妥当性を確認することを目的として、追加の土質調査を実施した。トンネル上部の地表から行った調査ボーリング（ロータリー式チューブサンプリング）およびトンネル内部から行ったブロックサンプリングにより、それぞれ試料を採取した。

当初のN値から推定した値と一軸圧縮試験の結果を表-1に示す。一軸圧縮試験より得られる実地盤の強度（粘着力）は採取方法によらず、当初のN値から推定した値と比較して小さく、室内試験結果と事後解析結果

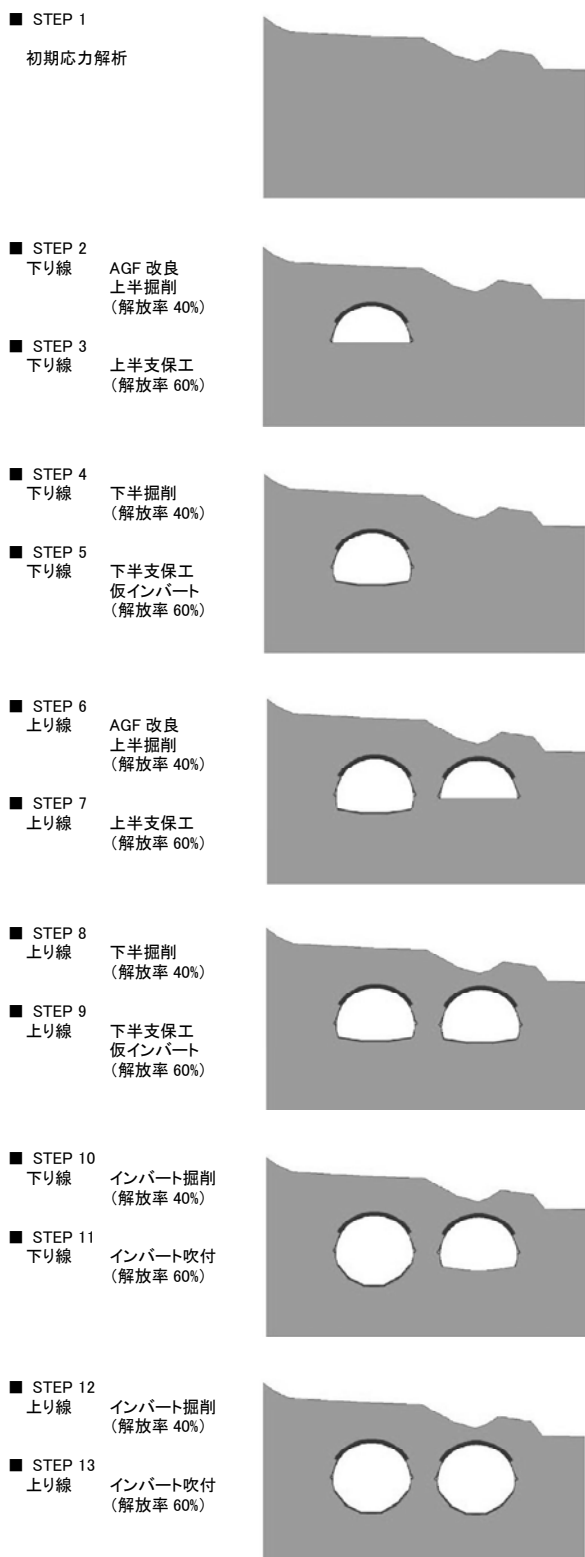


図-6 FEM解析ステップ

表-1 当初推定値と一軸圧縮試験結果の比較

	(当初)N値からの推定値	一軸圧縮試験結果
	$c = N / 0.16 \quad (\text{kN/m}^2)$	$c = qu / 2 \quad (\text{kN/m}^2)$
Fm2-2 (粘性土)	144 (N=23)	43
THm1 (粘性土)	219 (N=35)	71
THm2 (粘性土)	250 (N=40)	62
Om1 (粘性土)	250 (N=40)	48

($C=40\sim70\text{kN/m}^2$)を比較すると、両者は同等程度であることから、事後解析より推定された強度は、実地盤が有する強度に比較しても、妥当であると判断できた。

(3) 無対策時の予測解析

無対策時におけるインバート掘削時の予測解析を実施した結果、図-7に示すようにピラー部はさらに塑性化(安全率が1.00以下の濃色箇所)し、トンネルの沈下と下半の内空変位はさらに増加するものと予測された。

変形のモードは図-8に示すように、ピラー部の下端部がトンネル内側へはらみ出すような形状となり、その変位増分は11mmの沈下、36mmの内空変位が予測された。

(4) 変位対策工の検討

前述の予測結果および追加土質調査より、インバート掘削時の変位対策工としてピラー部の補強が不可欠となり、切羽作業に支障をきたさない施工方法として、図-9および図-10に示すようなPC鋼棒あるいはモルタル杭によりピラー部の補強を実施する対策工を提案した。

対策工実施時における予測解析の結果、PC鋼棒およびモルタル杭の両工法ともに変位を抑制する効果が確認された。特に、PC鋼棒は内空変位の抑制に効果が高く、モルタル杭は沈下の抑制に効果が高いことが判明したことから、各工法の特徴を踏まえ、場所ごとの変位状態に応じた対策工を選定した。

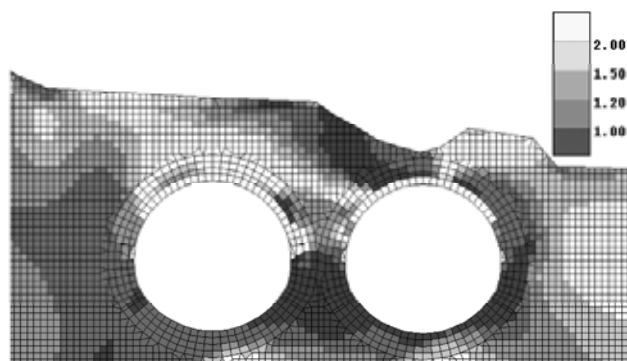


図-7 安全率分布コンター

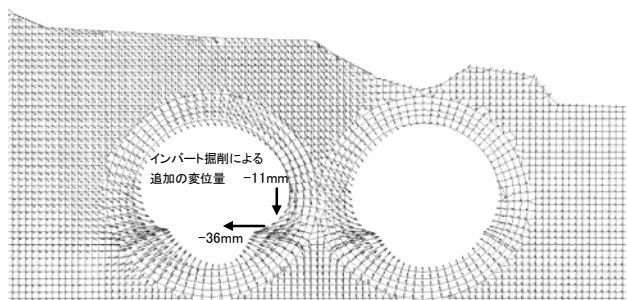


図-8 変位ベクトル

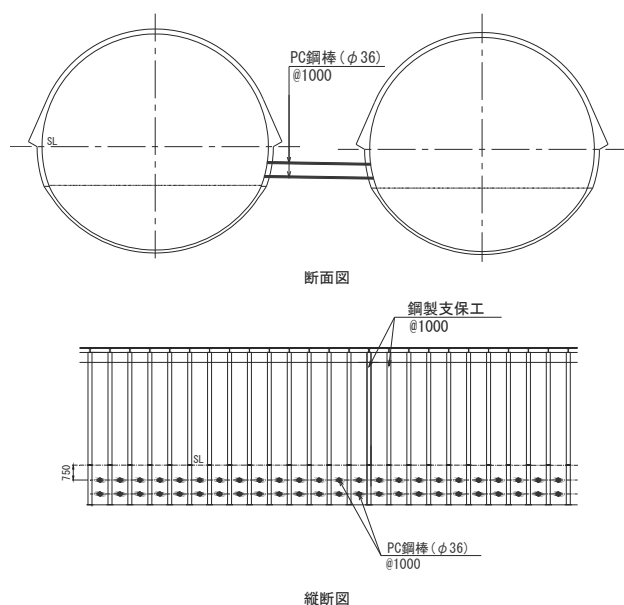


図-9 PC鋼棒による対策工

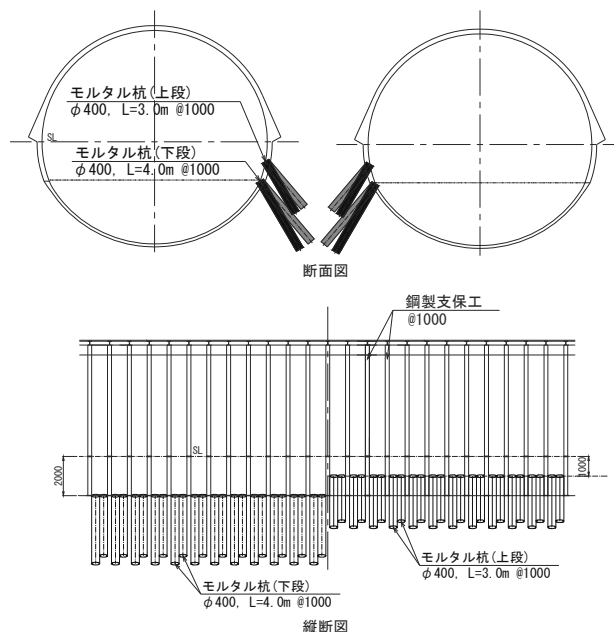
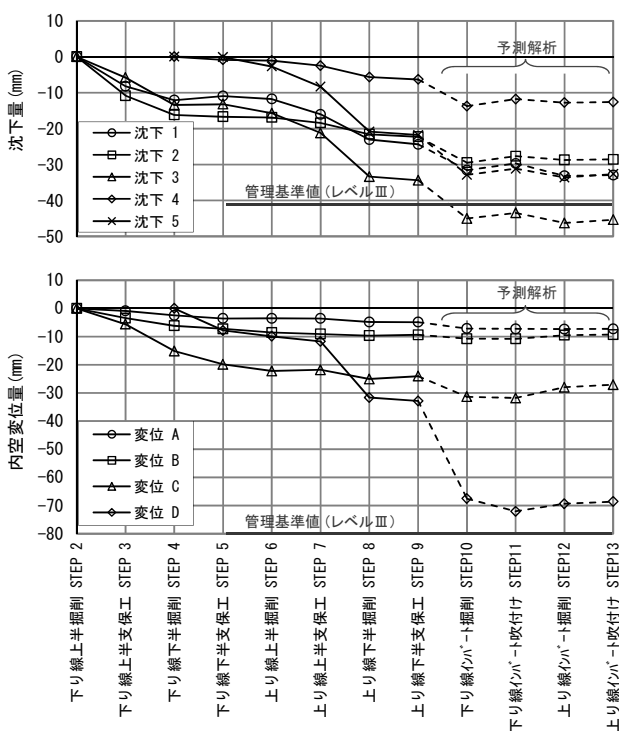


図-10 モルタル杭による対策工

一例として、先進坑における無対策時の予測解析結果とモルタル杭による対策時の予測解析結果を図-11に示す（凡例における記号は図-5参照）。図は各ステップにおける沈下量および内空変位量を示しており、前述したようにSTEP 9までが事後解析，STEP 10からは予測解析となっている。無対策時の予測解析結果をみると、

STEP 10のインバート掘削時に沈下量が管理基準値（レベルⅢ）を超えるとともに、内空変位量も管理基準値（レベルⅢ）付近にまで一挙に到達する結果となっている。一方、モルタル杭による対策時の予測解析結果をみると、STEP 10のインバート掘削時においても、沈下量は管理基準値（レベルⅢ）を超過しない程度に収まるこ

無対策時の解析結果



モルタル杭による対策時の解析結果

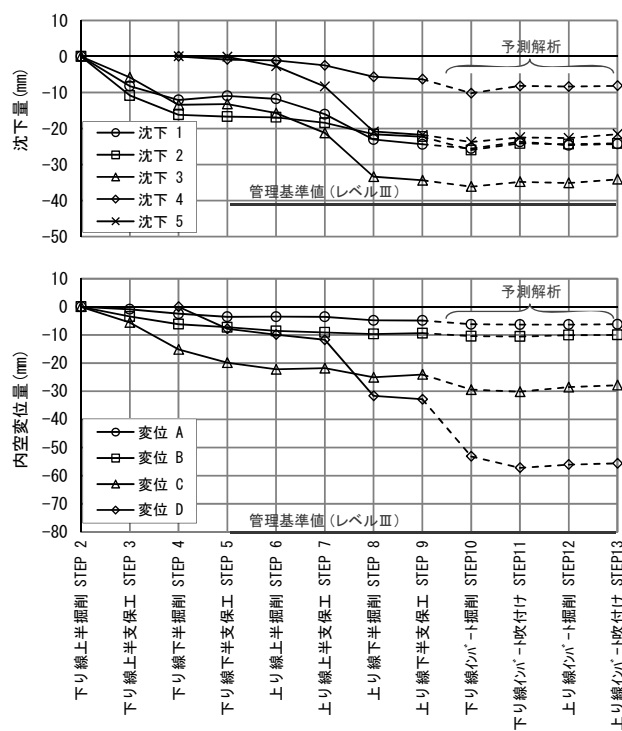


図-11 先進坑（下り線）における予測解析結果

とがわかった。また、対策の効果として予測の沈下量で約80%の低減（無対策11mm ⇒ 対策後2mm）、内空変位で約40%の低減（無対策39mm ⇒ 対策後24mm）となることがわかった。

5. 変位対策工の施工とその効果

試験施工を実施し、計測の結果からPC鋼棒およびモルタル杭の両工法ともに変位抑制対策として適用可能と判断できたため、必要箇所における施工を実施した。

図-11の予測解析結果において変位量が大きかった測定箇所「沈下3」と「内空変位D」（位置は図-5参照）のSTEP 9からSTEP 11までに着目し、計測結果と予測解析結果の比較をしたものを図-12に示す。この図はインバート切羽からの距離と変位量の関係を表したもので、距離が0mのときに当該計測位置の掘削が完了（通過）したことを示している。

計測の結果、沈下に関しては予測解析値よりも若干大きな値を示したが、管理基準値（レベルⅢ）程度、内空変位に関しては予測解析値の50%程度に留まり、対策工として十分な効果を発揮したと考えられる。

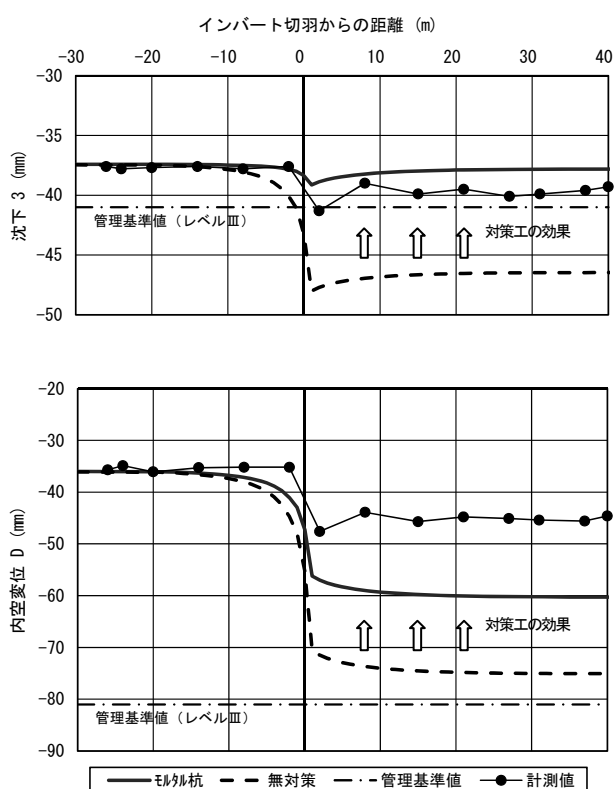


図-12 予測解析結果と計測値の比較

以上の計測結果が示すように、PC鋼棒およびモルタル杭による対策工を採用することにより、インバート掘削を安全に施工することができた。いずれの工法ともに予測値程度の沈下および予測値以上の内空変位の抑制効果があった。

しかしながら、初期に発生した変位量が大きかったために、当初設計通りの覆工コンクリートの巻厚（500、600mmの2種）の確保が困難となる区間が発生した。巻厚を確保するための対策として、トンネルの縫い返しを実施することも検討したが、その場合、吹付けコンクリートを撤去しなければならず、その影響によりトンネルが不安定化し変位が増大する恐れがあった。そこで、覆工コンクリートの再設計を実施し、コンクリート強度のアップ（当初設計基準強度30N/mm² ⇒ 変更後33N/mm²）をすることにより巻厚の減少分（50～100mm）を補う対策も併せて行った。

6. おわりに

本工事は、低土被り・未固結地山の超近接双設トンネルという厳しい施工条件であったが、PC鋼棒・モルタル杭および覆工コンクリートの再設計という各々の効果を反映した変位対策により、安全に施工完了することができた。今回の報告が、同類のトンネル工事の変位対策工として参考となれば幸いである。

謝辞：最後に、本トンネルの計画・設計・施工にあたり、ご指導・ご協力をしていただいた関係各位に感謝の意を申し上げたい。



写真-1 起点側坑口全景

将来管理を踏まえた少数主桁橋の検討について

西 美憲¹

¹ 近畿地方整備局 福知山河川国道事務所 工務第二課 (〒620-0875 京都府福知山市字堀小字今岡 2459-14)

2012年(平成24年)に改定された道路橋示方書では、維持管理の確実性及び容易さが、設計の基本理念として示された。これに対して近畿地方整備局では、鋼橋における少数鉋桁等について、将来交通量も踏まえ迂回路となる道路の有無を判断し、無い場合は床版打替え等の維持管理作業が通行止めすることなく車線規制で実施できる構造をあらかじめ検討することを定めた。

ここでは、丹波綾部道路において下部工事に着手している鋼・コンクリート合成床版を有する少数鈑桁橋に対して、将来の床版打替えが、通行止めすることなく車線規制で実施できる構造を検討し、修正設計を実施した結果を報告するものである。

キーワード 維持管理、床版打替え、鋼少数鈑桁、連続桁、鋼・コンクリート合成床版

1. はじめに

橋梁をはじめとする道路構造物の維持管理を適切に行うことの重要性が高まっている。このような背景のもと、2012年(平成24年)に改定された道路橋示方書¹⁾では、維持管理の確実性および容易さが、設計の基本理念として示された。

維持管理は、点検・診断・措置のサイクルを定期的に実施していくことが必要であり、また、将来の維持管理作業においては物流等への影響をできるだけ少なくできるようにしておくことが必要である。

この状況のもと、近畿地方整備局では、鋼橋における少数鈑桁等については、将来交通量や迂回路等の代替路線を勘案のうえ、将来の床版打替えを想定した構造上の対応を予め検討することを定めた事務連絡を通知した。

これに対して、現在2014年度開通に向けて工事を実施している丹波綾部道路は、路線の位置づけ、代替性から一時的な通行止めも大きな影響を交通に与えることから、当該路線において工事着手している鋼・コンクリート合成床版を有する連続合成少数鈹桁橋の橋梁に対して、将来の床版打替え時の構造を検討した。



図-1 丹波綾部道路

2. 丹波綾部道路（京都縦貫自動車道）の必要性

丹波綾部道路は、南北に長い京都府の北部地域と南部地域を結ぶ全長約 100km の京都縦貫自動車道の内、一部区間を構成する 29.2km の高規格幹線道路であり、

丹波綾部道路の開通により、宮津市から京都市までの所要時間が約90分短縮される。

そのため、京都府北部地域の経済の活性化や京都府北部地域と南部地域の連携強化を図り、府域の一体的発展が期待される重要な道路である。

表-1 道路の構造

道路規格	第1種第3級
設計速度	80km/h
車線数	暫定2車線 (一部4車線供用)

3. 少数桁の床版打替えに対する取り組み

丹波綾部道路では、須知川橋、中台高架橋、広野高架橋、大朴川橋および桧山高架橋の5橋を少数桁橋として計画している。

丹波綾部道路は、周辺に同等規格の代替路がない自動車専用道路である。また、基本的に暫定2車線供用であり、床版打替えの場合には、全面的な通行止めを回避する必要がある。

対象橋はすべて、鋼・コンクリート合成床版を有する少数主桁構造であるが、幅員変化が大きな須知川橋(A1~P2)以外は、主桁と床版が一体となって荷重に抵抗する合成桁である。

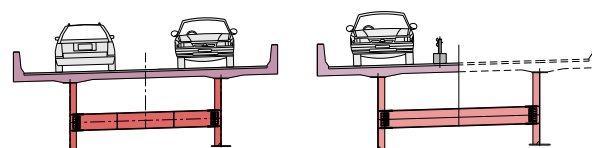
このため、床版打替え時には荷重に抵抗する床版がなくなり、一時的に鋼桁のみで荷重に抵抗することになり、図-2に示すように橋としての安定性のほか、鋼桁本体の安全性やたわみが課題となる。

対象橋はいずれも下部工工事に着手していたことから、構造検討にあたっては、構造変更や補強材の設置に伴う鋼重増が橋全体の設計に影響が及ばない範囲における検討が必要となった。

対象橋の構造を踏まえて、図-3に示す将来の床版打替えに伴う検討フローを作成し、各橋ごとに下部工の安全性を考慮して比較的容易に床版打替えが可能な補強構造を検討した。

ここで、大朴川橋については、完成断面での施工となるため、床版打替え時には本線車線をシフトさせることが可能であり、検討対象外とした。

検討フローの中で、詳細な検討が必要となった「主桁対策検討」ならびに「仮設部材・補強検討」について、主に合成桁から非合成桁化が可能となった広野高架橋の検討結果を整理し報告する。



(a)供用時 (b)床版施工時

図-2 床版打替え時の少数主桁

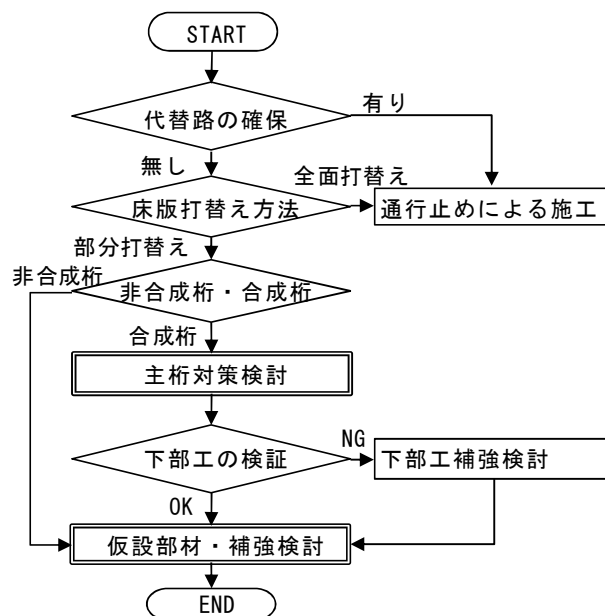


図-3 床版打替えに伴う検討フロー

表-2 丹波綾部道路に計画される鋼少数桁橋と検討結果

橋名	諸元	
須知川橋	橋長	440.0m(88m+90m+262m)
	支間長	42.0m+3@44.1m+40.6m +2@45.0m+50.0m+45.0+34.5m
	当初形式	鋼 2+2+6 径間連続鉄桁
	主桁対策	(P2~P4)補強材による主桁補強 (P4~A2)非合成桁化
中台 高架橋	橋長	152.0m
	支間長	46.6m+57.0m+46.6m
	当初形式	鋼 3 径間連続合成鉄桁
	主桁対策	非合成桁化
広野 高架橋	橋長	86.0m
	支間長	25.5m+33.0m+25.5m
	当初形式	鋼 3 径間連続合成鉄桁
	主桁対策	非合成桁化
大朴川橋 (完成断面)	橋長	186.0m
	支間長	45.3m+60.0m+44.0m+35.3m
	当初形式	鋼 4 径間連続合成鉄桁
	主桁対策	完成断面のため対策なし
桧山 高架橋	橋長	371.0m
	支間長	37.8m+5@47.5m+52.4m+41.9m
	当初形式	鋼 8 径間連続合成鉄桁
	主桁対策	補強材による主桁補強

4. 主桁対策の検討

(1) 床版打替え時の鋼連続合成少数桁の課題

鋼連続合成桁は、我が国において1960年代以降積極的に採用されてきたが、施工の煩雑さ、床版の損傷²時における補修の困難さから、一時非合成桁が主流となっていた経緯がある。しかしながら、非合成桁に比べて鋼重が少なくなり経済的な構造形式であることから、1990年代から数多くの実験ならびに研究³を経て採用実績が増加している状況にある。

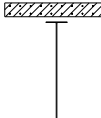
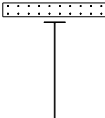
合成桁は、防護柵、舗装等の後死荷重および活荷重に対して、主桁と床版とが一体となって抵抗する構造であり、交通共用下で床版を打替える場合には、施工中の主桁の座屈、主桁の応力超過、後死荷重によるたわみの残留などが問題⁴⁾となる。

合成桁の床版打替え時における対策としては、1998年に外ケーブル工法が設計・施工マニュアル⁹⁾として整備されているが、床版打替えを部分的に行う場合には、床版の損傷部をあらかじめ特定できないことから、外ケーブル工法による補強対策は、損傷発見後に詳細な補強規模の検討を要し、通行規制の期間が長くなる。このため、損傷が発見されてから床版工事を完了するまでに、できるだけ短期間で実施できる工法の選定が必要となる。

(2) 主桁応力状態の把握

合成桁は、前述のとおり床版と主桁が一体となって荷重に抵抗する構造であるが、荷重状態、照査位置によって表-3の断面剛性により照査されている。

表-3 合成桁の照査に用いる断面剛性と荷重

状 態	合成前 (施工時)	合成後 (中間支点以外)	合成後 (中間支点付近)
断面剛性	鋼桁のみ	床版コンクリート + 鋼桁	床版鉄筋 + 鋼桁
概 念 図			
作用荷重	・ 鋼重 ・ 床版	・ 橋面工(舗装, 防護柵, 遮音壁等) ・ クリープ・乾燥収縮・温度変化 ・ 活荷重	

非合成桁は、表-3に示す鋼桁のみの断面剛性で全ての荷重に対して照査することになる。合成桁の床版打替えの床版撤去時には、非合成桁と同様の断面剛性になり、合成後の荷重を鋼桁のみで受け持つことになる。

ここで、床版打替は損傷に限定した部分打替えになることが想定されるため、橋軸方向に対して一部の床版を撤去した状態において中立軸位置の把握が課題^⑥であ

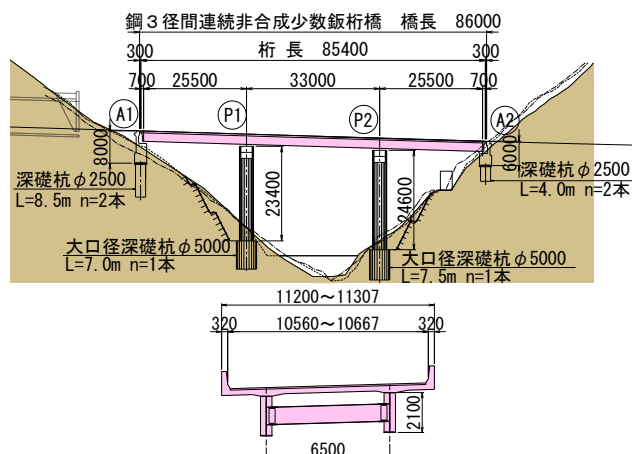


図-4 広野高架橋一般図

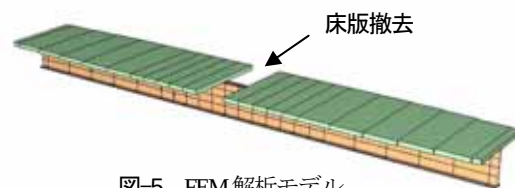


図-5 FEM解析モデル

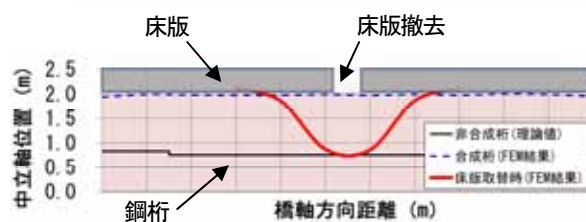


図-6 FEM解析結果(側面図)

り、中立軸位置がどの程度変動するか確認した。

検証にあたっては、図-4に示す広野高架橋を対象として、径間中央部において橋軸方向2mの床版を打替えたことを想定し、図-5に示すように1主桁(P1~P2)のみをモデル化したFEM解析を用いた。

解析検討の結果を図-6に示す。FEM解析の結果、床版を2m撤去した場合の中立軸位置は、桁高の中央付近に位置し鋼桁のみの中立軸位置と同様になることがわかった。このため、床版撤去後の供用時における主桁応力度の照査にあたっては、非合成桁と同様に鋼桁のみの断面剛性を用いて照査した。

広野高架橋P1～P2間の支間中央断面における床版打替
え時の主桁応力状態を図-7に示す.

検討の結果、床版撤去時に舗装、防護柵等の後死荷重が鋼桁のみの断面で抵抗することになり、床版撤去時に上フランジで 77N/mm^2 、下フランジで 16N/mm^2 の応力が付加されることがわかる。この応力度は床版打替え後においても残留するため、床版打替え後の供用時において主桁応力度が許容応力度を満足しない結果となる。他橋においても同様の傾向となり、合成桁に対して床版打替えを行う場合、主桁対策が必要になることを確認した。

合成桁の応力状態				
施工状態	桁架設・床版打設時 前死荷重	防護柵・舗装施工時 後死荷重	死荷重時	供用時
状態図				
鋼桁応力分布 (N/mm ²)	 上フランジ応力度 -: 圧縮 +: 引張 下フランジ応力度	 前死 + 後死 = 死荷重		 死荷重+活荷重=設計荷重
床版打替え時の応力状態				
施工状態	死荷重時	床版撤去後	床版施工供用時	床版打替え後供用時
状態図				
鋼桁応力分布 (N/mm ²)		 前死 + 後死 = 打替死荷重	 打替死+1車供用=施工時	 打替死+活荷重=設計荷重

図-7 施工状態における主桁応力度(広野高架橋 P1~P2 支間中央)

(3) 主桁対策工の検討

主桁応力度の検討結果を踏まえて、次の2案の対策工について検討した。

対策案1: 非合成桁への変更

対策案2: 補強材の設置による主桁補強(図-8)

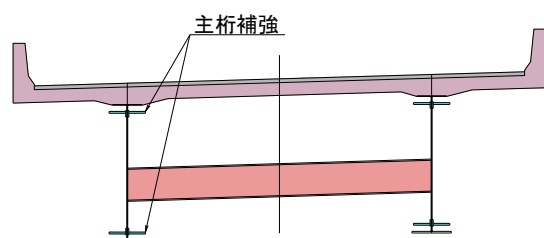


図-8 対策案2: 補強材の設置による主桁補強

表-4 対策案比較結果(広野高架橋)

対策案		対策案1 非合成桁化	対策案2 補強材の追加
鋼重 (比率)		124.4t (1.00)	118.2t (0.95)
コスト	建設時	214.9 (1.00)	210.8 (0.98)
	床版打替え (2m分)	9.8 (1.00)	14.1 (1.44)
	合計	224.7 (1.00)	224.9 (1.00)

対策工の検討結果を表-4に示す。検討の結果、対策案1は合成桁に比べて主桁鋼重が5%増加する結果となった。一方、対策案2においては、最大250mm×50mmの主桁補強材を必要とする結果になり、経済性においては比較した結果、床版を2m(1パネル)打替える時点で2案の経済性が同等になる結果となった。

(4) 下部工の検証

合成桁を非合成桁とする場合には、鋼重の増大による死荷重増加が課題となる。さらに、合成桁では、図-9に示すように非合成桁の設計では考慮されない床版のクリープ・乾燥収縮¹⁾を考慮して設計反力が算出されており、非合成桁への変更は、支点反力に影響が及ぶ。対象とした広野高架橋の死荷重時反力を表-3に示すが、合成桁の反力に対して非合成桁の反力は、端支点では大きくなるが、中間支点では逆に減少することになり、合成桁では床版撤去に伴うクリープ・乾燥収縮による反力変動も課題の一つになることがわかる。

非合成桁の反力を用いて、下部工の安全性を確認したところ、道路橋示方書に規定される安全性を確保できることを確認した。耐震設計に必要な全体死荷重は、非合成桁の方が合成桁に比べて0.8%増加しているが、動的照査において安全性を確保できることを確認した。

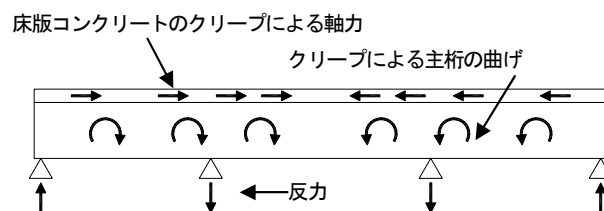


図-9 合成桁の床版乾燥収縮による反力

表-5 合成桁と非合成桁の死荷重時反力(広野高架橋:単位kN)

形式	合成桁			非合成桁	
	前後 死荷重	クリープ 乾燥収縮	死荷重時 合計	死荷重	比率 非合成 /合成
荷重					
A1	1,673	-151	1,522	1,717	1.13
P1	4,679	150	4,828	4,718	0.98
P2	4,724	153	4,878	4,741	0.97
A2	1,717	-152	1,565	1,724	1.10
合計		12,793		12,899	1.01

ここで、クリープ・乾燥収縮による反力は連続径間数が多いほど顕著であり、死荷重時反力に占めるクリープ・乾燥収縮による反力の割合は、広野高架橋のA1では9%であるが、対象橋で最も径間数が多い桧山高架橋では、15%に達している。このため、径間数が多い桧山高架橋、須知川橋では、非合成桁に変更することにより、端部の下部工に補強が必要となる結果となり、合成桁のままとして対策案2により対応せざるを得なかった。

(5) 検討結果のまとめ

床版打替え時における主桁の応力超過に対して、非合成桁化(対策案1)と主桁を補強する合成桁案(対策案2)とを比較した結果、非合成桁化案は、初期コストは1~4%増加するが、維持管理の容易性ならびに費用は、優位であることを確認した。

非合成桁とすることにより、床版打替え施工の複雑な補強検討が不要となり、迅速な工事が可能であるが、連続径間数が多い場合には、クリープ・乾燥収縮による反力が大きく下部工に及ぼす影響が大きい。

このため、下部工に影響がない場合には、対策案1の非合成桁化案とし、下部工に影響がある場合には、対策案2の補強案による対応とした。

5. 仮設部材・補強検討

(1) 床版打替え時の仮設部材・補強対策の検討

少数主桁に対して供用下で床版の打替えを行うためには、別途補強材により主桁を支持する必要があるが、補強材を必要としない床版打替え工法^{7,9)}も研究されている。

対象橋は上下部工工事に着手した状況にあるため、床版厚の増加等による影響や工事の遅延を伴う大規模な変更が伴わない補強工法を検討する必要がある。

このため、補強工法は、図-9、図-10に示す主桁形状、床版厚の変更が不要な補強縦桁・ブラケット設置⁹⁾による工法を選定した。

仮設部材の検討フローを図-11に示す。検討にあたっては、横桁間隔を変更しないように補強対策を実施しており、約7mの間隔でH600の形鋼を横桁に採用していた広野高架橋では、補強縦桁からの荷重に対して許容応力度を満足しなかったため、H700の形鋼に横桁断面を変更した。

(2) 仮設部材の施工計画

対象橋は、国道、県道、河川、谷を跨ぐ橋であり、路下からの仮設補強材の設置が困難となるため、仮設部材の取付けは吊足場を設置して、橋面上からの施工となる。

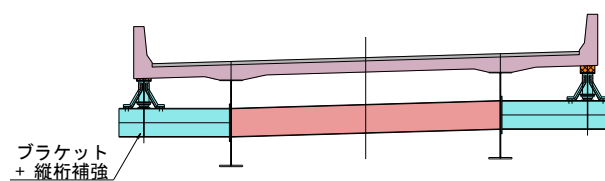


図-9 縦桁・補強ブラケット対策

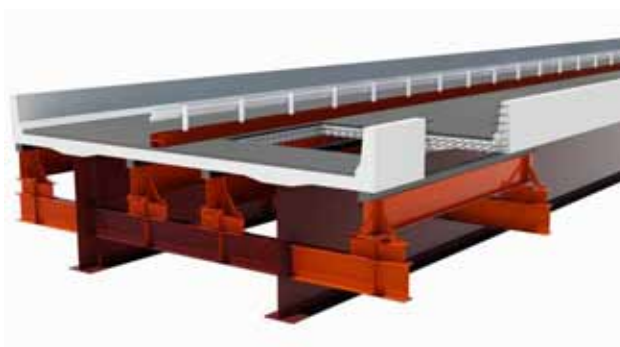


図-10 床版打ち替え・仮設部材イメージ図

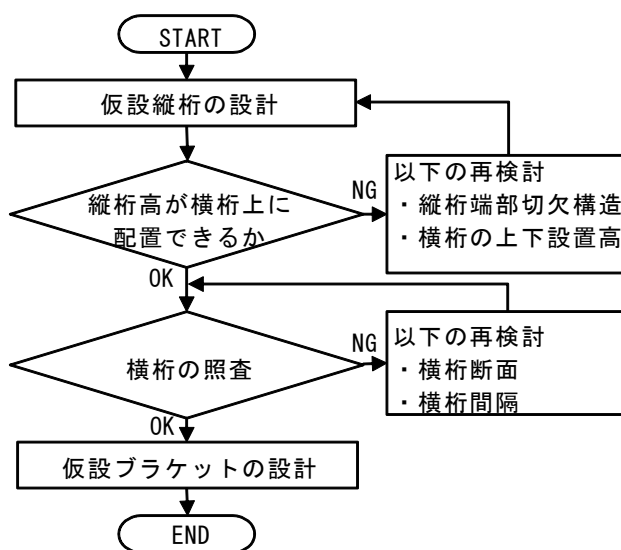


図-11 仮設部材の検討フロー

仮設部材の重量は、補強ブラケットが約0.7t、縦桁が約1.4tとなり、5t吊ラフタークレーンを用いた補強材の架設となるため、図-12に示すように片側通行させながらの施工が可能となる。

補強ブラケットは、補強時において主桁本体のウェブとボルト継手にて接続することになるが、ブラケット取付け部材の設置に必要な仕口の設置・加工やウェブへのボルト孔の削孔など、将来の改良が可能な対策は床版打替え工事の段階で実施するものとして、建設時点では、必要最小限の対応にとどめた。

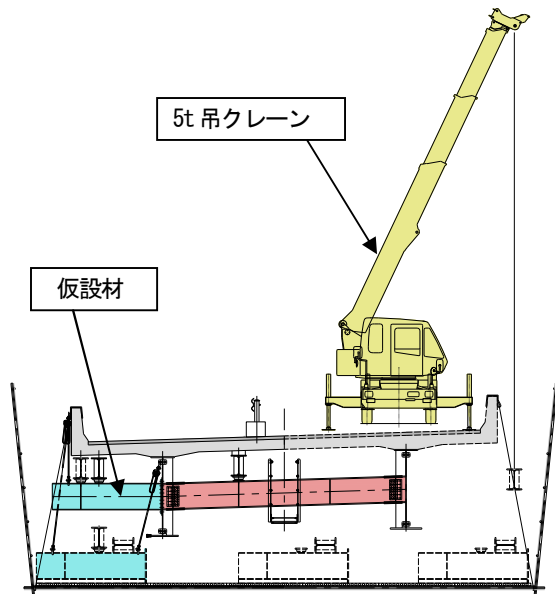


図-12 補強ブラケットの架設要領図

6. 今後の課題

今回の床版打替え時における維持管理の重要性の検討では、初期コストへの影響も踏まえて、補強部材をあらかじめ設置することをできるだけ縮小し、将来に補強補強ブラケットを設置する構造とした。

合成桁における将来の床版打替えについては課題が多く、須知川橋(P4~A2)、広野高架橋、中台高架橋に対しては床版打替え時の主桁補強を回避できる非合成桁に変更したが、須知川橋(P2~P4)、桧山高架橋については、

下部工への影響が大きいため、将来の床版打替えの段階で主桁を直接する補強する対策と併用する工法を採用することになった。

今回検討により主桁対策工が2種類に分けられており、今後、将来の維持管理に確実に引き継ぐために、今回の検討結果の記録、伝達が重要な課題である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋，平成 24 年 3 月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋補修・補強事例集 2012 年版，2012 年 3 月
- 3) 中園，安川，稲葉，橋，秋山，佐々木：PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁桁橋の設計法(上)，橋梁と基礎，2002 年 3 月
- 4) 建設省土木研究所：合成桁の床版打換え工法に関する調査，土木研究所資料第 3582 号，1998 年 6 月
- 5) 建設省土木研究所：合成桁の床版打換え工法に関する調査，土木研究所資料第 3582 号，1998 年 6 月
- 6) 久保田，吉川，山本，松井，伊藤，林：首都高速道路の連続合成鋼桁橋における合成床版の要求性能の一考察，第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム，2005 年 11 月
- 7) 村上，川平，赤松，小菅，高：縦置き I 形格子床版を有する合成 2 主桁桁橋の床版打換え，鋼構造シンポジウム 2012，2012 年 11 月
- 8) 亀子，小島，辻野，海川，河合，佐々木，奥井：床版打替えが可能な合成桁の提案と一検討，土木学会第 65 回年次学術講演会，2010 年 9 月
- 9) (社)日本橋梁建設協会：次世代に贈る 100 年橋梁鋼・コンクリート合成床版を用いた少数 I 桁橋，2012 年 12 月

