

第 57 回（令和 6 年度）研究発表会論集

（令和 6 年度 研究発表委員会）

（一社）建設コンサルタンツ協会 近畿支部

令和 6 年 11 月 発行

は じ め に

一般社団法人建設コンサルタンツ協会近畿支部が主催する研究発表会は、今年度で第 57 回を迎え、大阪科学技術センターにおいて事前申込不要の全面集合形式で開催します。ポスター発表については、今年度も土木学会関西支部と連携し、別日別会場で共同開催します。

建コン技術者による一般論文発表は、全 60 編と例年と変わらず多くの応募がありました。若手技術者によるポスター発表は、土木学会関西支部主催の「関西土木工学交流発表会」において、建コン 37 編・土木学会 32 編を、建設技術展 2024 近畿の会場（インテックス大阪）で開催します。今年度もインプレッシブポスター賞（来場者投票）を共同で選出・表彰することとしました。建コンとしては、学生のポスター発表に負けられない思いです。

昨年度に復活させた学生による論文発表は、12 編の応募をいただきました。大学研究室の先生・学生や、企業にきた学生インターンに各委員が働きかけた成果と考えます。研究発表会の会場には、来場した学生に建設コンサルタントの業務や職場の雰囲気を知っていただく建コン PR ブースを設けます。このような取り組みにより、学生の建設コンサルタント業界への理解や関心を深められると期待しています。

委員会報告は、昨年度と同様、「社会資産共有活動委員会」、「環境安全委員会」、「BCP 委員会」、「ICT 研究委員会」、「道路研究委員会」、「インフラメンテナンス研究委員会」、「河川研究委員会」、「働き方研究委員会」、「魅力発信委員会」、「高速道路委員会阪神高速 WG」にご参加いただき、日頃の活動をアピールしていただきます。

特別講演は、2 講演となります。一つは国土交通省近畿地方整備局技術調整管理官の川尻竜也様をお迎えして「建設コンサルタントをとりまく最近の話題」をご講演いただきます。もう一つは、京都大学防災研究所の松島格也様をお迎えし、「災害に対するレジリエンスと経済評価～持続可能ななりわいの再構築に向けて～」をご講演いただきます。当日会場で聴講できなかった方も、後日、建コン近畿支部ホームページにおいて期間限定で動画公開しますので是非ご視聴ください。

結びにあたりまして、土木学会との連携など新たな取り組みの実施を通じて、大学・学生と建設コンサルタントの交流がますます活発化し、ひいては業界全体の発展に寄与することを切に願います。最後となりますが、研究発表会にご参加くださった皆様、論文執筆発表者の皆様、特別講演を快くお引き受け頂きました皆様、審査員の皆様、たくさんお手伝いいただいた近畿支部事務局の皆様、企画準備いただいた各委員会の皆様、研究発表会の相談に乗っていただいた企画部会の皆様、共催に尽力いただいた土木学会の皆様、そして準備に 1 年間もの時間を割いて頂いた研究発表委員会の皆様に、心から厚く御礼を申し上げます。

令和 6 年 10 月

令和 6 年度 研究発表委員会
委員長 近藤 浩治

第57回(令和6年度)研究発表会論集(論文・アブストラクト) 目次

No	区分	部門	標題名	所属	発表者氏名	頁
001	一般	構造系	市街地における反復施工による橋梁架け替え設計及び道路設計の一例	中央コンサルタンツ(株)	平田 貴也	1
002	一般	構造系	沖縄西海岸道路牧港高架橋の橋梁計画	(株)オリエンタルコンサルタンツ	福田 翔太	7
003	一般	構造系	3次元モデルを活用した維持管理情報の集約化	(株)オリエンタルコンサルタンツ	北永 弥吹	11
004	一般	構造系	既設鋼鉄桁橋の補修設計事例	東洋技研コンサルタント(株)	徳本 祐介	17
005	学生	構造系	市販モバイル端末を用いたUAV・MMS写真測量の融合による3D点群地図システムの開発	大阪公立大学工業高等専門学校	田村 将	-
006	一般	構造系	老朽化した木橋の補修設計	(株)オリエンタルコンサルタンツ	栗本 康祐	※
007	学生	構造系	片側にCFRPが接着された鋼管の力学特性	関西大学 環境都市工学部	嶋田 広人	-
008	一般	構造系	L2地震時に対する上部工補強効果の検証に3D-FEMを用いた解析的検討	(株)建設技術研究所	藤原 花梨	22
009	一般	構造系	既設橋梁拡幅における上部工の軽量化に向けた検討・設計	セントラルコンサルタント(株)	望月 美鈴	28
010	一般	構造系	既設橋台を活用したPC単純プレテンションスラブ桁橋の詳細修正設計	協和設計(株)	鍵谷 哲志	32
011	一般	構造系	複合ポータルラーメン橋の計画および設計	協和設計(株)	田中 俊光	38
012	一般	構造系	鉄道耐震基準に基づく性能照査結果の統計的性質の調査～ラーメン高架橋を対象とした検討～	中央復建コンサルタンツ(株)	千本 七虹	42
013	一般	構造系	応力度測定結果を踏まえた鋼合成鉄桁橋の耐荷性能評価	中央復建コンサルタンツ(株)	門田 拓樹	48
014	学生	構造系	接合面接触圧と被接合材の降伏に着目した無機ジンク塗布S14T高力ボルト摩擦接合のすべり耐力	大阪公立大学大学院 工学研究科	木山 大聖	-
015	一般	構造系	トンネルの調査及びはく落対策工設計事例	基礎地盤コンサルタンツ(株)	上田 竜也	52
016	学生	構造系	2方向面内力を受ける補剛板のリップ形状と耐荷力の関係	大阪公立大学大学院 工学研究科	安田 航輔	-
017	一般	構造系	変位拘束工法による既設道路橋の橋脚無補強の実現	パンフィックコンサルタンツ(株)	横田 貴大	55
018	一般	構造系	跨線橋の床版デッキプレートの劣化に対する緊急対策案について	全日本コンサルタント(株)	岡田 康暉	59
019	一般	構造系	小口径組杭壁体基礎を用いた防音壁設計	ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)	正直 和也	63
020	一般	構造系	凍結防止剤散布路線に位置する耐候性鋼橋梁の評価および維持管理における留意事項の提案	大日本ダイヤコンサルタント(株)	阿南 勇斗	66
021	一般	構造系	上部工架替えに伴うRC床版橋の詳細設計	(株)オオバ	福家 将之	71
022	一般	構造系	逆ローゼ桁橋における橋梁計画	(株)エイト日本技術開発	上原 一真	74
023	学生	構造系	スタッド配置に着目した閉断面高力スタッドボルト一面当て板補強の荷重伝達に関する解析的検討	大阪公立大学大学院 工学研究科	石黒 陽菜	-
024	一般	構造系	南海トラフ地震や異常気象に配慮した長支間高架橋の一事例とその耐風対策	(株)長大	古市 潔彦	80
025	学生	構造系	高次周波数を利用した畳み込みニューラルネットワークによる鋼アーチ橋模型の損傷検知	大阪公立大学大学院 工学研究科	赤星 花奈	-
026	一般	構造系	舗装定期点検における新技術の活用及びその効果	(株)復建技術コンサルタント	千田 直哉	※
027	一般	構造系	洗掘が顕著なケーソン基礎の補修・補強事例	(株)復建技術コンサルタント	河野 里奈	84
028	一般	土質系	GSIシステムを利用した大規模地下発電所空洞設計について	(株)ニュージェック	藤井 隆弘	87
029	一般	土質系	常時微動観測による狭隘な海岸平野部の地盤評価	(株)ニュージェック	中村 友紀恵	93
030	一般	土質系	AIを導入した打音による岩石強度予測手法の研究	(株)ニュージェック	上田 広和	95

[注] 頁が※印となっている論文・アブストラクトは、発表者の意向によりWebでは公開しません。
学生発表のアブストラクトはありません。

No	区分	部門	標題名	所属	発表者氏名	頁
031	一般	土質系	変状が発生した既設ブロック積及び斜面に対する防災対策設計事例	協和設計(株)	丁 経凡	100
032	一般	土質系	落石の運動エネルギーを低下させる新たな落石対策施設の検討及び効果検証	中央復建コンサルタンツ(株)	吉田 泰治	105
033	一般	土質系	アンカー工事中に確認された空洞とその対処法	(株)ウエスコ	櫻井 伸治	110
034	一般	土質系	地中レーダを用いた埋設管探査事例	(株)ウエスコ	上杉 耕平	112
035	学生	土質系	避難時に役立つ防災杖「用心棒」の開発	和歌山工業高等専門学校	水口 詠斗	-
036	一般	土質系	多数の地質リスク(膨張性地山、地すべりほか)が想定される地山における山岳トンネル詳細設計	日本工営(株)	清水 葉平	115
037	一般	計画・交通系	社会実験を通じた御堂筋における効率的なカーブサイドマネジメントの検証	(株)オリエンタルコンサルタンツ	久谷 真輝	121
038	一般	計画・交通系	令和4年8月豪雨で被災した国道8号線の早期復旧への取り組みについて	(株)修成建設コンサルタント	沙海 拓真	127
039	一般	計画・交通系	道路トンネルのコンクリート舗装における路面の滑りについての維持管理計画の作成	(株)長大	阿部 一馬	133
040	一般	計画・交通系	都市計画立案時におけるAI 活用の可能性に関する一考察	三井共同建設コンサルタント(株)	原田 紹臣	138
041	一般	計画・交通系	南海トラフ地震に備えた進出拠点の運用に関する対応力向上を目的とした訓練の実施	(株)建設技術研究所	鎌田 一輝	144
042	学生	計画・交通系	まちづくりの空間情報解析およびまちづくりへの提案～桜井駅前広場および周辺地区を対象として～	大阪工業大学大学院 工学研究科	渡邊 立樹	-
043	一般	計画・交通系	中之島通歩行者空間化に伴う交通影響対策と合意形成のプロセス	中央復建コンサルタンツ(株)	梶川 遥奈	※
044	一般	計画・交通系	GISを活用した開発条件の検討と適地選定	(株)オオバ	伊勢 聡史	148
045	一般	計画・交通系	山間部のキャンプ場の設計	日本工営都市空間(株)	村上 瑠都	154
046	一般	環境系	既存水路を活用した低落差箇所における小水力発電の事業可能性検討	中央復建コンサルタンツ(株)	南 勇銘	160
047	一般	環境系	国営公園における広域的なナラ枯れ被害状況の把握	日本工営(株)	青柳 一翼	165
048	一般	環境系	複数の樹木再繁茂対策に関する抑制効果分析及び現地適用性評価	いであ(株)	川島 直人	※
049	一般	構造系	道路設計事業におけるDXの取り組み	(株)オリエンタルコンサルタンツ	齋藤 瑞輝	170
050	一般	構造系	断層変位被害リスクの低減方策	(株)ニュージェック	秋山 隆	173
051	学生	構造系	航空レーザー測量データを用いた街路樹の抽出ー兵庫県が公開するデータを事例としてー	明石工業高等専門学校	廣田 敦志	-
052	一般	構造系	インドネシア国揚水発電事業における高Ca系フライアッシュのRCCダムへの適用性に関する研究	(株)ニュージェック	樋口 良典	179
053	学生	構造系	サービス水準を考慮した移動販売の利用頻度に関する要因分析	和歌山工業高等専門学校	成瀬 翔紀	-
054	一般	構造系	モバイル端末に搭載されたLiDAR(光センサー)の計測精度と利活用	(株)CTIウイング	杉山 孝聡	184
055	一般	河川系	光学衛星画像を用いた機械学習による河道状態把握の検討	日本工営(株)	片岡 健吾	190
056	一般	河川系	FDEMを適用した堤防安全性検討	パシフィックコンサルタンツ(株)	赤塚 芳弘	195
057	一般	河川系	平面流況解析による水制工設置効果の分析	パシフィックコンサルタンツ(株)	菅井 源造	※
058	一般	河川系	UAV搭載型グリーンレーザによる離岸堤の点検について	(株)ニュージェック	阿部 廉太郎	199
059	一般	河川系	3次元FEM解析を用いた起伏式ゲートを有する中空断面堰柱に対する耐震性能照査	パシフィックコンサルタンツ(株)	小野寺 貴	203
060	一般	河川系	加古川市かわまちづくりにおける河川構造物設計について	(株)エイト日本技術開発	三次 春奈	208
061	一般	河川系	大阪府北河内地域における河川点検事例	基礎地盤コンサルタンツ(株)	新 翔一郎	213
062	学生	河川系	湯浅町における降雨と河川が海域の水質に与える影響	和歌山工業高等専門学校	瀧谷 颯太	-

[注] 頁が※印となっている論文・アブストラクトは、発表者の意向によりWebでは公開しません。
学生発表のアブストラクトはありません。

No	区分	部門	標題名	所属	発表者氏名	頁
063	一般	河川系	北九州港における港湾脱炭素化推進計画の検討	㈱オリエンタルコンサルタンツ	根岸 和憲	216
064	一般	河川系	大型固定堰の改修による河川環境等への影響検討	㈱建設技術研究所	西俣 孝一	※
065	一般	河川系	洪水予報への活用に耐え得る精度や安定性の確保に向けた水害リスクラインの高度化検討	㈱建設技術研究所	北口 慶一郎	218
066	一般	河川系	早期避難判断を支援する風水害リスク予測を活用した防災情報システムの開発	㈱建設技術研究所	石松 雅大	224
067	一般	河川系	海面上昇・河川改修に伴う塩水遡上対策～前例のない対策案と農業者との協力体制構築～	㈱建設技術研究所	芥田 直輝	228
068	一般	河川系	日本海沿岸地域における海岸保全施設の高潮・津波対策	中央コンサルタンツ㈱	出口 颯	232
069	学生	河川系	一部自立型堤防における越流時の洗堀現象に関する研究	京都大学大学院 工学研究科	室 昂弥 牧川 星朗	-
070	一般	河川系	建設コンサルタントにおける合意形成技術を活用した働き方改革の取組と効果	いであ㈱	諸原 亮平	237
071	一般	河川系	3次元ビューアを用いた堤防点検の効率的な評価手法の提案	中央復建コンサルタンツ㈱	豊東 翼	241
072	一般	河川系	高潮時の堤外地におけるコンテナ流出対策に関する一考察	㈱ウエスコ	内田 恵介	247

ポスター発表は土木学会関西支部と共催で、11月8日「建設技術展」会場で開催しました。

No	区分	標題名	所属	発表者氏名	頁
コ-1	ポスター	既設防波堤におけるフーチングの部材照査と照査方法の工夫について	パシフィックコンサルタンツ㈱	丹羽 俊介	253
コ-2	ポスター	海色リモートセンシングにおける沿岸域の複雑な光学特性を考慮した合成データ構築法の提案	㈱オリエンタルコンサルタンツ	藤田 夏菜子	※
コ-3	ポスター	供用中のマンホールポンプ施設廃止に伴う流路切替えについて	㈱オオバ	浅田 倅平	255
コ-4	ポスター	川崎市臨海部における荷待ち車両等に対する路上駐停車対策の試行と効果検証	東洋技研コンサルタント㈱	藤本 宏紀	257
コ-5	ポスター	画像処理による軌道自動計測システムの安全性向上に向けた改良	ジェイアール西日本コンサルタンツ㈱	上野 冬真	259
コ-6	ポスター	仮設土留工による既存マンションへの影響検討	㈱オオバ	長谷川 亜美	261
コ-7	ポスター	車両基地盛土に使用される細砂の締固め特性	日本工営㈱	河内 洸輝	263
コ-8	ポスター	トンネルの維持管理の効率化・高度化研究	㈱エヌイーエス	木村 勇斗	265
コ-9	ポスター	トンネル掘削による井戸水位低下要因の検討	㈱エイト日本技術開発	沖田 孝行	267
コ-10	ポスター	木津川上流上野遊水地における簡易魚道および水田魚道の設置と横断連続性再生効果	㈱建設環境研究所	江藤 彰汰	269
コ-11	ポスター	地域生活道路における法面崩壊の災害復旧	日本工営都市空間㈱	松田 紗奈	271
コ-12	ポスター	調整池の配置計画の検討～土地区画整理事業による基盤整備を対象として～	㈱オオバ	勝 美由乃	273
コ-13	ポスター	砂防堰堤の予備設計におけるBIM/CIM活用事例	㈱エイト日本技術開発	小原 有貴子	275
コ-14	ポスター	漏水検知システムの開発	㈱ニュージェック	安木 裕	277
コ-15	ポスター	土砂災害特別警戒区域等指定箇所における上端保全も踏まえた急傾斜地崩壊対策について	㈱日建技術コンサルタント	蓮井 天	279
コ-16	ポスター	凍結防止剤の劣化進行への影響分析を踏まえた橋梁洗浄による予防保全の取組み	パシフィックコンサルタンツ㈱	橋本 啓汰	281
コ-17	ポスター	一級河川を渡河する単純橋の設計	協和設計㈱	細川 英二	283
コ-18	ポスター	狭隘地における橋側歩道橋の施工計画	東洋技研コンサルタント㈱	米谷 智仁	285
コ-19	ポスター	葛城市における2050年脱炭素社会実現に向けたシナリオ検討	㈱オオバ	奥 直樹	287