²近畿地方整備局 国営明石海峡公園事務所 調査設計課 (〒650-0024 神戸市中央区海岸通29番地)

本業務の試行にあたっては、CM業務について前例が少ない中で、学識者を交えた「加古川中央JCTマネジメント検討委員会」（以下「検討委員会」という）を組織し、CM業務の発注方法や業務の実施体制及び運用などについて意見を求めながら実施したものであり、その経過及び最終成果について今回発表するものである。

- (1) 設計の照査および妥当性の検証
- (2) 全体事業費および進捗管理マネジメント
- (3) 輻輳する多くの工事間の施工調整
- (4) 複数の関係機関（県、市、占用企業者、地元等）との協議・調整

さらに、CM業務の進捗に併せ検討委員会を開催し（平成19年12月～平成25年3月、計8回）、検討委員会での意見を踏まえ、さらには関係者へのアンケート実施による課題抽出を行うことで、マネジメントの体制、役割などの改善を行いながら試行している。

2. 検討委員会の内容

(1) 検討委員会の目的

検討委員会は、加古川中央JCT工事を対象に、工事全体のマネジメントを行うCM方式の試行に際し、発注手続き等も含め、CMの組織体制、役割分担等について

意見を求め、本CM業務への反映と改善を実施することを目的としている。

(2) 検討委員会のメンバー

検討委員会のメンバーは、小澤一雅東京大学大学院教授を座長とし、学識経験者、国土技術政策総合研究所建設マネジメント技術研究室、国土交通省の委員により構成し（表-2）、検討会の事務局は国土交通省近畿地方整備局姫路河川国道事務所が行った。

(3) 検討会経緯と審議概要

検討会は表-3に示すように、CM業務発注前の審議を含め計8回（平成20年8月～平成25年3月）開催している。

なお、CM業務の試行については、第3回～第8回までの検討会における審議・意見を反映させて実施した。

また、検討委員会の成果として、CM体制（姫路版）の特記仕様書および運用の手引きを作成している（第7回～第8回で審議）。

表-2 検討委員会委員（平成25年3月最終委員会時）

委員	所 属	氏 名
座長	東京大学大学院工学系研究所 教授	小澤一雅
委員	京都大学大学院工学研究科 教授	大津宏康
委員	高知工科大学大学院起業家コース教授	渡邊法美
委員	国土交通省国土技術政策総合研究所建設マネジメント技術研究室長	森田康夫
委員	国土交通省近畿地方整備局企画部技術開発調整官	安藤佑治
委員	国土交通省近畿地方整備局道路部特定道路工事対策官	藤本善博
委員	国土交通省近畿地方整備局姫路河川国道事務所 事務所長	松木洋忠

3. マネジメントの内容

(1) 設計の照査および妥当性の検証

設計の妥当性、発注前工事に対する提案、既発注工事に対する提案および発注後の施工者からの変更協議に対する工法選定等の妥当性の判断を実施した。設計の妥当性確認および工法変更等の妥当性の判断については、設計方針、基本条件、総括表および一般図等に基づき総括的（マクロ的）な確認、検証により、設計基準（道示、便覧等）との整合、方針・考え方および条件の適正性、現場条件との整合などを重点的に検証した。

(2) 全体事業費および進捗管理マネジメント

JCT事業全体の事業費管理と各工事間の工程調整による全体事業工程の円滑化、及び平成25年度の完成・供用を踏まえた事業進捗に関するマネジメントを実施した。特に事業費に関しては、県との協定対象工事であるため年度毎に協定のための事業費の整理や資料作成を行った。

(3) 工事間の施工調整

各工事間の工程調整による全体工程の円滑化、及び工程調整に必要となる各施工業者からなる調整会議の開催と会議運営を行った。具体には以下に示す会議、調整を実施し、関係者間の合意形成を図った。

a) 合同調整会議

国、県、市の三者による合同会議を1回/月開催し、情報の共有と課題に向けた方針について調整を行った。

b) 工事三者協議

国、工事請負者、との協議を1回/月実施し課題、工程管理等を実施した。

表-3 加古川中央JCT検討会 経緯

回数	開催日	審議内容
第1回検討会	平成19年12月	CM業務発注に関する審議
第2回検討会	平成20年4月	CM業務発注に関する審議
第3回検討会	平成20年8月	業務計画に関する意見交換
第4回検討会	平成21年10月	CMRの立場、権限、役割（作業範囲）に関する審議
第5回検討会	平成22年10月	CMRの役割（作業範囲）に関する審議
第6回検討会	平成24年2月	CM業務の課題抽出
第7回検討会	平成24年11月	姫路版CM体制の改善方針に関する審議、成果とりまとめ方針に関する審議
第8回検討会	平成25年3月	マネジメント成果、CM体制（姫路版）の特記仕様書、手引き（案）、検討会報告書

c) JCT関連工事工程調整会議

国、県、市の各工事施工者間の調整会議を1回／月実施し工程調整を図った。

(4) 関係機関との協議・調整

上記マネジメントを実施するにあたり、必要となる関係機関（兵庫県、加古川市、警察、各占有者（電気、ガス、通信、上下水道等）、河川及び道路管理者等）と協議・調整を行った。特に、各占有者との占有調整会議については、頻度の多い時期には1回／週のペースで調整を行い、工事の円滑化を図った。JCT工事に関連する関係者の一覧を表-4に示す。

(5) アンケートの実施

CM業務の試行に際しては、発注者とCMR（CM業務を実施する管理技術者や技術員などで構成されるチーム）の自己評価だけでなく、本事業に関わる関係者（県、市、施工業者、占有業者等）の評価も重要であるとの検討会意見を踏まえ、表-5に示す内容についてアンケート調査を実施した。（平成24年9月に実施）

アンケートにおける主な回答は次のとおりであり、CM試行による効果があることが確認できた。

- ・ CM業務については、関係者全員に周知されていた。

表-4 JCT工事に関連する関係者

	関係機関・地元・施工者
道路管理者	兵庫県加古川土木事務所（県道道路管理者） 加古川市役所（市道道路管理者）
占有者	関西電力、大阪ガス、NTT、上水道、下水道 グローバルアクセス（光ケーブル）他
地元	一ツ松団地、卸団地組合、他各地元自治会 各土地改良組合、各水利組合、借地地権者
河川	対象河川：一級河川別府川、一級河川白ヶ池川 河川管理者：兵庫県加古川土木事務所
警察（公安）	加古川バイパス：高速道路交通警察隊 加古川バイパス側道他：加古川署
施工者	関連工事 計12件

表-5 CM業務に関するアンケート実施内容

■ CMRの立場・役割に関する認知、理解度

1	本事業でCM業務の採用を知っているか
2	CM業務に関する説明があったか
3	CMRの立場・役割が理解されているか
4	CMRとの協力ができているか

■ CMの体制・役割に関する評価と改善要望

1	体制・役割などの内容を知っているか
2	体制・役割などの内容が運用できているか
3	CM導入によるメリットがあるか
4	試行に対する改善要望があるか

■ その他の自由意見

- ・ CMRの立場、役割については、回答者の2／3程度の理解度であった。
- ・ CM体制については、迅速な連絡、調整および情報共有が図れ、細かな内容確認が容易など概ねメリットありとの回答であった。
- ・ 役割分担も明確であり、発注者、施工者の負担軽減されている。
- ・ 各種協議についても、調整が容易となり適切に開催されている。

一方で、指示系統が曖昧となっている部分もある、調整や管理あるいは妥当性の判断に時間がかかる、会議のマンネリ化、といった課題の指摘もあった。

4. CM業務の導入効果

CM業務試行においては、検討委員会の意見ならびに本事業に関わる関係者へのアンケート調査を踏まえ、改良、改善を行いながらマネジメントを実施した。具体的な実施内容とその効果は次のとおりである。

(1) 主な実施内容

- ・ 発注者、CMRおよび関係者の役割を明確化するため、役割分担表を作成し運用した。
- ・ マネジメントを円滑に実施するために、マネジメント内容ごとに作業フローを構築し運用した。
- ・ CMRが事務所および監督官詰所に各々常駐し、発注者との連携強化、情報共有を図ることでマネジメントの迅速化を図った。
- ・ CMRにより中立的な立場で、会議調整や会議運営等を実施することができた。
- ・ 監督官詰所との連携を強化するため、監督官詰所の現場技術員をCMRに組み込み、密に情報の共有を図った。
- ・ 設計者、施工者に対する窓口をCMRに一本化にすることで情報の一元化を図り、不整合の回避が可能となった。

〔アンケート結果を受けた改善〕

- ・ 設計者、施工者に対する窓口を現場技術員が行う場合は、現場技術員とCMR間での連携を密にした。また、現場技術員が参加する課内会議にCMRも参加し情報共有を強化した。
- ・ 会議時間の短縮、意思決定の迅速化にむけた会議の工夫として、議題の事前配布、調整・確定項目に絞った会議運営、資料作成、意思決定などの期限徹底を実施した。

〔組織体制図〕

- ・ 業務完了時の組織体制図を図-2に示す。

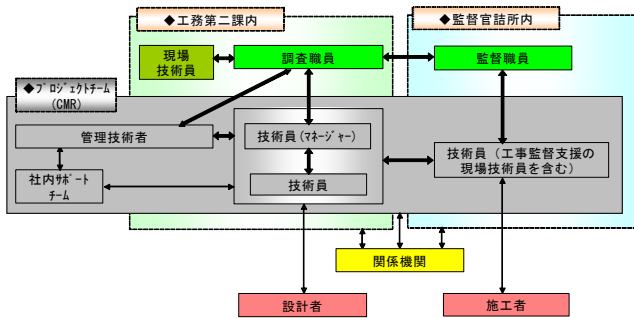


図-2 組織体制図

(2) 主な導入効果

- 設計の妥当性確認や既発注工事に対する新たな提案により、コスト縮減、工期短縮を図った。
- 施工業者からの工法変更案に対する妥当性を検証することで、全体工程の遅延防止や施工時の安全性確保を図った。
- 橋梁設計など設計の整合性確認に基づく助言や提案により工事の改善を図った。
- 複数工事における全体工事工程表を用いた事業進捗管理の実施により、関係者との情報共有が可能となるとともに、CMRの中立的立場による工事関係者間の調整により早期の合意形成を図ることができた。
- 全体工程、事業費を精査したロット割の見直しにより発注費が抑制できた。
- 各種資料作成における解り易い資料の提示により、各種調整が円滑にできた。
- 施工者にとって、CM導入による負担増はなく効果が大きいことが確認できた。

5. 業務成果

(1) CM業務の成果

業務成果については、平成20年度から平成24年度業務までを通した取り纏めを行い、以下の内容について整理している。

a) 試行総括表

CM業務の実施体制について、組織体制、CMRの立場およびマネジメントの範囲などについて課題の整理、検討会等の意見を整理し、改善点を明確にした。組織体制については、CMRの常駐や現場技術員との関係を整理し、連携強化を図る体制を提案した。

b) マネジメント成果

本業務の特徴を踏まえ、先に述べたマネジメントの各項目ごとに成果と今後の改善事項の整理、さらには発注者が主導で行った方が効果的なマネジメントを取りまとめた。今回のマネジメントでは、本事業における特徴・特異性が試行状況の良否に影響していることもあるため、その特徴を整理し関連付けて取りまとめた。

c) コスト縮減、工期短縮

設計の妥当性、発注前工事や既発注工事に対する提案により工期短縮やコスト縮減を図った。その内容は、既発注工事に対する提案が主体であり、側道、工事用道路、付属物といった本体工事に付随する工種が多いことが挙げられる。また、具体的提案内容として、図面の不備、計画の不備、計画の曖昧さや計画の見直しなど代替案の提案が主なものであった。

(2) 検討委員会の成果

検討委員会の成果として、次回以降の工事マネジメント業務を実施するにあたり、今回実施したCM試行業務における組織体制やCM方式採用における効果・改善提案等を踏まえ、CM業務の作業開始時期や関連業務との連携、CM業務を遂行する上で効果的な組織体制、作業方法などを提案し、その成果として以下を策定した。

ただし、内容については、あくまで今回の試行業務を踏まえて改善・改良したものであるため「姫路版」として取りまとめている。

① 姫路版の特記仕様書（案）

② 姫路版の運用の手引き（案）

運用の手引き（案）には、表-6 に示す内容を網羅しており、さらに「今回の試行における事業の特性」、「手引きに記載した理由」および「今後の改善策」などの注意書きを記載することで、別工事でCM方式を採用する際の参考としている。

表-6 運用の手引き（案） 目次

1. 本手引きの目的	今後の工事マネジメント業務の実施に向けて整理したことを記載
2. CM業務を取り入れる事業	CM方式採用による効果の高い事業を記載
3. CM業務発注時期	事業の上流での発注として設計段階とする旨を記載
4. 関連業務の発注	CM業務と連携してマネジメントを遂行する業務を記載
5. 事業に対するCMRの権限と責任	CMRの立場として、その権限を有さないことを明記。ただし、CMRの指示が発注者と同等であることを明文化
6. マネジメント業務の体系	組織構成、業務体系、役割分担およびCMRの作業を明確化
7. マネジメント業務の内容	設計妥当性確認と提案、全体事業費・進捗マネジメント、工事間の施工調整、工事関係者との協議、調整など具体的に記載
8. CMRの関係者への理解向上	スムーズな事業進捗に向け設計者、施工者への周知を記載

上記「運用の手引き」の中から、本業務のCM業務試行における代表的な課題と改善について以下に列举する。

a) CMRの権限の明確化とマネジメント対応

- 事業に対する指示、承諾、最終判断等の権限については、第4回検討委員会において、CMRはその権限を有さないことが決定した。CMRがそれらの権

限を有さない中で、迅速かつスムーズなマネジメント（特に施工者対応）を行うことが課題となった。

- ・改善案として技術員（マネージャー）が工務第二課に常駐し、発注者との打合せ、承認の速度を向上させたことや、施工者、設計者等にCMRの立場、役割を文書で説明し理解向上に努めた。
- ・また、運用の手引きには「CMRの指示、許可は、発注者の承認を得てから設計会社、施工業者などに行うものであるため、発注者からのものと同等とする。」旨を明文化し、今後のマネジメントがスムーズに運用できるような提案を行った。

b) 現場対応の迅速化

- ・業務当初はCMRと監督官詰所現場技術員の連携が希薄で、施工状況の情報伝達の遅れなどの課題があった。またCMRは設計コンサルであったため、設計のCMRと施工の現場技術員といった偏りも見られた。
- ・改善案として監督官詰所現場技術員をCMRに組み込み、CMRと監督官詰所現場技術員が同一企業者間で連携を強化（メール同時配信、時間外の社内会議など）することにより、現場状況の情報伝達迅速化や、課題解決に施工面と設計面の両面からの判断を容易とした。またそれぞれを管理する工務第二課調査職員、監督職員への連絡も迅速に行うことが可能となった。

c) マネジメントの効率化

- ・工程遅延防止はCM業務の重要課題の一つであり、マネジメントを効率的に遂行するための改善が必要であった。
- ・追加構造検討及び図面数量作成、関係機関協議資料作成等を実施する業務を別途コンサルに発注した（CMRはマネジメントに必要となる上記資料などの作成を依頼し、結果の照査と妥当性検証を行う）。これにより検討担当者選定などの省略や指示の一本化による効率化が図れ、CMRのマネジメント時間も確保できるといった効果があった。
- ・管理技術者協議を通じ発注者とCMR間の課題共有と解決迅速化に努め、適宜協議回数を増加するなど強化を図った。また、CM社内サポートの充実化を促し、検討作業などにおいて技術員やマネージャーを質的・量的にサポートさせた。社内サポートは常駐しマネジメントに専念している技術員に対して、設計技術などの最新情報の提供や第三者目線での意見などの面でも効果がかった。
- ・「手引き」においては、さらなる効率化を目的として、積算を主とする工務課現場技術員のCMRへの組み込みや事業費管理専属の技術員を配置することを必要に応じて実施する旨を提案している。

6. 今後の課題

CM業務の試行結果として、運用の手引き（案）や特

記仕様書（案）について作成をおこなったが、CMを一般的に行っていくためには、なお以下のような課題が残っている。

- ①CM業務におけるCMRの適正な人材配置および現場技術員を含む人員構成の検証
- ②共通仕様書の整備、業務発注時の歩掛の整備
- ③CM業務対象となる工事案件とCM業務発注時期の調整（早期の発注）
- ④運用の手引き（案）や特記仕様書（案）の一般化

7. 終わりに

今回のマネジメント業務は、近畿地方整備局で初の試みであり、また事業途中からの試行であったが、検討委員会での意見を踏まえ、逐次改良を加えることにより、姫路版としての成果を取り纏めることができた。

今後、限られた職員の発注機関が多量の事業をこなすことが必要となった場合等に、このような方式で工事の品質を確保することが可能になると考えられる。

また、今回のCM業務は試行ということもあり、技術員の経験不足という面も見受けられたが、これについては、今後この様な業務の実施件数が増えることにより、解消されていくものと思われる。今回の試行で策定した運用の手引き（案）や特記仕様書（案）が今後のCM業務採用に際し参考となれば幸いであり、HPに公開している。

<http://www.kkr.mlit.go.jp/himeji/cmiinkai/index.html>

最後に、検討会を通じてご指導いただいた小澤座長はじめ委員の方々、ならびに本事業に関わった関係者各位に感謝します。

名神高速道路湖東三山スマートICにおける ランプ橋工事の紹介

西崎 誠¹

¹湖東土木事務所 道路計画課

湖東土木事務所では、中日本高速道路株式会社（NEXCO中日本）名古屋支社とともに湖東三山スマートIC（インターチェンジ）事業を実施中である。当スマートICの特徴として、高速道路本線を横断する立体交差施設（ランプ橋）を配置していることが挙げられる。ここでは、当スマートICの特徴であり主要構造物でもあるランプ橋工事について紹介する。

キーワード スマートインターチェンジ、橋梁、架設

1. はじめに

スマートICは、高速道路の本線やSA（サービスエリア）等の施設から乗り降りができるように設置されるETC搭載車両に専用のICである。その構造上、低コストで容易に整備できることから、地域経済の活性化や渋滞の軽減等を図る目的で全国的に導入が進められている。2012年度現在、滋賀県内においては3箇所のスマートICが事業実施中であり、そのひとつが湖東三山スマートICである。

湖東三山スマートICは、名神高速道路の彦根IC～八日市IC間に位置する秦荘PA（パーキングエリア）を利用したPA・SA接続型スマートICである。彦根IC～八日市ICの間隔は約21kmと長く、その中間に位置する地域では、高速道路へのアクセスが不便な状況にある（図-1）。そこで、当スマートICを設置することで「高速道路の利便性向上」等を図る目的で設置されるものである。

また、当スマートICにおける構造上の特徴として、「高速道路立体交差施設（ランプ橋）の新設」があげられる（図-2）。スマートIC制度実施要綱によると、通常、スマートICはETC専用の簡易な構造を旨とすることから、高速道路本線を横断する立体交差施設を設けないよう検討すべきとされている。しかし、当スマートICは、下りランプに接続できる既設道路の一部が狭隘である等の条件から、下りランプ橋を配置し、上下ランプを集合させて既設道路と接続する形態となっている。

そのランプ橋の架設は、高速道路本線との位置関係から、名神高速道路の彦根ICから八日市IC間を1夜間通行

止めとして実施する特殊な工事である。

本稿では、湖東三山スマートICの主要構造物であるランプ橋工事について紹介する。



図-1 位置図



図-2 湖東三山スマートIC計画イメージ図

2.湖東三山スマートIC事業の概要

(1)計画の諸元

IC形式：SA・PA接続型
 連結位置：名神高速秦荘PA
 連結施設：一般県道 湖東三山インター線
 運用形態：全方向・全車種・24時間
 事業費：約19億円のうち滋賀県約5億円
 計画交通量：2300台/日
 大阪方面1800台、名古屋方面400台

(2)事業区分

湖東三山スマートIC事業は、スマートIC制度実施要綱に基づき、連結道路である県道湖東三山インター線部分を滋賀県、料金施設から秦荘PAまでのランプ部分をNEXCO中日本が実施し、ランプ橋等の立体交差施設については、NEXCO中日本が工事を実施し、その費用負担は滋賀県とNEXCO中日本が折半することとしている。

3. ランプ橋の設計

(1)設計概要

上部工形式：鋼単純合成鈑桁橋
 下部工形式：ラーメン式橋台（A1）
 逆T式橋台（A2）
 基礎形式：場所打ち杭φ2000 L=7.5m n=9本（A1）
 場所打ち杭φ2000 L=13.0m n=5本（A2）
 道路規格：第3種第3級 縦断勾配：1.226%
 橋長：44.7m 有効幅員：7.8m
 桁長：44.5m 支間長：43.5m

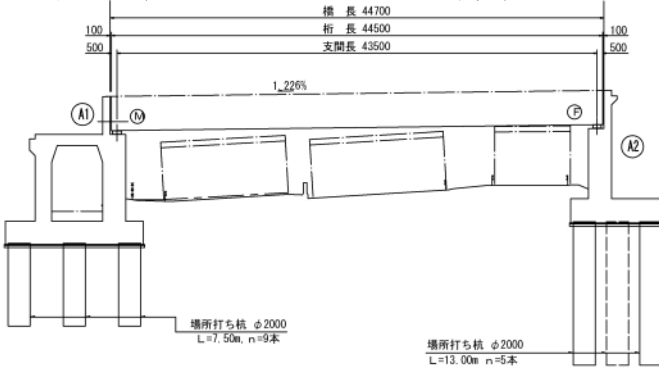


図-3 ランプ橋縦断面図

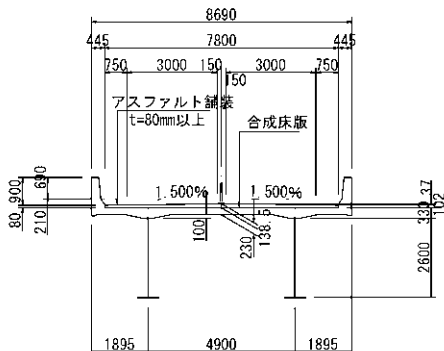


図-4 上部工標準断面図

(2)上部工形式の選定

上部工形式は、橋長44.7mの場合、「設計要領第二集（NEXCO）」（以下、要領）より①鋼単純I形断面主げた、②PC・PRC合成げた、③PC・PRC単純箱げた、④PC・PRC斜材付きπ型ラーメン、⑤PRCポータルラーメンの5形式が該当する（表-1）。また、要領よりランプ橋等のインターチェンジ橋の形式は、「維持管理を考えコンクリート橋を基本とする」とされている。

しかし、今回のランプ橋は、交通量の多い供用中の名神高速道路を短期間で施工しなければならないことを考慮し、1夜間の通行止めで架設が可能な鋼単純I形断面主げたを採用した。

さらに、床版形式は、足場の設置・撤去による交通規制が不要で、主桁と同時に架設が可能な鋼コンクリート合成床版を採用した（図-4）。

表-1 上部工形式とその適用支間（設計要領第二集）

形式	支間 (m)	橋長 (m)	橋高スパン比の目安
単純I形断面主げた	10 20 30 40 50 60 70 80 90 100	×	1/17 (1/18)
連続I形断面主げた		×	1/16 (1/17)
単純箱形断面主げた		○	1/22
連続箱形断面主げた		○	1/23
単純トラス		×	1/9
連続トラス		×	1/10
アーチ		×	1/6.5
プレテンションげた		×	1/15
PRC2主版げた		○	1/18
PC・PRC合成げた		×	1/15
PC・PRC連続合成げた		×	1/15
PC・PRC単純箱げた		○	1/20
PC・PRC連続箱げた (支保工法)		○	1/18
PC・PRC連続箱げた (片持ち工法)		○	1/18
PC・PRC斜材付きπ型ラーメン		×	1/32
PRCポータルラーメン		○	1/30
RC充腹アーチ		○	1/2

(注) (1) アーチ形式の桁高は、スパンライズ比を示す。
 (2) 曲線の適否で○印は、橋梁構造を曲線に沿って曲げられるもの
 ×印は、橋梁構造を曲線に沿って曲げられないもの
 (3) 実線の多い支間
 (4) 鋼橋におけるIげた橋の桁高スパン比の目安の()は、RC床版I形断面主げたを示す。

4. ランプ橋の架設

(1) 架設工法の選定

架設工法は、「橋梁架設工事の積算（（社）日本建設機械化協会）」等を参考に、5案の工法について1)交通規制への影響、2)施工性、3)架設コストを評価項目として比較した。（表-2）。

評価の特徴として、架設コストは、③案の送出し工法が一番有利となるが、2夜間の通行止めが必要となり交

通規制による影響が大きい。また、①、②案は、桁の仮置き場所やクレーンヤードを別途に造成しなければならず、その構築費用が割高となる。

④案の多軸台車による一括架設は、架設コスト自体は低い、中央分離帯の保護や消融雪施設の移転などの別途費用が割高となる。

結果、交通規制による影響が小さく、比較的施工性のよい、⑤案の多軸台車と2台の550tクレーンによる吊り架設を採用した。

表-2 ランプ橋架設工法の比較表

	架 設 要 領 図	概 要	評 価 値
①案 750tクローラークレーン		・過半数成集における橋脚部の架設工法であり、桁および合成床版の鋼パネルを同時に一括架設する工法である。 ・本床成集は合成床版の下鋼板(鋼パネル部材)を敷け、桁とパネルの一括架設とした場合、桁上げ荷重は1台100t×30.3m×139.8m程度となり、750tクローラークレーンのカウンタウエイトトラクタ200t×15.8mをフル稼働した状態で架設となる。カウンタウエイトの反力移動距離、クレーンブーム長60mをセットするヤードの設備が必要となる。 ・架橋の配置は作業スペースの確保上、アーチャー橋脚のほうが適しており、吊点までの作業半径はカウンタウエイトの制動を考慮してR=42.0m程度は必要となる。 ・(A2側でのヤード確保は、左岸側内に橋台を構築する必要がある。) ※ 重機配置ヤード確保および橋台の安全性確保 ※ 交通規制：主筋架設 → 全面通行止め1夜間 (クレーン搬送時間 約30分)	1) 交通規制への影響 ・上下線の全面交通止は1夜間で済む。 ② 2) 施工性 ・ヤード確保に時間はかかるが、供用道路上で作業時間は最も少なくて済む。 ③ 3) 架設コスト ・重機配置ヤードの構築と大型クレーンの回送費が割高となる。 約12,600万円 △ 総合評価 1.1点 第2位
②案 オクロークレーン架設 必要ペント借用650t台+200t		・下り側と上り側PA間にペントを設置し、新架設を2分割にして架設する工法であり、A1側のクレーンは600tオクロークレーンとなり、①案より小さく、A2側は1,200tオクロークレーンの配置が必要となる。 ・架設はA1側およびA2側の桁吊り込みを同時に行い、1夜間にペント上での仮組みにより一体化を行い、翌日、車道規制を行いながら本架設を行う。 ・カウンタウエイトトラクタの搬り付けは必要ないが、A1側クレーン設置ヤードの整備は計画同様に必要となる。 ※ 重機配置ヤード確保および橋台の安全性確保 ※ 交通規制：主筋架設 → 全面交通止め1夜間 (クレーン搬送時間 約30分) ※ ペント設置・撤去 → 下り側・上り側PA進入 全面規制	1) 交通規制への影響 ・ペント設置時の車両規制および桁架設時の1夜間の上下線の全面交通止が必要。 ② 2) 施工性 ・車道内に比べ煩雑となる。 ③ 3) 架設コスト ・重機配置ヤードの構築とクレーンの回送費は第③案同様、割高となる。 約9,200万円 ○ 総合評価 1.9点 第4位
③案 送り出し・横取り架設		・第①、②案は大型重機を使用する工法であり、重機配置位置の制約を受けざるを得ない。本架設は、A1側橋台背面側にヤードを確保した送り出し工法である。 ・関西電力高圧線位置及び大規模な切土が発生してしまうことから、橋台背面でのヤード確保は困難なため、約20m程度、大割削にシフトさせ構築する。 ・送り出し架設は、前方、後方とも設置範囲の制約があることから、橋台側壁面に横取り用・ペントと構築し、A2側には前方側の解体ヤードを構築する。 ・架設はヤード上で地盤面を行い、前方側と後方側、鋼板パネル等を取付けた後、自重車による桁の送り出し・横取り・降下作業ステップとなる。 ※ 野地掘削、送り出しヤードの確保 ※ 交通規制：主筋架設 → 上り側はステップの設置で全面交通止め1夜間の規制が必要となるが、送り出しは1夜間の全面通行止めを付け、翌日の夜間に架設時の切替し及び撤去の受け替えを行い、その後に、横取り・降下作業を1夜間の全面通行止めで行う。	1) 交通規制への影響 ・送り出し・横取りおよび降下作業時は、上下線の全面交通止が必要。2夜間の交通規制 ② 2) 施工性 ・各作業の段階で替え(縦送り→横取り→降下)が必要となるが、各作業は30分程度の作業で済み、施工性はよい。 ③ 3) 架設コスト ・送り出し・横取りヤードの構築は大型重機が必要になるので、さほどの規模にはならず、桁架設費は第①、②案に比べ割高となる。 約7,700万円 ○ 総合評価 1.0点 第3位
④案 多軸台車による一括架設		・下り側の重機PAエリアを活用する事で、河原内において多軸台車上で桁の地盤面および合成床版の鋼パネルの設置を行い、所定の架橋位置へ移動させ、設置する工法である。 ・下り側の重機PAエリア内の多軸台車、橋脚まで重機および部材・資材等は、下り側の切道端からアクセスできない場合、インターチェンジの搬入となる。 ・多軸台車を利用する場合、上り側と下り側の間の中央分離帯等を幸図が横断する必要がある。同断面の幅が小さい(10m程度)区間を仮設擁壁等による改良処理を行う。 ・現在の中央分離帯には、過去による崩落被害および車ケールが設置されており、道路幅の狭小、あるいは擁壁等の対策が必要となる。 ※ 交通規制：重機PAの営業規制(部材・クレーン搬入、桁吊り込み)が必要となるが、本架設の規制は桁の移動・設置時の1割の全面交通止め規制で対応可能である。 移動・回送時間: 約10分程度、積載時: 4~5km/h 降下・設置時間: 約20分程度	1) 交通規制への影響 ・上下線の全面交通止は1夜間で済む。 ② 2) 施工性 ・中央分離帯の施設設備の移設、保護等が必要となり、設備の移設・撤去が課題である。 △ 3) 架設コスト ・多軸台車での架設費は約4,000万円程度であるが、中央分離帯の施設設備および撤去設備の保護、移設工事費が割高となる。 △ 総合評価 7.0点 第5位
⑤案 多軸台車+クローラークレーン		・架設方法は第④案と同じであるが、中央分離帯の改良、撤去設備等の移設等を行わなくて済む工法である。 ・吊り上げ、クレーンの作業半径の関係上、550tオクロークレーン2台が必要となり、クレーンの回送費として約7,000万円程度、かかる。 ・吊り上げ作業半径との関係上、地盤改良の経路の設置は桁架設後に行うことも考えられる。 ・クレーンは上下線、それぞれのPAエリアにて組み立て、架設時に本線へ移行する必要があるが、フル稼働となることから、2km/h程度の速度での移動となり、上り側PAからの移動距離が工地上のクレーンバスとなる。 ・架設時には、特に特殊工法ではなく常法、施工性は問題ない。また、コスト的に高価である。	1) 交通規制への影響 ・上下線のPA内で重機・多軸台車の組み立て、桁吊りを行うため、PAへの規制は小さいが、本架設への影響は比較的小さい。 ⑤ 2) 施工性 ・移動時に時間はかかるが、比較的、時間の管理がしやすい工法である。 ④ 3) 架設コスト ・本架設に大型クレーンを搬入するため、クレーンアウトリガーの補修対策も必要となる。 4) 架設コスト ・多軸台車・550tオクロークレーンの工事費で8,000万円程度となる。 △ 総合評価 1.3点 第1位

(2) 地組立工

桁地組立は、架設工事の約2か月前である2012年8月20日から秦荘PA（下り）の一部に施工ヤードを設置し、図-5のフローで作業を実施した。

主桁は、低床式セミトレーラーでの運搬が可能となるよう5ブロックに分割し運搬、施工ヤードに設置した架台を利用して組立を行った（図-6）。主桁組立後は、高力ボルト本締め、添接部塗装、合成床版パネル設置（図-7）等を経て、上部工を一括架設できる状態とした。

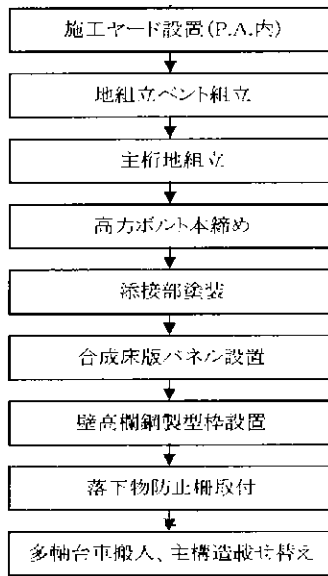


図-5 作業フロー



図-6 施工ヤードにおける主桁組立状況



図-7 合成床版パネル設置状況

(3) 架設工事概要

a) 実施日時

平成24年10月30日（火）17:00から
平成24年10月31日（水）8:00まで

b) 作業手順（計画）

17:00 秦荘PA閉鎖
20:00 彦根IC～八日市IC全面通行止め開始
20:30 地組桁を載せた多軸台車の移動（図-8）
550tクレーン（2台）の移動・組立
23:15 550tクレーンによる桁架設作業（図-9）
2:15 桁架設完了（図-10）
多軸台車の移動
550tクレーン（2台）の解体・移動
5:00 本線規制解除前点検作業
6:00 彦根IC～八日市IC全面通行止め解除
8:00 秦荘PA閉鎖の解除



図-8 地組桁を載せた多軸台車



図-9 550tクレーンの相吊りによる架設状況



図-10 ランプ橋架設完了

(4) 交通規制の広報

架設工事に必要な名神高速道路の彦根ICから八日市IC間の一夜間通行止め規制を周知させるため、高速道路施設への横断幕、懸垂幕、立看板の設置や、インターネット、ポスター、ラジオ、情報板などによる情報発信を規制の概ね1ヶ月前からNEXCO中日本により実施されている。

広報範囲は、立看板等は滋賀県内の高速道路施設のみでなく、三重県、岐阜県および愛知県的高速道路施設の約30箇所を設置、また、配布物は全国的高速道路施設や警察、地方自治体などにポスター3600枚（うち滋賀県内250枚）、リーフレット44万枚（うち滋賀県内5万枚）を配置している（図-11）。

名神高速道路は日本の大動脈であることから、一夜間だけの通行規制とはいえ、広範囲に広報する計画となっている。

5. まとめ

名神高速道路の彦根ICから八日市IC間は、平成22年度道路交通センサスより平日夜間12時間交通量が16,990台であり、夜間通行止めによりその車両が一般道に迂回することによる走行時間の延伸や一般道での事故発生確率の増加など、交通規制による社会的影響は大きい。

そのため、ランプ橋の設計における上部工形式の選択、架設計画における工法の選択および架設作業手順において、「交通規制への影響をできるだけ小さくすること」を重視したものとなっている。

ちなみに、今回の通行止めでは、高速道路において新名神高速道路を利用した迂回路、一般道において国道8号を利用した迂回路および国道306号および国道307号等を利用した迂回路の計3ルートの迂回路を案内したことで、大きな渋滞等の混乱もなく工事が完了し、架設作業においても、ほぼ計画のタイムスケジュールどおり進行することができた。

はじめに述べたとおり、スマートICの計画では、高速道路の規制等が必要となり比較的大規模な構造物となる高速道路本線を横断する立体交差施設を設けないよう検

討すべきとされている。

しかし、今後、新たなスマートICの計画するうえで、当該スマートICと同様、交通規制を伴う立体交差施設を配置せざるを得ない場合もあると考えられる。そのような場合、規制区間や規制時間をできるだけ小さくする工法を採用すること、また交通規制の実施時期を高速道路本線の維持補修作業等の時期と合わせて行うなど、交通規制の影響がより小さくなる効率的・経済的な実施計画を策定することが必要と考える。

6. おわりに

今回のランプ橋架設工事について地域住民をはじめとする一般の方々を対象に見学会を企画したところ、深夜の時間帯にも係わらず約450名の参加者が集まった。このことは、今回の架設工事が特殊な工事であることだけでなく、地域の方々の湖東三山スマートICに対する期待のあらわれであると考えられる。

2013年度の供用開始を無事に迎えられるよう、関係機関と協力のうえ、事業の推進をはかりたい。

謝辞：本稿の作成にあたり、当該ランプ橋工事の事業主体であるNEXCO中日本名古屋支社 彦根保全・サービスセンターから資料提供や情報提供をいただきました。また、工事の受注者である横河工事株式会社からも工事に関する情報提供をいただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 足立憲吾：スマートインターチェンジ設置のすゝめ ～名神高速道路（仮称）湖東三山スマートIC～
- 2) 中日本高速道路株式会社名古屋支社彦根保全・サービスセンター：平成 21 年度湖東三山スマートインターチェンジ詳細設計報告書



図-11 通行規制のリーフレット

神戸港ポートアイランド（第2期）地区 荷さばき地の液状化対策工事における 港湾物流機能の確保について

太田 純一

近畿地方整備局 神戸港湾事務所 建設管理官室 （〒651-0082 神戸市中央区小野浜町7番30号）。

神戸港は、国際基幹航路を使用する船舶の我が国への寄港を維持・拡大することを目的として「国際コンテナ戦略港湾」に選定されている。その中でも、神戸港ポートアイランド（第2期）地区「荷さばき地」は、東南海・南海地震等の大規模地震災害発生時にも岸壁と併せ、一体的な機能確保が求められており、現在、液状化対策工事を行っている。

神戸港は西日本の経済を支える物流拠点であり、日々、多くのコンテナが取り扱われている。そのため本工事の施工にあたり、港湾運営を制限させないように工事を行うことが必要である。

本論文は、港湾物流機能を確保するために行った施工管理についてまとめたものである。

キーワード 港湾運営者との調整、供用施工、安全管理

1. はじめに

1995年1月17日に発生した阪神・淡路大震災によって近畿圏の広域が壊滅的な被害を受けた。神戸港においても、多くの埠頭が被災し、国内・国外物流の停滞や物流コストの増大を引き起こして国内産業に多大な悪影響を及ぼしたとともに、国際貿易港として競争力が大きく落ち込んだ。今後、このような事態を繰り返さないためにも発災時においても物流機能が継続できるような対策が必要とされる。

今回、施工を行った神戸港ポートアイランド（第2期）地区荷さばき地（写真-3）は、官民一体で世界トップクラスのコスト・スピード・サービス水準を実現するために整備されている高規格コンテナターミナルに付帯する施設であり、日々、多くのコンテナが取り扱われる場所である。そのため、東南海・南海地震等の大規模災害発生時においても岸壁と併せ、一体的な物流機能を確保することが求められている。そこで、荷さばき地では要求性能として「L2地震動後において、荷さばき地におけるコンテナ蔵置エリアの平坦性を確保し、耐震バースと一体となって機能を発揮すること」と設定し、荷さばき地の使用性を確保するための改良を行うこととした。しかし、多くのコンテナ移動が行われている場所での施工は、荷役作業を制限させてしまう可能性がある。そこで、港湾運営者と調整を入念に行い、荷さばき地で施工を行っていくにあたり、港湾物流機能を確保する施工管理が重要となった。

本論文では、港湾物流機能を制限させることなく、どのように施工を行ったのか、その手法について報告する。

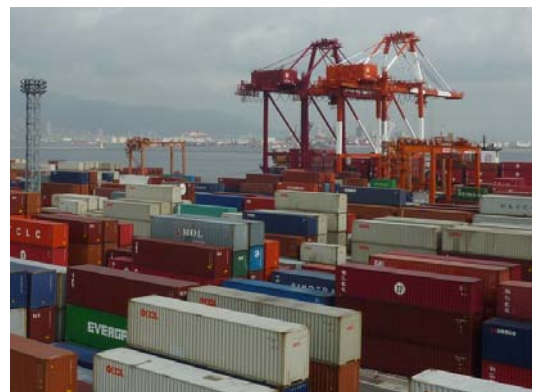


写真-1 神戸港の物流状況①



写真-2 神戸港の物流状況②



写真-3 神戸港PI（第2期）地区荷さばき地

2. 神戸港PI（第2期）地区荷さばき地の施工方法

2-1. 神戸港PI（第2期）地区荷さばき地の利用状況

今回の施工対象地区である神戸港ポートアイランド（第2期）地区では、官民一体で世界トップクラスのコスト・スピード・サービス水準を実現するために高規格コンテナターミナルの整備が進められている。そこに付帯する荷さばき地は、日々、増加するコンテナ貨物に対して効率的なターミナル運営をはかるため整備されており、コンテナの詰出し作業を行うCFSも設置されている。

2-2. 神戸港PI（第2期）地区荷さばき地の性能規定

今回の施工エリアである荷さばき地では、適切な形状・広さを有するコンテナ蔵置エリア及び、安全かつ円滑な利用が可能となる通行路及びライフライン整備など、荷さばき地として必須となる構成要素が相互に協調して機能している。