〔注〕 頁が※印となっている論文・アブストラクトは、発表者の意向によりWebでは公開しません。
学生発表のアブストラクトはありません。

No	区分	標題名	所属	発表者氏名	頁
コ-20	ポスター	鋼2径間連続鈑桁橋の施工計画に関する検討	協和設計㈱	馬 驍	289
コ-21	ポスター	3次元CADソフトを活用した土量バランスの最適化に配慮した道路設計	パシフィックコンサルタンツ㈱	村木 秀國	291
コ-22	ポスター	主に凍結融解作用を受ける床版の健全性診断	日本工営㈱	金子 陽郁	※
コ-23	ポスター	宮津市府中地区におけるグリスロを活用した再エネまちづくりの試行～地域と連携した実証実験～	㈱オリエンタルコンサルタンツ	中井 智仁	293
コ-24	ポスター	背面土の地盤パネを考慮した橋台耐震性能照査	㈱日建技術コンサルタント	田中 友浩	295
コ-25	ポスター	花飾りによる道路空間のおもてなし・華やかさ演出に関する取組み（大阪市御堂筋の例）	㈱建設技術研究所	今井 優希	297
コ-26	ポスター	機械施工が困難な急斜面の洗掘対策設計	協和設計㈱	片寄 温幹	299
コ-27	ポスター	河川堤防サイクリングロードの設計	㈱修成建設コンサルタンツ	寺嶋 翔	301
コ-28	ポスター	三次元モデルを活用した目隠し板設置検討	ジェイアール西日本コンサルタンツ㈱	徳永 涼子	303
コ-29	ポスター	視覚障害者踏切事故防止のための踏切道内誘導表示設置について	全日本コンサルタント㈱	沼 依吹	305
コ-30	ポスター	AR技術を用いた橋梁設計における発注者との合意形成手法の提案	㈱エイト日本技術開発	黒澤 樹	307
コ-31	ポスター	地方都市のバイパスルート検討における最適ルートの選定	㈱オオバ	土屋 翔大	309
コ-32	ポスター	海岸線に近接し、かつ軟弱地盤を有する逆T式擁壁の設計	協和設計㈱	李 冠達	311
コ-33	ポスター	鉄道アンダーパス計画における土留および軟弱地盤対策の検討	㈱吹上技研コンサルタント	綿舎 真紀	313
コ-34	ポスター	平面二次元流況解析を用いた親水型水路の流況解析に関する検討	パシフィックコンサルタンツ㈱	張 紫薇	※
コ-35	ポスター	3次元点群データを活用した老朽化評価	日本工営㈱	戸松 功祐	315
コ-36	ポスター	山間部道路における小規模落石対策施設の検討	㈱吹上技研コンサルタント	堀部 翔	317
コ-37	ポスター	空港進入灯橋梁の耐震補強対策	パシフィックコンサルタンツ㈱	西山 大貴	319

〔注〕 頁が※印となっている論文・アブストラクトは、発表者の意向によりWebでは公開しません。
学生発表のアブストラクトはありません。

市街地における反復施工による橋梁架け替え設計及び道路設計の一例

中央コンサルタンツ株式会社 ○ 平 田 貴 也
中央コンサルタンツ株式会社 井 原 貴 浩
中央コンサルタンツ株式会社 森 田 棕 也

論 文 要 旨

本稿は河川改修に伴う橋梁架け替え設計において実施した検討事項を報告するものである。本橋は片側1車線の一般国道上の橋であり、上下流に側歩道橋が架橋されているため、橋梁架け替え時の通行止めは不可であった。そこで近隣の沿道施設に干渉しないよう迂回路を設け、反復施工による橋梁の架け替え設計を行った。ここでは反復施工が可能な橋種の選定、反復施工により通行止めを行わず、国道を切り回す迂回路設計、狭隘なスペースでの施工条件による施工計画を行った結果を報告する。

キーワード：橋梁架け替え設計、反復施工、橋種選定、迂回路設計

ま え が き

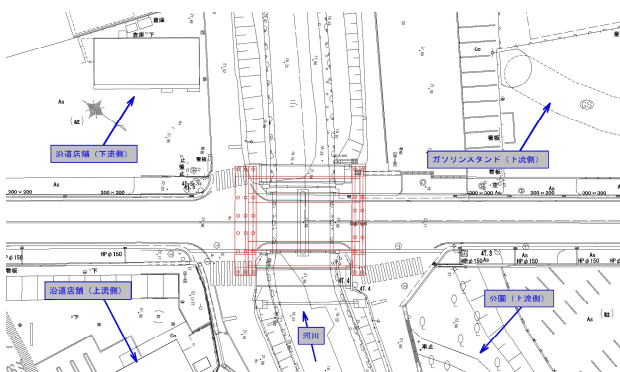
本設計は河川改修に伴い、橋長 12.16m、全幅員 10.05m の既設橋を架替えるものである。

対象橋梁は一般国道に架かり、二級河川を横架する橋梁である。また対象地付近には上流左岸側に沿道店舗、上流右岸側に公園、下流左岸側に沿道店舗、下流右岸側にガソリンスタンドがある。

本設計における課題としては、対象地の条件から、現道を供用しながら施工を行う（反復施工を行う）必要があること、沿道施設・店舗に干渉しないよう迂回路を設ける必要があることである。

課題を解決するための検討として、反復施工可能な橋種の選定、沿道施設に干渉しない迂回路の設計、狭隘なスペースでの施工計画を行った。

本稿は橋梁詳細設計を実施する前段の予備設計として、上記検討結果を報告するものである。



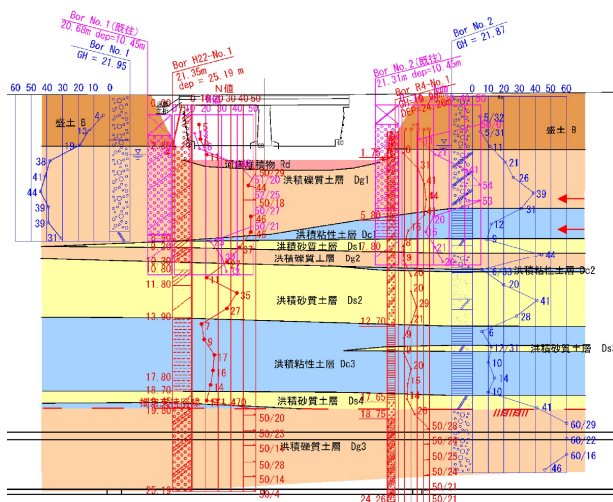
図一 対象地平面図

1. 設計条件

(1) 地盤条件

地盤条件は架橋位置付近で調査された6箇所のボーリング調査結果を用いて整理した。架橋位置における支持層は、「砂層、砂礫層：N値30程度以上」¹⁾を満たす洪積礫質土層(Dg3)とし、地盤種別はⅡ種地盤と判定した。

なお、洪積礫質土層(Dg1)は支持層としての条件を満たすN値を示しているが、右岸側(A2橋台側)は洪積礫質土層(Dg1)の層厚が薄く、下層に圧密層(洪積粘性土層Dc1)があることを考慮し、支持層としないものとした。



図二 地層断面図

(2) 河川条件

対象橋梁が横過する河川は二級河川の掘込河道であり、計画高水流量90m³/sから、堤防の余裕高は0.6m²である。

対象橋梁の橋台位置は、堅壁前面が堤防の表のり肩より

前に出ないように設定した。²⁾また、橋台は堤防の法線と平行に設け、²⁾橋台のフーチング底面は、堤防地盤線に定着させた。²⁾なお、堤防地盤線は、河川が掘込河道であることから、堤防天端幅(3m)に相当する幅の地点とのり尻を結ぶ線とした。

(3) 道路条件

対象橋梁が架かる一般国道の道路規格は第4種第1級であり、設計速度は60km/hである。幅員構成を図-3に示す。



図-3 幅員構成図

(4) 橋梁条件

橋梁条件のうち特筆すべき項目として以下に3点列記する。

- ・架橋位置における自然環境条件について、架橋位置は海岸線から約2.5km離れており、凍結防止剤の散布を行わない地域である。このため塩害の影響は大きく受けないことから耐候性鋼材の使用を可能とした。
- ・単純桁橋であるため支承条件は固定・可動とし、対象橋梁の下部構造高が同程度であることから、縦断勾配が低いA1橋台を固定とした。
- ・添架物としてガス管と水道管を下部工へ添架する計画である。添架スペースとして上流側に1.22m、下流側に1.6m拡幅するため、橋台幅は18.12mとした。