耐震強化施設である荷さばき地の性能規定を、以下の表-1に示す。

表-1 荷さばき地の性能規定

場所	内容
荷さばき地内	貨物の種類及び量並びに取り扱い状況に応じて、適切な形状及び広さを有していること
	当該施設の利用状況等に応じて、適切な照明設備が設置されていること
	水を滞留させないために、適切な排水設備を有していること
	レベル2地震動に対する安全性が確保されていること
荷さばき地通路	荷役機械、車両等が安全かつ円滑に走行できるよう、適切な幅員及び線形を有していること

近い将来、高確率で発生が予想されている東南海、南海地震等の大規模地震が発生した場合、本荷さばき地は、液状化すると判定されており、地震発生後、表-1に示す性能規定を満たさない事が危惧されている。よって、大地震発生直後においても必要な機能を維持させるため、液状化対策工事が必要であるとされた。

2-3. 神戸港PI（第2期）地区荷さばき地の施工方法

荷さばき地で液状化対策工事を行うにあたり、荷さばき地ではコンテナ貨物の荷役作業が高密度で日常的に行われているため、占有して施工を行うことは、物流機能を止めてしまう可能性があった。そこで、この物流機能を工事の間、他の場所へシフトすることについて以下のとおり検討を行った。

(a) 神戸港内の他のターミナルにシフトする場合

神戸港内の他の空きターミナルに代替地を設けて、施工期間は荷さばき地の機能を他のターミナルで確保することによって、空の状態にしたエリアを一体的に施工することが考えられた。しかし、神戸港内に本荷さばき地で扱われるコンテナ量を受け入れるだけの空きターミナルはなかった。

(b) ポートアイランド地区内に設置する場合

神戸港ポートアイランド地区のどこかに荷さばき地の代替地を設置することも検討されたが、荷さばき地と岸壁が離れていることにより、SOLAS区域内へコンテナを運送させる必要が出てくるため、運送の手間や余計に運送コストがかかってしまうこと、また、今回の施工場所である荷さばき地はSOLAS区域に指定されているため、SOLAS区域外に代替地を設けてしまうと、SOLAS制限区域の入出場の際に余分な手続きが増えることが懸念された。

(c) 供用施工の採用

以上の検討結果を踏まえて、SOLAS区域内である箇所（写真-4）に代替地を設けた。但し、全てのコンテナを移動できるだけのスペースを有していないため荷さばき地での荷役作業と並行して施工を行う供用施工を実施することとなった。



写真-4 代替地の場所

3. 港湾物流機能を制限させない港湾工事（実施前における荷さばき地内での検討）

前段で述べた通り、荷さばき地では、船舶から荷揚げしたコンテナ貨物の荷さばき等の荷役作業が高密度で日常的に行われているため、その中での施工は、荷役作業を制限させる可能性があった。

そこで、今回の施工が荷役作業を制限させる要因を検討、抽出し、実施した対策内容を、以下に示す。

3-1. コンテナ蔵置エリア

大規模地震発生後に荷さばき地のコンテナ蔵置エリアが平坦性を保ち、前面の耐震バースと一体となった機能確保を目的とし、コンテナ蔵置エリアを対象とした液状化対策工を実施することにした。本荷さばき地の利用形態を図-1に示す。

コンテナ蔵置エリア内においては、船卸・船積・搬入・搬出がもっとも効率的になる蔵置計画が組まれ、仕向地、仕出地毎にコンテナが集積されている。また、荷さばき地内のコンテナオペレーションについては、複数の荷役業者が行っている。今回の施工はコンテナ蔵置エリアを対象とするため、工事期間中はコンテナを代替地に移設して対象エリアの工事を実施した。

効率的なコンテナオペレーションが維持できるよう、港湾運営者と綿密な調整を行った結果、3つの工区（図-2）に分けて実施することとした。このことにより、コンテナのみならず、コンテナオペレーションも一体的にシフトすることにより、効率的なコンテナオペレーションを確保した。

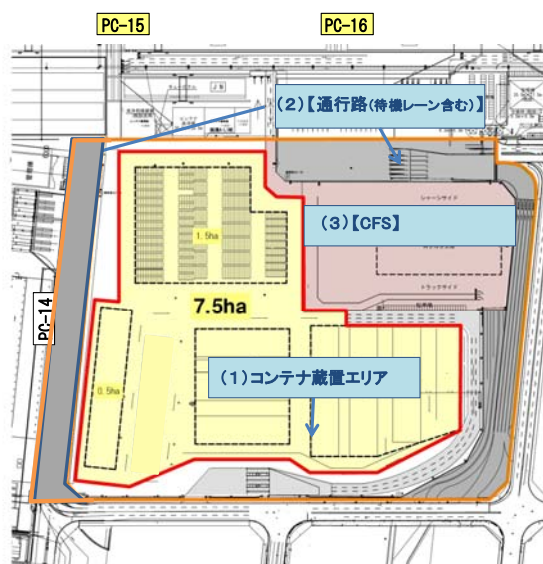


図-1 荷さばき地の概要図

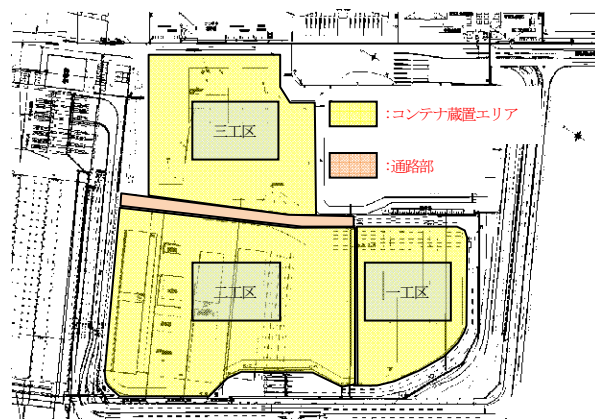


図-2 荷さばき地の区分け

3-2. 通路部

コンテナ蔵置エリアのうちコンテナ貨物車等が走行する通路部（図-2）は、日中にコンテナ貨物車等が走行するメイン通路のため、占有しての終日作業は不可能であった。よって、通路部は施工を行う上で日中のコンテナ貨物車等の走行を制限しない施工が求められた。

そこで、通路部の施工については、コンテナ貨物車等が走行していない夜間に施工を行うこととした。

施工にあたっては、朝の荷役作業開始時間までには走行に影響となる施工の資器材等を全て撤収させて、通路を確実に全面開放する必要があるとともに、朝の荷役作業開始時間からコンテナ貨物車等が走行するため、必要な強度を早期に発現させる工夫を行った。

3-3. 突発的な荷役作業へのフレキシブルな対応

本施設を利用するコンテナ船は、主に海外からのコンテナを取り扱うため海象・気象条件や他の寄港地での荷役作業の状況によって、荷役スケジュールが突発的に変更する可能性がある。このように突発的な荷役スケジュールの変更が起こった場合、定刻時間が超えても荷役作業を行うことがある。このため、急な荷役スケジュールの変更に対しても、円滑に対応を行って荷役作業に影響を与えないようにする必要があった。

そこで、連絡体制については、発注者、施工者、港湾管理者及び港湾運営者による連絡調整会議を設置し、船舶情報、荷役スケジュールが随意共有される体制を構築し、工事が荷役作業の支障とならないよう、作業場所の変更も含め施工管理の対応を柔軟に行った。

以上を示した対策法を用いて、国際物流に影響を与えない港湾工事として神戸港ポートアイランド（第2期）地区荷さばき地の液状化対策を行った。

4. 港湾物流機能を制限させない港湾工事（施工時における工夫）

工事の実施にあたって採用した液状化対策工法につ

いて、コンテナ蔵置エリアから代替地へコンテナを移設することにより、日中の占有が可能となったエリアについては表層混合処理工法、日中の開放が必須であり、夜間施工となったエリアについては、高圧噴射攪拌工法を採用した。以下、各工法の施工時における工夫や、実施に伴う安全対策について示す。

4-1. コンテナ貨物車等の走行路確保

(a) 表層混合処理工法施工箇所とコンテナ貨物車等走行路との境界部における安定性の確保

表層混合処理施工箇所は、舗装面から1.5m掘削して施工するため、コンテナ貨物車等の走行により、地盤が崩れ通行路の陥没等が懸念された。(図-3 参照)

走行路の舗装構成は、比較的稳定しているアスファルト舗装(t=10cm)、水硬性粒度調整スラグ(t=20cm)、セメント安定処理土(t=60cm)の下に、崩壊しやすい埋立土砂があるため、それを露出させないように施工を行った。

通行路とコンテナ蔵地エリアの境界部での幅1.0mの掘削は、セメント安定処理土まで(H=0.9m)とし、改良厚さを2.1m(通常部は1.5m)で行った。また、この部分の改良は、コンテナ貨物車等が走行しない夜間施工とし、スラリー硬化促進システムにて、スラリー温度を上昇させ、改良土の初期強度発現を促進(ヒートソイル)させ、コンテナ車両走行時の地盤強度を確保した。



写真-5: コンテナ蔵置エリア 境界部 (掘削状況)



写真-6: コンテナ蔵置エリア 境界部 (施工完了)

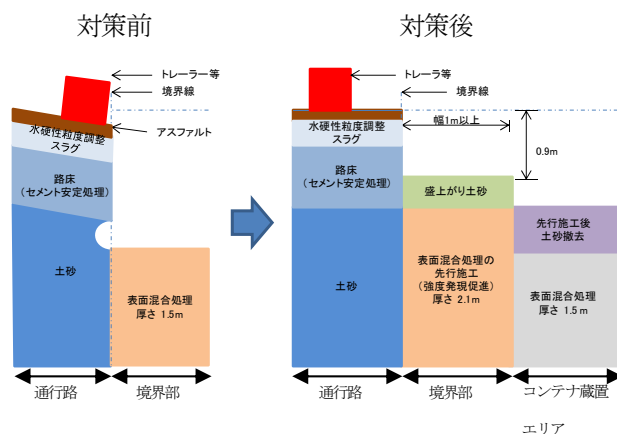


図-3: コンテナ蔵置エリア 境界部の土留めイメージ

(b) 高圧噴射攪拌施工用孔による走行車両への影響低減

高圧噴射攪拌施工場所は、昼間にコンテナ貨物車等が走行するため、施工中の削孔穴(φ=3150mm×347本)に蓋をして、仮復旧する必要があった。

通常、鉄板等にて蓋を行うが、鉄板の厚みによる段差及び鉄板の曲がりにより段差が発生し、蓋の跳ね上がり等、走行車両への影響の発生が懸念された。そのため、仮復旧用蓋を削孔径に合わせた鋼管及びコンクリート製とし、舗装面との段差発生を防止した。また、蓋の4つの孔の部分(写真-7, 8)にボルトを入れて舗装と固定することで、蓋のずれ・跳ね上がりの発生を防止した。



写真-7: 蓋の設置状況

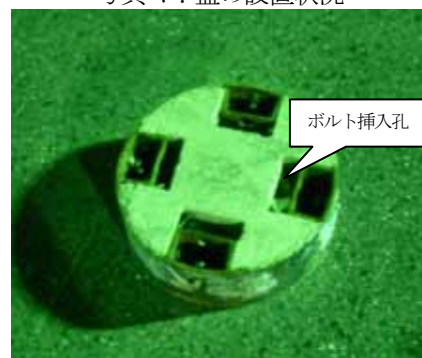


写真-8: 蓋の拡大写真

(c) 硬化促進剤による初期強度発現の促進

通常の固化剤のみの高圧噴射攪拌工法では、コンテナ貨物車等の走行に必要な強度発現に約1週間の期間が必要であり、日々走路を解放することは不可能であった。

そのため、夜間の施工可能時間及び作業時間の確保を考慮して、硬化促進剤を使用し、作業終了から2時間程度で車両の走行に必要な強度を発現させた。また、日々走路の解放前に、コーン貫入試験を行い、造成した改良杭が計画通りの強度を発現していることを確認した。以上の対策により、コンテナ貨物車等の走行路を確保し、荷役作業に与える影響を防止した。

4-2. 施工における（使用機器等の）工夫

(a) 荷役作業への影響の防止

通路部は、昼間にコンテナ貨物車等が走行するため、車上プラントによる高圧噴射攪拌工法とした。車上プラントとは、セメントサイロ、ミキサー、グラウトポンプ、発電機等を車両に搭載して施工を行うもので、作業終了時には移動することにより施工場所に資機材を何も残置せずに、全面的に解放し、日中の走行車両及び荷役作業への影響を防止した。また、作業終了後のプラント車両待機場所を、荷役作業区域外とし、作業員の通勤及び準備作業時の荷役作業に与える影響を防止した。



写真-9：車上プラント配置予定場所（日中）



写真-10：車上プラント配置状況（夜間）

(b) 付着土砂の進入防止対策の実施

表層混合処理工法による施工箇所の土砂掘削・運搬時には、土砂掘削箇所からダンプ貨物車が出場する際に、タイヤに土砂を付着させたまま、コンテナ貨物車等の通行路を走行するため、通行路に残った土砂が飛散してコンテナ貨物車等に影響を及ぼすことが懸念された。

そのため、車両出入口付近にスパッツ及び高圧洗浄機を設置して、出場するダンプ貨物車のタイヤを洗浄することで、土砂の持ち出しを防止した。また、通路部に出た土砂については、散水車を常時施工場所に配置し、走路の解放前に清掃を行った。

以上の対策により、作業員への対策及び施工の効率化をはかり、荷役作業に与える影響を防止した。



写真-11：タイヤの土砂洗浄機



写真-12：タイヤの土砂洗浄状況

4-3. 安全管理における対策

(a) 通行路との境界部におけるフェンスシートの設置

表層混合処理工法による施工中は、改良範囲を掘削するため、通行路との境界部に段差が生じ、ダンプトラックの転落等が懸念されたため、境界部には舗装面から高さ1.8m以上を確保したフェンスシートを設置して転落等を防止した。一方、境界部の施工時には、フェンスが支障となるため、容易に移動できる形状とした。



写真-13：フェンス設置状況

(b) 工事車両への走行ルート・進入禁止区域の明示

施工区域以外の区域では、夜間においても荷役作業が行われており、工事車両が間違えて進入した際、荷役車両と接触事故を起こす等、影響を与える恐れがあった。

そのため、施工区域と荷役作業場所との境界部には、カラーコーン（点滅灯付き）や誘導看板及び誘導員を配置し、工事車両の誤進入を防止した。



写真-14：コンテナトラック等の誤進入防止状況

(c) 作業区域の照明の確保

高圧噴射攪拌施工場所は、山積みされたコンテナに囲まれており、荷さばき地の施設である照明塔では影になり、また、テラスター等では照明の位置が低く、多くの車両により光りを遮られるため、照明車を設置し、作業場所全体の照度を確保した。

表層混合処理（中層）施工場所においては、施工範囲が広く、小型の照明では対応できないため、ヤードの運営者と調整し、荷さばき地の施設である照明塔により全体の照度を確保し、各作業場所においては、小型の照明にて照度を確保した。以上の対策により、施工の安全及び作業の効率化をはかり、荷役作業に与える影響を防止した。



写真-15：各照明配置状況

5. 考察

今回は日々、多くのコンテナを扱っている荷さばき地での施工であり、そこで行われる港湾運営に影響を与えない施工管理が求められる工事であった。

代替地の確保については、荷さばき地を3工区に分けることによって、1工区ずつのコンテナの移動を可能にさせて、荷役作業に与える影響を防止した。

コンテナ貨物車が走行する通行路においては、夜間施工により対応し、走行車への影響防止対策としては、施工時による地盤の陥没防止や車上プラント方式による施工の効率化、削孔穴の蓋での工夫、硬化促進剤の導入による早期の強度発現等により、コンテナ貨物車等に与える影響を防止した。

荷役スケジュールの把握の対応としては、船舶情報、荷役スケジュールが随意共有される体制を組み、荷役終了後に工事車両の入場・作業の開始を行った。荷役作業終了までは、車両の待機場所にて準備しながら待機して、延長になった場合でも速やかに対応できるようにした。

6. まとめ

「国際コンテナ戦略港湾」に選定されている神戸港は、今後も国際競争力を強化するために港湾整備を進めていく。その中で、今回のような港湾運営に影響を与えずに施工を行う工事が出てくる可能性がある。今回の工事は、上記で述べてきたような港湾特有の問題点を知ることができたので、そういった類似工事を今後実施していく上での参考となるものと考えられる。

今後、この工事で培ったノウハウや経験を生かして、工事の効率性の向上に繋げたい。

参考文献

- 1) 国土交通省近畿地方整備局：平成23年度 神戸港ポートアイランド（第2期）地区荷さばき地構造検討等業務 報告書，2012.
- 2) 港湾施設の技術上の基準・同解説 （2007年度版）

地下水利用を考慮した貴志川漏水対策について

中野 彩, 山崎 裕治

近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 調査第一課 (〒640-8227 和歌山県和歌山市西汀丁16番)

紀の川水系貴志川では、2011年台風12号の出水により、堤防法尻部および堤内地の水田や畑等の10箇所超で噴砂跡が発見された。貴志川における堤防点検結果では、基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性が不足する区間が約3.6kあり、うち、3.0kが未対策となっている。本報告は一連の詳細点検結果を踏まえて、その対策工の検討を行うとともに、対策工の選定については、現地における施工性、経済性および維持管理等を考慮した新工法(ウェルドレーン工法)を適用した。検討にあたっては三次元飽和一不飽和浸透流解析を実施し、対策工としての効果を確認するとともに、対策工費の大幅な削減が可能となった。

キーワード 河川堤防, 浸透流解析, 浸透対策, ウェルドレーン工法

1. はじめに

紀の川水系貴志川は和歌山県北部を北流し、紀の川本川19.4k付近で合流する支川であり、合流点から5.2kまでが国管理区間にあたる。

2011年9月に発生した台風12号による出水では、紀の川本川及び支川貴志川においても避難判断水位を超過する水位を観測した。支川貴志川においては、最高水位と堤内地盤の比高差は約2.6mとなった。これにより、堤防法尻部および堤内地の水田や畑等で噴砂跡が発見された。

また、2012年6月の梅雨前線による出水においても同様に噴砂が確認され、地元からは早急な対策を講じるよう要望があがっており、これら被害の防止・軽減に向けた対策が急務となっている。

昨年度、九州の矢部川において出水時法尻のパイピングにより堤防が破堤し、堤内地に浸水被害が発生したことで、堤防の質的強化対策についてさらに関心が高まってきている。本報告は貴志川丸栖地区で実施した「ウェルドレーン工法」について紹介するものである。



図-1 紀の川流域概要及び貴志川位置図

2. 貴志川での噴砂

(1)2011年(平成23年)9月の台風12号時の被災状況

台風12号の出水による紀の川流域の2日間平均雨量は船戸地点上流で415mmであり、1959年(昭和34年)9月伊勢湾台風時の2日間雨量313mmを大きく上回り、戦後最大値を更新する雨量であった。また、降り始めから5日間で年間雨量の4分の3が集中している。

紀の川水系の支川である貴志川においても流域平均で334mmの雨量があり、水位は5.65mを観測し、避難判断水位5.50mを超過した。貴志川左岸0.2k付近(紀の川の丸栖地区)においては、内水被害が発生し、排水ポンプ車による排水作業が実施された。¹⁾

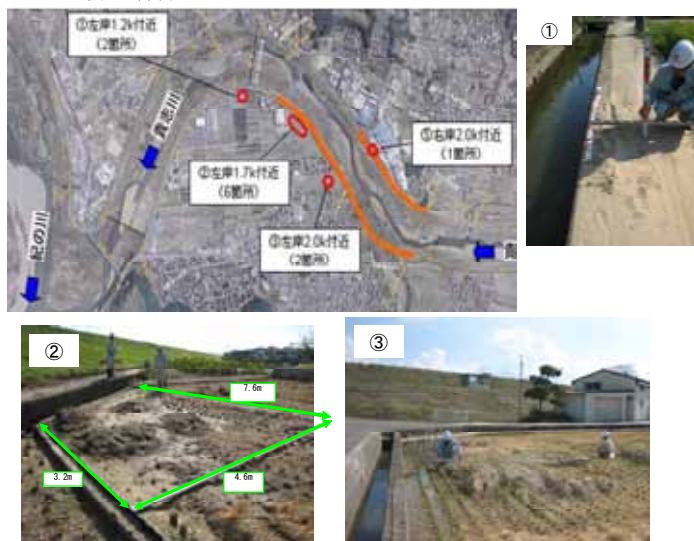


図-2 2011年(平成23年)9月台風12号時の噴砂状況

この出水において左岸丸栖地区（1.2k～2.0k）で地盤の隆起、噴砂が確認されたため、稲刈りに実施した現地調査の結果、大きく分けて3点で10箇所の噴砂を確認した。

(2) 2012年（平成24年）6月の梅雨前線時の被災状況

また、昨年2012年6月には前年の2011年9月時に比べ河川水位は1.8m程度低い状況であったが、概ね同じ箇所において噴砂を確認した。

3. 浸透に対する照査

(1) 土質調査

堤防の浸透流解析にあたり、検討対象地点における土層の堆積状況およびその連続性を確認する目的で土質調査を行った。調査結果より透水性が高い砂礫層が堤防下を横断的に分布し、川裏側では基礎地盤表層にやや透水性の低い中間土（砂質土～粘性土）が分布しており、河川水位上昇時には川裏側の砂礫層が被圧状態になりやすい地盤条件であることが判明した。

(2) 地盤のモデル化

図-3に地盤モデル図を示す。地盤特性値の設定には当該箇所における試験値を採用することを基本とした。

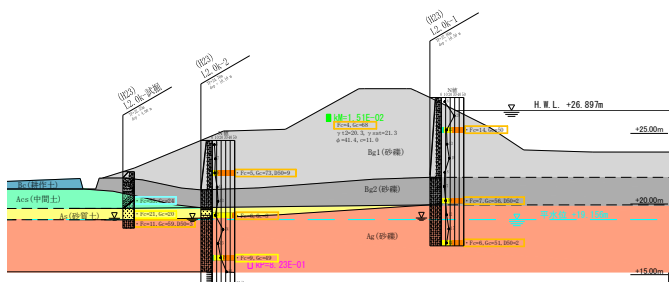


図-3 地盤モデル図

表-1 地盤定数一覧

層区分	湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg)	透水係数 k (cm/s)
Bg1	20.3	21.3	1.0	41.1	1.51E-02
(Bg2)	現場にて水置換法により体積・単重を把握、種分試験試料の三軸試験結果（C-D条件） Bgl層と粒度分布および平均N値（平均N=10）が類似することから、同等の透水性・力学特性を有すると判断し、Bg1層に含めてモデル化を行う。				
Acs	19.8	20.1	24.0	17.2	1.00E-06
(As)	粒度試験結果より帯水層と判断し、Ag層に含めてモデル化を行う。				
Ag	—	20.0	0.0	34.6	1.63E-01
	道路橋示方書(IV, 下部構造編)に準拠 平均N値18から推定 (手引き中のDunhamの式②に準拠)				

(3) 詳細点検結果

堤防の浸透に対する安定性検討は「河川構造の構造検討の手引き²⁾」（以下「手引き」）に準じ、降雨、洪水を外力として非定常飽和—不飽和浸透流解析を実施する。

詳細点検では、すべり安定性照査と堤内法尻部におけるパイピング破壊に対する照査をそれぞれ行った結果、すべり破壊および鉛直方向の局所動水勾配に対する安全

性が確認されたものの、水平方向の局所動水勾配(ih)および、盤ぶくれに対して所要の安全率を満足しない結果となった。

$$\begin{aligned} \text{(鉛直方向)} \quad i_v &= \frac{\Delta \phi}{d_v} = \frac{\Delta \phi - d_v \cdot \rho_w}{d_v} \\ \text{(水平方向)} \quad i_h &= \frac{\Delta \phi}{d_h} = \frac{\Delta \phi}{d_h} \end{aligned}$$

パイピング破壊(浸透破壊)に対する安全性	被覆土なし 被覆土あり	$i_v < 0.5$ $i_h < 0.5$ $G/W > 1.0$ G : 被覆土層の重量 W : 被覆土層基底面に作用する揚圧力
----------------------	----------------	---

図-4 パイピング破壊に対する安全性照査の考え方

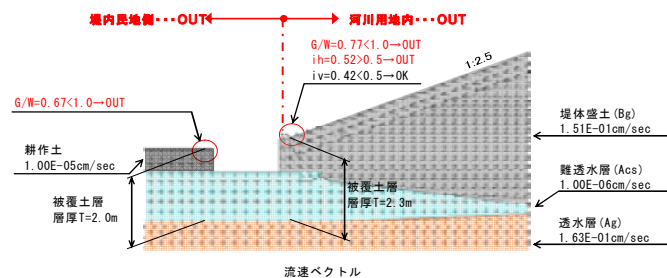


図-5 現況堤防の安全性評価結果

4. 浸透対策工法の検討

(1) 周辺条件

a) 堤内地の地下水利用状況

左岸丸栖地区には農業用水および水道の揚水ポンプが点在しており、地下水位は河川水位と連動してしていることから、浸透対策として遮水矢板を設置すればポンプからの揚水量が低減する可能性が考えられた。



図-6 堤内地の揚水ポンプ位置図

b) 内水被害の発生区域

堤内地の丸栖地区は内水区域で、ドレーン工法を適用した場合には内水流量がどの程度増えるか留意する必要があった。

また、近畿地方農政局により農地浸水軽減を目的としてた農地防災事業が実施中であり、対策工として丸栖地

区下流域で排水ポンプの設置が計画されており、ドレーン排水量により、農地防災事業計画にどの程度影響を与えるか把握する必要があった。

c) 堤防裏法尻水路

堤防裏法尻には土地改良区のかんがい用水路が存在するが、その運用はかんがい期のみであり、出水時には樋門からの取水が停止されることから、法尻ドレーンから排水する場合、水路規模に問題なければ利用可能と考えられた。

(2) 対策工法の比較

当該対策工における対策工の決定にあたり、対策工の抽出、選定を行った。第3案の遮水矢板工法は揚水ポンプ取水に影響を与えることから非選定とした。第1案のドレーン工法は法尻部をバックホウにより床掘りを行うため、ドレーン断面が大きくなり施工にあたっては相当量の現況堤防の掘削が必要となる。一方、第2案のウェルドレーン工法はケーシングマシンで掘削するため、コストおよび施工性が大幅に改善されることから、当該箇所における対策工として第2案のウェルドレーン工法を採用した。

表2 本検討における対策工の比較

	案1 ドレーン工法	案2 ウェルドレーン工法	案3 遮水矢板工法
概要図			
工法概要	ドレーン工を透水性の高い砂礫層まで整備することにより、砂礫層の浸透による被圧(掘圧)を低減する工法。	案1のドレーン工と同様の機能を有する工法であるが、堤防法線方向に間隔を設けて鉛直部ドレーンを設置する工法。	川側のり面を不透水材で被覆し、矢板を不透水層まで打ち込むことで遮水する工法。
メリット	- 浸透による被圧を低減するため、噴砂が抑制される。 - 平常時の河川水が堤内側へ供給される。	- 浸透による被圧を軽減するため、噴砂が抑制される。 - 平常時の河川水が堤内側へ供給される。 - 掘削重機は汎用機(ケーシングマシン)で対応可能で、施工費は安価である。 - 堤内地盤のバリエーションにも効果が期待できる。	- 矢板と被覆により浸透を遮断するため、噴砂が抑制される。 - 他家と比較して堤体の掘削が少ない。
デメリット	- 堤体の一部掘削する必要がある。 - 砂礫層が高透水10^{-1}オーダー(cm/sec)のため他家より排水量が大きくなる。	- 堤体の一部掘削する必要があるが、ケーシングマシンでの施工となるため、堤体への影響は比較的小さい。 - 砂礫層が高透水10^{-1}オーダー(cm/sec)のため他家より排水量が大きくなる。	- 川から堤内側への水の供給が遮断される。 - 地下水流通への影響が大きい(堤内側に上水の水源ポンプ有)礫層が厚く、遮水をすべて遮断しなければ遮水効果が期待出来ない。 - 経済性で最も劣る。
評価値	○	●	△

(3) ウェルドレーン工法の構造

本工法は杭工法を応用し、オールケーシング掘削機により掘削、排土した後に、図-4に示すウェルドレーンを建て込むものである。ウェルドレーンの径は、オールケ

ーシング掘削機での施工性及び堤体の安定性を考慮し、掘削幅が過大にならないよう1.1mとした。ウェルドレーンの深さとしては、地下水の通っている砂礫層に十分に貫入させるために、砂礫層に50cm貫入させる深さとした。

(4) ウェルドレーンピッチの算定

ウェルドレーンピッチの算定にあたっては図-7に示すモデルを作成し、三次元飽和-不飽和浸透流解析を行った。基礎地盤の帯水層の被圧水頭に着目して堤体部はモデル化していない。

2本のウェルドレーンの中間点を圧力水頭の照査点として $G/W>1.0$ となるウェルドレーンピッチを算定し、20mピッチのとき、上記照査基準を満足することを確認した。この時の砂礫層上面の圧力水頭を図-8に示す。

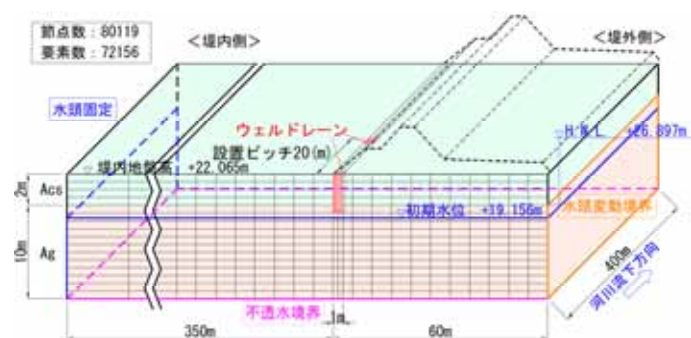


図-7 三次元浸透流解析モデル

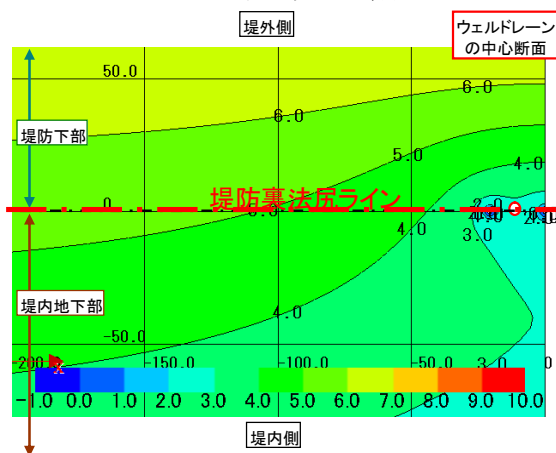


図-8 三次元解析による圧力水頭コンター図

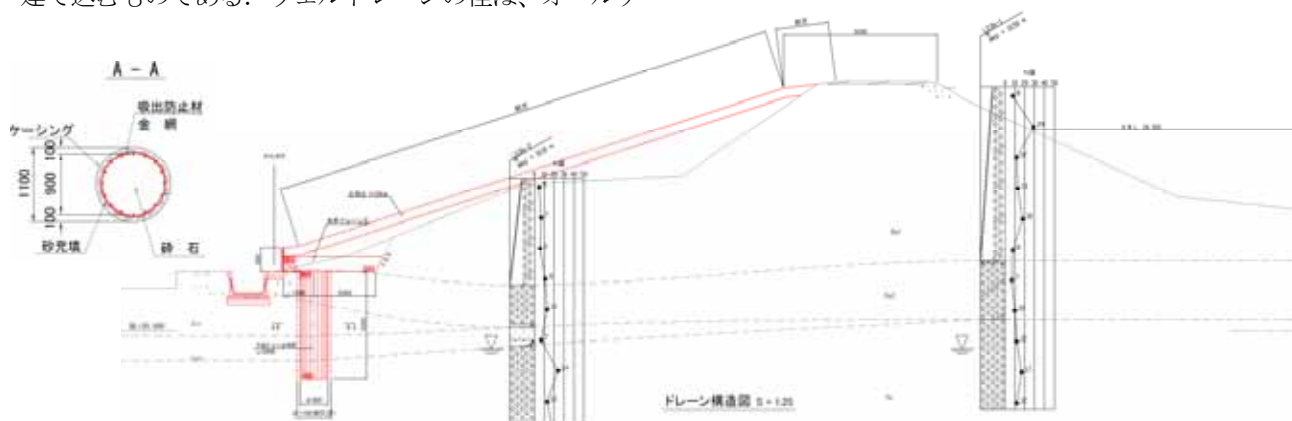


図-9 ウェルドレーン工の構造図

5. 浸透対策工法の施工状況

ウェルドレーン工の施工手順は堤防裏法尻部に施工ヤードを掘削により確保し、オールケーシング掘削機により礫層まで掘削を行い、鉄筋カゴ組み立てたものを削孔内に据え付け、ドレーン材を投入、間詰め材（砂）の充填を行い、その後ケーシングを引き抜き、ウェルドレーンを完成させる。その後ウェルドレーン上部に堤脚部のパイピングによる堤防破壊対策として水平ドレーン工法を施工する。ウェルドレーン工は4本/日の割合で建て込み可能であることから施工性についても他工法より優れていると言える。



写真1 削孔および鉄筋カゴの据え付け (Step1)



写真2 ドレーン材の充填 (Step2)



写真3 ケーシングの引き抜き (Step3)



写真4 ウェルドレーン完成 (Step4)



写真5 水平ドレーン工設置 (Step5)

6. モニタリング計画

ウェルドレーン対策工の効果確認および設計方法の妥当性確認を目的としてモニタリング調査を行う。モニタリング項目は表-3に示す項目について実施する。図-10に示すモニタリング実施位置は噴砂発生箇所近傍において計画した。

表-3 モニタリング項目一覧

分類	モニタリング項目	使用センサー	設置数量	適用
ウェルドレーン	ウェルドレーンの効果確認と設計妥当性確認	水位計	5点×2箇所（上下流）	・堤防横断方向における河川側堤防内と堤内側法尻部での砂礫層内の被圧水位の比較 ・ウェルドレーン延長方向におけるドレーン間の砂礫層内の被圧水高さ分布の確認
	1本のウェルドレーンの排水能力確認	流量計	1箇所	ウェルドレーン1本あたりの排水量の確認
排水路	全体のウェルドレーンの排水能力確認	流量計	1箇所	対策区間末端部での流量確認

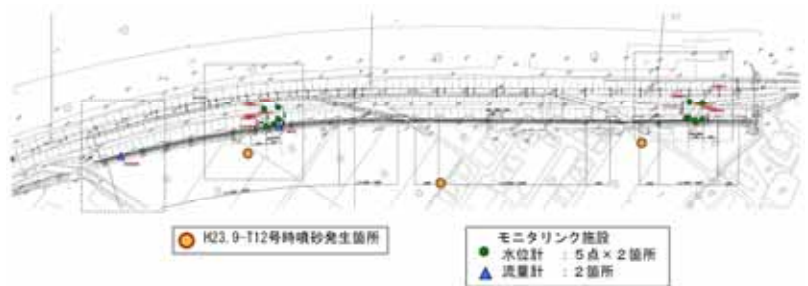


図-10 モニタリング位置

7. まとめ

紀の川水系貴志川における河川堤防を一事例として盤ぶくれに起因する浸透破壊に着目し、その強化対策として近畿地方整備局管内で初めてウェルドレーン工法を適用した。本検討で明らかになったことを列挙する。

- (1) 三次元の飽和-不飽和浸透流解析より，ウェルドレーンピッチにおける水頭低下量を算出した結果，当該箇所において必要なピッチは約 20m となることを確認した。
- (2) 対策工の比較検討より，貴志川丸栖地区の堤防漏水対策として，ウェルドレーン工法は，掘削機械に汎用機（ケーシングマシン）を用いるため施工性，経済性に優れ，また特に維持管理の必要性がないことから適していることを確認した。

8. おわりに

本工法は，川裏部における浸透対策として，その掘削深が大きくなる場合に有効な工法であることが確認された。

直轄河川において堤防詳細点検は概ね完了し，現在各河川において堤防質的強化対策工の詳細設計およびその施工を実施されているところであり，本工法は他河川に対しても，十分に適応性があるものと考えられる。

今後，モニタリングを継続しウェルドレーン工の効果の検証を行うとともに，その結果を関係者で共有し，効果的な堤防質的整備の技術向上に努めるものとする。

謝辞：本箇所の浸透対策工検討にあたって，独立行政法人土木研究所の地質・地盤研究グループには種々指導，助言を頂いた。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 長尾壮治：貴志川における噴砂と堤防の応急対策について，平成 24 年度近畿地方整備局研究発表会論文
- 2) 河川堤防の構造検討の手引き，財団法人国土技術センター，平成 24 年 3 月

営業中のゴルフ場直下における 山岳トンネル工事

白旗 秀紀¹・林下 敏則²

¹株式会社大林組 東京本社土木本部 (〒108-8502 東京都港区港南2-15-2品川インターシティB棟)

²株式会社大林組 大阪本店巨勢山トンネル工事事務所 (〒530-8520 大阪市北区中之島3-6-32) .