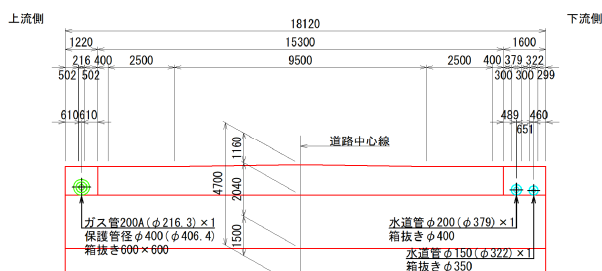


図-4 添架条件から設定される橋台幅

2. 迂回路設計

対象地の条件より、現道を供用しながら架替え施工を行う必要がある。対象橋梁付近には沿道施設・店舗があるため、迂回路を設ける際はこれらに干渉しないよう切り回す必要がある。また施工時の沿道施設・店舗へのアクセス性を考慮し、迂回路案として、上流側に迂回路を切り回して橋梁を一括施工にて施工する案(第1案)と、上流側に迂回路を切り回して反復施工にて施工する案(第2案)の比

較を行った。

第1案：一括施工上流側迂回路案

第2案：反復施工上流側迂回路案

図-5のように第1案については橋梁下部工施工時に設ける矢板土留をコントロールポイントとして迂回路を計画した。標準値である設計速度60km/hでは沿道店舗(上流左岸側)に干渉するため、当案では設計速度を特例値である40km/hとする他、曲線部の拡幅を省略し、橋梁施工時の矢板土留、沿道施設との干渉を回避した。

図-6のように第2案については上流側の沿道店舗をコントロールポイントとして迂回路を計画した。標準値である設計速度60km/hとしても沿道店舗等との干渉を避けた迂回路を設けることが可能ではあるが、沿道施設・店舗へのアクセス性を考慮して、特例値である設計速度50km/hを採用した。

比較の結果、第1案は曲線拡幅を省略する必要があり、安全性が懸念される点、設計速度を現状の60km/hから40km/hまで減じる必要があることから、第2案：反復施工上流側迂回路案を採用した。

表-1 迂回路比較案

ルート案	ルートの概要			検討結果	総合評価
	設計速度(km/h)	検討方針	コントロールポイント		
第1案：一括施工上流側迂回路案	40km/h(特例値)	・設計速度の特例値を適用し沿道施設への影響回避を狙った案 ・曲線部の拡幅の省略等を用いた極力沿道施設CPを回避する	橋梁施工時の矢板土留	・曲線部の拡幅を省略することで橋梁施工範囲、沿道CP双方への影響を回避している	・曲線部拡幅を省略する必要があり、安全性が懸念される ・設計速度50km/hでは沿道施設への影響を回避できないため、迂回路設定ができない
第2案：反復施工上流側迂回路案	50km/h(特例値)	・沿道用地の借地面積を少しでも抑えることを目的に設計速度の特例値を適用した案 ・幾何構造は標準値を適用する	沿道店舗(上流側)	・沿道CPの影響を回避している ・近隣施設駐車場への影響面積を60km/hより抑えることが可能	・沿道CPへの影響を極力回避しており、供用時の沿道施設へのアクセス性も優れている。また設計速度を50km/hまで減ずることは警察から了承を得られている

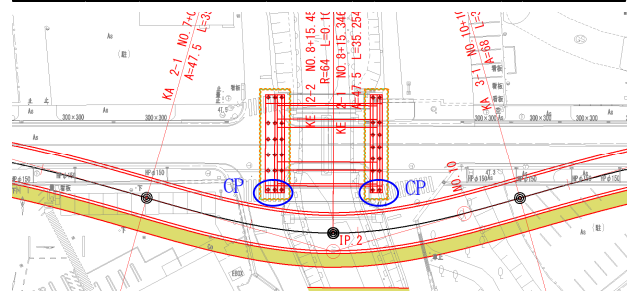


図-5 迂回路平面図(第1案：一括施工上流側迂回路案)

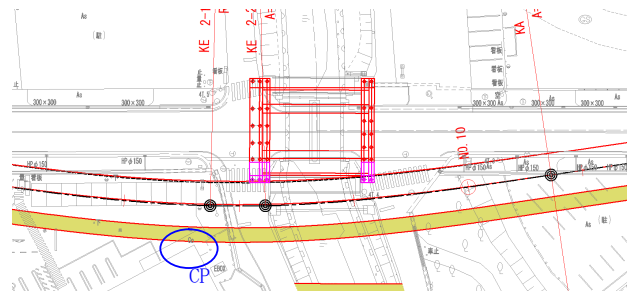


図-6 迂回路平面図(第2案：反復施工上流側迂回路案)

3. 橋梁形式選定

(1) 橋台位置・橋長検討

橋台位置は交差物件である河川に対し、第1章の河川条件を満たすよう設定した。

橋台設置方向は河川改修後の交差河川の法線と平行とし、斜角 $\theta = 89^\circ 51' 3''$ の斜橋とした。

橋長を決定する際に考慮したコントロールポイントを以下に記す。

CP①：橋台前面位置（堅壁前面位置）は、堤防の表のり肩より前に出ないように設定する。

CP②：橋台は、堤防の法線と平行に設ける

CP③：橋台のフーチング底面は、堤防地盤線に定着させる。なお、堤防地盤線は、河川が掘込河道であることから、堤防天端幅（3m）に相当する幅の地点とのり尻を結ぶ線とする。

コントロールポイント3点を踏まえて、対象橋梁の橋長は $L=18.500\text{m}$ とした。

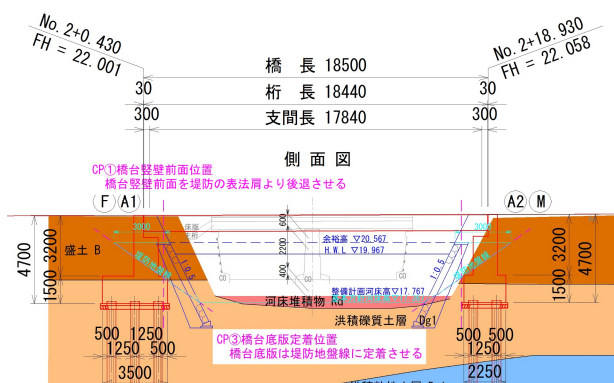


図-7 橋長コントロールポイント（側面図）

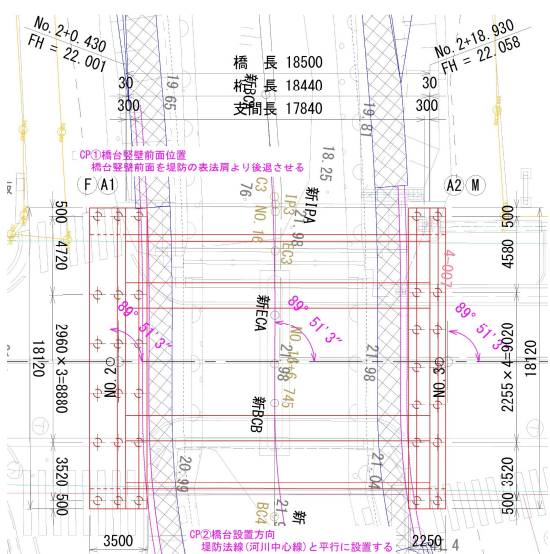


図-8 橋長コントロールポイント（平面図）

(2) 比較案の抽出

決定した橋長（ $L=18.500\text{m}$ ）を踏まえ、適用可能な3案の上部工形式を抽出した。抽出した上部工形式に対して経済性、構造的性、施工性、維持管理性、環境への適応性を評価項目とした比較検討を行った。

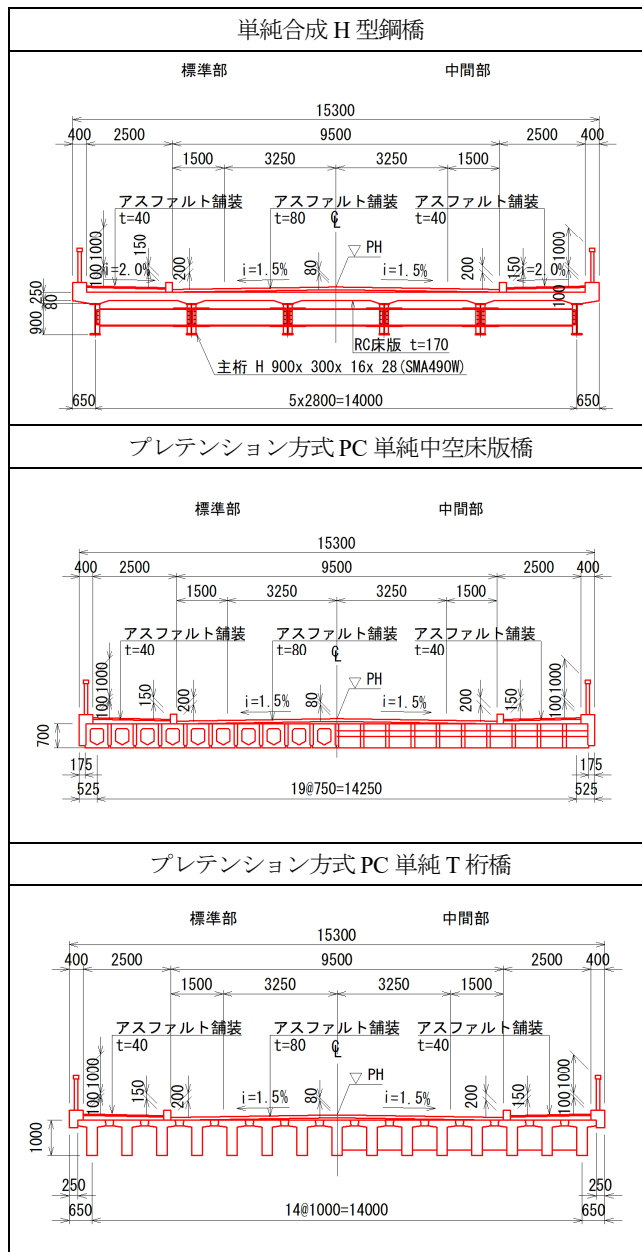
経済性は、最も重要な項目であり、イニシャルコストだけでなく維持管理費を含めたライフサイクルコスト（100年）で評価を行った。

構造的性では市街地で交通量が多い路線であり、耐久性に優れた橋種が望ましいことを考慮した。橋梁実績が少ない橋種は、損傷の発生要因が不明確、メンテナンス手法も確立されていないため、橋種の一般性についても評価を行った。

施工性では、供用しながら反復施工することを考慮し、反復施工の対応のし易さ、施工工期について評価を行った。

維持管理性は、橋梁を管理する上で重要な項目である。また、対象橋梁は市街地に架橋され、補修工事の難易度は高いため、補修頻度の少なさ、維持管理のし易さについて評価を行った。

環境への適応性は、近隣に民家や介護支援センターがあることを考慮し、騒音や振動等の発生しにくさを評価した。



図－9 標準断面図一覧

(3) 検討結果

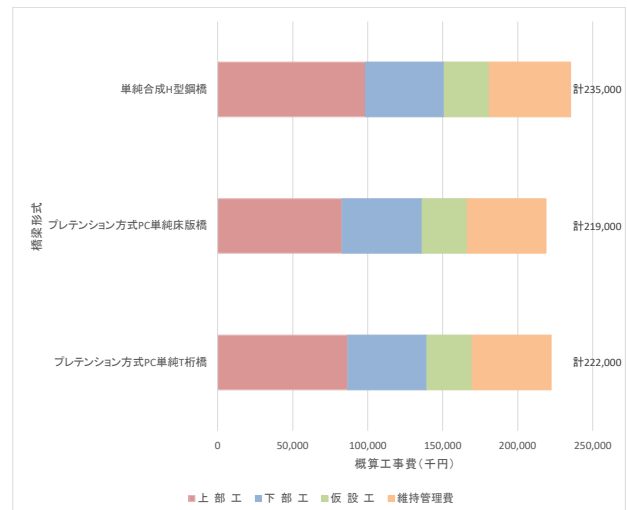
比較検討を行った結果、他案と比較し総合的に優れるプレテンション方式 PC 単純中空床版橋を選定案とした。選定理由は下記のとおりである。

1) 経済性

橋種ごとに上部工，下部工，基礎工の概略計算を行った結果より，概算工事費の算出を行った。結果を表-2 に示す。下部工費，仮設工費（土留め工費）は橋台の形状寸法が 3 案とも同程度であるため大きな金額差が生じない結果となった。維持管理費について，鋼橋には耐候性鋼材を使用しているが，桁端部の塗替え塗装が必要になるため，PC 橋案との金額差が生じた。上部工費は PC 橋の 2 案が鋼橋と比べて安価となり，プレテンション方式 PC 単純中空床

版橋がプレテンション方式 PC 単純 T 桁橋より安価となる結果であった。

表－2 概算工事費一覧



2) 構造的

構造に優れた橋種が望ましいため，構造の一般性について評価した。3 橋種とも同規模の施工実績が多いことから一般的な橋種と判断した。また床版の耐久性についても評価し，PC 橋と RC 床版を比較した際，PC 橋の方が耐久性の高い床版であると評価した。

3) 施工性

対象橋梁は現道を供用しながら施工を行うため，反復施工にて橋梁の架け替えを行う計画となる。PC 橋と RC 床版を比較した際，RC 床版の方が現場施工の割合が多く，PC 橋に比べて反復施工の対応がし易いと評価した。

また，プレテンション方式 PC 単純中空床版橋とプレテンション方式 PC 単純 T 桁橋で比較した結果，プレテンション方式 PC 単純中空床版橋の方が横締め PC 鋼材の緊張本数が少ないことから反復施工の対応がし易いと評価した。

4) 維持管理性

市街地に架橋され，維持管理し易い橋種が望ましいため，PC 橋と RC 床版橋を比較した結果，床版の補修頻度が少なく，塗替え塗装が不要である PC 橋の方が維持管理性に優れていると評価した。

5) 環境への適応性

立地条件から，供用時の騒音・振動が発生しにくい橋梁が望ましいため，PC 橋と鋼橋を比較した結果，鋼橋より PC 橋は自重が重いいため，振動・低周波が発生しにくい橋種と評価した。

4. 施工計画

(1) 施工ステップ

迂回路設計のとおり、現道の交通を確保しながら架け替え施工を行うこと、沿道施設に干渉しないよう切り回す必要があることから、反復施工にて橋梁を施工する計画とした。

上記を踏まえ、施工ステップは表-3のとおりとした。図-10～図-13のように、施工済箇所を二期施工時の通行帯として利用する計画であるため、一期施工では二期施工時の通行帯を確保可能な幅員分を施工する行計画とした。

表-3 施工ステップ

施工順序	施工内容	施工位置
	一期施工迂回路切り回し	
一期施工①	基礎工構築	A1 橋台
一期施工②	土留め工打設・床掘	A1 橋台
一期施工③	下部工構築	A1 橋台
一期施工④	基礎工構築	A2 橋台
一期施工⑤	土留め工打設・床掘	A2 橋台
一期施工⑥	下部工構築	A2 橋台
一期施工⑦	上部工架設	
	二期施工迂回路切り回し	
二期施工①	基礎工構築	A1 橋台
二期施工②	土留め工打設・床掘	A1 橋台
二期施工③	下部工構築	A1 橋台
二期施工④	基礎工構築	A2 橋台
二期施工⑤	土留め工打設・床掘	A2 橋台
二期施工⑥	下部工構築	A2 橋台
二期施工⑦	上部工架設	