当工事は営業中のゴルフ場直下を通過する山岳トンネル工事であり、発破の影響や掘削時の地表面沈下等によりゴルフ場へ影響を与える可能性が否めないもので、設計、施工段階で綿密な技術的検討が必要であった。当工事の施工にあたっては、発注者、設計者と協働して設計の見直し等を行うとともに、安全管理、環境対策等の施工管理を慎重に行い、また工期短縮に向けた工夫等も凝らし、無事、工事完成を迎えることができた。

キーワード 発破掘削、発破振動、地表面沈下、防水型トンネル

1. はじめに

大和御所道路は京都、奈良、和歌山をつなぐ京奈和自動車道(総延長約120km)のうち、大和区間と御所区間で構成される高規格道路である。巨勢山トンネル工事は大和盆地の南端にある御所区間に位置しており、延長1,538mの山岳トンネル工事である(発注者:近畿地方整備局奈良国道事務所)。トンネルの地質は中生代白亜紀後期の花崗岩類が分布し、岩種は主に石英閃緑岩である。この花崗岩体は、本質的には塊状で、堅硬であるが、地表面近くでは風化が進み、マサ化している所が多い。また、トンネルの約3分の2区間(約1km)は土被り22m~80mで営業中のゴルフ場直下を通過しており、ゴルフ場調整池に近接する区間(L=60m)については、防水型(ウォータータイト)トンネルとして設計されていた。トンネル掘削は、起点側から上り勾配(0.3~3.0%)で片押し掘削するもので、NATM発破工法で計画されていた。掘削工法はCパターンでは補助ベンチ付き全断面工法、Dパターンでは上半先進ショートベンチ工法で計画されており、工期は約3年(2010年3月~2013年2月)であったが、工事着手の遅れ、一部一時中止もあり、全体工程の遅延を避けるためトンネル掘削を約21ヶ月で完了させる必要があった。

本報告においては、ゴルフ場への影響を与えないために施した対策について、設計の見直し、施工時の安全管理、周辺環境対策、工期短縮に向けた施工時の工夫等について報告するものである。

2. 技術的課題

本工事は発破掘削によるものであり、直上にあるゴルフ場の低土被り区間において修景池が新設されている。また、ゴルフ場調整池に近接する区間は、防水型トンネルとして設計されている。このため、施工にあたり以下の3点が課題となった。

- ① 当該地山は比較的堅硬な花崗閃緑岩が中心であり、発破掘削時の振動等によってゴルフ場施設やプレイヤーに影響を及ぼす懸念があった。
 - ② トンネル直上に修景池が詳細設計後に新設されており、当初設計条件ではトンネル掘削の影響により池の遮水シートが破損する等の事象が懸念され、補助工法の再検討が要求された。
 - ③ ゴルフ場調整池(上記新設修景池とは異なる)に近接する防水型トンネル区間では、複鉄筋構造で防水シート(t=2mm)を全周(インバートを含む)施工するため、この区間防水工を確実に施工することが求められた。
- 本工事の地質縦断面図、平面図を図-1,2に示す。

3. 発破掘削に伴うゴルフ場への影響検討

(1) 試験発破の実施

詳細設計では、ゴルフ場への発破影響予測の検討が行われている。検討書では、以下の発破振動予測式が用いられている(1a)。

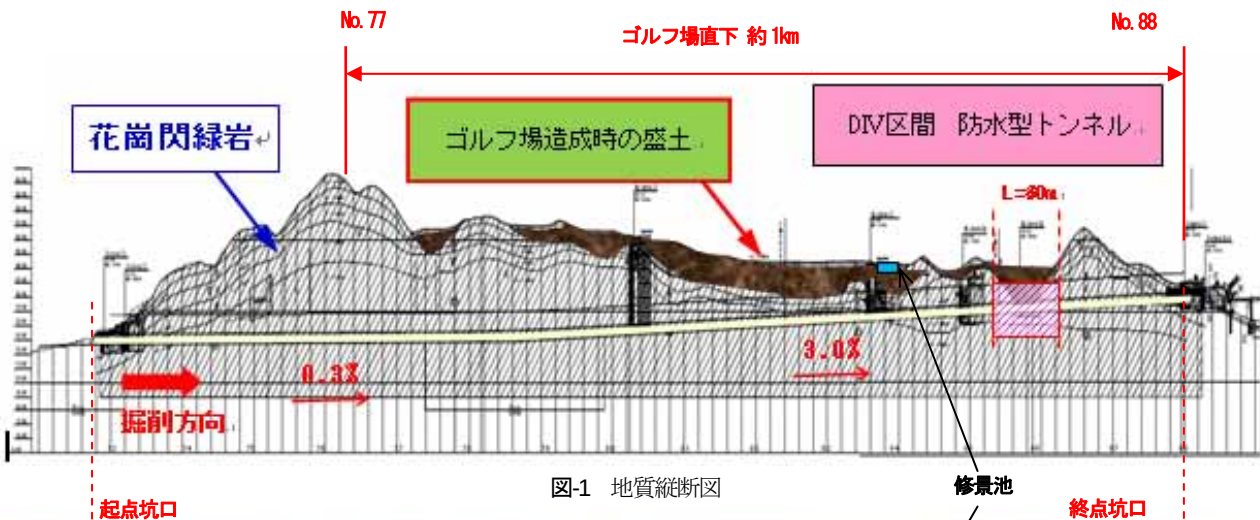


図-1 地質縦断面図



図-2 平面図

$$V = K * W^{2/3} / D \quad (1a)$$

ここで、 V : 振動速度 (cm/s), W : 段あたりの葉量 (kg), D : 計測間距離 (m) である。

発破振動推定係数である K 値は地盤条件等により値が大きく異なるため、実際の現場での適用にあたっては事前に試験発破を行い、その地山に最も適した係数を採用する必要がある。また、人が感じる振動の大きさは振動加速度レベルを人体感覚に補正した振動レベル VL (dB) で表される。今回の保安対象もゴルフ場のプレーヤーであり、人体に対する影響を評価する計測値として振動レベルの値で評価する必要がある。振動速度を振動レベルに換算する式を以下に示す。

$$VL = 20 * \log V + A \quad (1b)$$

ここで、 VL : 振動レベル (dB), V : 振動速度 (cm/s) である。

換算係数である A 値は、発破振動予測式の K 値と同様に地盤条件等により値が異なるため、実測値で確認する必要がある。そのため、ゴルフ場直下の掘削に先立って試験発破、振動計測を行うことにより K 値および A 値の再設定を行い、事前影響予測を見直す必要があった。振動計測は、坑内で飛び石による影響のない測点1とゴルフ場内の最接近位置である測点2で行った。測点1は、爆風や坑壁に衝突した岩石からの反射波を除去するため、瞬発の上下方向の振動値で検討した。発破については、通常発破 (DS 雷管のみ)、制御発破 (DS+MS 雷管を併用、MS 雷管は補助芯抜き) の2つのパターンでおこない振動値および予測係数の違いを検証した。図-3に試験発破の模式図を示す。



図-3 試験発破の模式図

(2)実施結果および影響予測

トンネル坑内、ゴルフ場での試験発破測定結果を表-1,2 に示す(施工パターンはすべてCⅡ-b)。実施工における発破振動影響予測の検討においてK値は、地盤条件をより正確に把握するために、坑内計測結果の平均値 $K=464$ を、A値は保安対象箇所がゴルフ場であるため、ゴルフ場計測の平均値 $A=75$ を採用した。なお、トンネル掘削時の発破振動管理値は詳細設計業務成果より79dBとした。

その結果、トンネル延長が約1200mから1350mの区間において、通常発破で管理値を超えるが、制御発破を行うことで管理値内に収まることが予測された。実際の施工においては定期的にモニタリングを行い、その結果により、振動低減を図るため、段数を増やし1孔当りの装薬量を減らす対策を行った。発破振動影響予測とモニタリング結果を図-4に示す。

表-1 試験発破測定結果(トンネル坑内)

発破No.	離隔D1(m)	芯抜き薬量(kg)	K値	A値
①	104.0	13.2	398	72
②	93.0	4.8	384	73
③	122.0	10.4	472	68
④	259.0	10.8	531	73
⑤	120.0	3.2	533	77
平均値			464	72

表-2 試験発破測定結果(ゴルフ場)

発破No.	離隔D2(m)	芯抜き薬量(kg)	K値	A値
①	156.5	13.2	400	75
②	155.5	4.8	298	73
③	154.4	10.4	288	76
④	150.1	10.8	286	76
⑤	149.1	3.2	285	76
平均値			311	75

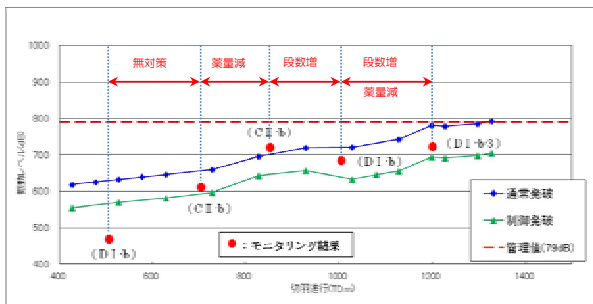


図-4 発破振動影響予測およびモニタリング結果

4. ゴルフ場新設修景池への対応

(1)補助工法の検討

測点 No. 82+60 付近直上においては、設計業務報告時

にはなかった修景池が新設されていた。この箇所の旧地山からの土被りは最小12m程度であり、池の底面には遮水シートが設置されており、トンネル掘削の影響により地表面が不等沈下を起こしシートを損傷して漏水する恐れがあった。設計では注入式FP(セメント系注入材)が採用されていたが、地表面沈下抑制効果や注入材が周辺環境に与える影響に懸念があった。よって、修景池に与える影響について、FEM解析等を行い、補助工法の効果、周辺環境への影響も含めた検討を行った。

(2)解析結果

地表面沈下量の管理値について、一般に家屋等については最大で20~30mmの管理値が設定されることもあり、今回のケースにおいては、これらの管理値を参考にして協議のうえ20mmと設定した。

解析ケースは補助工法の効果を確認するため、①無対策、②注入式FP、③AGF工法の3ケース実施した。図-5にFEM解析結果による地表面沈下の比較を示す。この結果、地表面沈下量を20mm以内に抑制するため、AGF工法を採用する必要がある。

(3)注入材の変更

補助工法注入材は「セメント系注入材」で設計されていたが、低土被り部であり修景池に近接することから、湧水下では流出する恐れがあり、アルカリ分溶出も懸念された。また、ゴルフ場からの放流水は一部農業用水として使用されていることから、工事による周辺環境への影響を防止することが重要であり、注入材の流出を防止する必要がある。よって、現場の適用条件から表-3より作業上の安全の確保や周辺環境への影響を防止するためウレタン系注入材であるシリカレジンに変更した。

表-3 補助工法注入材の比較

項目	セメント系	ウレタン系
性能	1日強度 2.5~3MN/m ² 強度発現が遅く、接着力 小	1時間強度 2~3MN/m ² 強度発現が速く、接着力 大
環境への影響	湧水の影響を受けやすく 状況によっては流出する ゲルタイムの調整が難しい アルカリ溶出の恐れがある	ゲルタイムが短く 湧水の影響を受けにくい アルカリ溶出の恐れなし
コスト	材料単価: @280円/ℓ 3,808千円/シフト	材料単価: @900円/kg 3,888千円/シフト
評価	×	◎

(4)効果の検証

地表面沈下の計測は既設修景池の縁石上に計測点を設け、測定頻度は当該区間の掘削作業日について1回/2日とした。地表面沈下は、インポート打設後に収束する傾向が見られ、最終変位量は、すべての計測点で事前に設定した管理値20mm以下に抑えることができた。

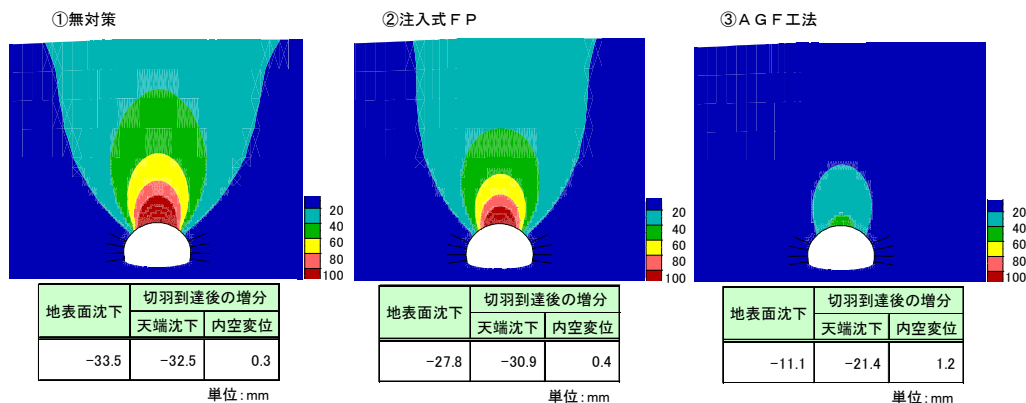


図-5 FEM解析による地表面沈下量の比較

5. 防水型トンネルの施工

(1) 技術的課題

当該区間は覆工へ水圧が作用するため、複鉄筋構造で、防水シート(t=2mm)が全周(インバートを含む)施工となっている。防水型トンネルは、シートを損傷せずに確実にアーチ鉄筋を施工するための工夫が要求され、全体工程を遅延させることなく、不具合を発生させることなく確実な施工することが課題であった。

(2) 解決策

当初設計ではインバート下面に厚さ 10cm の均しコンクリート施工後に、防水シート敷設となっていたが、強度発現が早くトンネル安定性向上に繋がり、かつ工程上でも有利である吹付けコンクリートに変更した。また複鉄筋構造であり、段取り筋の設置方法にも工夫が必要で、段取り筋に円鉄板を取り付け、シートに固定後保護モルタルを施工し、シート損傷防止を図った。保護モルタルは、モルタルポンプと液体急結剤を使用した(図-6)。



図-6 保護モルタル施工状況

アーチ鉄筋はシート非貫通型の吊金具を使用し固定するケースが多いが、シートの損傷、漏水のリスクが高いと考え、鉄筋支保工(2m 間隔)を採用することにした(図-7)。インバートコンクリート打設時に鉄筋支保工の脚部を設置し位置を確定するとともに、鉄筋支保工組立時に繋ぎ材等を用いて自立性を確保した。建込み作業はトンネル工事機械であるエレクター台車を使用した。



図-7 鉄筋支保工組立状況

6. まとめ

ゴルフ場直下の発破掘削に関して、事前に試験発破、影響予測を行い、管理値を設定したうえで、ゴルフ場に説明することで、良好な関係を保持することができた。施工中は、定期的な実施したモニタリング結果をフィードバックするとともに、数値ではなく、あくまでも感じ方がすべてであることを意識して臨むように努めた。

新設修景池部直下については、事前にFEM解析を行い、施工法の比較検討を行った結果、信頼性のより高いAGF工法を採用し、注入材もシリカレジンに変更した。施工中は計測管理を綿密に行い、管理値を超える地表面沈下は発生しなかった。また、注入材の流出やアルカリ分の溶出もなく、環境への影響も発生しなかった。

防水型トンネルの施工にあたって、防水工の不具合発生が最大の懸念であったが、様々な工夫により漏水等の不具合発生もなく、効率的な施工を行うことができた。

今後の同種案件に際しては、相手方に対して、計画、設計段階から継続的に情報を開示し、良好なコミュニケーションを保持するように努め、事業全体が円滑に捗るように配慮すべきである。また経済性比較が第一ではあるが、安全性、施工性、工期等とのトレードオフも考慮したうえで、信頼性の高い工法を選定し、最適なジャッジを最適なタイミングで行うことの重要性を感じた。

本報告が同種案件での参考の一助になれば幸いである。

近隣集落の生活環境に配慮した トンネルの発破掘削について

才田 遼子¹

¹ 近畿地方整備局 浪速国道事務所 工務課 (〒573-0094 大阪府枚方市南中振3-2-3)。

本トンネルは、大阪から三重県を結ぶ清滝生駒道路（国道163号）のうち、生駒山地にある清滝峠を貫く1,116mの山岳トンネルであり、供用する1期線トンネルに併設して計画されている。トンネル工事において、区間中央付近では、トンネル直上約60mの土被りで集落が点在し、発破掘削を行う過程では人体・家屋等への影響を与えない施工が求められた。本論文では、発破掘削時に発生する振動・騒音を監視し、抑制させながら実施したトンネル施工実績について報告する。

キーワード トンネル施工，制御発破，騒音対策，振動対策

1. はじめに

トンネル工事において、岩盤を掘削する場合には経済性、効率性の面から発破工法による施工が広く用いられている。しかしながら、住宅に近接した環境下では、発破による「騒音」「振動」が原因の環境問題がたびたび議論されている。

また、トンネルの発破に伴う振動・騒音については法令上の明確な基準がなく、施工にあたっては綿密な計測とその地域に即した管理目標値の設定及び騒音・振動低減対策が必要となる。

清滝トンネルは、集落の下を通過し、地質は硬質な岩盤で形成されるが、トンネル孔口と家屋等は相当の距離があるため、掘削による集落への騒音の影響は想定していなかった。しかしながら、振動が地盤を伝搬することによって生じたと考えられる騒音により、住民から苦情が寄せられた。

本論文では、このような状況から、計測値及び住民の意見を確認しながら対策工を選定し、施工したトンネルの掘削事例について述べる。

2. トンネルの概要

清滝トンネル（下り線）は四條畷市東部に位置し、四條畷市から奈良県生駒市を結ぶ清滝生駒道路の全線4車線化事業の一環として構築されるトンネルである。本トンネルは、標高300m～400mの緩やかな生駒山地にある清滝峠を貫く1,116mの山岳トンネルであり、地質は、花崗岩と花崗閃緑岩から構成される。花崗岩の一軸圧縮強度は100MN/m³の硬質な岩盤であり、機械掘削は難しい

ため発破掘削によるNATM工法が用いられた。



図-1 清滝トンネル位置図

3. 直上家屋への影響と管理目標値

3.1. 騒音発生要因

本トンネルと直上家屋との位置関係及び振動、騒音測定位置を図-2及び図-3に示す。最接近時にはトンネル直上59mに位置し、トンネル孔口とは相当の距離があるため、家屋への騒音による影響は想定していなかった。しかしながら、直上家屋から水平距離125m（斜距離140m）、振動値45dBの時点で当初予想していなかった騒音が発生し、発破騒音に対する苦情が寄せられた。この時点での発破騒音は70dBを超えた。発生している騒音は、騒音・振動計測結果に相関関係がみられることから（図-4）振動が地盤を伝搬することにより生じているものと考えられた。このため、騒音を低減させるためには、振動を制御することが最も有効であると判断した。

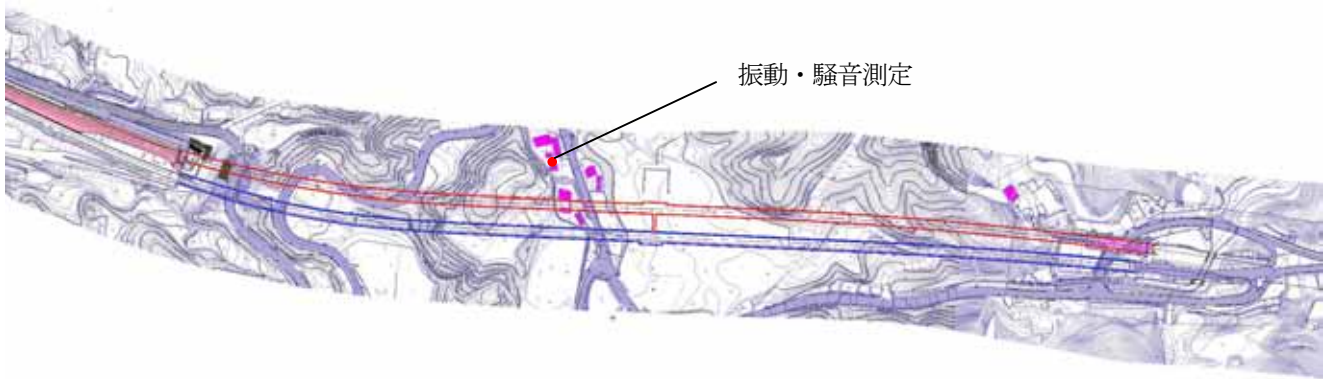


図-2 平面図

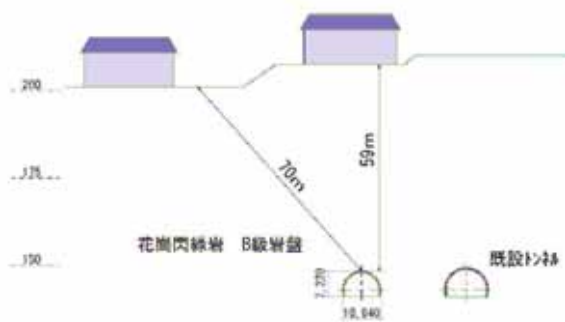


図-3 横断面図

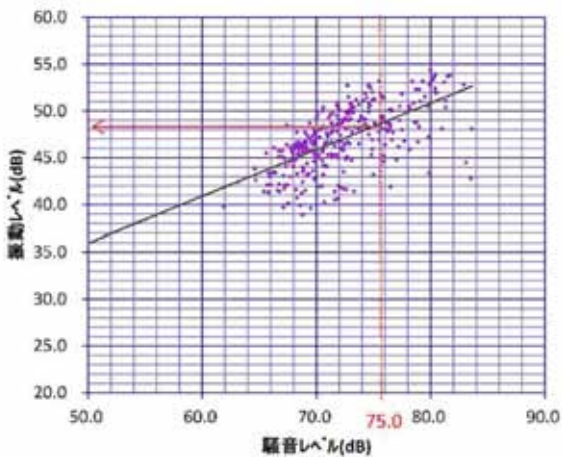


図-4 騒音値と振動値の関係

3.2. 管理目標値の設定

管理目標値については、法令等の基準がない中で、住民からの苦情が発生したため夜間発破を中止し、昼間の管理値については、住民からの苦情発生時の騒音値及び相関図より表-1に示す値とした。なお、管理目標値はあくまでも目標値とし、住民との調整を行い施工を進めるものとした。

表-1 管理目標値

	管理目標値	備考
騒音	75dB	暗騒音+5dB
振動	48dB	測定値の相関より推定

振動を低減させるためには総薬量又は発破係数を低減させればよい。なお、K値の要素には発破効果、爆薬の種類等がある。

本工事においても式-1より振動速度の予測を行い、総薬量及びK値を低減させる手法として、以下①～④の方法を併用させることにより対応した。

工法①：断面を分割し、1回あたりの薬量を減少させる方法（図）

1発破規模を縮小するために、通常1回で発破する断面を最大4分割とする工法を実施した。

工法②：1発破進行長を短くし、薬量を減少させる方法
岩盤には、その破砕に最適な単位総薬量（kg/m³）があり、これよりも少ない総薬量となった場合は、岩盤が有効に破砕されない。工法②では、1発破進行長を短くすることで1発破規模を縮小し総薬量の低減を図った。

工法③：段数を多くし1段当たりの装薬量を低減させる方法（EDDによる1孔1段制御）

トンネルの発破は、各段毎の振動が分離されるため、段数を多くして段当たりの斉発薬量を抑えることにより

4. 対策工法の検討

4.1. 発破パターンの検討

発破による振動予測式は、

$$V = K \cdot W^m \cdot D^{-n} \quad \dots \dots (式-1)$$

V:振動速度 K:発破係数 W:段当たりの薬量(kg)

D:距離(m)

が適用されており、距離の変更は不可能であることから、

振動の低減が可能である（図-6）。従来の段発電気雷管（MS、DS雷管）は段数に限りがあるため、ICを利用することで1孔に1段ずつ時間差をつけて発破を制御できる電子制御雷管（EDD）を使用した。EDDの使用により、起爆時間の誤差を0.2ms以内に制御でき、最大200段まで分割可能となる。

工法④：連続孔機械により自由面を形成させ発破する方法

トンネル発破で最も大きな振動が生じるのは、一自由面発破となる心抜きである。そのため、補助心抜きとして振動低減効果もあるスリットを鏡面に設置し、破碎効果の向上を図った（図-7、写真-1）。

なお、適用する発破パターンの選定にあたっては、直

上家屋での振動・騒音測定結果が管理目標値を下回ることを原則とし、住民の意見を確認しながら実施した。

5. 施工実績

表-2に家屋の近接に伴い実施した対策工法をタイプ別に示す。また、直上家屋における振動値及び騒音値の測定結果と切羽位置の関係を図-8に示す。

TYPE③より1孔1段で制御できるEDDの使用を開始し、MS/DSによる施工時に対して振動値・騒音値ともに5dBの低減効果があった。

しかし、切羽が家屋に近づくにつれて更に振動・騒音値の上昇が予想されたため、TYPE④以降の対策にあるように補助心抜きの設置と進行長を低減することで、孔当たりの薬量を低減した。なお、進行長を低減したパタ



図-5 分割発破断面（4分割）

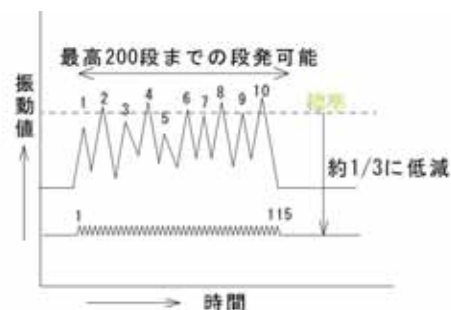


図-6 EDDの効果

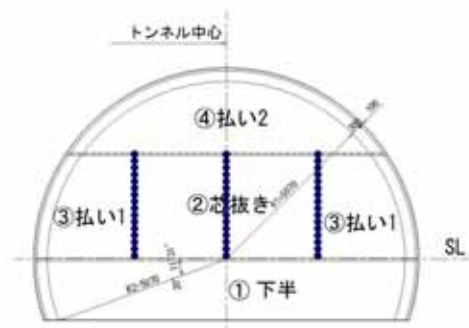


図-7 スリット設置断面図

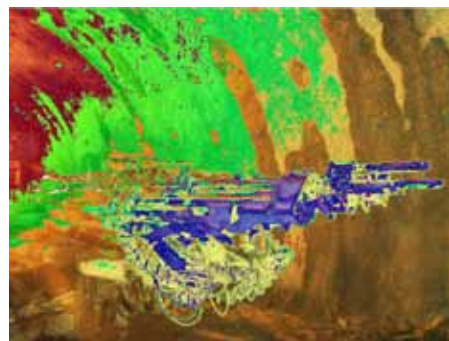


写真-1 スリット削岩機

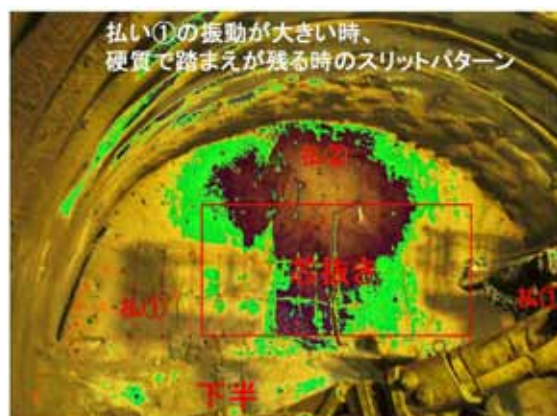


写真-2 払い①の発破振動が大きい場合のスリット形状

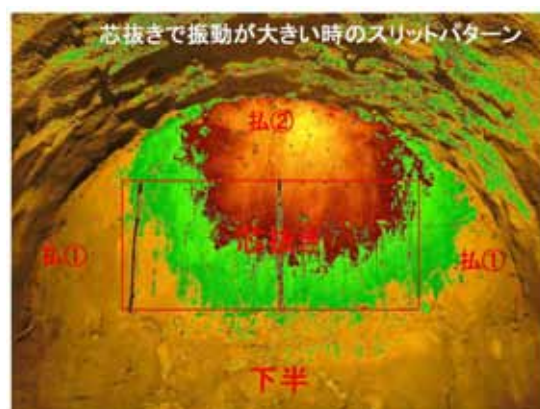


写真-3 心抜きの発破振動が大きい場合のスリット形状

ーンにおいては、対象岩盤が125MN/m²を越える非常に硬質な岩盤であり、良好に破碎させることが困難であったため、補助芯抜きの設置により破碎効果の向上を図った。また、スリットの設置位置については、写真-2、-3に示す2タイプの方法を振動・騒音の測定結果をもとに適宜設置した。

このように、必要に応じて対策工法を選定することで、高精度に振動・騒音を抑制することが出来た。

6. 結果と考察

本施工では、発破による騒音・振動値の明確な基準がない中で、自主管理目標値を設定し、電子制御雷管（EDD）や分割発破、スリット等の併用による施工を行った。

また、当初の検討では、割岩工法も対策工法の1つとして検討していたが、コソクのブレーカー音やドリフターの穿孔音の連続的な微細振動を伴う騒音についても苦

情が発生していたため、今回のように発破継続時間を短く制御した施工方法が最良の対策であったと考える。

結果的に地元対応を円滑に進めながら、工期に大きな負荷を与えることなく、集落を通過することができた。

謝辞

最後に本論文の作成にあたり、本工事の施工業者である戸田建設(株)をはじめとする多くの方に御協力頂き、ここに感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 日本化薬工業会：あんな発破こんな発破 発破事例集
- 2) ジオフロント研究会 掘削工法分科会 制御発破工法 WG：現場技術者のための 制御発破工法の実例-発破による騒音や振動を制御する技術資料-
- 3) 松原健・芦田良太・八木元徳：発破振動に起因する地表建物内の騒音を制御した合理的なトンネル施工

表-2 発破騒音・振動対策対応一覧

区 分	①段当たり薬量低減	②進行長低減	③断面分割数の増	④補助芯抜
標準(C級)	DS雷管	1.2m、1.5m	分割数 1	無し
対策工	TYPE① MS/DS雷管(4kg/段)	1.2m	1分割	無し
	TYPE② MS/DS雷管(2.4kg/段)	1.2m	3分割	無し
	TYPE③ EDD(0.3kg/孔)	0.8m	3分割	ボアホール
	TYPE④ EDD(0.3kg/孔)	0.6m	4分割	スリット1列
	TYPE⑤ EDD(0.2kg/孔)	0.75m	4分割	スリット3列
	TYPE⑥ EDD(0.2kg/孔)	1.0m	4分割	スリット3列
	TYPE⑦ EDD(0.2kg/孔)	1.1m	4分割	スリット3列
	TYPE⑧ EDD(0.3kg/孔)	1.2m	4分割	スリット3列
	TYPE⑨ EDD(0.3kg/孔)	1.2m	3分割	スリット3列
	TYPE⑩ EDD(0.3kg/孔)	1.2m	2分割	

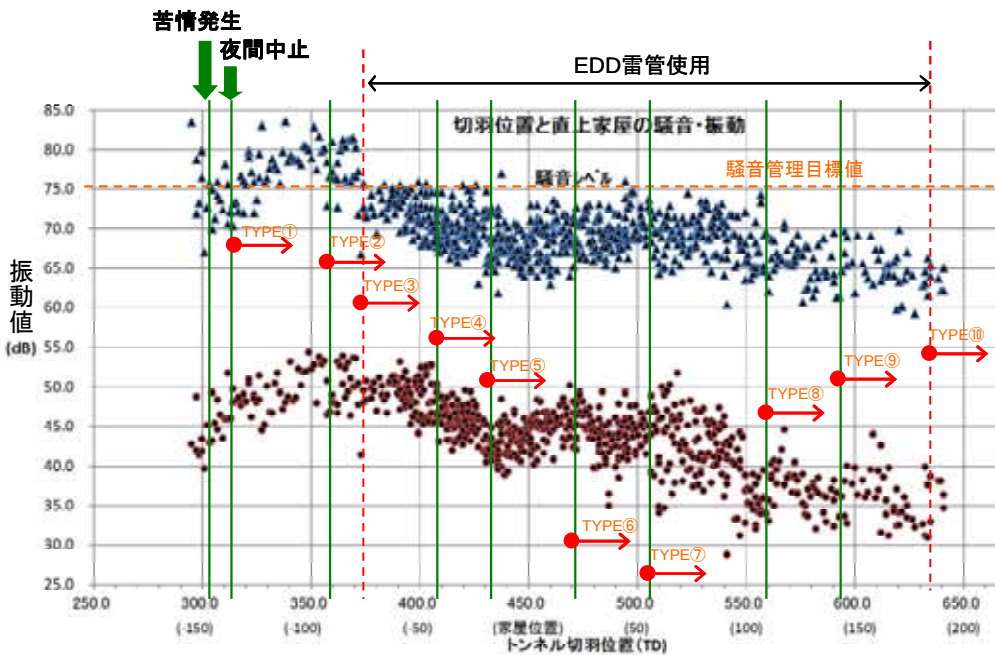


図-8 直上家屋位置における騒音・振動測定結果

大阪港主航路浚渫工事における航行安全対策について

宮原 浩一¹・大前 剛²

¹近畿地方整備局 大阪港湾・空港整備事務所 工務課 (〒552-0007 大阪府大阪市弁天1-2-1-1500)

²近畿地方整備局 大阪港湾・空港整備事務所 保全課 (〒552-0007 大阪府大阪市弁天1-2-1-1500)

大阪港は平成22年に国際コンテナ戦略港湾に選定され、主航路事業が開始された。その中で取り組まれている運航調整及び工事情報の周知における航行安全対策について報告するものである。

キーワード 主航路事業、航行安全、運航調整、工事情報の周知

1. はじめに

大阪港は大阪湾奥部に位置し、難波津（なにわづ）と呼ばれた古代から海陸交通の要衝として栄え、江戸時代には「天下の台所」として海運、水運が非常に栄えた。1868年（慶応4年）7月の開港以来、常にわが国の代表的な国際貿易港として発展を続け、昭和26年9月、特定重要港湾に指定され、平成17年7月には「大阪港及び神戸港」は、スーパー中核港湾として事業を進めてきた。平成22年8月に、更なる「選択」と「集中」により国際競争力を強化するため、阪神港として国際コンテナ戦略港湾に選定された。



写真1-1-1 大阪港全景

2. 国際コンテナ戦略港湾「阪神港」

(1) 東アジアの雁行型経済発展

東アジアはこの30年間に大きく変化した。1960～70年代の経済の中心は日本であったが、70年代後半から80年代になると韓国やシンガポールなどが急激な経済発展をとげて、90年代には中国が台頭。こうした雁の群れのよ

うに先頭が次々変わる経済発展をしてきた。

(2) 港湾の競争力

アジアの経済発展と同時期に欧州連合（EU）が発足して欧州市場が統合された。特に2001年に中国がWTOに加盟後は、急激にコンテナ輸送が増加し、各船社は厳しいコスト競争にさらされて大量の貨物を大型コンテナ船で一度に輸送することによるコストの削減と、港湾の整備では、大型コンテナ船が寄港してもらうために安価な港湾使用料の提供によって、寄港頻度の増加や各国向けの航路の就航など荷主にとって魅力的な港の整備が釜山港で進められた結果、釜山港等でのトランシップ（積み替え）貨物が増えて日本の港全体がフィーダーポート化することで、海外に依存する物流体系に変変わった結果、供給システムが不安定になるなど、日本の産業の国際競争力の低下、海外流出による雇用の喪失等が懸念される。

(3) 国際コンテナ戦略港湾「阪神港」の使命

日本の産業の国際競争力の低下や海外流出を防ぐための方策として、港湾整備の「選択と集中」「国内地方港からの戦略港湾への集荷（釜山フィーダー貨物の奪還）、大型船が寄港できる大水深岸壁を有するコンテナターミナルの整備、コンテナターミナル運営の民営化によるサービス強化を目指している。

大阪港では夢洲に水深15メートル～16メートルの大水深ターミナルが整備されている。本報告は、この大水深ターミナルへ入港するための主航路（道路で言うところの幹線道路）の水深を確保する工事を安全行うために検討した内容を報告するものである。

3. 主航路の整備計画

大阪港の主航路は、港湾管理者である大阪市により

1996年度（平成8年度）に新島の建設と共に計画されて航路幅員350m、水深14.3mが確保された。そして、大阪港が阪神港として神戸港とともに2010年（平成22年）8月に国際コンテナ戦略港湾に指定され、主航路の整備を直轄事業として実施することとなった。

主航路の整備計画は、三段階に分けて実施され、最終的には航路幅員560m、水深16mに整備する。

第一段階では、幅員400m水深15mに整備し、大型のコンテナ船の入港が可能な幅員と水深を確保する。

第二段階では、水深15mで幅員を560mまで広げ、第三段階は、幅員560m、水深16mとする。

5. 大阪港における航行環境

(1) 船舶通航実態

平成24年8月19日（日）00時から20日（月）24時までの連続48時間観測を行った。観測された通航隻数は1日目355隻、2日目429隻であった。1日目と2日目の日付をまたいで航行していた船舶が2隻あったため、実際に通航した隻数は2日間で782隻であった。

調査期間の航跡図を図5.1.1に示し、 L^2 換算航跡密度を図5.1.2を示す。調査期間中の航跡図からは、主航路及び航路外側航行船が大開門付近で収束し、 L^2 換算航跡密度でみても大型船が密集していることが伺える。

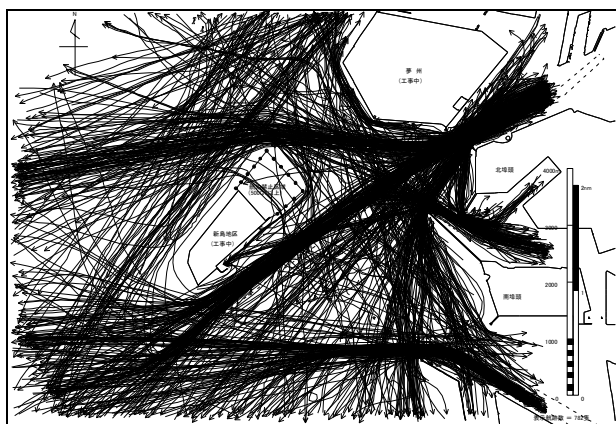


図 5.1.1 航跡図（全船舶／全期間）

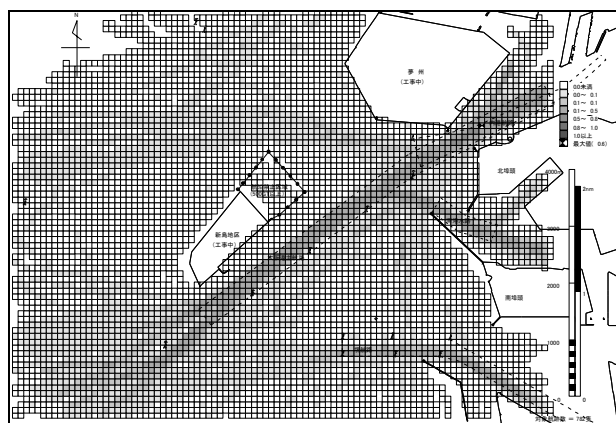


図 5.1.2 L^2 換算航跡密度（全船舶／全期間）

(2) 海難発生状況

2006年（平成18年）から2011年（平成23年）の6年間における、大阪港及びその付近における海難の発生状況を表5.2.1～表 5.2.2に示す。

海難種類別にみると、最も多いは「衝突」16件（総件数の41.0%）であり、次いで「運航阻害」13件（同33.3%）、「火災・爆発」及び「浸水・転覆」4件（同10.3%）の順であった。

海難船舶用途別にみると、最も多いは「その他」18件（総件数の46.2%）であり、次いで「貨物船」10件（同25.6%）、「旅客船」5件（同12.8%）の順であった。

表 5.2.1 海難種類別件数

年	種類	計	衝突	乗揚	機関故障	火災・爆発	浸水・転覆	推進器障害	かじ故障	行方不明	運航阻害	その他
H18	大阪港	4				1					3	
H19	大阪港	11	6	1		1		1			2	
H20	大阪港	4				1	2				1	
H21	大阪港	6	4			1	1					
H22	大阪港	9	4				1				4	
H23	大阪港	5	2								3	

表 5.2.2 海難船舶用途別件数

年	用途	計	貨物船	タンカー	旅客船	プレジャー	漁船	その他
H18	大阪港	4	1			1		2
H19	大阪港	11	2		2			7
H20	大阪港	4	2			1		1
H21	大阪港	6	2		2		1	1
H22	大阪港	9	1	1	1	1		5
H23	大阪港	5	2			1		2

(3) 航行の禁止及び航行等の制限

内港航路南西海域における航行等の制限

① 制限事項

・航行制限区域に出入りしようとする船舶は、航行制限区域内をその方向に沿って航行する総トン数500トンを超える船舶の進路を避けなければならない。

・船舶は、航行制限区域内において、次の場合を除き投錨し又は曳航している船舶を放してはならない。

Ⅰ 海難を避けようとするとき

Ⅱ 人命又は急迫した危険のある船舶の救助に従事するとき

Ⅲ 港長の許可を受けたとき

・船舶は航行制限区域内において、他の船舶と行き会うときは、できる限り右側を航行しなければならない。

② 航行等の制限に関連する行政指導事項

・内港航路を通航しようとする総トン数500トンを超える船舶は、航行制限区域内をこれに沿って航行すること。

・南港から出港する総トン数500トンを超える船舶は、大阪南港第二号灯浮標を左に見て航行すること。

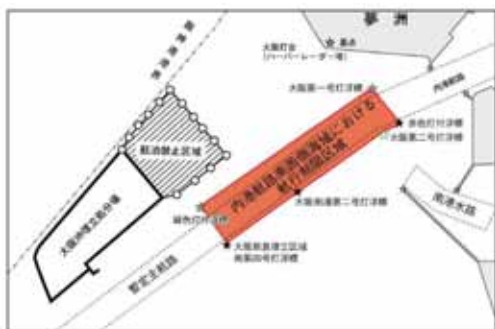


図 5.3.1 内港航路南西側海域における航行制限

(4)航行環境のまとめ

大小様々な船舶が大阪港内への出入口が主航路を航行するしか方法がないために、船舶が集中して海難事故の発生や港則法に規制など種々の制約条件がある。

5. 航行安全性の検討

(1) 浚渫工事中の可航幅員

現在、定期的に入港している最大船型は、表 6.2 2に示すとおり、C11へ入港するコンテナ船69,246GTであり、全長は285mである。また、コンテナ船の全長においては、総トン数5万トン台で全長295mまでの船舶が入港していることから、最大船のLLを300mとして検討する。

表 6.22 最近のコンテナ船（50,000GT以上）入港状況

船名	総トン数	全長m	係留場所
EVER UNISON	89,246	285	C11
EVER UNICORN	89,246	285	C11
EVER URANUS	89,246	285	C11
MAERSK GARONNE	50,757	293	C9
GRASMERE MAERSK	50,898	293	C9
MAERSK DAMPIER	50,242	293	C9
MAERSK GATESHEAD	50,898	293	C9
MSC FIRENZE	52,701	293	C9
MAERSK GAIRLOCH	50,898	293	C9
MAERSK GIRONDE	50,898	293	C9
MSC SIENA	52,701	293	C9
SAFMARINE MULANJE	50,898	293	C9
SAFMARINE MERU	50,898	293	C9
HANJIN NAGOYA	51,754	290	C1
HANJIN ELIZABETH	51,754	290	C1
HANJIN IRENE	51,754	290	C1
HANJIN OSAKA	51,754	290	C1
MOL ENTERPRISE	53,096	295	C2

(2) 施工方法

浚渫工の施工方法について、スパッド式グラブ浚渫船を中心に構成される浚渫船団の概要を図 5.1.1に示す。浚渫船団は、浚渫船と土運船および押船で構成され、船団の大きさは約80m×約50mで航路法線に沿って最大2船団を配置する。浚渫土砂の運搬は、図5.1.2のとおり長さ約60mの土運船と長さ約20mの押船で行う。

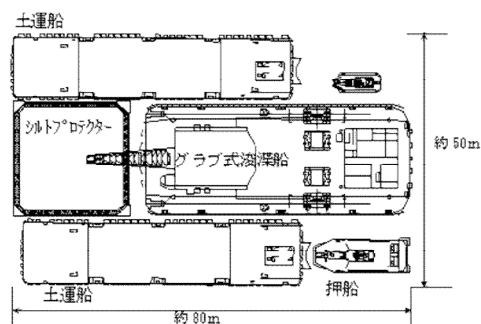


図 5.1.1 浚渫船団の概要

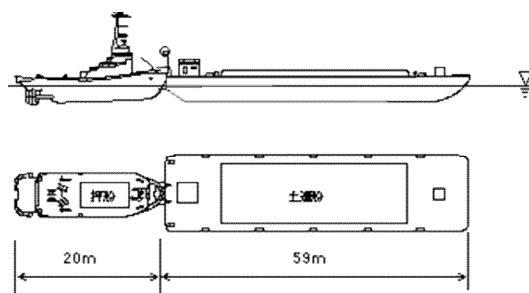


図 5.1.2 浚渫土砂の運搬状況図

(2) 浚渫区域

主航路の浚渫区域を図 5.2.1に示す.