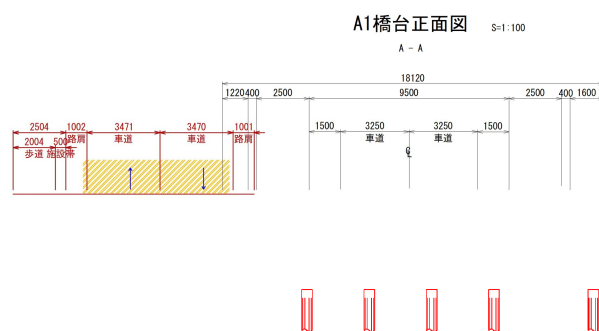


図-10 施工ステップ正面図（基礎工構築 A1 橋台時）

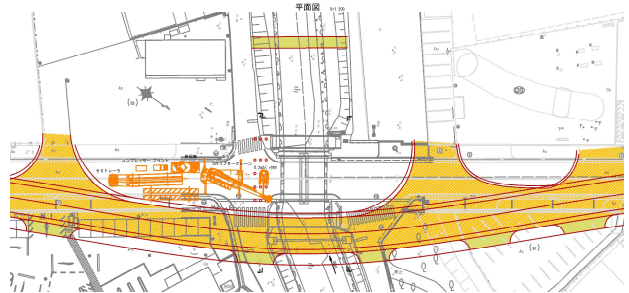


図-11 施工ステップ平面図（基礎工構築 A1 橋台時）

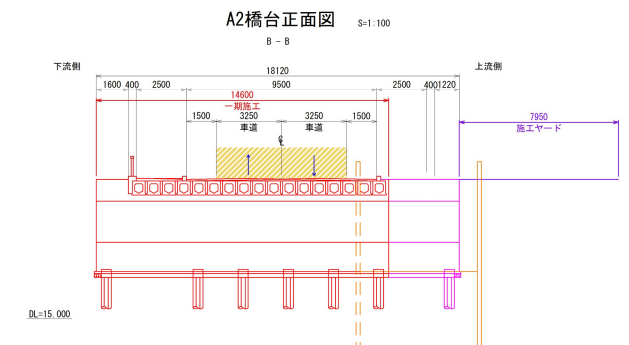


図-12 施工ステップ正面図（下部工構築 A2 橋台時）

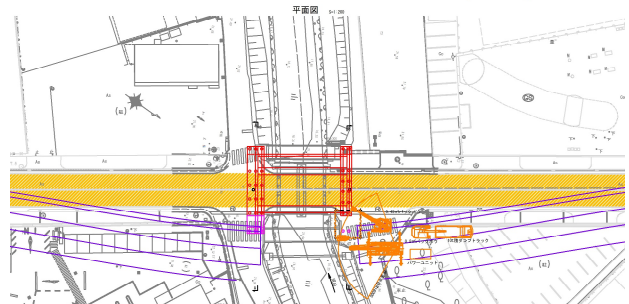
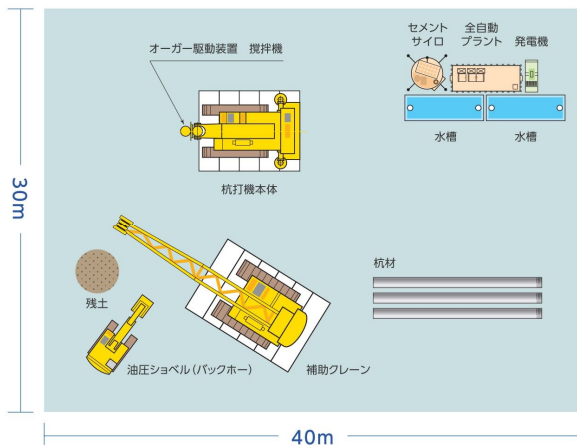


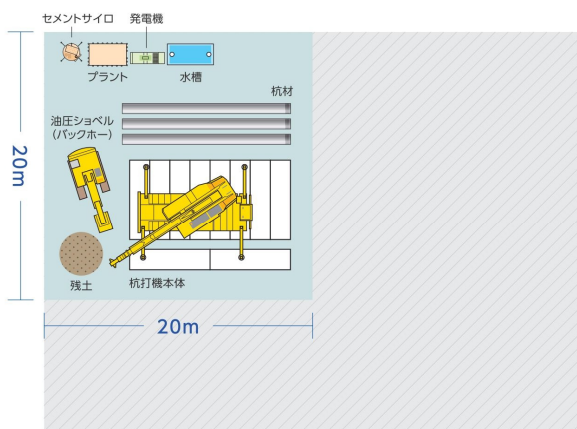
図-13 施工ステップ平面図（下部工構築 A2 橋台時）

(2) 基礎工打設重機の選定

対象橋梁は反復施工にて施工を行うため、施工ヤードは狭隘なスペースとなる。基礎工の打設方法はプレボーリング杭工法を採用した。またプレボーリング杭工法について一般的には図-14に示すように3点支持式杭打機が用いられるが、作業ヤードが狭隘なスペースであるため、懸垂式杭打機（走行方式のホイール式タイプ）を採用した³⁾。懸垂式杭打機を使用する場合、杭径はφ500程度にする必要があるが、3点支持式杭打機に使用している補助クレーン（クローラークレーン）が不要となるため、作業ヤードを省スペース化することが可能である。



図ー 1 4 基礎工打設の重機配置イメージ⁴⁾



図ー 1 5 懸垂式杭打機使用時の重機配置イメージ⁴⁾

5. まとめ

迂回路設計，橋梁形式選定，施工計画に関する検討結果を以下に示す．これらにより，通行止めを行わず既設橋を架替える計画を立案することができた．

- ・迂回路設計は対象地の条件から上流側に設計速度を 50km/h の特例値を使用して沿道施設に干渉しないよう切り回しを行った．
- ・橋梁形式については経済性，構造的性，施工性，維持管理性，環境への適応性から総合的に評価し，プレテンション方式 PC 単純中空床版橋を選定案とした．
- ・橋梁の施工は反復施工にて計画を行った．一期施工では二期施工時に通行帯を確保可能な幅員分を施工する計画とした．反復施工で作業ヤードが狭隘なスペースのため，基礎工打設時は懸垂式杭打機を使用した．

あ と が き

本検討の実施にあたり，ご指導をいただきました兵庫県職員の皆様方に感謝の意を表します．

また，あくまで本稿は橋梁予備設計段階での検討結果である．

参 考 文 献

- 1) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，公益社団法人日本道路協会，H29.7，P.177
- 2) 改訂解説・河川管理施設等構造令，公益社団法人日本河川協会，H12.1，P.115 P.289
- 3) 杭基礎施工便覧，公益社団法人日本道路協会，R2.9，P.173
- 4) HiFB II（ハイエフビーツー工法）カタログ，日本ヒューム株式会社

沖縄西海岸道路牧港高架橋の橋梁計画

(株) オリエンタルコンサルタンツ ○ 福 田 翔 太
(株) オリエンタルコンサルタンツ 津 崎 博 美
内閣府沖縄総合事務局 南部国道事務所 下 地 義 光

論 文 要 旨

本橋は、沖縄西海岸道路の一部である、浦添北道路（II期線）の起点部橋梁（上下線）に計画される、橋長 257.9 m, 215.9mの PC5・4 径間連続ラーメン箱桁橋である。高塩害地域における構造を含めた抜本的な塩害対策に加え、本線と平行に ON・OFF ランプが暫定供用している狭小ヤード内の上下部工の施工について、設計コンセプトによる検討・設計方針の統一を図り、全体事業展開の円滑推進に貢献した。

キーワード：PC 連続ラーメン箱桁橋、塩害対策、橋梁計画、高耐久設計、近接施工

ま え が き

PC5・4 径間連続ラーメン箱桁橋の高塩害地域における塩害対策を含めた高耐久設計に加え、本線と平行に ON・OFF ランプが暫定供用している狭小ヤード内の上下部工の施工、コスト削減計画を含めた橋梁計画について報告する。

本橋の橋梁諸元を表-1に示す。

表-1 橋梁諸元

項 目	
橋 長	上り線：257.900m, 下り線：215.900m
支 間 長	上り線：49.400+56.300+56.300+52.700+40.850m 下り線：49.400+56.300+56.300+51.800m
全 幅	9.800m（上下線）
有 効 幅 員	8.770m（上下線）
上 部 工	上り線：PC5 径間連続ラーメン箱桁橋 下り線：PC4 径間連続ラーメン箱桁橋
下 部 工	P0：2 柱式橋脚, P1-P3：張り出し式橋脚 P4：柱式橋脚

断面図を図-1、側面図を図-2に示す。P1 から P3 橋脚は上下線一体橋脚である。

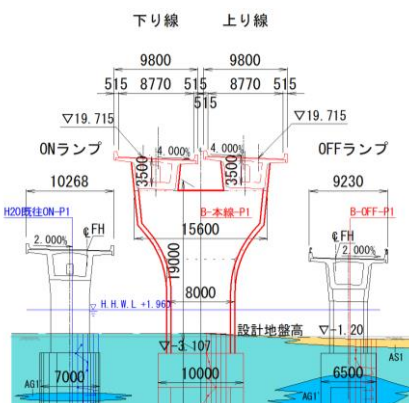


図-1 P1 橋脚断面図

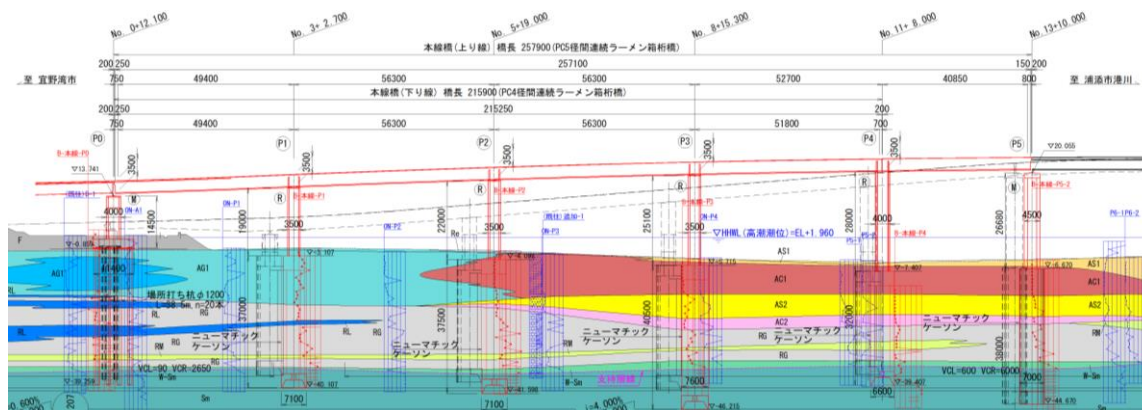


図-2 側面図

1. 設計コンセプト

本橋の設計コンセプトとしては、H29 道示の基本方針に基づく、最新技術・BIM/CIM を駆使した「100 年橋梁」の実現と設定した。

設計コンセプトを実現するために、計画を行う上での具体的な設計方針として、下記の設計ポリシーを策定して計画を進めて行った。

【設計ポリシー】

- ①LCC 縮減 :海上橋の最適な上下部接続構造(剛結構造)を採用したコスト縮減設計
- ②最新技術 : i-Con, BIM/CIM の最新技術を活用した、合理化設計
- ③近接施工 : 既設ランプ橋の近接施工を考慮した設計及び施工計画
- ④維持管理 : 海上の「100 年橋梁」として、最新知見・高度技術を活用した耐久性設計

2. 橋梁全体計画

海上橋という高塩害環境における橋梁計画として、最適な上下部剛結構造を基本構造として計画した。下部工は上下線一体橋脚とし、梁レス構造で景観性にも優れ、支承不要によるコスト縮減も実現した。

BIM/CIM モデルを作成し、広域統合モデル・配筋モデルで干渉等のフロントローディング・3DA モデル、属性情報の付与、施工ステップ動画で事業展開の確認、新技術の PC 鋼材で合理化設計を実施した。

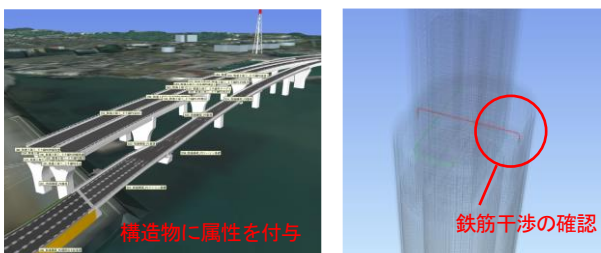


図-3 属性付与・干渉チェック

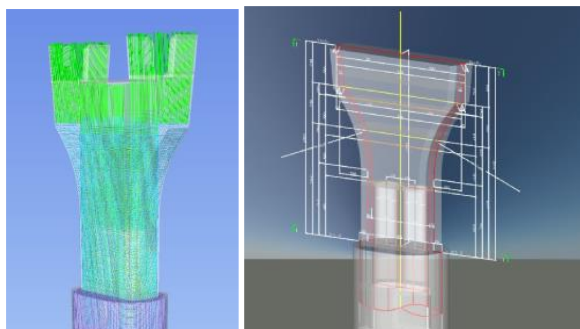


図-4 配筋モデル・3DA モデル

PC 箱桁橋の耐久性向上を図るため、コンクリート品質向上として有限要素法を用いた温度応力解析・定着部 FEM 解析・桁内定着など、「耐久性設計」を実施した。

本線橋は、供用中の ON ランプ橋と並列する位置関係であるため、本線橋架設時には、ON ランプとの干渉に配慮した計画とした。

3. コスト縮減計画

海上橋の長期高耐久性を目的とした上下部剛結のラーメン構造化で、高価な支承の削減を行うと共にラーメン化による基礎への作用力低減による基礎規模のコンパクト化で、コスト縮減を計画した。ラーメン化により、橋梁規模が大きくなることによる支承構造の橋脚柱の張出しが不要とすることができた。

ON ランプと OFF ランプに囲まれた狭小ヤード内のため、P1 から P3 橋脚は上下線一体橋脚とした。

また、本橋は上下線分離、下部工一体構造であり、上部工は下り線完成後に、上り線を施工するため、上り線の連続ケーブルのプレストレスが、下り線に拘束される。下り線の拘束による、上り線の影響を立体骨組み解析により算出し、上り線の設計に反映した。

上部工は、主方向外ケーブルの PC 鋼材をプレハブ製品である亜鉛めっきマルチケーブルを採用した。あらかじめ一括 PE 被覆を行ってため、現場でのシース管配置、全長グラウト注入作業が不要となり、現場工程の省力化を図り、コスト縮減を図った。

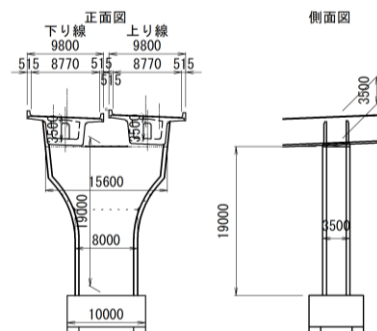


図-5 ラーメン構造

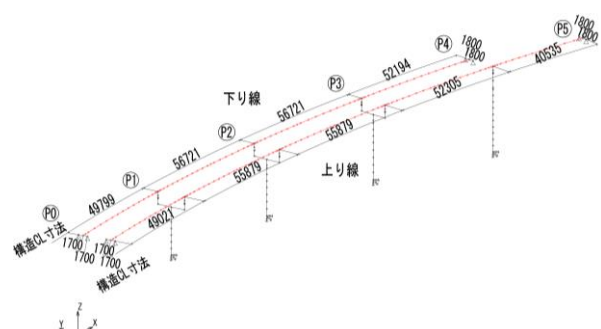


図-6 立体骨組みモデル

4.3 FEM 解析

PC 箱桁橋の耐久性向上を図るため、コンクリート品質向上として有限要素法を用いた FEM 解析を実施した。

柱頭部横桁は、ウェブから作用するせん断力による上縁側の引張力、底版に作用する軸力差による下床版の引張力による下床版の引張力を算出し、補強鉄筋を配置した。

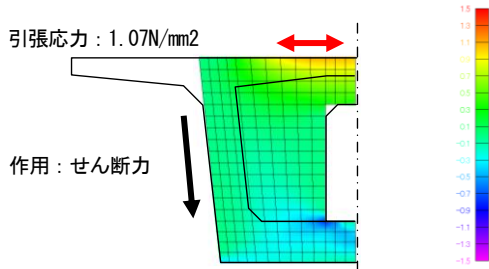


図-13 ウェブせん断力による上縁側の引張力

柱頭部は、ラーメン接合部のハンチの有無の2ケースの隅角部の応力伝達の確認をした。結果として、いずれのケースについても応力伝達は円滑であることが確認できたため、施工性やI期線との景観性の統一を考慮し、本橋のラーメン接合部にはハンチを設けない構造とした。

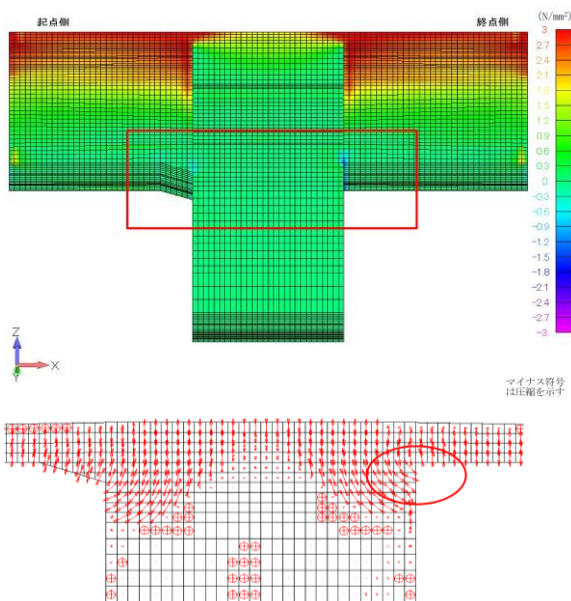


図-14 ハンチの有無による応力の流れ

内ケーブル定着突起は、コンクリート道路橋設計便覧に準じた簡易法と FEM 解析を併用し、安全性に配慮した補強鉄筋を配置した。FEM 解析の場合、簡易法で算出されないウェブ・ハンチ部にも引張応力が生じることが確認できるため、適切な補強鉄筋の配置が可能となった。