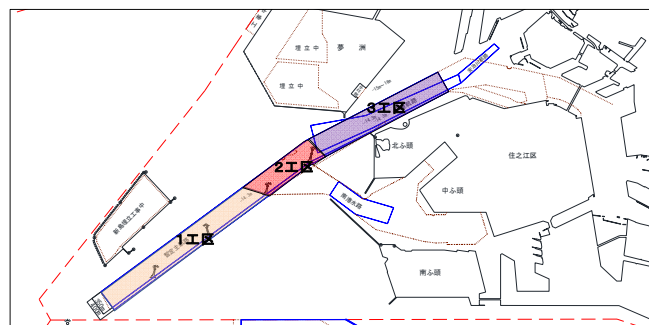


图 5.2.1 主航路浚渫区域

6. 航行安全対策

(1) 工事中運航調整の範囲を限定的に拡大する安全対策

浚渫工事中、運航調整の範囲を工事区域に拡大して行おうとする目的は、浚渫工事を行う際、当該浚渫工事場所の側方の水域において総トン数1万トン以上の船舶同士、総トン数1万トン以上の船舶と総トン数500トン超～1万トン未満の船舶の行会い防止し通航船舶及び浚渫工事の安全を図ることである。

2011 年（平成 23 年）の 11 月 25 日（金）～12 月 4 日（日）の 10 日間における，2 工区及び 3 工区付近における行き会の実態を図 6.1.1 に示す．

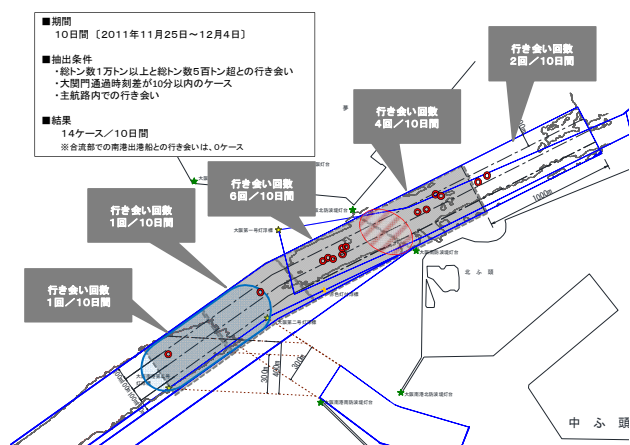


図6.1.1 2工区及び3工区での行き会の実態

(2) 浚渫工事施工に係る航行安全対策

事業主体の体制

事業主体は、安全管理体制を確立するため、工事請負業者間の連絡・調整・協力体制、関係機関との連絡調整及び情報管理システムを構築し、海事関係者との連絡体制を整えるよう工事請負業者に指導し、工事請負業者は体制を確立する。

- ① 関係機関との密接な連絡・調整を図る体制
- ② 海事関係団体・船舶等に迅速な周知・広報と必要な情報の提供ができる体制
- ③ 警戒船の指揮・運用管理体制
- ④ 情報収集・情報提供の一元的な管理体制
- ⑤ 工事作業船の安全運航に関する運航管理者、工事請負業者との業務連携体制

事業主体は、上記の各体制が有効な機能を持ち、それぞれ関連のある働きをする体制を確立するよう、情報管理システムを運用する大阪港航行安全情報センターを活用する。

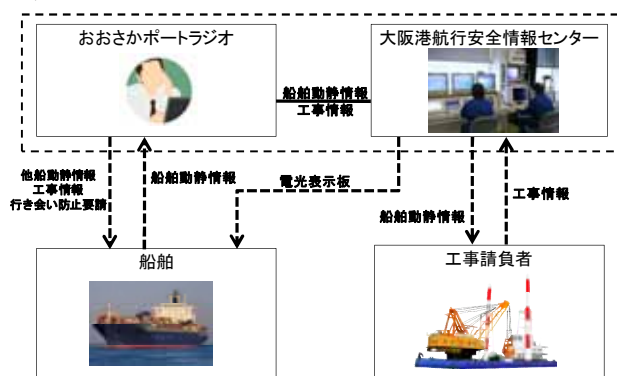


図6.2.1 浚渫中の運行調整における情報の流れ

(3) 航行船に対して航行上の留意事項を要請する安全対策

工事作業に関する情報及び安全対策等の事前の周知広報は、ポスター等の配布による水域利用者への周知広報の他、海上保安庁を通じ水路通報への掲載を依頼する等

により周知を図る。

(1) 周知内容

- ① 予定の工事作業内容と区域及び期間 作業区域の標示方法
- ② 通航方法の基本事項
- ③ 退避対象船
- ④ 運航調整方法及び行会調整対象船
- ⑤ 工事作業船の退避の連絡に関する協力依頼
- ⑥ 灯標の移設に関する事項

(2) 周知方法等

主な周知方法等は次のとおりとする。

- ① 水路通報
海上保安庁の水路通報への掲載依頼による周知、広報。
- ② リーフレット等（日本語版・外国語（英・中・韓）版）
関係官庁及び海事関係団体等を介して船舶、海事関係者へ配布することによる周知、広報。
- ③ ホームページ
ホームページを活用した周知、広報。

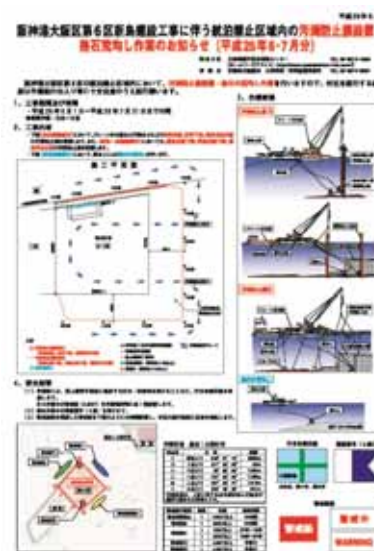


図6.3.1 リーフレット（日本語版）

7. まとめと今後の課題

(1) まとめ

平成23年度より一般船舶の往来が激しい主航路内で事業を進めているが、本事業に関連する海難事故が発生していない要因として、運航調整を始め、水路通報、リーフレット及びホームページ等による一定の効果が挙げられる。

(2) 今後の課題

スケールメリットによる輸送コスト低減のため、コンテナ船の超大型化が進んでいる。大阪港を利用している船社の中で、全長300mを超えるコンテナ船の導入を検討していることから、これらの動きに注視する必要がある

と思われる。

参考文献

- 1) 平成 22 年度大阪港主航路航行安全対策検討業務 報告書
- 2) 平成 23 年度大阪港主航路工事等に伴う航行安全対策検討業務 報告書
- 3) 平成 24 年度大阪港主航路工事等に伴う航行安全対策検討業務 報告書
- 4) 大阪市港湾局：大阪港港湾計画書（改訂）平成 18 年 11 月
- 5) 2011 年の大阪港の港勢
- 6) 大阪港航行安全情報センターHP
- 7) 大阪港入出港マニュアル 平成 22 年 3 月

国道1号におけるR&C工法施工事例について

田中 幸一¹

¹ 近畿地方整備局 奈良国道事務所 京奈和監督官（〒630-8115 奈良市大宮町3丁目5番11号）。

本稿は、国道直下をR&C工法で施工する河川ボックスカルバート工事において、路面変位を抑え、交通の安全を確保する取組みとその効果について報告するものである。

R&C工法は軌道直下を対象とした施工実績や報告は比較的多いが、幹線道路直下での施工事例報告は少ない状況であり、P D C Aを回しつつ施工を進めてきている。

現在の進捗状況は、5 函体で構成される延長約 5 0 m のボックスカルバートの内、第 1， 2 函体の掘削・けん引までが完了し、第 3， 4 函体を構築中である。

薬液注入工、箱形ルーフ工、ガイド導坑工完了までの施工実績を取りまとめている。

キーワード R&C工法，低土被り，路面変位抑制，危機管理

1. はじめに

R&C（アール・アンド・シー）工法は、道路や軌道直下において矩形断面の箱型ルーフをボックスカルバート外縁に合致するように横断区間の全長に貫通させ、その後発進立坑にて築造したボックスカルバートを箱型ルーフと置換設置する工法である。カルバートの置換設置にはけん引方式と推進方式があるが、本工事では構造物の断面が大きく掘進距離が長いので、大きな推進力が可能となるけん引式が採用されている。工法概要を図-1に示す。

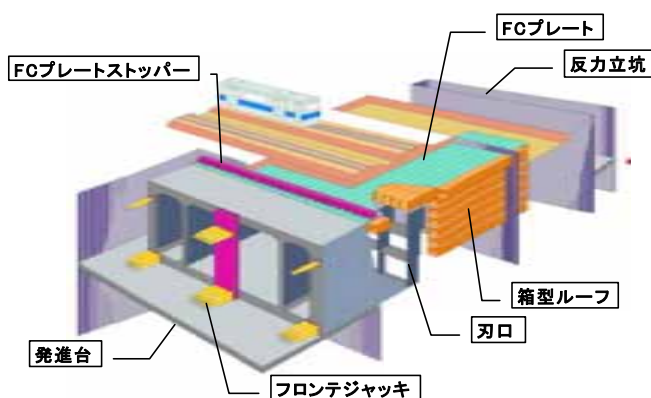


図-1. R&C工法けん引概要¹⁾

(1) R&C工法の選定

当該工事においては、開削工法にともなう迂回路施工が不可能と判断され、非開削工法が求められた。

非開削工法としては防護工の下に躯体を構築するパイプルーフ工法やルーフまたはエレメントが躯体として構

築されるURT工法等との比較がなされ、最も大きな土被りの確保、工期、経済性等から当該工法が採用されている。

(2) 道路横断部における施工実績

R&C工法は1984年に施工されて以来、平成24年10月現在まで379件の施工実績があり、その80%以上が軌道横断部である。道路横断部での実績は61件、その内けん引式の実績は本工事を含め16件と極めて少ない。

2. 事業概要

(1) 河川事業と工事の概要

本工事は、滋賀県が行う1級河川葉山川改修事業の一環で、滋賀国道事務所管内の栗東市坊袋地先の国道1号・東海道新幹線交差部の直下を横断する延長52.5m、内空断面8.7m×3.6mの河川ボックスカルバートを設置する工事である。滋賀県からの委託により滋賀国道事務所が工事を行っている。

葉山川の上流部は、典型的な天井川となっており、昭和36年6月の梅雨豪雨及び昭和57年8月台風による2度の大洪水により家屋への大きな被害を記録している。

現在、河口から6.65kmまで改修が進んでいるが、国道1号横断部付近は現況流下能力が不足し、破堤時に甚大な洪水被害を被るおそれがあるため、早急に浸水リスクの低減対策を講じる必要がある。国道1号横断部を平成25年度に完成させ、上下流の取り付け工事を完成させた後に、平成28年度内に河川の切替工事を実施する予定である。

(2) 近接構造物等の概要

当該ボックスカルバートは、日交通量51,000台が通過する国道1号直下を土被り約1.1mで横断する。

また、同箇所を東海道新幹線の高架橋が横断しており、新幹線橋脚フーチングに対する近接施工となる。

さらに、国道中央地下には約5.5mの離隔で大阪ガス供給導管、発進立坑上空には77,000V特別高圧線が通過し、施工箇所に隣接する国道沿線には24時間営業の外食産業店舗や事務所が営業を行っている。

図-2に施工位置図、図-3、4に函体横断面図、縦断面図示す。

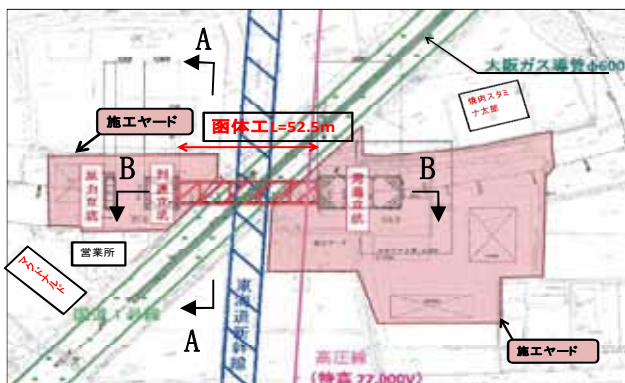


図-2. 施工位置図

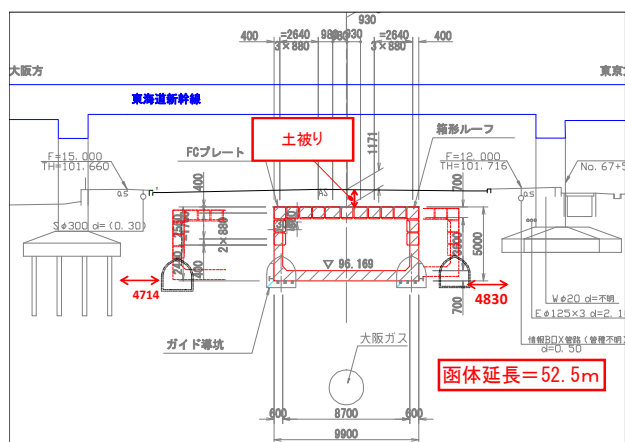


図-3. 函体横断面図 (A-A 断面)



写真-1. ガイド導坑、箱形ルーフの設置状況

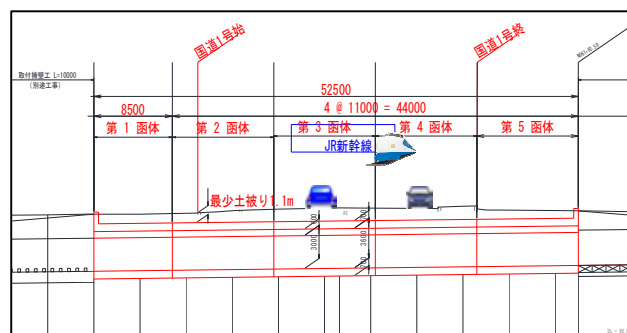


図-4. 函体縦断面図 (B-B 断面)

(3) 地質概要

図-5にR&C工法適用箇所の土質縦断面図を示す。

当該工事範囲の地質は舗装構造の下に沖積粘性土層 (Ac層)、沖積砂質土層 (As層)、沖積礫質土層 (Ag層) が分布し、その下方に洪積粘性土層 (Dc層)、洪積砂質土層 (Ds層)、洪積礫質土層 (Dg層) が分布している。地下水位は高さGL-3.5m~-4.0mとなっている。

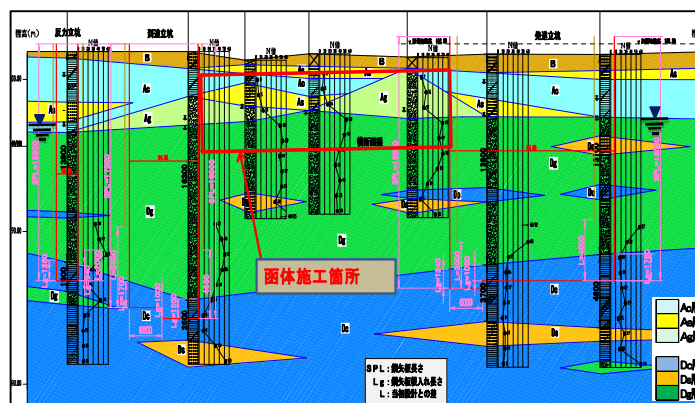


図-5. 土質縦断面図

3. 国道交通の機能確保に対する課題

(1) 施工手順

本工事における施工順序を図-6に示す。また、各工程の概要を以下に述べる。

第1工程：反力、到達、および発進立坑の設置後、けん引工等における止水のために、地下水位以深の地盤改良を行う。次に、到達立坑より、FCプレートを載せた箱形ルーフ推進を行う。

第2工程：箱形ルーフの推進完了後、到達立坑ではガイド導坑及びけん引時に使用するPC鋼線を通す水平ボーリングの施工を行う。また、発進立坑では、第1, 2函体のボックスカルバートを構築する。

第3工程：反力立坑に固定したPC鋼線に反力を取りながら3箇所ジャッキで第1, 2函体をけん引する。その時、FCプレートを残置したまま箱形ルーフのみ押出して、到達立坑で回収する。

第4工程：同様に第3、4函体、最後に第5函体の順序で箱形ルーフを押出しながら、函体をけん引する。
 第5工程：函体が所定の位置に到達後、施工目地防水を行い、函体を接合しPC鋼線で緊張する。最後に函体周辺の裏込注入工を行う。

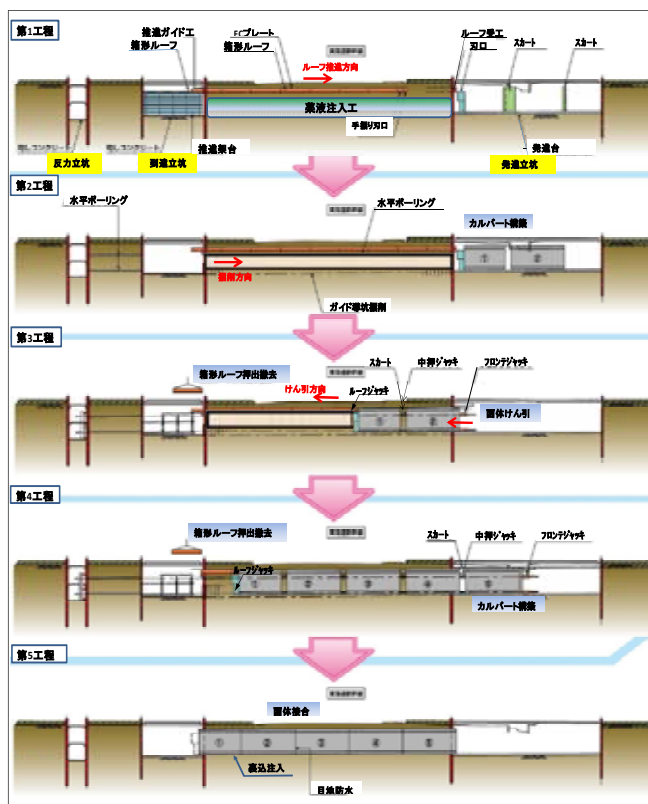


図-6. R&C工法けん引式施工順序図

(2) 国道管理に対する課題

道路施工においては表-1に示すように終日交通機能を確保しながら、作業を進める必要がある。

表-1. R&C工法の道路横断面部と軌道横断面部との相違

施 工 箇 所	交通の条件	掘進作業が 可能な時間帯	横断構造物変位 の補修方法
道 路 横断面部	終日の交通機能確保が必要	作業時間制限なし	夜間規制による道路補修
軌 道 横断面部	列車通過の無い時間帯あり	夜間等列車間合の長い時間帯	始発列車等走行前迄に軌道整備

したがって、路面変位の正確かつ早期把握、路面補修判断と突発的な交通障害が発生した場合、社会的影響の回避を図る対策が必要であった。

(3) 作業の影響に伴う路面変位に対する課題

本工事目的物は河川ボックスカルバートであるが、工事費のうち約92%が仮設備工事に関するものとなっている。仮設備工事のうち、薬液注入工、箱形ルーフ工、ガイド導坑工の施工により、路面変位に影響を及ぼすことが懸念される。交通機能を確保するためには、これらの工種の施工が路面変位に与える影響を定量的に評価で

きるシステムが望まれるが、過去に報告された事例はなく、専門業者の経験により担われている状況となっている。各作業において、路面に影響を与えると考えられる要因を表-2に示す。

表-2. 各工種作業で懸念される路面への影響

工 種	懸念される路面への影響
薬 液 注入工	1. 低土被り（約3 m）での注入時の隆起 2. 注入圧力上昇による隆起
箱 形 ルーフ 工	1. 掘削時の人為的又は通り修正時の過掘りによる沈下 2. 障害物撤去や岩ズリ取り除きにより箱形ルーフ断面外にできる空隙による沈下 3. 掘削切り羽面の崩壊や緩みによる沈下
ガイド 導坑工	1. 土留矢板と地山の空隙による沈下 2. 薬液注入工の改良不良による湧水発生や切羽崩壊による沈下

上記リスクに対する対策や施工管理をいかに行うかが課題と考えられた。

4. 国道交通の機能確保に対する対策

(1) 路面変位計測管理

施工による影響範囲の変位を面的かつ迅速に把握するため、路面上に2 m格子で1 2 9箇所の観測点を設けてレベル計測を行うこととした。また、交通量が多いため人力計測が難しく、自動追尾型トータルステーション（ノンプリズム型）を用いて表-3のとおり管理計画を策定した。

表-3. 路面監視計測

期 間	対 象	計測範囲	計測頻度
全 期 間	全 工 程	全 範 囲	1時間間隔
重点管理 施工期間	薬液注入工(国道部) 箱形ルーフ推進工 ガイド導坑工	施工場所を中心とした範囲	10分間隔

(2) 路面変位管理基準値策定と危機管理体制の構築

路面変位に対する管理値の決定根拠および管理値を超えた場合の対応策を表-4に示す。

危機管理体制の策定にあたっては、国道管理者やJR東海道保線区、バス会社、栗東市、草津警察署などの関係者との協議を行った。

以下に構築した管理体制の主なものを記載する。

① 連絡体制

- ・道路機能障害発生時等の緊急連絡系統策定
- ・路面変位管理値到達時は体制構成員に携帯メールを配信

② 路面補修体制

- ・補修用緊急資材、交通規制資材の備蓄、作業要員の準備

- ・24時間稼働アスファルトプラント工場の選定
- ・路面補修の迅速化を図るため、可能性のある道路障害を想定し、道路法80条協議の事前実施

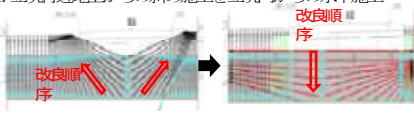
表-4. 管理基準値と対策

管理体制	管理値	設置理由	対 策
1次管理値 (警戒)	±10mm	2次管理値の50% 路面状況の監視を強化し、2次管理値を考慮した準備を行う	・自動計測機器の測定値が手動レベルと合っているか確認 ・緊急資材備蓄の確認 ・路面監視人配置とレベル計測実施
2次管理値 (緊急)	±20mm	道路補修の判断基準 (日本道路協会：道路維持修繕要綱) わだち掘れ深さ ・交通量多い一般国道 30～40mm ・高速道路 20～30mm 段差すりつけ 橋 30mm 以上の中で最も厳しい基準を2次管理値とした	工事を一時中断し、路面補修実施及び施工対策案の検討

(3) 路面変位抑制対策 について

各工種における路面変位抑制対策を以下に示す。

a) 薬液注入工

路面変位 対策	詳細対策	日常管理方法
①低土被りでの注入時の路面隆起	1. 立坑付近地上からの斜め施工を立坑内からの水平施工へ  立坑からの注入は、施工順序を上から下へと改良することで各層面への影響を少なくする。地上からの斜め注入に比べて注入間隔が均等になるため、より均一な改良を行うことができる。 2. 指向性グラウチング注入ノズルの使用 注入ノズルの位置が下方2方向に設置されており、注入の吐出を下方向き制御できるため上部への影響が小さい。 	掘削傾角角度(規格値±1.0°)、削孔長の計測管理を全本数で行
②注入圧力上昇による路面隆起	1. 試験効施工より初期圧+1.0Mpa以下で管理 2. COGMAシステムを導入(一定基準の注入圧力が効めると、自動で注入量を少なくして圧力を制御する機能を有するシステム)	施工時の周辺状況を確認し、異変がある場合、注入中断などの措置

b) 箱形ルーフ工

路面沈下対策項目	詳細対策	日常管理方法
1. 掘削時の人為的又は通り修正時の過掘りによる沈下	加泥注入材(クレーショック)を1推進ごとに充填し、空隙部への充填と推進時の摩擦軽減する。	掘進通りを±30mm以内に作る。 昼夜作業開始前の通り計測の実施
2. 支障物撤去時の箱形ルーフ周辺の空隙による沈下	緊急時対策として土嚢・ゴムパッキンを立坑内に準備し間詰を行う。推進後加泥注入材を充填。	支障物の大きさから間詰め量を計測し、充填量を確認する。
3. 掘削時の不安定な地山の崩壊による沈下	ストローク長を標準50cm→20cmと短く対応する。	推進計測頻度を多くし、推進精度が悪くなったときは、ストローク長を短くして調整する。



写真-2. 箱形ルーフ内のクレーショック充填状況

C) ガイド導坑掘削工

路面沈下対策項目	詳細対策	日常管理方法
1. 土留矢板と地山の空隙による路面沈下防止対策	・過掘りの禁止する。 ・支保工の側面を砂・発生土で充填。支保工上部に矢板・キャンパを挿入し地山との隙間を少なくする	・支保工間のレベル変位の計測 ・上記よりさらに追加する直上部の箱形ルーフ沈下量を測定する ・昼夜作業開始前の目視及び打音検査による空隙確認
2. 湧水の発生と切羽崩壊防止対策	事前に制作した大型土嚢、土嚢、ポンプ、透水マットを準備する。薬液注入の止水注入の準備	昼夜作業開始前の切羽スケッチによる地山・湧水の確認

5.施工時における問題点と追加対策及びその効果

(1) 薬液注入時のリーク防止追加対策とその効果

路面に近い部分における2次注入時に、薬液が舗装打ち継ぎ目から路面上にリークし、その部分に近接して表層が局部的に浮上がるという現象が発生した(写真-3、図-7参照)。原因は、アスファルト舗装とコンクリート舗装の継目から薬液がリークして、劣化していた表層部分を浮上げたものと考えられた。

舗装の劣化に起因する打ち継ぎ目以外の微細クラックおよび、コンクリート舗装とアスファルト舗装の継目に対する止水を確実に行う必要があると考え、図-8のように舗装打換え工と舗装目地補修工を実施した。なお、コンクリート舗装版は路面変位に対しては有効に機能すると考え存置した。また、作業再開時には路面監視人を配置した。



写真-3. 薬液の路面リーク状況

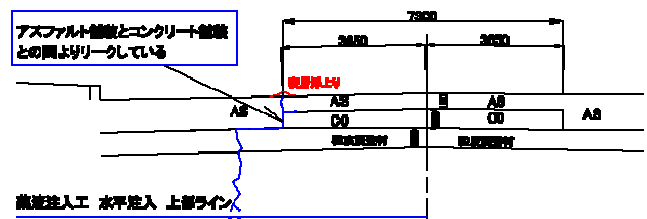


図-7. 路面への薬液リーク概要図

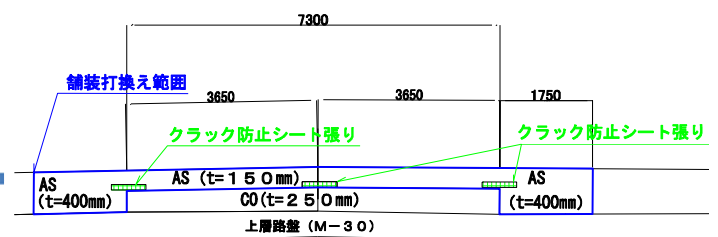


図-8. 舗装打換えによる薬液リーク対策

薬液注入施工完了時の路面変位を図-9に示すが、最大変位+19mmと2次管理値内で作業を終えた。変位形状は中央車線付近の隆起大きく、改良範囲全体に及んでいるものの、追加対策後には問題となるような局所的な隆起はなかった。圧力管理、注入方向の改善などの隆起抑制と舗装打換えによる隆起・リーク対策が一定の効果を得たと考える。

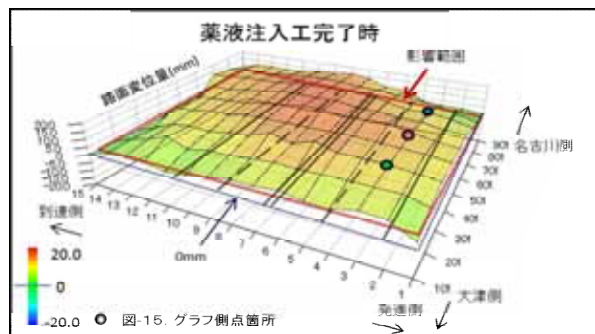


図-9. 薬液注入工施工終了時の路面変位

(2) 箱型ループ掘進時の支障物撤去追加対策とその効果

木杭、コンクリート塊などの埋設支障物が多く発生した箇所においては、掘削面の安定確保のためストローク長を50cm→20cmとして施工を行った。しかし、路側帯付近で箱型ルーフ掘進前面の支障物（最大50cm程度の岩塊）を撤去した時、その上層部の緩い砂質土（路床）が崩れ、舗装下に空隙（60cm幅）が発生した。（図－10参照）

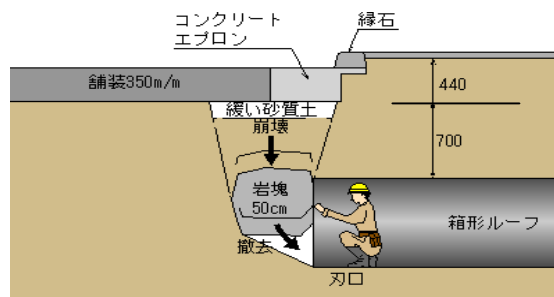


図-10. 舗装下空隙の発生状況

空隙発生後、路面から空隙部充填を行うとともに、掘進作業を一時中止し、改善対策を検討した。今後の施工においても問題となる同様の構造が考えられるが、事前に想定できないこと、ルーフ切羽からは支障物の上部にある地層が確認できないことから以下の追加対策を実施した。

- ① 路面から箱形ルーフ下面深さの範囲で支障物撤去及び路床の置換え（図－１１参照）
- ② ２次管理値に達する前に路面補修作業を実施

箱形ルーフ工完了時の路面変位を図－１２に示す。全体的に沈下しており、沈下量にばらつきがあるものの、舗装打換えによる支障物撤去の追加対策後は、路面変位を２次管理値内で管理することができた。加泥充填材の

注入、ストローク長の調整によるループ推進精度の確保
による沈下抑制対策と局部変位に対する路面補修対策に
より効果が得られたと考える。

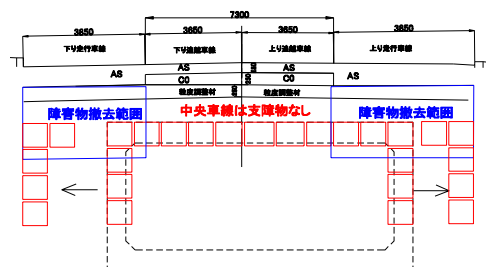


図-11. 箱形ルーフ支障物撤去箇所断面図

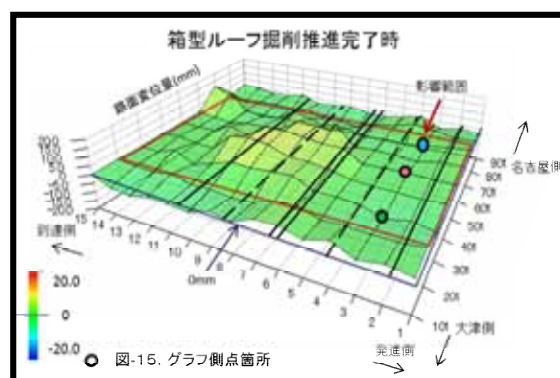


図-12. 箱形ルーフ推進終了時の路面変位

(3) ガイド導坑の追加対策とその効果

箱形ルーフまでの施工をふまえ、事前に想定していた舗装や路床条件の不確実性があらわになった。ガイド導坑施工においてはその不確実性を補うために以下の追加対策を実施した。支保工上部で発生する地山との空隙に対しては、当初検討した矢板やキャンバの挿入のみでは、少なからず地山の緩みが考えられたため、ガイド導坑直上の箱形ルーフや路面の沈下が予想された。このため発泡ウレタンによる注入を実施した。

図-13に支保工上部において実施した対策を示す。

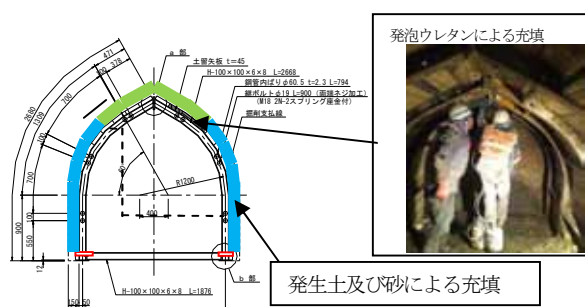


図-13. ガイド導坑の支保工上部充填対策

ガイド導坑掘削完了後の路面沈下量は、箱形ルーフ完了後から最大-7mm、平均で-3mmとなった。また、路面沈下はガイド導坑掘削ラインに沿って見られたが、箱形ルーフ工同様に、2次管理値に近くなった時点で路面補

修作業を行い、車両走行性を確保した。
ガイド導坑完了時の路面変位を図-14に示す。

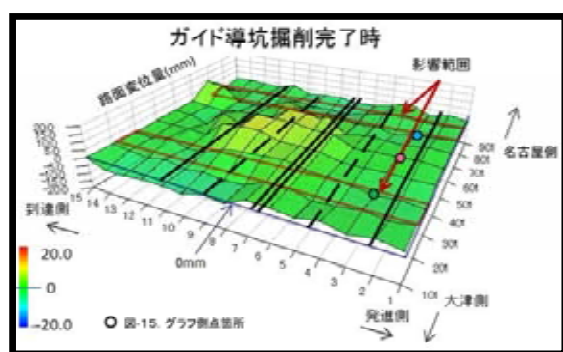


図-14. ガイド導坑掘削終了時の路面変位

6. まとめ

ガイド導坑掘削完了までの路面の変位状況(図-15、表-5参照)は、最大隆起が20mm以内、ガイド導坑掘削後の沈下10mm以内に納まっており、危機管理体制も含め施工管理が有効に機能したと考えている。

薬液注入時の路面へのリークや箱型ルーフ施工により発生した空隙に見られるような路床等の不均一性について確認のできる履歴資料はなかった。そのため試掘調査により道路構造の健全性を確認のうえ、路床を含む舗装打換えを実施した。これにより、通行機能に影響を及ぼす隆起及び沈下を抑制できたと考える。また、局所的な路面沈下に対しては、施工中3度の薄層舗装等を実施し、走行性を確保することができた。

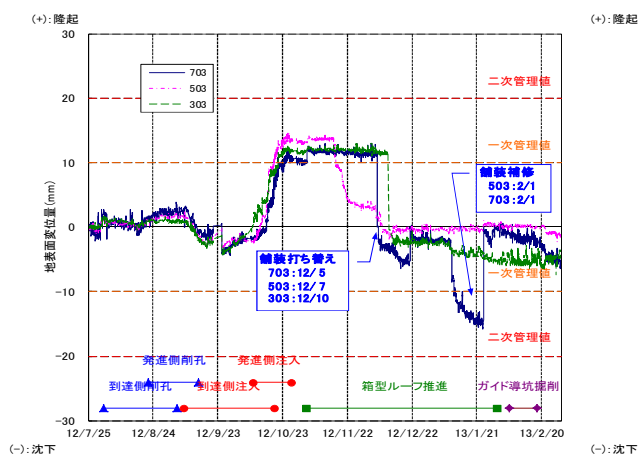


図-15. 路面変位推移図

(地表面変位量は図-9, 12, 14のポイントを示す)

工 種	各工程開始からの路面変位量(mm)			工事開始からの路面変位量(mm)		
	最大	最小	平均	最大	最小	平均
薬液主入工	19.2	0.1	11.0	19.2	0.1	11.0
箱型ルーフ推進工	-17.5	-4.3	-10.2	11.3	-5.7	4.3
ガイド導坑掘削	-7.3	0.2	-3.0	9.3	-6.1	2.2

表-5. 各工程における施工後の路面変位

今後計画されている工事については、舗装版や路床、

路体内の構造や支障物を事前調査し、必要に応じて施工開始前の舗装打換えや支障物撤去作業を行うことが路面変位軽減と交通の安全確保に有効に機能すると考えられる。

施工完了後の箱型ルーフの通り精度は上下方向の最大が+22mm、-10mm、左右にそれぞれ14mm、12mmとなっている。次工程である函体けん引工にて、カルバートと置換される箱型ルーフの通りの施工精度を検証し、カルバートとの置換えにより発生する隙間の充填方法の検討、路面補修準備対策を充実させることで引き続き路面への影響を低減させてゆく必要があると考えている。

道路横断部のR&C工法の施工管理について、従来の暗黙知が形式知へと多少なりとも転換できれば幸いである。

最後にガイド導坑掘削までの施工過程で検討した道路横断部におけるR&C工法の路面抑制対策フローを図-16に示す。

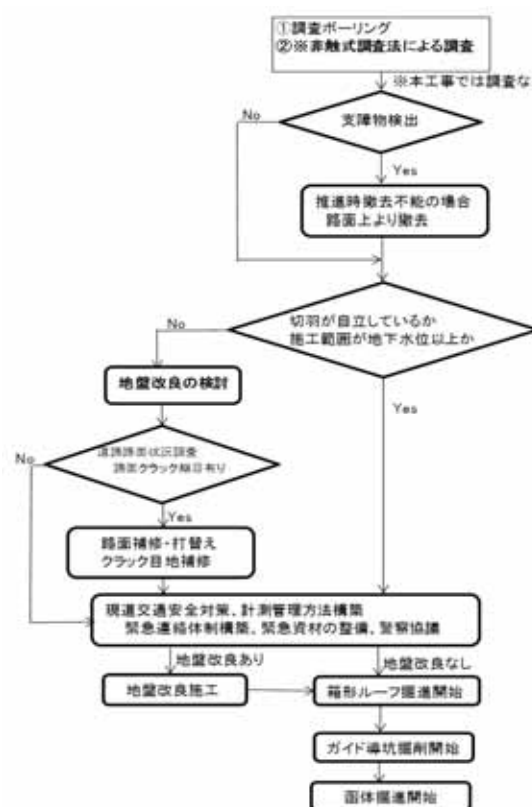


図-16. R&C工法 路面変動抑制対策フロー

7. おわりに

謝辞：当該事業に関わられた技術者の方々に敬意を表するとともに、本稿とりまとめにあたり、ご協力いただきました西松建設(株)の方々にはこの場をお借りして心よりお礼申し上げます。

参考文献

1) アンダーパス技術協会—R&C工法資料

道路橋既設ポストテンションPC桁の グラウト充填不良に対する補修について

玄海 彰則¹・崎谷 和也²

¹近畿地方整備局 兵庫国道事務所 洲本維持出張所 (〒656-0021兵庫県洲本市塩屋2-1-57)

²オリエンタル白石(株) 大阪支店 施工技術部 (〒550-0002 大阪市西区江戸堀一丁目9番1号)

ポストテンション方式の構造物において、P C グラウトはP C 鋼材と構造物の一体化及びP C 鋼材の腐食からの保護が役割であるが、高度成長期に施工されたポストテンションT桁の主ケーブルにおいてグラウトの充填不良が確認され、橋自体の耐久性に大きく疑義が生じている。この充填不良に対しての調査ならびに補修方法については、道路橋での既往の事例が少なく、工法も確立されていない。そこで補修が必要な実橋において、これらの調査方法ならびに補修方法について検討・実験等により検証しながら施工し、今後の維持管理に活かすべく効率的・経済的かつ確実な手法について紹介するものである。

キーワード P C グラウト、充填不良、調査及び補修方法、維持管理、長寿命化

1. はじめに

1970年代に建設された国道2号姫路バイパスのポストテンション方式P C 橋（船場川側道橋（上、下）、水尾川橋（上、下）、玉手高架橋／5橋）において、定期点検時にひび割れ幅が0.2mmを超える変状が確認され、詳細調査、橋梁ドクターによる診断ならびに緊急的なひび割れ注入等の補修工事を実施してきた。ひび割れの主たる原因は、アルカリ骨材反応による劣化（以下、A S R劣化）ならびに主ケーブルのグラウト充填不良であると詳細調査により判明している。船場川側道橋における変状状況を写真-1に、コア採取によるコンクリート物性試験結果を表-1に示す。



【主桁下ラジ部ひび割れ（橋軸方向）】

【主桁端部ひび割れ】

写真-1 変状状況写真

表-1 コンクリート物性試験結果

部 位		圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)
G1主桁	端部	38.8	1.38
	支間中央	37.5	1.78
G6主桁	端部	36.1	0.79
	支間中央	37.9	0.66
設計値		40.0	3.10

表-1に示すように、A S R劣化の特徴的な性状である圧縮強度に比較して静弾性係数の低下が著しいことが確認された。また同時に、このA S R劣化を増長させた要因として、グラウト充填不良によるコンクリート内部への水分供給が想定された。

このグラウト充填不良は、P C 構造物として保有すべき「P C 鋼材の腐食からの防護」、「P C 鋼材と構造物の一体化」の性能を損なうものであり、橋自体の耐久性に大きく疑義を生じさせる。しかし、このグラウト充填不良に対しての調査ならびに補修方法については、道路橋での既往の事例が少なく、工法も確立されていない。そのため、本工事では、調査方法ならびに補修方法について、産・官・学による「国道2号線P C 上部工の補修に関わる補修検討会」を立ち上げて、現地検分・検討・審議のうえ、具体的補修方針を決定し、同時進行で工事（調査工・補修工）を実施した。

2. 事前調査によるグラウト充填不良状況

船場川側道橋の主ケーブル配置を、図-1に示す。

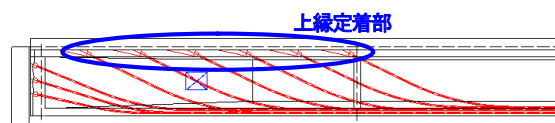


図-1 主ケーブル配置側面図

本橋のケーブル配置は、1994年改訂前の建設省標準設計に準拠して、主桁上縁定着ケーブルが配置されている。

また、本橋は橋面上の防水層についても未設置であった。

写真-2に、詳細調査におけるX線透過法によるグラウト充填状況を示す。本工事でのグラウト充填不良の特徴として、右側写真に示すように、既設グラウトが不十分に充填されていることであり、左側写真のような完全未充填に比較して排気ホースが挿入し難いため、グラウト再充填補修がより一層、困難な状況にあった。

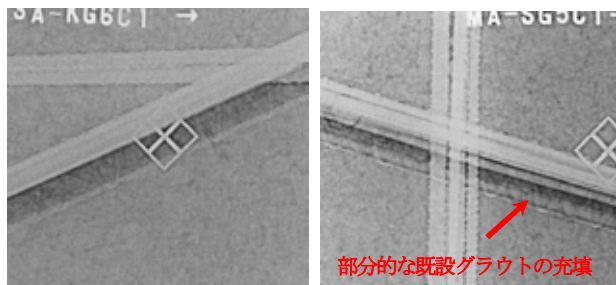


写真-2 X線透過法によるグラウト充填状況

本検討会では、再充填後の再劣化抑制や上記の既設グラウトの充填状況等を勘案して、調査項目・方法ならびに施工方法を計画・審議・検証した。

3. 本工事 調査・施工フロー

本工事における調査・施工フローを図-2に示す。

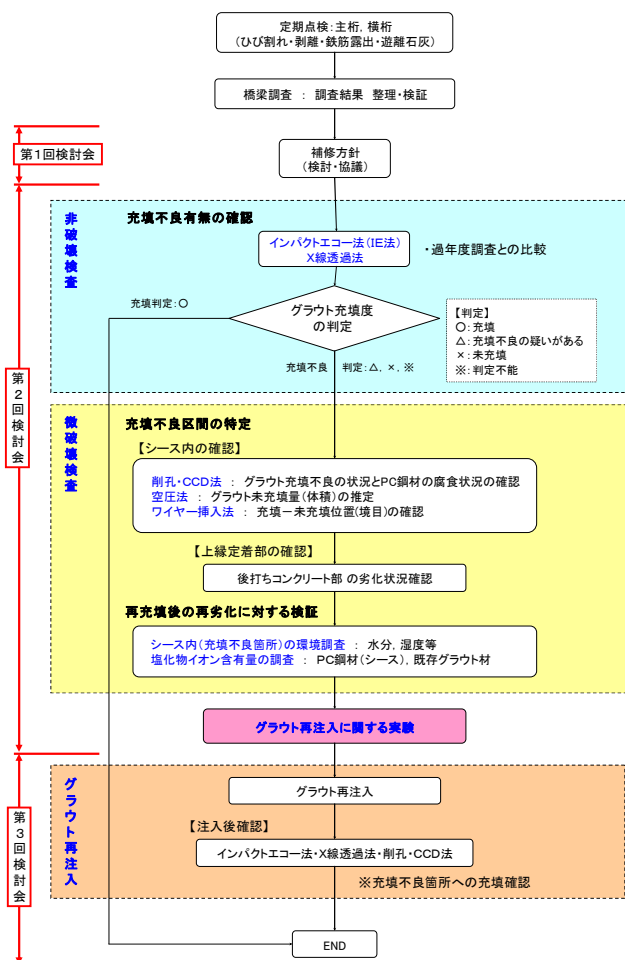


図-2 調査・施工フロー

グラウト充填不良の調査にあたっては、従前のX線透過法に比較して経済的である「インパクトエコー法」を採用した。充填不良箇所については「削孔・CCD法」による検証を実施し、且つ検出精度を確認する目的として部分的に「X線透過法」による検証を実施した。

また、凍結防止材の散布が実施されてきた路線であることより、充填不良部に、塩化物イオンの侵入も懸念されたため、「再充填後の再劣化に対する検証」として、既設グラウトの塩化物イオン含有量測定を含むシース内環境調査を実施した。

グラウト再充填に先立ち、a)写真-2(右)に示すような状況下での確実な再充填方法、b)再充填グラウト材の適正な粘性、c)本工事での架橋条件や主ケーブル配置形状に即したグラウト注入機器の選定も含めた再充填方法、d)再充填に対する作業手順の確立を目的とした実験を実施して補修方法を確立し、不測の事態も想定した施工手順を計画・審議の上、実構造物での施工を行った。

実験に基づいた実構造物で、グラウト再充填の後、再充填前と同様に、充填調査を実施した。

4. グラウト充填調査

1)インパクトエコー法(IE法)

本法は衝撃弾性波法の一つに分類され、桁側面から送られた弾性波の反射波形を測定し、シース管内の空隙を推定する調査方法である。調査状況ならびに調査結果である出力波形を写真-3に示す。



写真-3 IE法 調査状況・出力波形例

2)削孔(φ25)・CCD法及びX線透過法

削孔・CCD法およびX線透過法による直接的な検証を実施した箇所において、IE法で充填(○)と判定し、削孔・CCD法による検証で充填不良となる危険側の誤判定は皆無であった。一方、IE法で充填不良(×, △, ※)と判定し、削孔・CCD法による検証で充填されていた箇所は、全数の9%程度であり、高い中率であった。

削孔・CCD法での調査状況を写真-4に示す。



写真-4 削孔・CCD法 調査状況

本工事における削孔・CCD法による判定基準として、**図-3**にグラウト充填度を、**写真-5**にPC鋼材腐食度を示す。

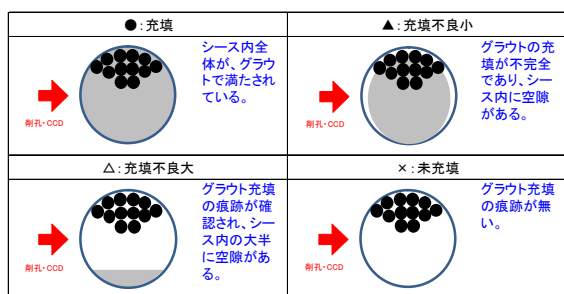


図-3 グラウト充填度 判定基準



写真-5 PC鋼材腐食度 判定基準

また本工事では、グラウト充填調査として、一般的に使用されているX線透過法についても、併用して調査を実施した。その調査状況および判定例を**写真-6**に示す。

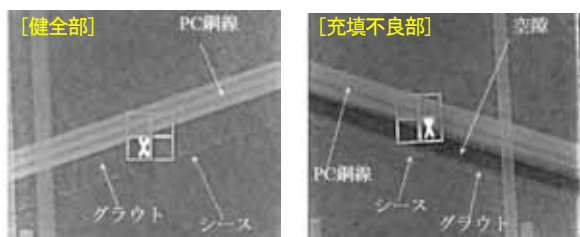


写真-6 X線透過法 調査状況および判定例

3) 空圧法

グラウト再充填を実施するにあたり、再充填量の事前推定は、施工管理において重要となる。本工事では、シース管内のグラウト充填不良部分に単位時間当たり一定量の空気を送り込み、その圧力変化と時間の関係により、グラウト充填不良部分の体積を推定する空圧法により、グラウト再充填量の推定を行った。**写真-7**に、空圧法の調査状況・機器ならびに出力波形例を示す。



写真-7 空圧法 調査状況・機器および出力波形例

4) シース内環境調査、塩化物含有量測定

グラウト再充填後においても、PC鋼材表面に一定量の塩化物イオンが付着していると、再劣化が生じることが懸念された。本工事では、削孔・CCD法による調査で

鋼材腐食度Ⅲ以上と判定したケーブルを抽出して、既存グラウトならびに鋼材表面錆部の塩化物イオン含有量の測定を行った。これらの測定結果、本橋におけるPC鋼材の腐食は、凍結防止材等の塩化物イオンに由来するものではなかったため、塩化物イオンに対する対策は実施しなかった。

5) 調査結果

・グラウト充填

グラウト充填調査全数 (N=544) に対して、270箇所でグラウト充填不良が確認された。橋梁毎での不良率については、バラツキが大きく、38.5~74.4%であった。

表-2に、橋梁ごとの調査結果一覧を示す。

表-2 調査結果一覧

橋梁名等 (調査対象数量)		船場川		玉手	水尾川		合計 (544)
		上り (144)	下り (144)	上り (96)	上り (80)	下り (80)	
過年度調査済		22	0	15	23	0	60
IE法 判定	充填(○)	37	56	15	9	16	133
	充填不良 の可能性(△)	30	52	25	17	26	150
	充填不良(×)	33	24	21	23	12	113
	評価不能(※)	22	12	20	8	26	88
	計	122	144	81	57	80	484
削孔・CCD法 対象数量	IE法の判定 △、×、※	85	88	66	48	64	351
	過年度調査 (未充填判定)	14	0	0	18	0	32
	IE法・過年度調査 ○判定 試験削孔	2	6	6	5	1	20
	計	101	94	72	71	65	403
削孔・CCD法 判定	充填(●)	36	45	35	10	7	133
	充填不良小(▲)	15	12	9	15	8	59
	充填不良大(△)	50	36	28	46	49	209
	未充填(×)	0	1	0	0	1	2
	計	101	94	72	71	65	403
ケーブル 腐食度	I (黒皮又は薄い錆)	54	37	57	42	48	238
	II (部分的浮き錆)	18	6	4	21	11	60
	III (全周又は全長に浮き錆)	1	0	0	4	1	6
	計	73	43	61	67	60	304
空圧法の 実施数量	削孔法の判定 ×、△、▲	65	49	37	61	58	270
シース内の 環境調査	湿度	65	49	37	61	58	270
	グラウト採取 塩分調査	4	4	4	4	4	20
	水分採取 塩分調査	2	0	0	2	3	7
X線透過調査		6	6	7	7	7	33
上縁定着部 後打ちコンクリート 劣化状況確認		1	1	0	0	0	2
グラウト 充填不良	削孔法の判定 ×、△、▲ (%)	114 (39.6%)	37 (38.5%)	119 (74.4%)	270 (49.6%)		

※ 青枠 IE法検出精度対象箇所、赤枠 橋梁別 グラウト充填不良率

・上縁定着部および橋面部

船場川側道橋は、片側に3.5mのマウントアップの歩道を有しているが、アスファルト舗装下に、碎石等が敷設

されており、主桁天端部の上縁定着部が雨水を滞留させる状態であった。また、伸縮装置部からの漏水も確認され、端部定着部にも水が供給される状態であった。

5. グラウト再充填に関する実験

1) 実験概要

グラウト再充填にあたっては、シース内に残留空気を生じさせないように、確実にグラウトを注入させる必要がある。また、図-3に示すように、本工事でのグラウト充填不良部分の形態は、多種多様であることが確認された。そこで、既往のグラウト再充填の事例より、図-4に示す方法を、グラウト再充填の基本計画として、a)最上部への充填性、b)排気ホース(極細径ホース)の挿入可否、c)排気ホース設置不可部での充填方法、d)注入機器の選定、e)実施工に対する作業手順の確立、f)再充填時のコア削孔部の気密性・耐圧性・充填性の検証を目的として試験体を作成し実験を実施した。写真-8に、実験時の状況を示す。



写真-8 再充填実験状況

2) 実験結果

① 注入方法(最上部への充填性)

排気ホースが最上部まで挿入が可能なケースにおいては、注入機器(自然流下、電動ポンプ、真空ポンプ)によらず、最上部までのグラウト再充填が可能であった。また、排気ホースが既存グラウトにより設置出来ないケースや最上部まで到達できないケースについては、真空ポンプ併用による電動ポンプでの加圧注入とすることに

より、グラウト再充填度の向上が図れた。

② 排気ホースの挿入可否

注入・排気孔からシース内に確実に排気ホース(極細径ホース)を挿入するために必要となるコア削孔径は、シースかぶり[100mm以上→コア削孔φ90]、[100mm未満→コア削孔φ60]であることを確認した。

③ 再充填時のコア削孔部の気密性・耐圧性・充填性の検証

従前のグラウト再充填においては、グラウト再充填用削孔部に、グラウトホース等を埋め込んで、モルタル等により蓋を設置していた。本工事では、グラウト再充填性の向上させるため、加圧注入や真空注入を実施することより、従来のモルタル等での蓋構造に対して、耐圧性ならびに気密性が懸念された。そこで、図-5や写真-9に示すような高強度モルタルキャップを使用した。また、この高強度モルタルキャップの使用により、コア削孔部の充填性の向上も図れた。

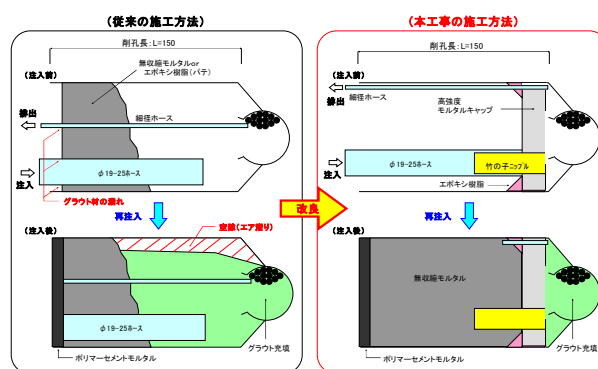


図-5 コア削孔部の処理方法概念図



写真-9 高強度モルタルキャップ

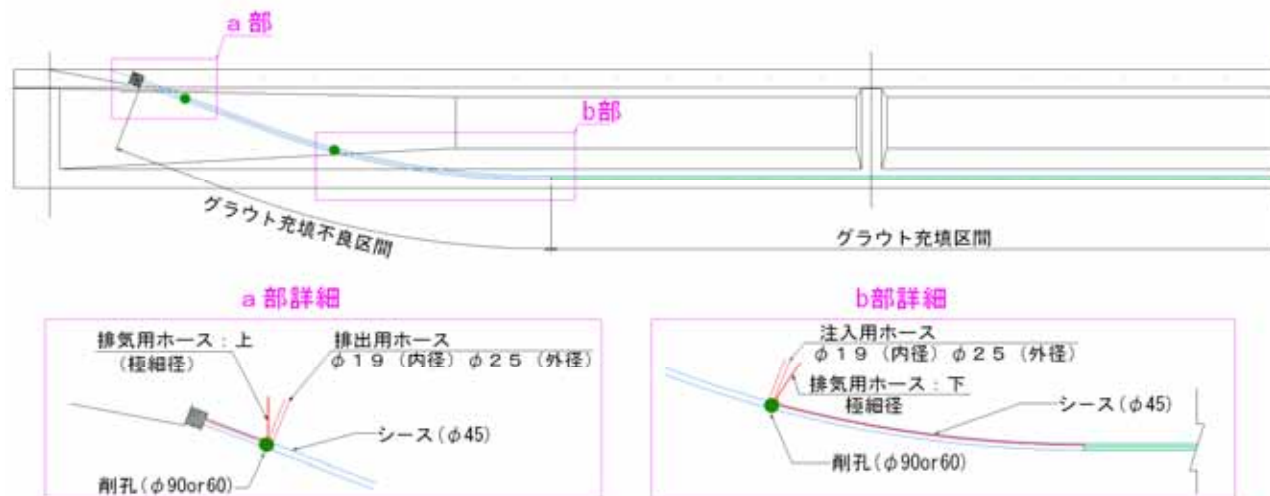


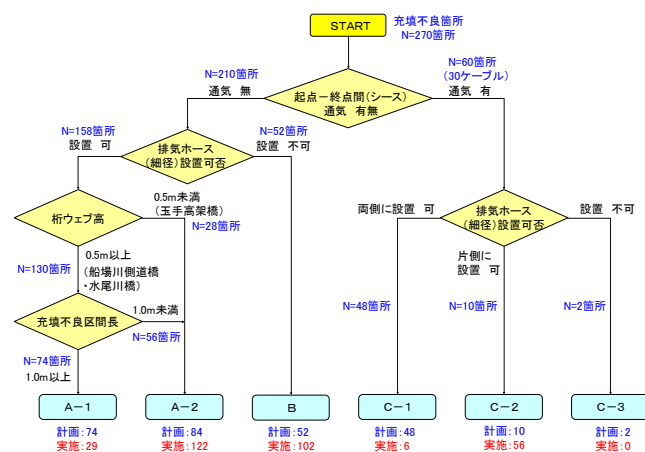
図-4 グラウト再充填基本計画図

6. グラウト再充填

1) グラウト再充填

前述の実験結果により、電動ポンプによる加圧注入を基本とし、排気ホース挿入不可部へは、真空ポンプによりシース内を真空状態に保ち、真空+加圧注入とした。

注入方法については、排気ホースの挿入可否や起終点の通気の有無等により、図-6に示す注入方法選定フローにより、各箇所注入方法を選定した。また、実注入では、注入・排出孔をφ90 or 60で削孔（事前調査はφ25）した後、排気ホースの挿入可否や通気の有無により、再度、注入方法（タイプA～C）を再選定した。



Aタイプ:排気ホース挿入可能(加圧注入)、Bタイプ:排気ホース挿入不可(真空+加圧注入)

Cタイプ:起終点通気有 (加圧注入or真空+加圧注入)

図-6 注入方法選定フロー

2) グラウト再注入管理

従来のグラウト再注入では、グラウト材の注入孔等からの漏れの有無・排出孔からのグラウト材の排出確認を目視確認し注入管理していた。

本工事では、グラウト再注入の管理精度を向上させるため、注入前・作業中・完了時において、管理項目を追加し、グラウト材の注入状況やシース内圧力を随時確認しながら再注入を実施した。

〔従来の管理項目〕：再注入作業中、完了時

①漏れ確認：注入孔等からグラウト材の漏れ有無

②排出確認：排出側からグラウト材排出の有無

〔追加した管理項目〕

③エアー確認：小型コンプレッサー

シース内および削孔部の気密性・耐圧性の確保

④流量確認：グラウト流量計（計量単位 0.10）

充填不良部分の再注入推定量（空圧法）と実注入量を比較・確認することによる管理

⑤圧力確認：グラウトポンプ圧力計

0.3 Mpa→0.5 Mpa→0.7 Mpaの順に低速で最大0.7 Mpaまで再注入圧力管理

⑥真空確認：真空タンク圧力計

シース内真空度を-0.07 Mpa以上の確保

写真-10に、再注入時の管理状況を示す。

①〔注入確認〕:注入孔等からの漏れ確認



②〔排出確認〕



③〔エアー確認〕



④〔流量確認〕



⑤〔圧力確認〕:注入ポンプ圧力計



⑥〔真空確認〕:真空タンク圧力計



写真-10 再充填時の管理状況

4) グラウト再充填完了後の充填確認

グラウト再充填補修の完了後、IE法での反射波形やX線透過法での画像を、再充填前後で比較した。その結果、補修前のグラウト充填不良部に、確実にグラウトが再充填されていることが確認できた。写真-11に、再充填前後のX線透過法の画像を示す。

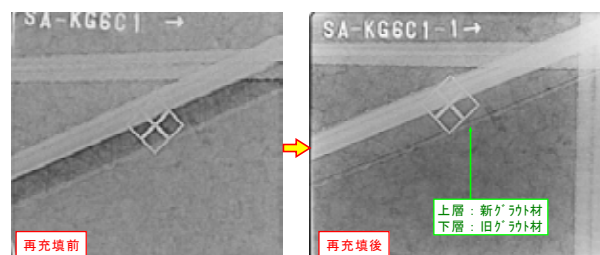


写真-11 再充填確認(X線透過法)

また、削孔部上方側に排気ホース挿入が不可となった箇所においても、削孔・CCD法によりシース内を確認した結果、グラウトが最上部まで充填されていることを確認した。写真-12に確認状況を示す。

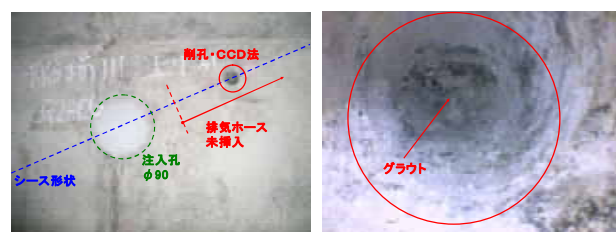


写真-12 排気ホース設置不可部の再充填確認

7. まとめ

1) グラウト充填調査

グラウト充填不良ケーブルの検出は非破壊検査の「インパクトエコー法」で実施し、充填ケーブルを充填不良等と判定するケースは若干数（約9%）あったものの、充填不良ケーブルを充填ケーブルと危険側に誤判定するケースは皆無であり、実構造物での適用が可能であることが確認できた。充填不良区間の特定には、微破壊検査「φ25削孔」を行い「目視・CCD調査（空隙状況、PC鋼材腐食状況）」「空圧法（空隙体積測定）」「ワイヤー挿入法（充填・未充填境界確認）」を実施して、グラウト再充填方法のタイプ選定に活用した。また、「目視・CCD調査」によるPC鋼材腐食状況調査と合わせて「シース内の環境調査（水分、湿度、塩化物）」を実施し、PC鋼材腐食対策の必要性を判断した。

2) グラウト再充填結果

検討会で決定した再注入方法に基づき実施した後、「インパクトエコー法」や「X線透過法」による再充填後の検証を行った結果、当初に確認されていたシース内の空隙部に、グラウトが充填されていることを確認した。本工事での事例により、当該橋梁の条件下ではあるが既設ポストテンションPC桁のグラウト充填不良に対する実橋による調査・補修方法が確立できた。

本件で得られた知見をもとに、図-7に示すグラウト充填不良に対する補修フロー（案）を作成した。

8. 今後の課題

橋梁の長寿命化には、橋梁前後も含めた防水対策が重要となる。特に、本橋のような上縁定着部面への防水層の設置、伸縮装置部の漏水防止は、PC定着部の保護の観点からも重要となる。また、グラウト再充填については、以下の事項が今後の課題であると考えられる。

- 1) 本工事では、「IE法」を採用してグラウト充填不良ケーブルの検出を実施した。本方法では検出が不可能であった箇所（主桁にひび割れが多い箇所）もあった。この手法の、更なる改良による適用範囲の拡大ならびに検出精度の向上が期待される。
- 2) 本橋梁のグラウト充填不良箇所のPC鋼材は、腐食度判定において、全て腐食度Ⅳ未満であった。また、腐食錆を採取・分析した結果においても、塩化物イオンに由来した腐食でなかった。凍結防止材散布地域や海岸部近傍の橋梁では、塩化物の侵入によるPC鋼材の腐食に対する対策方法の検討が必要である。

なお、本論文は2012年度に姫路河川国道事務所に於いて実施した内容をもとに報告したものである。

謝辞: 本稿の場を借り、検討会においてご指導・ご助言を頂いた「森川英典教授（神戸大学大学院）」、「鎌田敏郎教授（大阪大学大学院）」、「服部篤史准教授（京都大学大学院）」、「プレストレスト・コンクリート建設業協会」各委員の方々に感謝の意を表する。

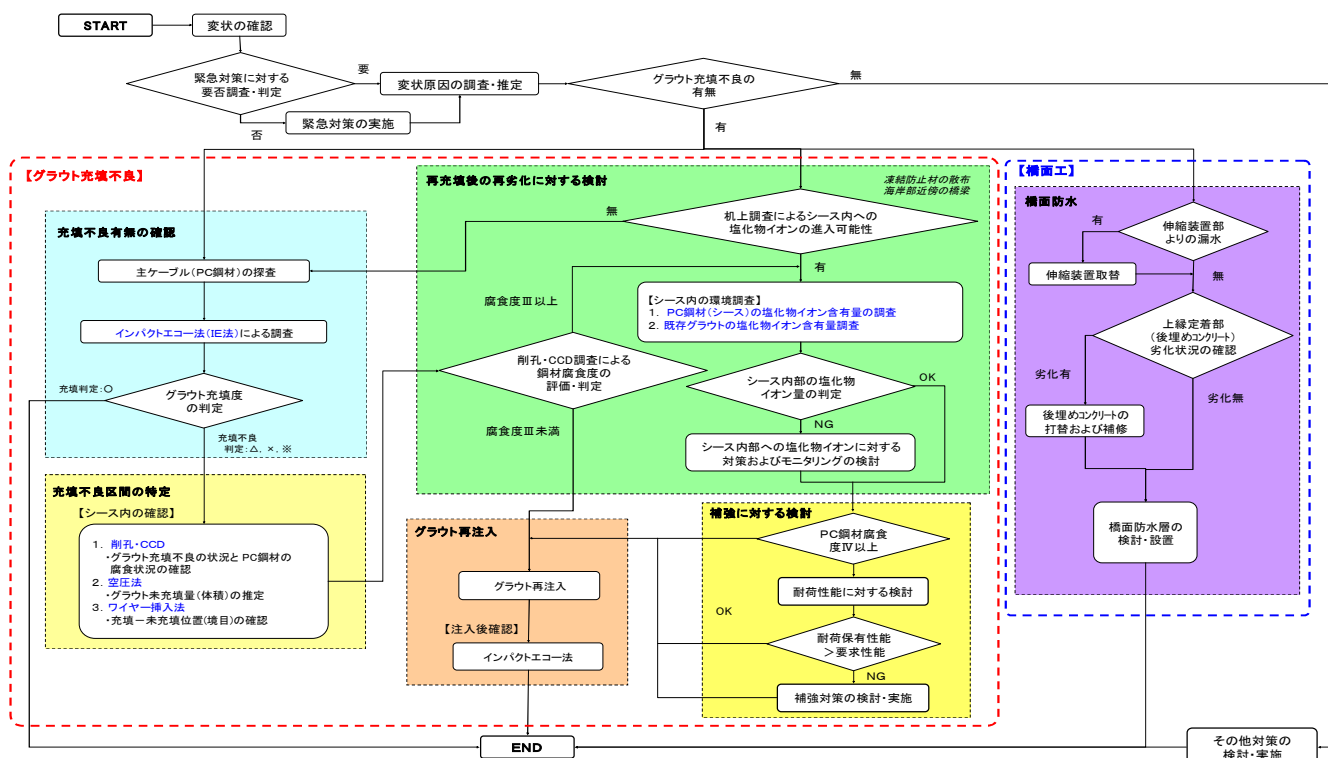


図-7 グラウト充填不良に対する補修フロー（案）

山陰近畿自動車道野田川大宮道路 (仮称)第14トンネル掘削について

秋田 伸治¹

¹京都府道路公社建設事務所 建設第一課 (〒626-0003京都府宮津市字漁師1775-26)

山陰近畿自動車道野田川大宮道路における(仮称)第14トンネルは、黒雲母花崗岩を主体とする宮津花崗岩類の地山であるが、その地山は強風化した花崗岩で、掘削当初から大きな変状が発生し、レッグパイル、支保工の縫い返し等の対策工を実施しながら掘進してきている。本稿では、これら実施した対策工法を紹介するとともに、本年4月に発生した崩落事故に関して、工事安全対策検討会において究明された事故原因及び今後の安全施工に向けてとりまとめられた方針について報告を行うものである。

キーワード トンネル変状対策、脚部補強、崩落事故、貫入岩

1. はじめに

山陰近畿自動車道は鳥取市から豊岡市を経て宮津市に至る延長約120kmの地域高規格道路で、「京都縦貫自動車道」、「北近畿豊岡自動車道」及び「中国横断自動車道姫路鳥取線」の各地域高規格道路と接続し、広域的なネットワークを形成する路線である。野田川大宮道路(国道312号)は、その一部を構成する延長4.3kmの道路で、2016年度までの供用を目標に整備を進めているところである。(図-1参照)

(仮称)第14トンネルは与謝郡与謝野町と京丹後市大宮町を結ぶ延長1,964mのトンネルであり、2012年5月より掘削を開始し、2014年秋に貫通の予定である。

2. 地形・地質概要

(仮称)第14トンネルの建設地は、標高300m程度の北東-南西方向に伸びる尾根(京丹後市と与謝野町の境界)を有する丘陵地となっており、この丘陵は等高線が細かく入り組んで、小さな沢がたくさん発達している。

基盤岩は白亜紀後期に形成された宮津花崗岩類で、粒径が数mm程度の粗粒黒雲母が主体となっており、起点側の一部には閃緑岩が分布している。地表面には硬質な岩石も露出しているが、ほとんどは強風化したマサとなっている。

トンネル到達側には、山田断層がトンネルと直行して存在し、その派生断層と考えられるリニアメントも多数認められている。地質縦断図を図-2に示す。

3. 坑口部の変状対策

(1) 変状の状況及び原因

事前の調査ボーリングで、坑口から数m程度までは強風化のマサで、それ以降は風化花崗岩ではあるもののよく締まった固結状(DH級)のコアを採取していたことから、天端の崩落対策として補助工法のAGF(長尺鋼管パイプ工法)を施工し掘削を開始した。

掘削直後から切羽の進行とともに地表面沈下が増大し、坑口横の地山法面に施工した吹付けコンクリートにクラックが発生、さらには支保工の沈下が止まらず、支保工



図-1 山陰近畿自動車道整備状況

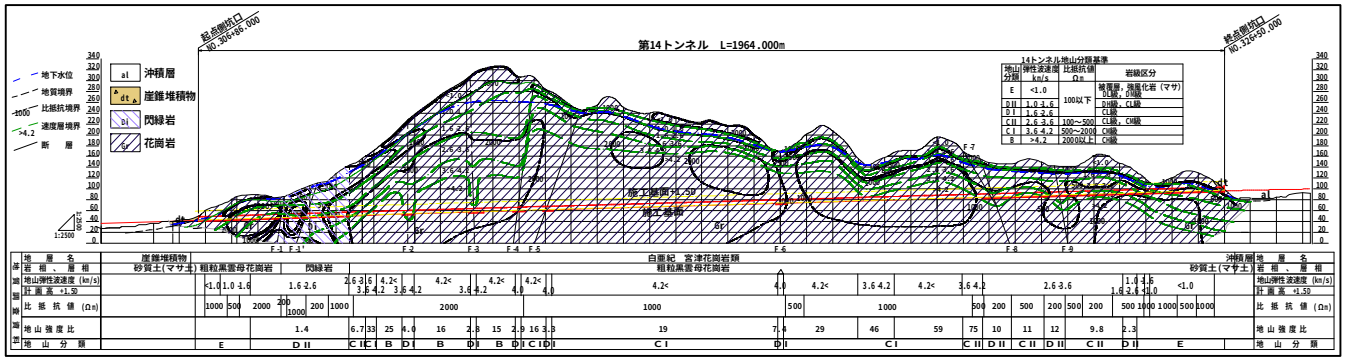


図-2 第14トンネル地質縦断面



写-1 坑口部の変状状況

15基目において、地表面沈下が最大110mm、支保工天端の沈下は70mmを越えるものとなった。(写-1)

この変状の対策工法を検討する上で、脚部地山の支持力を把握するため、坑口部の3箇所まで平板荷重試験を実施した。その結果、地盤の極限支持力は1600kN/m²、短期の許容支持力は800kN/m²となり、わずか1m強の土被り厚(上載荷重)で支保工脚部の応力が短期の許容支持力を超えることが明らかになった。

(2) 変状対策工法

この結果を基に、下半・インバートの施工に際しての対策工法を検討した。検討にあたっては、高圧噴射攪拌

工法、薬液注入工法、レッグパイル工法の3工法から補強効果・施工性・経済性などからレッグパイルによる無水削孔を選定した。(表-1 参照)

レッグパイルの打設長は、押し込み支持力が上載荷重を下回らない長さとした。

式(1)により、レッグパイルの打設長を3.5mとして押し込み支持力 R_u を計算すると、

$$R_u = U_g \sum L_i \cdot \tau_{gi} + q_d \cdot A_g \quad (1)$$

ここに、 U_g : グラウト体の周長(m)

L_i : 層厚(m)=打設長

τ_{gi} : 周面摩擦力度(kN/m²)

q_d : 杭先端の支持力度(kN/m²)

A_g : グラウト体の先端面積(m²)

$R_u=432$ kN となり、支保工1基に対し2本のレッグパイルにより、最大作用荷重737 kNを十分支持できる結果となった。

レッグパイルでは、鉛直方向からある程度の角度を持って打設せざるを得ないため、支保工脚部が受ける荷重

表-1 脚部沈下に対する工法比較表

工 法	高圧噴射攪拌工法	薬液注入工法	レッグパイル工法
概要図			
工法概要	- 専用機を用いて、削孔ロッド先端部に取付けたノズルよりセメントミルクを超高圧(200kgf/cm²)で噴射し、地山内にもミッドル改良体を作成する。 - 造形体と地山の周面摩擦および造形体先端の先端支持力により地耐力を補い上半脚部沈下を抑止する	- 支保脚部の地山に鋼製パイプを打設した後、主にウレタン系の注入材を圧入して地山の強度や支持力を増大させ、脚部沈下の抑制や支保構造の安定を図る - 脚部下方に打設されたレッグパイルにより鉛直荷重を支持する	- 支保脚部の地山に鋼製パイプを打設した後、主にウレタン系の注入材を圧入して地山の強度や支持力を増大させ、脚部沈下の抑制や支保構造の安定を図る - 脚部下方に打設されたレッグパイルにより鉛直荷重を支持する
工法特徴	- 超高圧で地山を強制攪拌するため、注入により確実な改良効果が期待できる - 地下水位以下での造形はできない - 砂礫土、粘性土地盤においては、噴射エネルギーが十分に行き届かず、目標改良径を下まわる場合がある - 造成にともない噴射材と地山土の混ざった排泥が発生する	- 鋼管は汎用削岩機(ドリルジャンボ)で打設可能 - 二重管削孔方式であることから、崖錘部等の孔壁が不安定な地山でも掘進が可能 - 注入設備がコンパクトな機械設備であることから機動性がよく、坑内作業での作業性に優れている - ドリルジャンボを使用した下向き削孔であるため、スライム排出等の問題があり、打設長は地山状況にもよるが3.5m~6.5m程度が望ましい	- 鋼管は専用削孔機で打設を行う - 二重管削孔方式であることから、崖錘部等の孔壁が不安定な地山でも掘進が可能 - 注入設備がコンパクトな機械設備であることから機動性がよく、坑内作業での作業性に優れている - 専用削孔機を使用した下向き削孔であり、より鉛直に近い形で削孔が可能 - 地山を乱さないエア削孔が可能
工 期	長 △	長 △	短 ○
概算工費	中 ○	高 ×	中 ○
総合評価	×	×	◎

をすべてレッグパイルで受け持つことができない。そこでレッグパイルの上端を急硬性モルタルで充填し、鉄板で塞ぎ、H鋼による連結梁で鋼アーチ支保工と一体化させた。さらに、レッグパイルの角度に合わせ鋼アーチ支保工に筋交いを設置した。これにより、支保工に掛かる荷重をダイレクトにレッグパイルに伝達できることとなった。また、上半および下半の脚部にはウイングリブ及びコンタクトバッグを採用することで、地山との支持面積、密着度をアップさせた。(図-3、写-2)

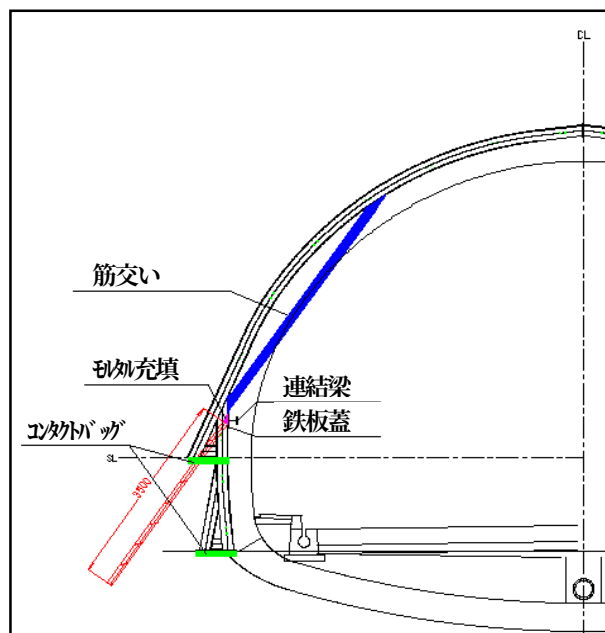


図-3 レッグパイル概要図



写-2 レッグパイル施工状況

レッグパイル36本を打設し、インバートによる閉合まで実施した上で、さらに両サイドに注入ボルトを打設して支保工の縫い返しを行った。対策工実施後は地表面・支保工の沈下ともわずかな変位にとどまっております、この対策工が有効に作用したものと考えられる。

地表面、支保工沈下のA計測結果を図-4に示す。

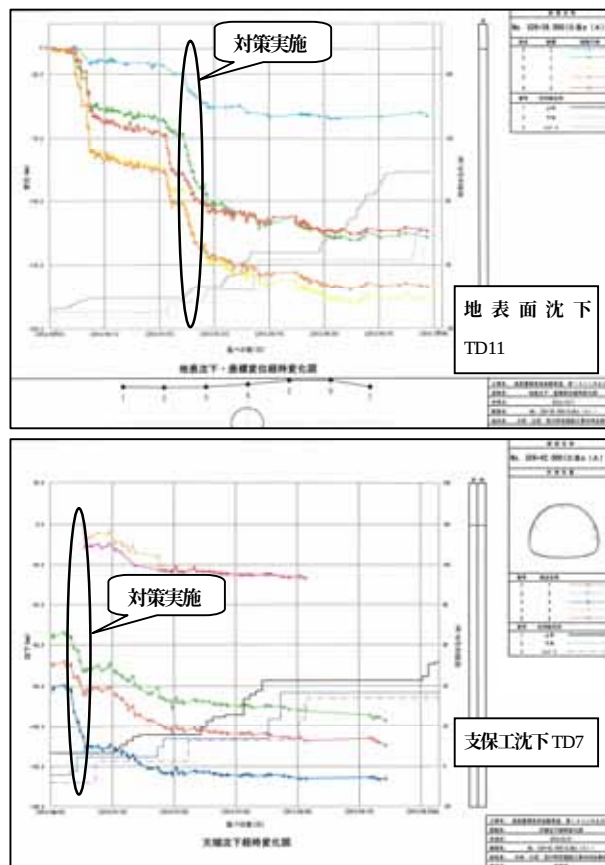


図-4 A計測結果(上:地表面, 下:支保工沈下)

4. 崩落事故

(1) 事故概要

2013年4月23日(火) 正午過ぎ、その日2回目の発破が終わり当たり取りの確認作業中、夜勤作業で施工済みの切羽手前左肩部分の支保工及び背面の地山(約50m3)が突然崩落し、崩落した土砂に埋まった作業員1名が亡くなる事故が発生した。

崩落した箇所は支保パターンCII-bの補助ベンチ付き

全断面工法で掘削しており、朝礼後の点検でも何ら変状は確認されておらず、作業中においても異常は発見されていなかった。事故発生時の状況を図5に、崩落部の横断面図を図6に示す。

なお、ベンチは支保工3基分3.6mで施工していた。

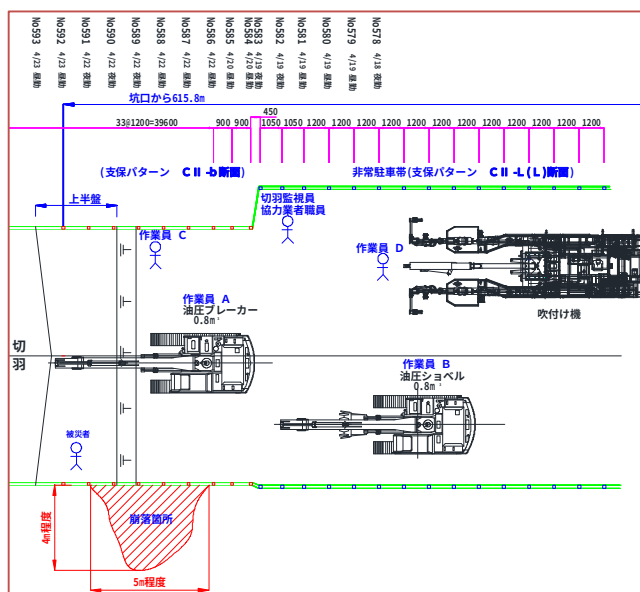


図-5 事故発生時の状況



写-3 崩落直後の状況

(2) 調査ボーリング

崩落箇所の現状確認及び原因分析に必要な基礎資料を得るため、崩落箇所に2本、反対側側面に1本の計3本水平ボーリングを実施し、孔内水平載荷試験、ボアホールスキャナー観測及び浸水崩壊度試験とX線回折の室内試験を実施した。

その結果、基盤となる花崗岩は堅硬であるが、崩落部付近でひん岩の貫入部とその周囲の花崗岩が熱水変質していることが確認できた。

このひん岩の貫入部は以下の特徴をもつ。

- ・花崗岩に貫入した際に熱水を伴っていたため、花崗岩に熱水変質を与えた。ボーリングで著しく変質しているのはカリ長石（ピンク色）である。
- ・貫入後のひん岩は急冷されて極めて破碎質になっている。
- ・脆弱な性質のひん岩貫入部は、3m弱の幅と規模が小さいため地山全体の評価を行う弾性波探査や比抵抗調査等での事前予測は困難であった。

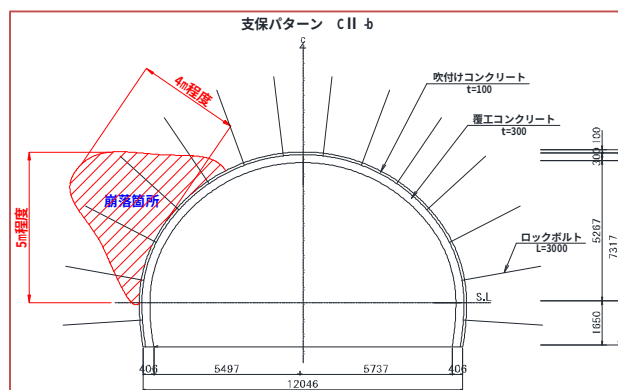


图-6 崩落部断面图

- 貫入部の鉱物からは一部スメクタイトの含有が認められたが、含有量は小さく(4.4%)、膨張性を示す量(20~30%以上)ではなかった。地山区分はDII級以下に相当する。
- 不連続面の卓越する走向傾斜は N7W70E であることから、トンネル軸方向と 20° 程度で左から右へ交差し、急傾斜(70°)で差し目方向に現れている。ただし、貫入ひん岩部はトンネル軸方向と非常に緩い角度(5~10°程度)で交差している。

以上の分析結果と、ボーリングコアの観察から、弱層となった貫入ひん岩が図-7 のような分布であったと推定される。BH1 (図-8) のコアで確認された破砕質の

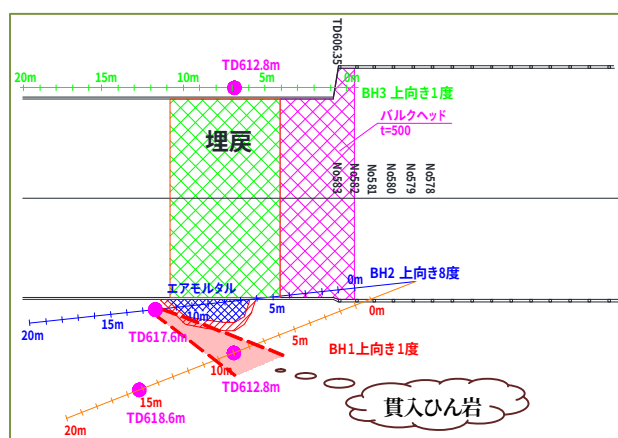


図-7 貫入ひん岩分布図 (推定)

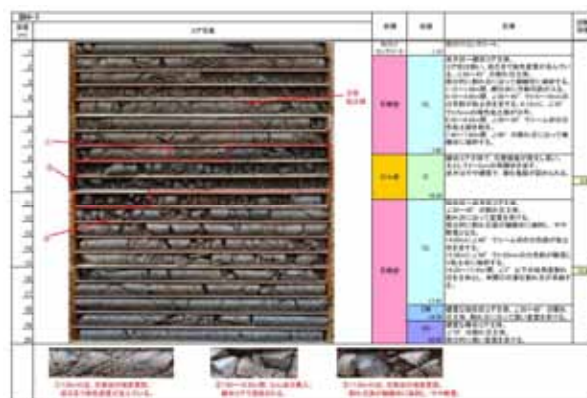


図-8 ボーリングコア写真柱状図

貫入ひん岩は、崩落部においては側壁部の背面にあり、切羽左端部および側壁面には熱水変質した破碎質の花崗岩が見えていた可能性もある。

(3) 崩落原因の推定

考えられる要因を洗い出し、崩落との関連性の検証、主原因としての分析を行った。（表-2）

その結果、崩落原因を以下のとおり推定した。

- ・貫入ひん岩とその周辺の熱水変質した花崗岩で構成される脆弱層が、トンネル左側の支保の背面に存在していることが事故後のボーリング調査により判明した。
- ・この脆弱層のうち、貫入ひん岩部はDII相当以下の地山であり（変形係数＝33～74MPa）、変質花崗岩部ではD I 相当の地山であった。（変形係数＝335MPa）
- ・脆弱層による緩んだ部分が荷重として支保工に作用し、上半施工時の段階ではその荷重に支保工が耐えていたものの、下半施工時にその大きさに支保工が耐えることができなくなり支保の破壊が生じたと考えられる。
- ・この脆弱層の存在は、層厚規模が小さいことから、弾性波探査や比抵抗調査によって事前把握することは困難であり、また切羽面でも貫入ひん岩は出現しておらず、崩落現象を事前予測することは不可能であった。
- ・今回の事象に関しては、「キープブロックの抜け落ち」、「切羽の進行に伴い増加する緩み荷重」の二点については、主原因とは考え難い。

(4) 事故の再発防止に向けて

今回の崩落箇所付近においては、既往調査で断層等を確認しておらず、地山全体の評価は問題なかった。しかし、施工済みの支保工が前兆もなく突然崩落しており、いかに脆弱層を事前に把握できるかが問題となる。

また、今回の事象では「キープブロックの抜け落ち」、「切羽の進行に伴い増加する緩み荷重」の二点について

は主原因とは考え難いが、トンネル掘削上は十分注意すべき事項であり、今後の施工には、これらの事象も含め地質状況を十分に鑑みた総合的な判断が重要である。

今後、同様の事故を防止するためには、支保パターンの選択において、地質の変化・切羽観察を今まで以上に十分認識することが重要になり、特に以下の点に留意し再発防止策を立案した。

- ① 切羽の前方左右の小規模な地山性状変化の把握（地山の硬軟判定、湧水状態、地質異常の有無）
- ② 層厚規模が小さく、事前調査では把握できていない脆弱層の出現が今後も想定されるため、削孔検層や切羽の一部に脆弱層が確認される場合、支保パターンのランクアップを含めた対策の検討
- ③ 鏡面に現れない脆弱層について、計測・観察強化による変位、変状の早期発見及び支保応力状態の把握
- ④ 前方地質調査により湧水があると判断される場合、水抜き及びロックボルトの湧水対策を検討

(5) 今後の施工方針

a) 前方地質調査

ドリルジャンボを使用した削孔検層をトンネル全延長に対して行う。切羽左右二箇所について30～50m毎に、前方および側方の状態が把握できる削孔角度を設定し（図-9参照）、地山の硬軟判定、湧水状態、地質異常の有無を把握する。

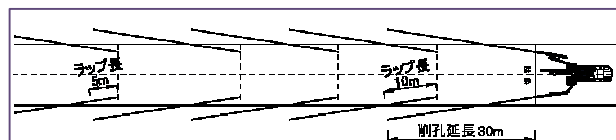


図-9 前方探査施工図

b) 測方地山情報の収集

ロックボルト削孔時ののみ下がり、削孔水の状態等

表-2 考えられる要因と分析

No.	考えられる要因	関連性	主原因としての分析	
1	キープブロックとなった岩塊が抜け落ちて、崩落のきっかけとなった	△	観察された地層の走向傾斜から、キープブロック的な崩落が主原因であるとは考え難い。	×
2	トンネル切羽の進行によって発生し増加する緩み荷重に支保工が耐えられず、崩落が生じた	△	切羽の進行に伴う緩み荷重の増加に起因するものであれば、変位計測等によりその兆候が捉えられる可能性があるが、今回は突如崩壊が生じており、緩み荷重が主原因とは考え難い。	×
3	高圧、多量の地下水が存在しており、湧水に起因して崩落が生じた	×	湧水量は少なく、支保工破壊に至るほどのものではなかった（20ℓ/分程度）	×
4	膨張性、粘土鉱物が支保工の背面地山に存在し、地山の体積膨張により、崩落が生じた	×	膨張性に関しては、急激かつ突発的な反応が起こることは考えられず、岩石試験結果からも膨張性を示す指標はなかった	×
5	局所的な脆弱層が支保工の背面地山に存在し、トンネル左側のみに支保工の耐力を上回る緩み荷重として短時間で作用した	○	今回の崩落現象を説明するにあたって、もっとも理にかなった主原因であると考えられる	○

について毎サイクル記録を残し、昼夜での申し送りを徹底する。これにより、今回のように切羽面には出現していないが、側方地山に貫入ひん岩等の極端に性状の異なる層の存在を把握できる可能性が大となる。

c) 点検、観察の強化

- ・A 計測の間隔を 20mから 10mに増設（脆弱層が確認された場合はさらに 5mに増設）
- ・鋼アーチ支保工の変位を全基数記録
- ・鋼アーチ支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトプレートの変状を、切羽手前 1D 区間について1サイクルごとに観察、記録
- ・切羽観察や削孔検層により地質不良箇所が確認された場合は、B 計測の実施を検討

d) 支保パターンの柔軟な対応

従来、切羽観察結果と変位計測、支保工の変状観察結果をもとに支保パターンの選定を行っていたが、前方地質調査結果や、側方地山情報等も判断基準に加え、最適な支保パターンを選定する。

選定は、切羽観察結果の総合点での評価を原則とするが、地質の変化、切羽観察の重要性をこれまで以上に十分認識し、標準支保パターンのみではなく、ロックボルト長や吹付け厚、インバートの有無等に関して柔軟に対応する。支保パターンの選定フローを図-10 に示す。

5. まとめ

（仮称）14トンネルでは、掘削当初から未固結とも言える強風化花崗岩を、種々の補助工法を採用して掘削してきた。400mを過ぎたあたりからCIIパターンの支保工で施工をしていたが、花崗岩特有の割れ目が縦横に入った状態が継続していたのは事実である。

しかし今回、支保工施工済みの区間で、前兆もなく崩落が発生したことは、誰もが想定していなかった事故であった。

事後の調査によって貫入ひん岩による脆弱部の存在が判明し、これが事故の主原因と推定された。これは花崗岩質の地山には往々にして存在するものであり、今後このような事故が起こる可能性は否定できない。

今回の事故を教訓として、トンネル掘削時には「既設支保工が崩壊することもある」ということを発信し、これが皆様の安全施工の一助になれば幸いである。

謝辞：事故発生以来、原因究明、安全施工に関して多大なる助言・御指導をいただきました工事安全対策検討会の委員の皆様へ深く感謝の意を表します。

最後に、事故によりお亡くなりになりました作業員の方の御冥福を心よりお祈り申し上げます。

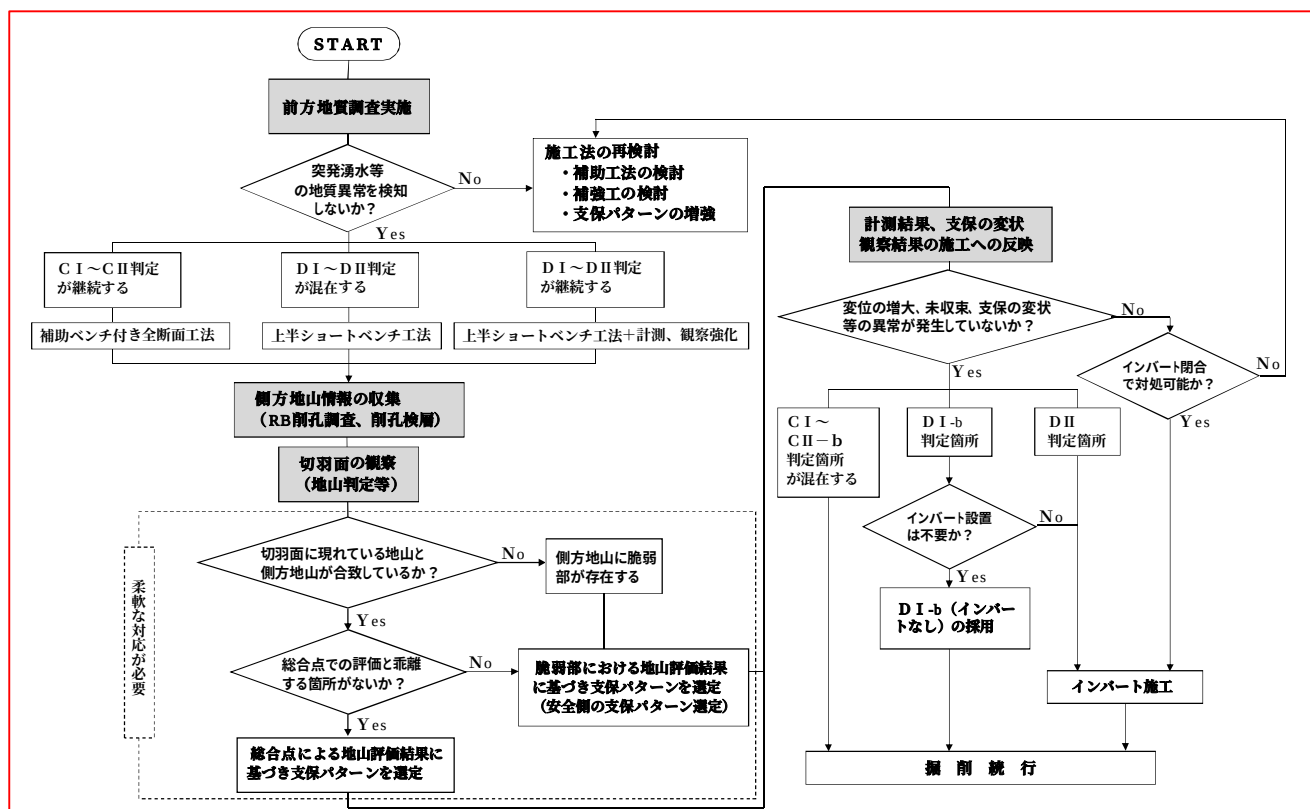


図-10 支保パターン選定フロー図

円弧状石組みを使った捨石工の施工事例について

川田 文彦

近畿地方整備局 姫路河川国道事務所 山崎維持出張所（〒671-2542 兵庫県宍粟市山崎町船元307）。

2011年（平成23年）9月の台風12号豪雨による出水の影響で国道29号波賀町鹿伏地区の道路擁壁基礎部が出水の洗掘により被災を受けたことから、被災箇所の修繕を行った。設計段階においては、構造物の安全性確保だけでなく、河川利用者や自然環境へ配慮し構造物を計画した。本報告は、自然環境に配慮した設計・施工内容と、特に施工段階において捨石工に円弧状石組みの構造適用を試みた事例について報告する。

キーワード 自然環境、捨石工、石組み、現地発生材

1. はじめに

平成23年9月に台風12号の出水により国道29号宍粟市波賀町鹿伏（しかぶし）地区において、引原川の河川内にある道路擁壁基礎部が出水の洗掘により被災した。道路事業として被災箇所の修繕を行うにあたっては、河川内の擁壁部が水衝部のため、擁壁部とその直下が洗掘により被災しやすい現地条件となっていることから、これに対応すること、また川遊びの場などとしても河川内が盛んに利用されているという点から河川環境の復元も併せて視野に入れ設計施工を行った。本報告では、特に施工段階において捨石工に円弧状石組みの構造適用を試みた事例について報告する。

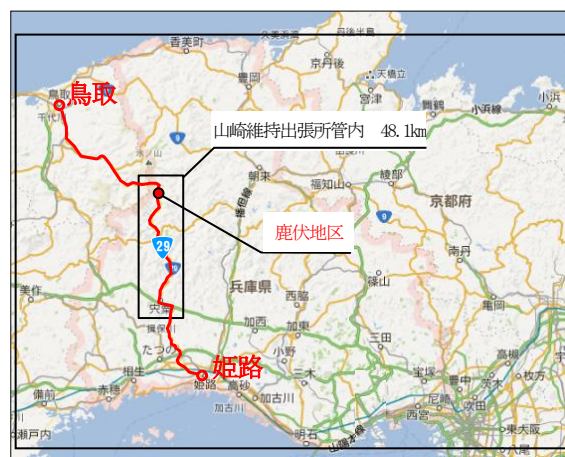


図-1 位置図

2. 国道29号と鹿伏（しかぶし）地区について

国道29号は、姫路市と鳥取市を結び、古くは因幡（いなば）街道と呼ばれ、播磨地域の南北の交通を担う延長119kmの主要幹線道路である。鹿伏地区は、管内北端の鳥取県境から約7kmに位置する中国山地の山間部で、引原川と近接する道路擁壁区間となっており、改築時期の違いからコンクリート擁壁部と軽量盛土擁壁部から構成される。（図-1に位置図、写真-1に鹿伏地区の状況を示す）また、擁壁部が引原川の蛇行部と重なることから、上流からの流れが擁壁部にぶつかる水衝部となっている。一方、引原川河川内の利用状況としては、鮎の友釣りの発祥地で有名な揖保川の上流支川であり、3月から9月までのアマゴ釣りの盛んな場所として知られているほか、鹿伏地区左岸には、くるみの里キャンプ場があり、家族連れなどがキャンプで訪れ、水辺に親しみ、川で生物を観察する川遊びの場としても盛んに利用されている箇所である。



引原川と道路構造



くるみの里キャンプ場（左岸側）

写真-1 鹿伏地区

3. 被災状況

(1)台風12号と被災状況

2011年（平成23年）9月に台風12号が近畿地方に襲来し、特に兵庫県は台風が縦断したため、9月2日から4日朝にかけて断続的に降雨が観測された。近傍の雨量観測所では、累計で300mm前後の雨量が観測され、国道29号についても2カ所の事前通行規制区間において規制雨量を超過し、連続24時間の通行規制が敷かれるような状況となった。（図-2に台風12号の降雨状況、写真-2に被災

箇所の状況、図-3に被災箇所の横断図を示す) 引原川では、鹿伏地区下流にある引原ダムにおいて流量の増加から1958年の完成以来初めての緊急放流を行うような状況となった。また、鹿伏地区の被災状況として、引原川の流量増加により軽量盛土前面の自然法面部の土砂が洗掘・流出し、擁壁基礎部分(L=30m)が被災した。幸い被災により擁壁構造への直接的な問題は発生しなかったが、同様の出水により更なる洗掘の進行が懸念された。

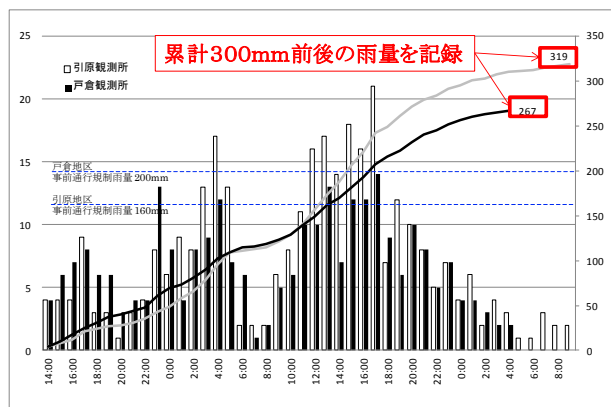


図-2 台風12号による降雨量



軽量盛土前面の洗掘範囲

擁壁基礎部の被災状況

写真-2 被災状況

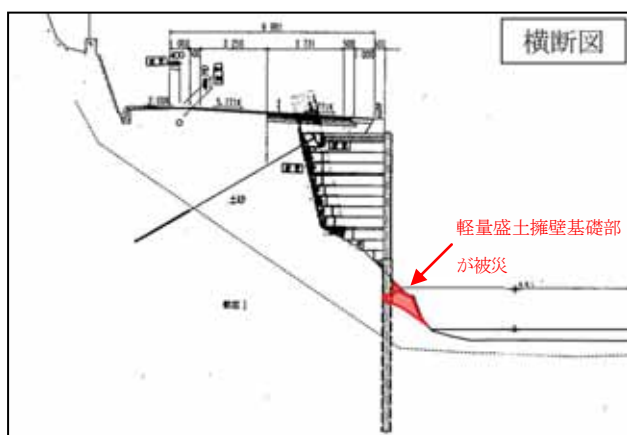


図-3 被災箇所横断図

(2)河川の経年変化状況

鹿伏地区の河川内の状況がどのように変化してきたかを道路台帳平面図(2000年(平成12年)以前)と軽量盛土の道路擁壁が竣工した2003年(平成15年)当時の写真等、過去の資料から確認した。(写真-3に河川内の変遷状況を示す)すると2000年以前では、コンクリート擁壁部の前面に土砂の堆積が見られ、2003年の段階で縮小し

てはいるものの、土砂部に植生が繁茂する自然景観を形成していた。それが2012年(平成24年)時点では、土砂の堆積及び植生の繁茂が消失している。写真から河川内もどちらかというとし淵があった状況から完全な瀬に変わってしまっている状況が確認された。また、擁壁前面の洗掘傾向も現段階で擁壁に特段問題は発生していないが、擁壁の根入れとしても減少傾向であるため、今後構造成上悪影響を与える原因になることが懸念された。



2003年(平成15年)当時の状況

2012年(平成24年)現在の状況

写真-3 河川内の変遷状況

4. 設計内容

(1)設計方針

以上のことから設計方針として、①被災した道路擁壁部の道路構造としての安全性の確保、②本来有していた河川環境の復元の2つを考えた。①については、問題となる水衝部の防護を考え、河川内の流速(設計流速5m/s)からも下流の水衝部にコンクリートブロック積による護岸を設置することとした。また河川内の変遷状況からも流速が速く洗掘傾向で、擁壁の根入れが減少する原因となっていることから擁壁前面の流速を落とす目的で、擁壁と護岸の前面に水制工を設置することとした。(図-4に構造物の配置計画平面図を示す)②については、以前は擁壁沿いに植生が繁茂し、昆虫や魚類等の生息場などとしても機能していたと考えられることから、水制工の設置により堆積傾向へと移行することで、以前のような擁壁沿いの植生回復を狙った。

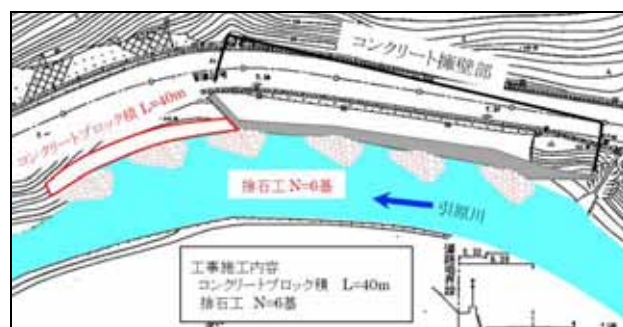


図-4 構造物の配置計画平面図

また、河川環境が早期に回復されるよう、植生回復までの措置として護岸及び捨石工に直接植生を実施することとした。なお、材料は、環境負荷軽減のため、近傍から入手可能な素材を活用すること、極力コンクリートを使用しないことを念頭に、水制工には現地採取石を利用した捨石工を採用し、植生には、現地採取の植物を使う

こととした。

(2)現地採取植生の護岸への移植

在来種として周辺に自生し、現地採取可能なネコヤナギを用い、新たに設置する護岸に対して移植を行った。ネコヤナギの特徴としては、岩の隙間にも成長するように非常に生命力が強く、水没した枝から根が成長する水際に適した植物で、枝が細くしなやかで洪水流による流出や枯死が発生しにくい。また水中に成長した根が水生生物や淡水魚のすみか・避難場所となることや葉に集まった昆虫などにより魚のえさ場となることも期待できるほか、ヤナギ自体の枝葉が洪水時に流速を低減する効果も期待される。施工は、護岸に削工し、竹ポットに移植した苗木を移植したほか、捨石工の上に土嚢を用いて移植する方法を採用した。(図-5に竹ポットによる護岸への施工手順、写真-4に移植イメージを示す)

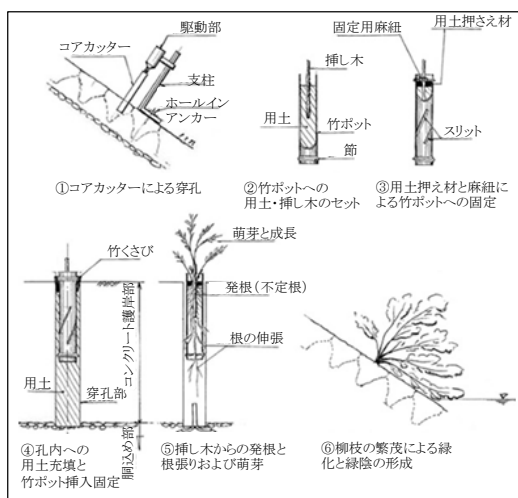


図-5 竹ポットによる護岸への施工手順



竹ポットの設置



移植後の繁茂イメージ

写真-4 ネコヤナギの移植イメージ

(3)水制工について

水制工は、上流向き構造とすることで流心を擁壁や護岸から離し、出水時の河岸への影響をなるべく小さくすること、また流心が河岸から離れることで、河岸前面は流速が低下し、堆積傾向へ移行することを狙った。(図-6に水制の方向と堆積・洗掘の関係を示す)

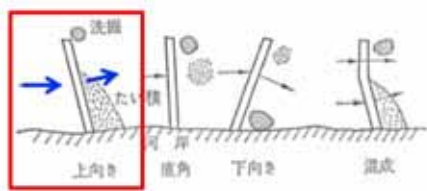


図-6 水制の方向と堆積・洗掘の場所³⁾

水制工の形状としては、縦断方向に流れの抵抗を和らげる流線形の形状、高さや幅はH.W.Lの高さや川幅から設定した。図-7に水制工の形状を示す。

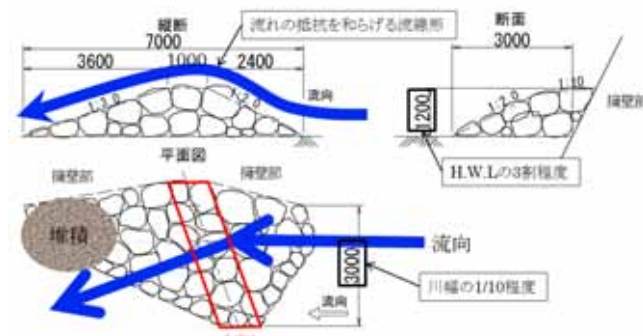


図-7 水制工の形状³⁾

(4)円弧状石組みについて

円弧状石組みは、近自然工法で著名な福留脩文氏が提唱する自然に近い落差工を構築する場合に用いられる石組みで、自然河道内の石の堆積形態を調べる中で、経験学的に安定する堆積形態の法則性を見いだしたなかから生まれた石組みである。円弧状石組みの特徴は、石組みを一体的なアーチ構造体として構築するもので、まずアーチの支点となる力石(ちからいし)を河道内に配置し、これに環石(わいし)と呼ばれる石をアーチ状に配置することで一体的なアーチ構造を構築し、上流からの流水に対して安定する構造である。(図-8に石組みの平面形状を示す) また、縦断形状で石を人の字状に組むことや、上流に対し「のめり」と呼ばれる上流下向きに傾斜を持たせ配置することで石を安定させる。(図-9に石組みの縦断形状を示す) コンクリートを一切使用せず、現地発生石のみを使用するため、環境に対する負荷の軽減、景観上も優れる。

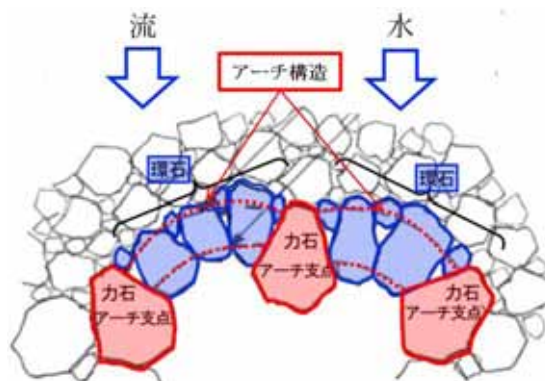


図-8 円弧状石組みの平面形状¹⁾



図-9 円弧状石組みの縦断形状¹⁾

石組みの最大の特徴として、施工後の出水により環石が流出した場合でもアーチの支点となる力石が安定していれば、全体としてその後の上流からの石の供給により再度安定した構造が形成される。構造が再安定化されることで、景観上も人の手で作ったというのがわからないほど自然に近い河川景観が形成される。(写真-5に石組み再安定化の状況の施工事例を示す)



写真-5 落差工での石組み再安定化の状況(福岡県岩岳川) ②

5. 円弧状石組み捨石工への適用

発注段階においては、バックホウで石の投入を行う通常の捨石工を想定していたが、捨石工の強度向上と自然景観の回復を目的に円弧状石組みを捨石工内部に組み込むことを施工段階で考えた。設計で捨石工の石材の大きさは、設計流速から直径50cm以上あれば計算上流出しないことが確認されていたが、円弧状石組みの適用にあたり出水後の再安定化で要となる力石が流出しないよう、可能な限り大きいサイズの力石を設置することとした。その上で捨石工の投入に使用するバックホウで作業の出来る大きさであること、捨石工の断面幅W=3mの制約を考慮し、可能な限り大きい石のサイズとして直径1m程度の石材を用いることとした。石組みは、アーチ構造が流水の外力に対し最も力が発揮されるよう、捨石工の構造の中心部付近に流向に対し直角方向になるよう配置した。また、可能な範囲で床掘を実施し、力石の根入れを確保することで強度の向上を図ることとした。(図-10に円弧状石組みの構造を示す)



図-10 捨石工に適用した円弧状石組み

6. 円弧状石組みの施工

施工は、大きな流れとして①バックホウによる床掘を実施、②のめり構造を持たせた力石の配置、③人力による力石周りの「人の字状の構造」の構築、④環石配置によるアーチ構造の構築の手順で作業を行った。(写真-6

に施工状況写真を示す) 特に人の字状の構造の構築及び環石配置によるアーチ構造の構築は、石組み構造の構築で非常に重要なポイントとなるが、施工業者としても初めての施工経験であり、隙間なく石をかみ合わせるよう組み上げるのに苦労した。



写真-6 施工状況

7. 施工後の状況と今後の課題

施工完了後、2か月程度を経過しこれまでに大規模ではないが数回の降雨による出水を経験した。施工後の短期的な状況として、水制工設置による擁壁前面の流速低下とそれによる土砂の堆積を確認しており、一定の効果が確認できた。(写真-7に土砂の堆積状況を示す)また、移植したネコヤナギについても枯死の発生等もなく順調に成長しており、今後の植生回復が見込まれる。(写真-8にネコヤナギの移植後の生育状況を示す) 今後、継続的に状況を確認し、水衝部及び洗掘箇所の対策効果が発揮されているか確認していきたい。併せて土砂堆積後の植生の回復と生物の生息環境が創出されるか、ひいては、



写真-7 施工後の土砂堆積状況



施工時の状況



施工後2か月

写真-8 ネコヤナギ移植後の生育状況

川遊びや釣り客などの河川利用者にとって魅力ある河川環境が創出されるかが課題である。また、捨石工に適用した円弧状石組みについては、仮に捨石工が出水を受け流出した場合に、円弧状石組みの持ち味である構造の再安定化が発揮されるかが課題である。これらの課題についても今後の現地のモニタリングにより確認していきたい。

8. おわりに

本報告では、県管理河川内において道路事業として道路構造物の修繕工事と併せ河川内の環境復元を行った。道路事業として実施する前提として、河川内の整備は河川管理者として対応すべきものと考えられたが、河川協議の中で県の河川改修計画がなく、今後の対応が見込まれなかったこと、従前の道路擁壁の設置が要因となり、河川内の環境が変化したことが考えられたことから、現地発生材を使用した必要最小限の対応により事業を実施した。結果、修繕工事以上の目的を達成することができたと考える。本報告が、今後の他の事業においての一助となれば幸いである。

参考文献

1) 福留脩文：治水と環境の両立を目指した川づくりの技術的な考え方と適用性に関する研究 2) 福留脩文, 有川崇, 福岡捷二：石礫河川に組む自然に近い石積み落差工の設計, 土木学会論文集F Vol. 66 NO. 4, pp. 490-503, 2010. 10 3) 国道29号宍粟地区道路防災対策設計業務報告書, 平成24年2月 4) 美しい山河を守る災害復旧基本方針, 平成18年6月 国土交通省河川局

初期掘進開始直後における小土被り条件での 鉄道横断シールド工事での取り組みについて

上野 敏光¹・春元 崇志²

¹㈱大林組 大阪本店 要玄寺川シールド工事事務所 (〒540-8586 神戸市東灘区本山中町1-5-44)

²神戸市 建設局 道路部工務課 (〒650-8570 神戸市中央区加納町6-5-1)。

本工事ではシールドが発進して約25m地点よりJR主要幹線の軌道下を横断施工した。この区間では初期掘進中の設備状態での施工であり、土被りも1.8Dと小さいことから、適正管理値の把握を目的として事前に1箇所で計測管理を行った。ここでの変位量が軌道管理値を超える結果となったことから、JR軌道数までの残りの区間において計測点を追加設置して再度簡易トライアル計測を行い、小土被り条件での各種管理項目の設定値の見直しとそれらの妥当性の検証を行った。これらの設定管理値にて軌道下の横断施工を行うことにより、営業線軌道へ影響を与えることなく僅か4日半で施工を無事に完了することができた。

キーワード 泥土圧シールド、鉄道横断、初期掘進、小土被り、トライアル計測

1. はじめに

要玄寺川放水路築造工事は、神戸市が市街地での水害対策として推進している治水事業で、急峻な六甲山系の麓に位置する東灘区の高橋川水系要玄寺川へのゲリラ豪雨による河川の氾濫災害防止を目的としている。早期の河川整備実現のため、国・県・政令市の三者が事業主体となった補助金事業であり、発注者は神戸市である。

本論文は、シールド工事のうち、発進直後かつ小土被りと最も厳しい条件であった JR 神戸線の横断における軌道への影響低減の取り組みとその結果について報告する。

2. 工事概要

(1)全体工事概要

本工事は、シールドトンネル（マシン外径φ2.46m）による349mの円形放水路と開削トンネルによる99mの矩形放水路（内空2.5m×2.5m）及び放水路上部の沈砂池躯体を築造するものである。本工事の全体概要を図-1の平面縦断面図に示す。当該シールド工事の特徴として、掘削延長は短い、が、厳しい平面・縦断線形を有していることとJR神戸線・阪急電鉄及び主要幹線道路の山手幹線の3つの重要構造物の横断施工があった。

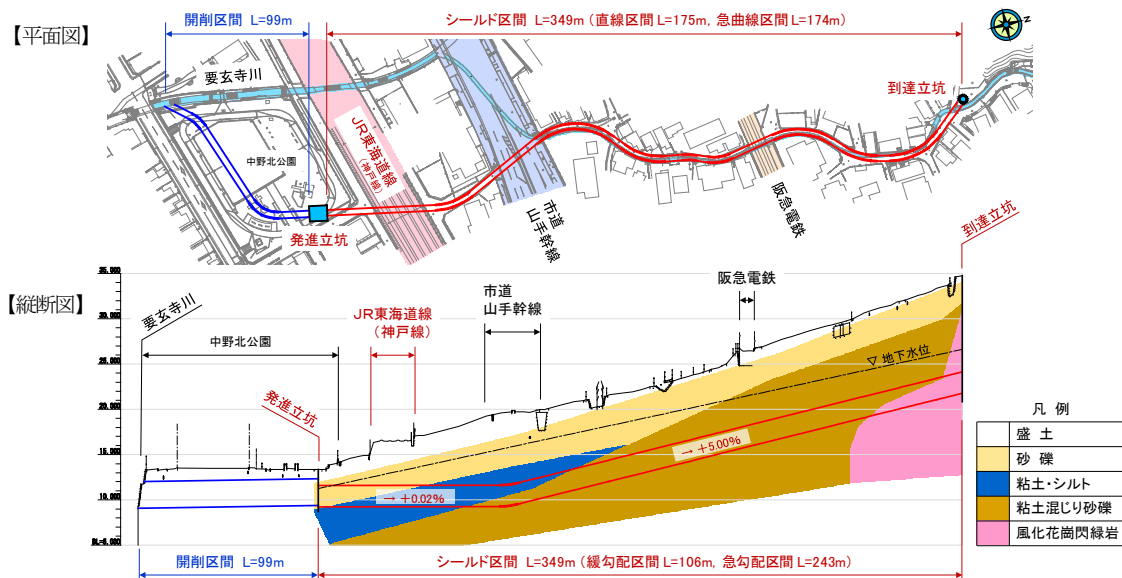


図-1 全体工事概要図

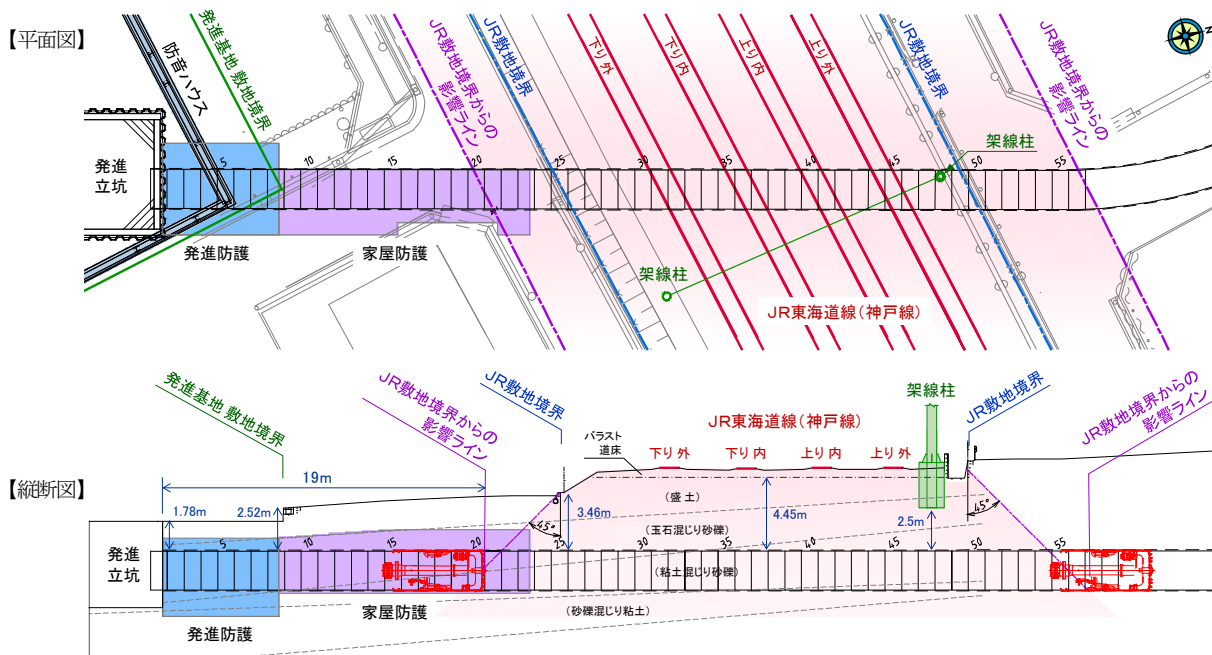


図-2 JR神戸線横断面部 概要図（平面・縦断面図）

(2) JR神戸線横断面部の概要

3箇所の重要構造物横断の中でもJR神戸線横断は特に厳しい条件であった。図-2にその概要を示す。JR影響範囲までの掘進距離は、発進後わずか19mしかなく、その後の約40mの掘削がJR横断影響区間であった。また、JR敷地内の終端部には信号機を共架した架線柱（鉛直離隔2.5m）があり、この真下を通過しなければならなかった。軌道数は4軌間（上り線×2、下り線×2）で、旅客営業・貨物線営業を合わせ多くの列車が運行する線路であった。また、この区間の軌道構造はバラスト道床であった。JR横断部の土被りは、バラスト道床厚を控除した有効土被りで4.45m（1.8D）であり、その手前の発進立坑からJR敷地境界まではさらに被りが小さく、1.78m（0.7D）～3.46m（1.4D）であった。土質構成は表-1のとおりで砂礫系の地盤であった。

表-1 JR横断部の土質構成

土 層	土 質 概 要
盛 土	含水は中位、N=8、暗黄～暗灰色
玉石混じり砂礫	沖積礫質土層に該当、含水が中～高位、N=12～48、暗緑灰～暗灰色
粘土混じり砂礫	含水は低～中位、N=16～17、黒灰～暗灰～暗青灰色
砂礫混じり粘土	含水は中位、N=28、黒灰

3. JR横断施工における技術的課題

(1) 土質・立地条件による課題

上述したような小土被り条件であるだけでなく、この初期掘進中の非常に短い区間において、軌道に影響を与えない掘進管理方法（管理項目および管理値）を確立する必要があった。しかし、発進からJR敷地までの区間については、発進坑口部にシールド機長+1mの発進防護、その後の15m区間には隣接家屋防護を目的とした地盤改良（薬液注入）を施工しており、JR敷地境界部に達するまでは、ほぼ改良地盤内の掘進となっていた。それ故、ここでの管理結果をJR軌道下での掘進に直接反映することに懸念が残っていた。また、砂礫層掘進に対して、シールド通過前から通過後に至る各段階において地盤変位を抑制する対策を検討・実施する必要があった。その他、土被り部の土質が盛土層・玉石混じり砂礫層であることから、添加材の逸走・地表面への噴出を防止することも重要であった。

(2) JR営業線の制約及び協議上の課題

JR営業線については、旅客運送に関わる安全性の確保から軌道変位量に関し、一次管理値（要注意判定）が±2mm以内、二次管理値（作業停止判定）が±4mm以内と厳しい管理基準値が設定されていた。

更に施工時間帯に関しても、通常の条件と異なっていた。一般的に鉄道横断施工の作業時間としては、運行時間外（線路閉鎖中）を選択するケースが多いが、発注者とJRの事前協議において、本線路における夜間閉鎖時間は1日2.5時間程度と短く、約40mの影響区間に対して線路閉鎖中のみの施工では長期間の横断施工となるため、期間短縮による影響リスク低減の観点から「昼夜間施工」が採用され、短期間で影響範囲を通過することが入札時の技術提案でも課題として求められていた。

表-2 課題解決のための対策

目 的		実施項目	実施内容
地表面変位 抑 制	切 羽	トライアル計測の実施	J R 横断前に、実地盤における地中および地表面の変位を計測し、掘進管理項目・管理値の設定・補正に反映する。
	通過中	余掘り充填材の採用	掘進中、シールド外周の余掘り部に充填材を注入し、シールド通過中の地山のゆるみを防止する。
	通過後	裏込め注入孔位置の変更	セグメントの裏込め注入孔を通常より坑口側へ150mmずらし、掘進開始と同時に速やかに注入できるようにする。
		高強度裏込め材の採用	1時間強度が通常の約10倍となる裏込め配合とし、セグメント外周の早期安定を図る。
施工時間短縮		ロータリーポンプの採用	ポンプ圧送により掘削土砂を連続的に排土することで、掘進サイクルの向上を図る。

4. 技術的課題解決のための取り組み

(1) 地盤変位抑制及び時間短縮のための解決策

JR軌道横断における2つの大きな課題（地盤変位の抑制及び横断施工時間の短縮）を解決するため取った対策を表-2に示す。

(2) 各種管理値の設定

上述の沈下抑制項目と最も密接な関係にある管理項目（切羽圧、余掘り充填材量、裏込め注入圧と注入量）の設定値とその設定根拠を表-3に示す。これらの採用に当っては、トンネル標準施工方書や近隣類似条件での施工実績を引用した。

表-3 各管理値と設定根拠

管理項目	設定値	設 定 根 拠
切羽圧	60 kPa	有効静止土圧(土水分離) + 地下水圧 + 予備圧 (20 kPa)
余掘り充填材	120 L/リンク	理論上のオーバーカット相当量
裏込め注入圧	140 kPa	有効静止土圧(土水分離) + 地下水圧 + 100 kPa
裏込め注入量	530 L/リンク	テールボイド量×100%以上 (高橋川施工実績)

(3) トライアル計測による施工管理方法の検証

上述の各種管理値を目標にして初期掘進を開始した。まず、自動トライアル計測によって掘進中の地盤変位を

計測し、各管理項目の設定管理値或使用材料、施工方法の妥当性を検証した。図-3にトライアル計測の詳細を示す。なお、自動計測ポイントは1箇所のみであるが、後から追加設置した簡易計測ポイントも併記した。

シールド通過前後における地盤変位の計測結果を図-4に示す。切羽（シールド先端）が計測位置を通過する2.5m（2.5リング分）手前の時点から沈下傾向が見られはじめ、通過前0.5mの時点でJR軌道の二次管理基準値（±4mm）を大きく超える8mm以上の沈下が計測された。その後もシールド通過に伴い沈下は進行し、シールドテールが通過して裏込め注入を行うまで、最大約20mmの沈下が発生した。そこで、掘進を一時中断して各施工管理値の見直し、および使用材料・施工方法の変更について検討することとした。

a) 切羽圧の管理

沈下は切羽通過前から発生しており、特に通過直前で

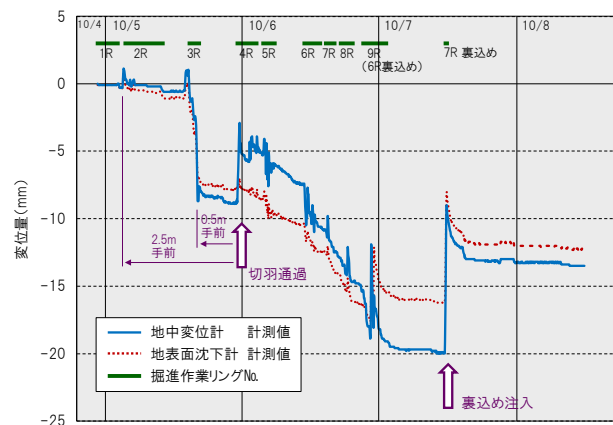


図-4 自動トライアル計測結果（地盤変位量）

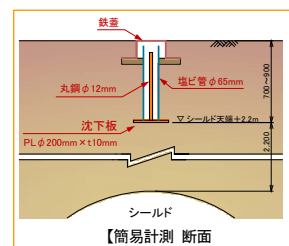
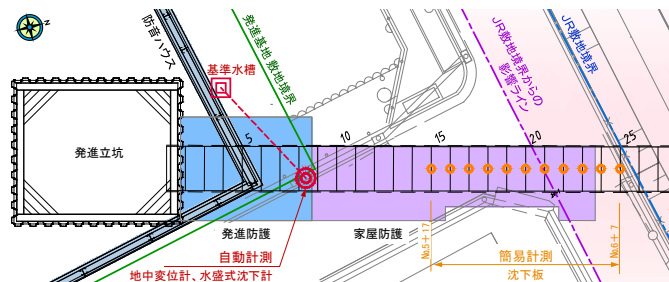
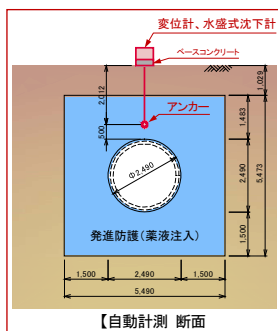


図-3 トライアル計測

その沈下量が大きくなっている。そこで、まず管理切羽圧の設定値を見直すこととした。土被りが1D前後と小さいことを勘案し、近年の泥土圧・小土被り施工の実績として近年の泥土圧・小土被り施工の実績（大林組：URUP工法）での管理手法を参考に、考慮する土圧を「有効静止土圧」から「全土被り圧」に変更した。また、上限値と下限値を設定し、この範囲内で切羽圧を制御・管理することとした（表-4）。

表-4 切羽管理圧の改善

項 目	当初計画	変 更
切 羽 圧 設定管理値	60 kPa	(上限) 120 kPa (下限) 100 kPa
設定根拠	有効静止土圧 + 地下水压 + 予備圧	(上限) 下限値 + 20 kPa (下限) 全土被り圧 + 地下水压 + 予備圧

b) 加泥材の管理

上記a)にて管理切羽圧が大きくなることに伴い、粘性の小さい従来のベントナイト系加泥材では、加泥材が地盤中を逸走し地上へ噴出することが懸念された。そこで、従来の配合に対して高分子系材料を添加し、粘性抵抗を付与することで地盤中の逸走・地上への噴出を防止することとした（表-5）。

表-5 加泥材の改善

項 目	当初計画	変 更
配 合 (1m ³ 当り)	A 液	助材V 70 kg 水 973 kg
	B 液	—
性 状	変化時間	—
	粘 性	100cp

c) 余掘り充填材の管理

シールド通過時においても沈下が進行していることから、余掘り充填材の性状（粘性、ゲルタイム）について改善を検討した。試験練りにより複数の材料・配合を比較検討し、当初の材料よりもゲルタイムが短く粘性が大きい「クレーショック」を採用することとした（表-6）。

表-6 余掘り充填材の改善

項 目	当初計画	比較案 ①	比較案 ②	変 更 (クレーショック)
配 合 (1m ³ 当り)	A 液	助材V 100 kg 水 860 kg	助材V 91 kg 水 873 kg	クニゲルFS 200 kg 水 823 kg
	B 液	SP-70 100 ℓ	消石灰 27 kg シャロー 1.1 kg 水 91 kg	SP-70 100 ℓ
性 状	ゲルタイム	60秒	8 秒	34 秒
	粘 性	1,000cp	15,000 cp	40,000 cp

表-7 裏込め注入圧・注入量の改善

項 目	当初計画	変 更
裏込め 注入圧	管理値	140 kPa
	根 拠	有効静止土圧 + 地下水压 + 100 kPa
裏込め 注入量	管理値	530 L/リング
	根 拠	設計テルボイド量 × 100%

d) 裏込め注入の管理

前記a)の管理切羽圧増加に伴い、裏込め注入圧の管理値を「全土被り圧+地下水压+100 kPa」に変更した。また、注入量については、近隣で同種の地盤を掘進した「高橋川放水路築造工事（第5工区）」の実績をもとに「設計テルボイド量×100% 以上」と設定していたが、砂礫地盤で一般的な「設計テルボイド量×130% 以上」に変更し、地表面変位および地上への裏込め材噴出の有無を監視しながら管理することとした（表-7）。

e) 排土方法の変更

当初採用したロータリーポンプでは掘進中に排出される礫により閉塞が頻発したため、切羽圧を安定的に保持できず、復旧作業にも時間を要した。そこで、JR横断を含む初期掘進区間については、従来どおりの「ベルトコンベア+ブリー鋼車」方式に変更し、スクリュウゲートから立坑下までベルトコンベアを連結して接続排土する方法を採用し、確実かつ安定した排土による切羽安定および施工サイクルの確保を図った。

(4) 追加簡易トライアル計測による再検証

見直した管理方法・設定管理値に基づき掘進を再開し、追加設置した簡易トライアル計測区間(図-3参照)において地盤変位を計測して、各設定管理値の妥当性を再度検証した。変位計測は人為レベル測量により行い、シールド中心線上に設置した沈下板の高さを掘進中5分間隔で計測した。なお、沈下板の設置深さは、既設舗装・路盤の厚さとともにJR敷地内の終端部に存在する架線柱との離隔を勘案し、通過するシールド天端から鉛直離隔で約2.2mの位置に設置した。

表-8 管理値の改善経過

項 目		当初計画	自動トライアル計測 による検証	簡易トライアル計測 による再検証
管理切羽圧		60 kPa	100～120 kPa	同 左
加泥材	注入量	500 L/リング [*] (10%)	同 左	500～750 L/リング [*] (10～15%)
余掘り充填材	注入量	120 L/リング [*]	同 左	60 L/リング [*]
裏込め 注 入	注入圧	140 kPa	180 kPa	150 kPa
	注入量	530 L/リング [*] (100%)	690 L/リング [*] (130%)	600 L/リング [*] (115%)

この簡易計測区間の掘進中、余掘り充填材については、注入に伴いシールドの姿勢制御に影響を及ぼす傾向が見られたため、途中から注入量を当初計画の50%に変更した。裏込め注入については、見直した注入圧・注入量での管理では注入後地盤が隆起する傾向が見られたため、地盤変位量を確認しながら段階的に設定値を補正し、最終的に注入圧を「150 kPa (全土被り圧+地下水圧+70 kPa)」、注入量を「設計テールボイド量×115%」とした。また、簡易計測区間の終盤では発進防護・家屋防護区間を抜け未改良地盤を掘進したが、それまでの改良地盤に比べ掘削土の塑性流動性の低下が確認されたため、加泥材の注入量を増やすことにより塑性流動性の向上・切羽の安定を図った (表-8)。

その結果、最終的に地表面変位を±2mm以内に抑制することができた。

5. JR軌道横断施工

(1) 軌道管理方法

上記成果をもとに発注者・JRと三者協議を行い、管理項目・管理値について承諾を得るとともに、横断施工時の軌道管理方法を決定した。協議ではJR側からの協力も得ることができ、横断施工時は営業線の運行管理に支障のない範囲で列車運行速度を低減する徐行措置が取られた。例えば、新快速電車は通常の120 km/hから80 km/hへ減速運転を行うことで、列車通過時の衝撃荷重を大幅に低減できた。軌道計測は、トータルステーションによる三次元測定システム (マンモス測量) にて、レール側面に貼り付けたターゲットを常時計測することとした (図-5)。この計測結果が一次管理値 (±2mm) を超えた時点で、保線業者が軌道内に入って糸張り検測し、必要に応じてバラスト突固め等の保線作業を行う計画とした。

(2) 施工結果

JR 横断時の掘進進捗および軌道変位量の結果を表-9 に示す。進捗は概ね 4～5 リング/方を確保でき、シールドテールが影響範囲を通過するまで延べ5日間で横断を完了した。シールド通過前および通過中における軌道の変位はほとんど発生しておらず、加泥材や余掘り充填材、

裏込め材の地表面への噴出等も見られなかった。通過後、一部において一次管理値を超える結果 (-2.8mm) となっているが、保線業者による 10m 弦による糸張り検測を実施した結果、実際の軌道変位量は 1mm 未満であり、保線作業は行われなかった。また、横断施工後の事後計測 (JR 委託工事として別業者が実施) においても、営業線軌道および架線柱の変位はほとんど観測されなかった。

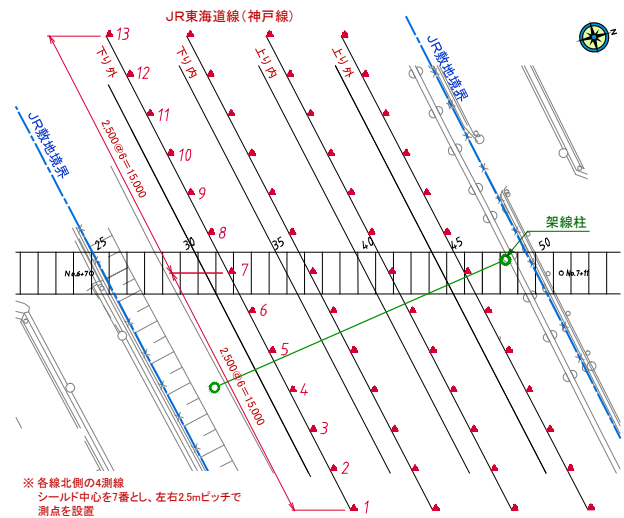


図-5 JR軌道計測位置

表-9 JR横断施工結果 (進捗および軌道変位)

施 工 日		12/5 (月)		12/6 (火)		12/7 (水)		12/8 (木)		12/9 (金)	
		昼	夜	昼	夜	昼	夜	昼	夜	昼	夜
施工リング数		5 R	4 R	4 R	4 R	5 R	4 R	4 R	4 R	2 R	3 R
シールド先端位置		敷地境界	下り外線	下り内線	上り内線	上り外線	架線柱				
シールドテール位置				下り外線	下り内線	上り内線	上り外線	架線柱			影響境界
軌道 変位 計測 結果 (mm)	下り外線	-	0	-1	-2	-2.7	-2.5	-2.6	-2.8	-2.5	-2
	下り内線	-	-	0	-1	-1.7	-1.5	-1.4	-1.8	-1.4	-0.8
	上り内線	-	-	-	0	-1.3	-1.2	-1.5	-1.3	-1.5	-0.9
	上り外線	-	-	-	-	-0.5	-0.8	-1.4	-1.9	-1.8	-1
	架線柱	-	-	-	-	-	-	-0.5	-1.4	-1.1	-1.2

6. まとめ

シールド初期掘進中かつ小土被りという厳しい条件下でのJR横断施工であったが、トライアル計測によって実際の施工条件に適合した管理項目・管理値の見直しを行うことで、営業線軌道へ影響を与えることなく施工を完了することができた。

大阪北共同溝における凍結工法を用いた地中接続について

本田 葉子¹・増田 浩二²

¹(株)安藤・間 大阪支店土木部大阪北共同溝出張所 (〒553-0003大阪府大阪市福島区福島6-2-6)

²(株)安藤・間 本社土木事業本部技術第一部 (〒107-8658 東京都港区赤坂6-1-20)

大阪北共同溝は、第二京阪道路事業の一環として副道下に電線、電話線およびガス管を収容する幹線共同溝である。このうち、大阪北共同溝寝屋川・門真地区洞内設備他設置工事は既設の共同溝シールドトンネルとシャフト立坑を横坑で地中接続する工事で、防護工として優れた遮水性と強度をもつ凍結工法が6箇所計画されている。施工箇所は地下調節池、第二京阪道路の橋脚基礎などに近接し、凍結範囲に粘性土が存在することから、凍結膨張圧の発生、凍上変位や解凍沈下による近接構造物および周辺地盤への影響が懸念された。本稿では、地中接続を安全かつ確実にを行うために実施した計画と施工実績について報告する。

キーワード 凍結工法、地中接続、セグメント補強、計測管理、近接構造物、逆解析

1. 工事概要

大阪北共同溝は、第二京阪道路事業の一環として、副道下に電線、電話線およびガス管を収容し、大阪府門真市から枚方市交野に至る延長約15kmの幹線共同溝である。このうち、本工事は既設の共同溝シールドトンネルとシャフト立坑を横坑により接続する工事である。

横坑は人力掘削により地山を開放した後、鋼製セグメント（φ2.35m、φ2.58m）を組み立てるため、掘削時の防護工が必要となる。TB24/EB14の断面図を図-2に示す。しかし、横坑直上の第二京阪道路は供用開始しており、高圧噴射工法の施工は不可能であることより、事前に高圧噴射攪拌工法を施工完了していたTB18/EB11を除く6箇所の補助工法としては、シールド坑内から施工可能で、優れた遮水性と強度を有する凍結工法を採用している。

TB24/EB14の断面図を図-2に示す。

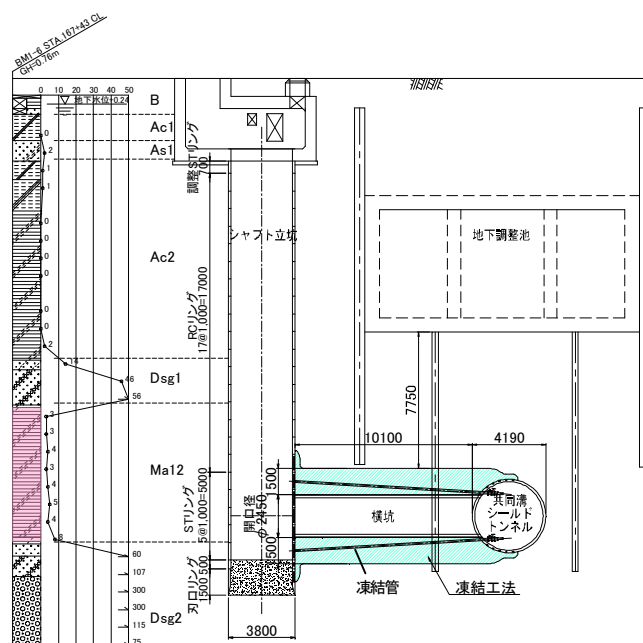


図-2 断面図 (TB24/EB14の例)

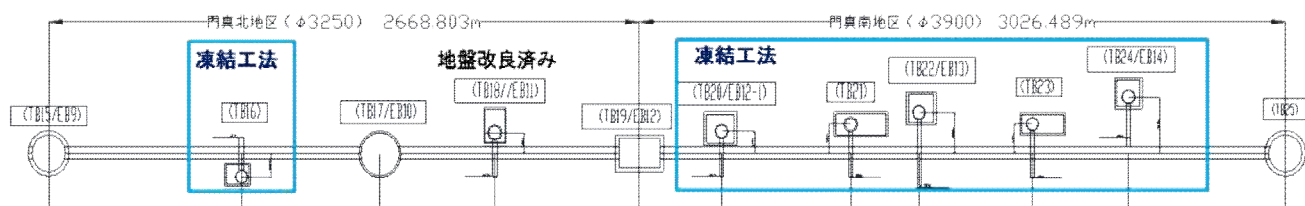


図-1 全体概要図

2. 凍結工法の特徴と課題

凍結工法は、地盤中に埋設した凍結管内にマイナス30度の不凍液(塩化カルシウム水溶液、通常ブラインと呼んでいる)を循環することで配管周辺の地盤を冷却し、地盤を凍結固化させ凍土壁を造成する工法である。

一般的特徴を以下示す。

(長所)

- ・対象土質に影響されず、あらゆる地盤に適用可能。
- ・凍結した地盤は高強度で止水性に富んでいる。
- ・地盤や地下水を汚染しない
- ・地上部の占用範囲が少なく、騒音や産廃の搬出がない。

(短所)

- ・細粒分の多い粘性土やシルト層では凍結膨張が起こり、凍結膨張圧による構造物への影響や、凍上による地盤隆起が発生しやすい。
- ・解凍時に凍土内に発生した空隙に起因した地盤沈下が生じることがある。
- ・当現場においては既設立坑とシールドトンネルに凍結膨張圧による影響が出る。

本工事の凍結対象土質は、海成粘性土(Ma12層)を主体としていることから、凍結膨張圧や開口切断によるセグメントの変形、出水や土砂の流入、凍上変位や解凍沈下による周辺地盤および近接構造物への影響を抑制することが課題であった。

3. 凍結の設計と計画

(1)必要凍土厚の算定

凍土の設計強度は、平均温度が -10°C の時の値、開放地山に対する安全率を $F_s=2$ として、剛性一様な円形構造に近似して必要凍土厚を算定し、1.5m以上とした。

(2)セグメントの補強検討

凍結膨張圧と開口切断によるシールドトンネル・シャフト立坑への影響を、多リングはりばねモデル計算法により検討した。土水圧、凍結膨張圧が作用している状態でセグメントの開口切断を行う際、セグメントの変形により凍土との付着が切れ、出水や土砂の流入が懸念された。そこで、セグメントの変形を抑制するため、鋼製セグメント区間に内部支保工、RCセグメント区間にリング支保工を設置した。リング支保工は、H形鋼(H200×200×8×12)を曲げ加工したものを、坑内の作業スペースを確保するために内面に沿わせる形で配置した。各支保工の配置図を図-3に示す。

(3)計測管理

現位置での調査ボーリングによる凍上・沈下試験結果の値を用いて、FEM解析による凍上量・沈下量の予測解析を行った。予測解析の妥当性を確認するため、近接構造物や周辺地盤の変状を計測することとした。

a) 共同溝、立坑内の変位計測

本工事では、凍結部周辺に大阪府の地下河川や門真地下調整池、大阪ガス埋設管や門真市下水管、大阪市水道管、更に第二京阪道路や大阪北道路、大阪北共同溝が近接しており、それらに対する影響を計測管理により把握する必要がある。共同溝および立坑内の計測については、リアルタイムに効率よく測定結果を把握する目的で自動計測を行い、計測結果を15分間隔でインターネット経由で配信するという工夫を行った。測定項目について下記に示す。

①圧力式沈下計を用いた共同溝の変位計測

②自動追尾式トータルステーションを用いた共同溝の変位計測

③ひずみゲージを用いた内部支保工の応力測定

このほか、多段傾斜計を用いた立坑の水平変位計測、距離計を用いた内空変位計測、傾斜計を用いた大阪府地下調整池底版コンクリートの変位計測を実施した。

共同溝内、立坑内での計測位置を図-4に示す。

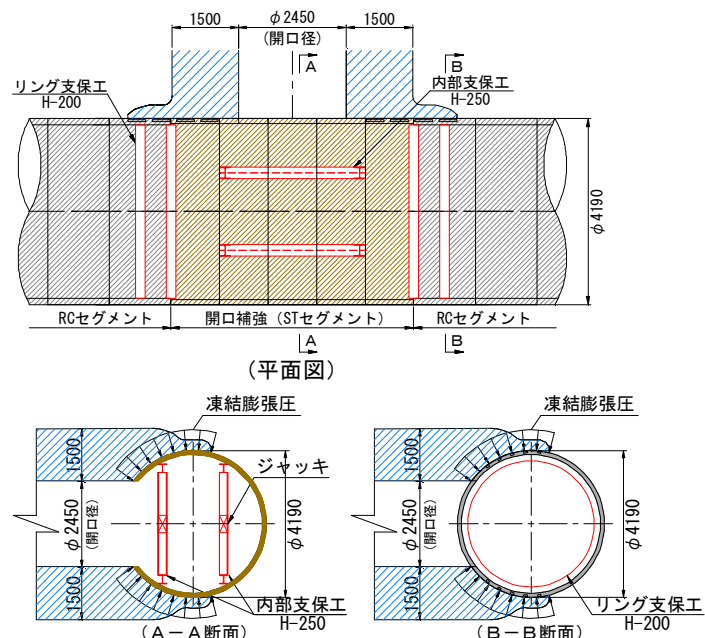


図-3 リング支保工・内部支保工配置図 (シールドトンネル)

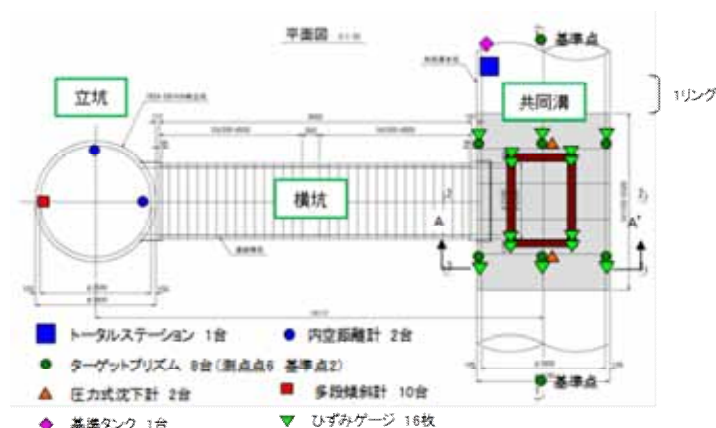


図-4 計測器設置位置図

b) 層別沈下計による地中の鉛直変位計測

凍結施工時、凍結近傍の地中変位を把握することは、予測解析に基づく管理値と比較する上で有効である。

本工事では、現位置土を採取する際のボーリング孔を利用して、層別沈下計を設置し、地中変位を自動計測した。図-5に層別沈下計の配置図を示す。

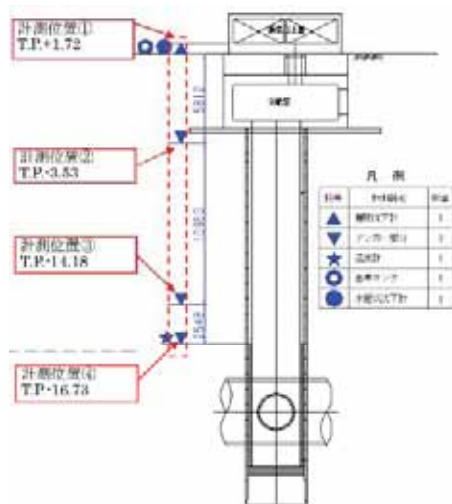


図-5 層別沈下計配置図

4. 地中接続の施工

凍土造成から横坑セグメント組立までの施工手順図を図-6に示す

(1) 凍土造成

今回地盤凍結に使用したプラントは代表的なものとして、冷凍機HP50(モーター出力37kw)を地上に配置し、周囲を防音ハウスで囲み、ブラインタンク、クーリングタワー、冷却水ポンプ、ブラインポンプを周囲に配置する形式を取り、地上プラントより立坑シャフト内を経由し、横坑接続部までブライン配管を行った。プラントの敷地面積は約150m²(10m×15m)程度である。

ブライン配管は、横坑掘削箇所の地中へボーリングにより埋設した。今回は立坑側と共同溝側の両方から削孔し、凍結管を水平に埋設し、凍土を水平に造成する計画とした。これは凍土造成量を必要最小限まで低減し、近接構造物への影響を低減するためである。ボーリングの際は、削孔箇所から土砂の流出を防止するためにパッカー、バルブを取り付けた。その後、SGP90A凍結管外管を埋設しその中にSGP20A凍結管内管を配置した。ブラインは内管から送り、内管と外管の隙間を戻ってくるという経路である。

凍結管理設後、開口周辺部分の既設セグメントに貼付凍結管ATKR400(□100×50)を取り付け、開口周辺を凍結し、セグメントと凍土との付着を強化した。

また、凍土状態を把握するために地中に温度管理用の測温管を設置した。今回、凍土平均温度がマイナス10℃、凍土の厚みが1.5mという与えられた条件を満足するよう、温度管理を行った。



写真-1 凍土造成状況

(2) 開口切断

鏡切の際が最も内部支保工に応力がかかることもあり、作業には慎重を期した。

開口切断の手順としては、内部支保工および鋼製セグメントに設置した応力計を用いて、まず小さな開口をあけ、漏水のないことを確認し、許容応力と実際の応力を計測画面で比較確認しながら、徐々に開口を広げていき、最後に全断面の開口切断を行った。

(3) 横坑掘削・セグメント組立

横坑掘削はすべて共同溝側から人力施工し、掘削した凍土は坑内をバッテリーロコにて運搬した。

凍土の掘削は、常に氷点下という過酷な条件下で作業にあたらなければならないため、休憩中の暖房設備はもちろん、万が一凍傷になった場合の温水設備を完備するなど、健康管理には特に気をを使う必要があった。また、凍土維持運転中のマイナス25℃のブラインが常に掘削場所の配管内を流れているため、管を破損した場合の退避方法や緊急連絡体制、木栓やウェスなどの緊急資材の配置にも細心の注意を払う必要があった。



写真-2 横坑掘削状況



写真-3 横坑掘削完了



写真-3 セグメント組立状況

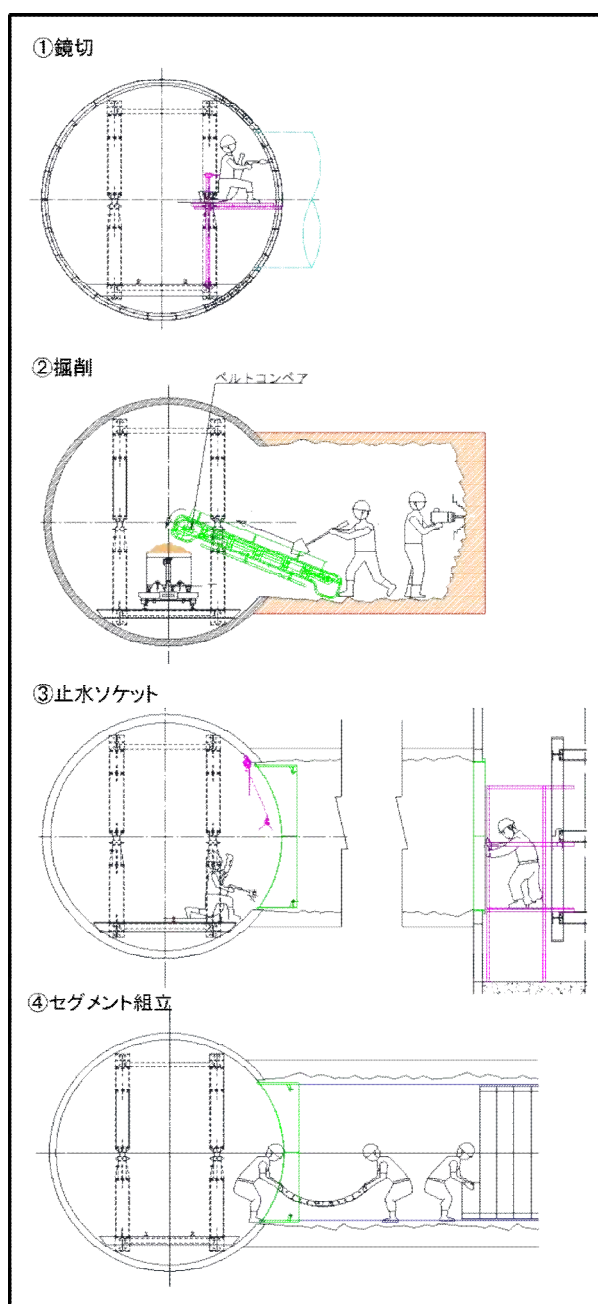


図-6 施工手順図

(5)強制解凍・充填工

細粒分の多い粘性土の場合、吸水作用により発生したレンズ状氷塊が解け、その際に発生した空隙が原因で、砂層よりも大きな沈下が生じる。この沈下を抑制するため、空隙を充填する必要がある。また、造成した凍土は自然解凍では、解凍完了するまでに相当な時間を要するため、工程管理上強制的に解凍を行う必要があった。

解凍充填とは、沈下を抑制するため、粘性土中に生じた空隙をセメントベントナイトにて充填することで、今回、対象土量の30%を充填する計画とした。充填は貫通した横坑から小型ボーリングマシンを利用して行い、放射状に削孔し横坑周囲に生じた空隙を充填した。

強制解凍とは、凍結運転完了後、配管内に流す液体を -25°C のブラインから $+60^{\circ}\text{C}$ の温水に切り替えて凍土を強制的に解凍することである。強制解凍開始時期は、凍結運転が完了したとき、すなわち鋼製セグメントの裏込充填が終わった後の、温水循環設備設置完了後である。

強制解凍に要する時間は概ね1ヶ月で、凍土造成期間と同等の期間である。自然解凍を行った場合、約5ヶ月必要となる。

5. 計測結果の評価

TB16について、凍結開始から強制解凍・注入工完了までに計測したセグメントの内空変位や支保工の軸力の計測結果を図-7に示す。

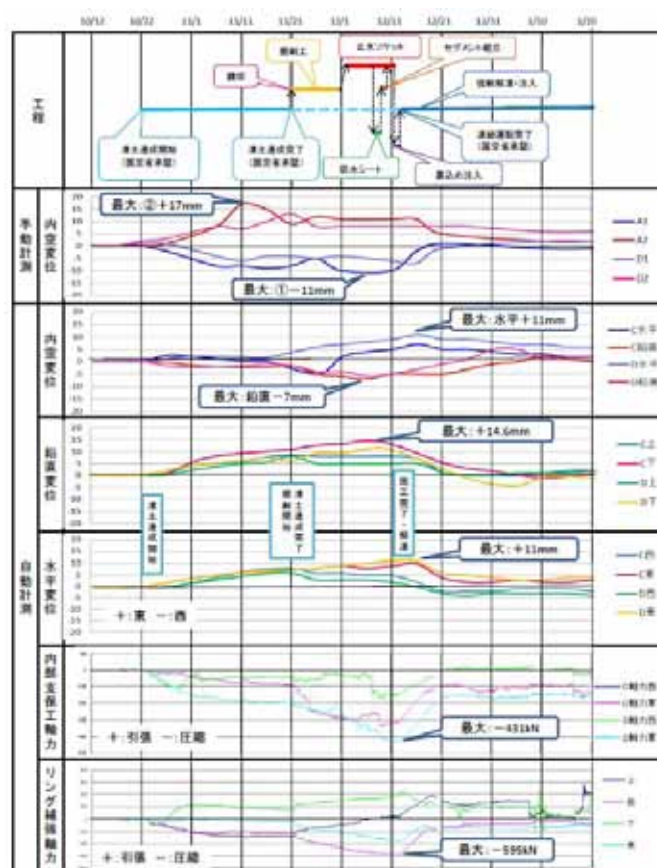


図-7 横坑接続工程と計測結果

(1)支保工の軸力

a) 内部支保工

内部支保工の軸力は、凍結開始から徐々に圧縮力が作用し、開口切断を行った後にさらに圧縮力が増加した。裏込め注入完了時に圧縮力は最大となり、解凍開始から減少傾向となった。凍土造成から鋼製セグメント組立完了までの軸力の推移を模式図で表したものが図-8である。内部支保工には圧縮力が作用し、最大圧縮力は - 431kN となり、許容軸力1500kNの約30%である。

b) リング支保工

リング支保工の軸力は、上部と開口側に圧縮力、下部に引張力が凍土造成開始から徐々に作用している。掘削開始後は開口側と反対側に圧縮力が増加した。模式図に表すと、図-9のようになる。凍結膨張圧によって持ち上げられたために、リング支保工の下部には引張力が作用し、上側には圧縮力が作用したと考えられる。最大の圧縮力は凍土側の作用した595kN、許容軸力1333kNの約45%程度である。これらより、凍結膨張圧や開口切断による荷重が確実に内部支保工やリング支保工に受替えされていると思われる。

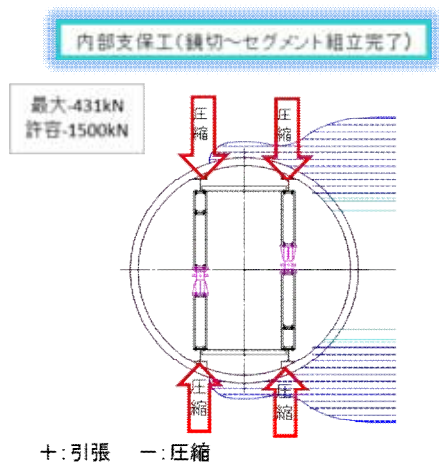


図-8 内部支保工の軸力模式図

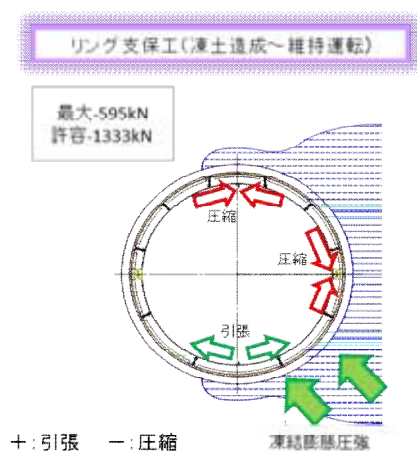


図-9 リング支保工の軸力模式図

(2)内空変位およびセグメント変位

a) 内空変位

手動計測と自動計測を併用して自動計測の確実性を検証したが、双方の結果に大きな隔たりはなく、自動計測と手動計測で同じ傾向であることが確認できた。

内空変位は、凍結開始から徐々に既設シールドトンネルを持ち上げるように変形となり、その直角方向の内空はつぶされていくような変形を見せ、解凍を開始するまで楕円形のような形に変形した。その後、解凍を開始してからは、応力が開放され、真円に戻っていくことが確認できた。解凍開始前の内空変位を模式的に表したものが図-10である。

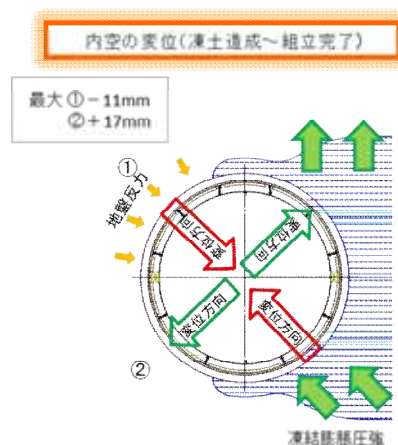


図-10 内空変位模式図

b) セグメントの変位

凍結開始から鉛直変位が上昇をはじめ、解凍開始前で最大14.6mmの変位が発生し、解凍により急激に沈下し10日間で凍土造成開始前の値に戻っていることが分かる。

水平変位については、凍結開始から凍結膨張圧の影響で横坑と反対方向に最大11.0mm変位し、解凍後は元の位置に収束している。

これらの現象を模式的に表したものが図-11である。凍結膨張圧が偏荷重として作用したことが原因と考えられる。

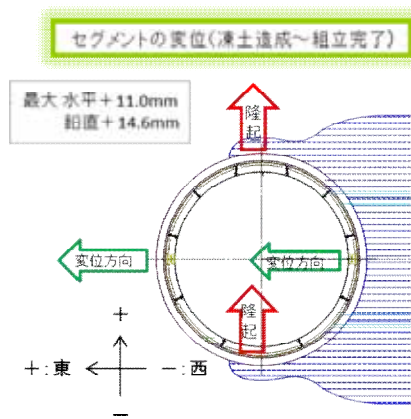


図-11 セグメントの変位模式図

(3)地中変位

凍結の地盤の鉛直変位の計測結果を図-12に示す。地盤の鉛直変位は凍土に近いほど大きな値を示し、造成完了の前後に最大値を示している。

また、計測結果の最大値と予測解析の比較を表-1に示す。両者は凍結範囲の近傍では約2倍の差が生じているが、地表面付近では概ね同程度の値を示している。

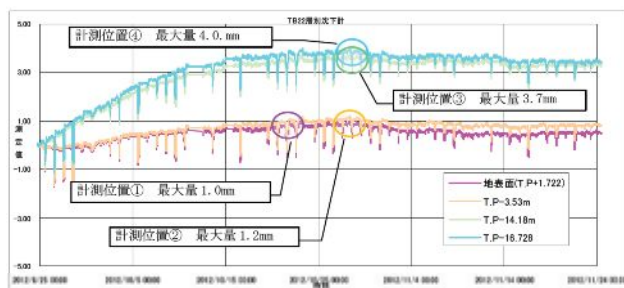


図-12 地盤の鉛直変位の計測結果

表-1 計測結果と予測解析の比較

計測位置	計測値(mm)	予測解析値(mm)
計測位置① 地表面(T.P. +1.72)	1.0	1.2
計測位置② T.P. -3.53	1.2	1.3
計測位置③ T.P. -14.18	3.7	2.0
計測位置④ T.P. -16.73	4.0	2.0

隆起: + 沈下: -

ことから凍結による影響がさらに大きくなることが懸念された。そこで、凍上抑制対策として、当初計画にはなかった①昼夜間施工による凍土造成期間の短縮、②近接構造物の計測の強化、③シールドトンネル内の支保工の増強などの追加対策を実施し、管理基準値以内で無事に地中接続を完了することができた。

6. おわりに

本工事は、6箇所の凍結工法による地中接続において、セグメントの補強、計測管理、凍土造成管理を実施するとともに、先行施工したTB22/EB13の計測データをもとに逆解析を行い、次施工へ反映させることで、無事に施工を完了することができた。ただし、シールドトンネルやシャフト立坑では、凍結により予測解析値より変状が大きくなる傾向がみられた。今後は、対象土量や凍結維持期間などを十分考慮したうえで、施工計画に反映させていく必要があると考える。

謝辞: 論文作成に当たり協力を頂きました、浪速国道事務所をはじめ、多くの方々に指導を賜ったことを感謝いたします。

参考文献

- 1) 社団法人トンネル技術協会：地中構造物の建設に伴う近接施工指針（1999年）

(4) 逆解析と次施工への反映

先行施工したTB22/EB13で実施した地中変位の計測結果をもとにフィッティングさせ、FEMによる逆解析を行った。逆解析のコンター図の例を図-13に示す。

共同溝シールドトンネルの隆起量は当初の予測解析値に比べ大きく結果となった。

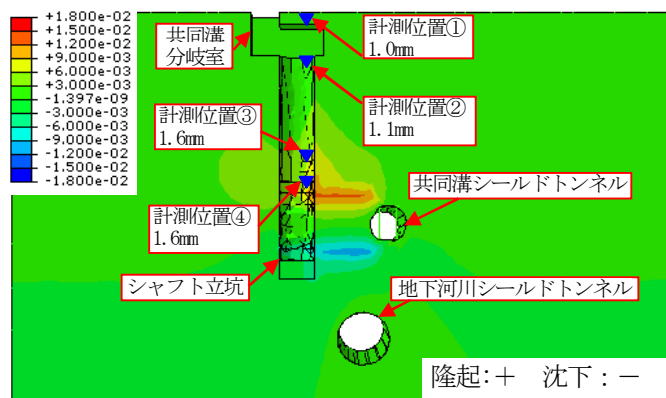


図-13 逆解析鉛直方向コンター図

次施工に反映させる際、特にTB24/EB14では、凍土造成延長が約10mと長く、門真地下調節池に近接している