外ケーブル定着突起・定着横桁は、FEM 解析による詳細検討を実施し、緊張力により発生する引張応力度に対して補強鉄筋を配置した。

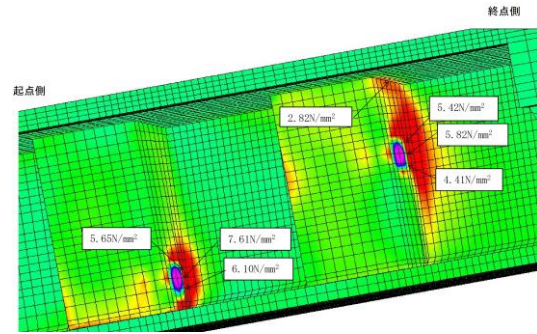


図-15 外ケーブル定着突起の引張応力

5. 近接施工

本線橋は、供用中の ON ランプ橋と並列する位置関係であるため、本線橋架設時には、ON ランプとの干渉に配慮する必要がある。本線下り線と ON ランプの離隔は 260mm 程度であり、さらに P0 橋脚に向かって、本線と高低差が生じるため、断面では作業床と ON ランプの橋体が干渉する。対策として、干渉する区間は吊材位置を下り線側に寄せるために片持床版の先端 400mm を後施工とした。

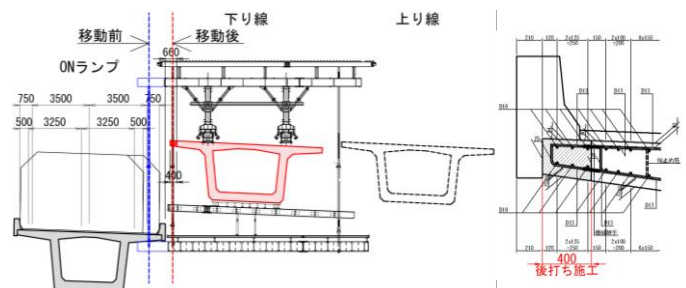


図-16 片持ち床版の後打ち施工

あ と が き

沖縄西海岸道路牧港高架橋は、設計コンセプトを基本軸とした計画を行うことで、徹底した塩害対策とランプ橋に挟まれた狭隘ヤードの近接施工に配慮した施工計画など、100 年橋梁の実現を計画した。

参考文献

- 1) 道路橋示方書同解説 (I~V) 平成 29 年 11 月
- 2) コンクリート道路橋設計便覧 令和 2 年 9 月

3 次元モデルを活用した維持管理情報の集約化

(株)オリエンタルコンサルタンツ ○ 北 永 弥 吹

論文要旨

トンネル維持管理において、地質情報やトンネル構造、施工情報、点検結果情報等の把握は重要であるが、これらの情報は一括管理されていない。そのため現状は、必要な時に各業務・工事等成果から各情報の資料収集および整理を行っており、これらの作業に時間を要する。

そこで本稿では、トンネル維持管理において必要な調査設計から工事完了並びに点検結果情報等のデータベース化に加え、トンネル維持管理情報の集約化を目的とする BIM/CIM を活用した 3 次元モデルおよび 3 次元モデルを活用した今後の維持管理方法について説明する。

キーワード：トンネル維持管理 情報の集約化 BIM/CIM を活用した 3 次元モデル

1. まえがき

トンネル維持管理情報とは、地質情報やトンネル構造（覆工・支保構造等）、施工情報（切羽確認・変位計測等）、点検結果情報等が挙げられる。トンネルで発生する変状は、材料・施工・設計方法による内部原因や、外力作用や経年劣化等による外部原因など発生原因が様々であり、発生原因によって対策方針も異なるため、発生原因を推察するにあたってトンネル維持管理情報の把握は重要である。しかし、これらのトンネル維持管理情報は一括管理されていない。そのため現状は、必要な時に各々の業務・工事等成果から必要な情報の資料収集および整理を行っており、これらの作業に時間を要する。

そこで本稿では、トンネル維持管理において必要な地質調査、本土工設計、工事完了記録から点検・詳細調査結果、対策設計・工事記録等の情報のデータベース化に加え、トンネル維持管理情報の集約化（一括管理）を目的とする BIM/CIM を活用した 3 次元モデルおよび 3 次元モデルを活用した今後の維持管理方法について説明する。

2. 対象トンネル概要

BIM/CIM を活用した 3 次元モデルを作成するトンネルは、NATM の 2 トンネルとした。対象トンネルの点検および対策履歴等の概要について整理した（表-1）。

(1) 履歴調査

対象とした 2 トンネルは、平成 9～10 年に施工され、延長が 450m 程度のトンネルであり、約 300m で同路線に位置する。対象トンネル周辺の地形は、標高 300m 以下の山地であり全体としてなだらかな丘陵性の地形を形成している。地質は、花崗岩が主であり所々で硬質な火山岩が貫入してい

る。この貫入岩が独立丘としてなだらかな花崗岩地形に突き出るように残っている。

表－1 対象トンネル概要

名称（仮）	A トンネル	B トンネル
延長	481.0m	435.0m
スパン数	45	41
施工年	平成 10 年	平成 9 年
覆工厚	40～45cm	40～45cm
RC 区間	PS～S8, S39～PE	PS～S19, S33～PE
主な変状	ひび割れ、うき	ひび割れ、うき、鋼材腐食
補修履歴（内容）	平成 15・27 年 ・令和 4 年 (はく落防止対策)	平成 15・27 年・令和 4 年 (はく落防止対策・漏水対策)

対象とした 2 トンネルともにインバートが設置され、坑門工および一部覆工はコンクリート内部に複鉄筋が入った RC 構造となっており、該当区間に発生した幅 0.5mm 程度のひび割れに対してひび割れ注入工等が施工されている。他にもはく落防止対策として、繊維シート工や FRP メッシュ工、B トンネルについては、平成 27 年度に漏水対策としてひび割れ止水注入工が施工されている。

最新点検年度は令和 5 年度であり、前回点検時に確認されていた利用者被害が懸念される変状（ひび割れ・うき・鋼材腐食）は、令和 4 年度の対策工事にて適切な補修が実施されていることを確認している。

3. BIM/CIM を活用した 3 次元モデル計画

上記の地形地質やトンネル諸元、点検・対策年度および内容は、各業務から情報を収集したものであり、整理に時間を要した。

そこで3次元モデルの活用は、トンネル維持管理において必要な情報のデータベース化による一括管理を目的とした。また、地形地質や覆工・支保構造等のトンネル竣工までの基礎情報と、点検結果等の維持管理情報との関連性を一括で確認可能となれば、今後のトンネル維持管理の効率化が期待できる。

これらの目的を踏まえた3次元モデルを計画するにあたって、トンネル維持管理において必要な情報を整理した(表-2)。

表-2 トンネル維持管理における必要情報一覧

a)	点検・詳細調査結果情報
b)	対策履歴情報(対策内容含む)
c)	平面線形情報地
d)	地形地質情報
e)	トンネル覆工・支保構造情報(材料情報含む)
f)	切羽確認・岩判定・変位計測情報
g)	その他(施工時トラブル情報等)

上表の中で、c)～g)の情報はトンネル竣工までの基礎情報であり、今後の維持管理において変更がない固定情報と言える。一方、a)～b)の情報は既往の維持管理情報を蓄積するとともに、点検結果や対策履歴等は最新版への更新が必要な情報である。これらの維持管理情報の更新頻度については、点検や対策を実施した都度で更新することが理想である。しかし、各業務従事者がそれぞれの時期で情報の更新作業を行うことによって、情報の更新漏れが懸念されるため、5年毎に1度実施する定期点検実施時に更新する計画とした。

(1) 点検支援技術の活用

今後の維持管理における効率化を図るうえで、点検支援技術の活用は非常に重要となる。そのため、点検支援技術を活用することで取得可能な覆工展開画像、点群データなどの3D点検情報も3次元モデルに含めた。

画像計測技術は、トンネル内面の覆工等の変状を画像等で計測・記録し、展開画像を作成後、ひび割れや漏水等の視認可能な変状を自動抽出することで画像変状展開図の作成が可能である。計測・モニタリング技術は、トンネル壁面の3次元点群測量を実施することで点群データを取得する。取得後、点群データを分析することで、トンネルへの外力性影響の検討が可能である。

これらの点検支援技術を活用することで、正確な変状位置の把握による点検結果の高品質化はもちろんのこと、各データを蓄積することで可視化情報による変状進行性や

変位確認が可能となり、診断の透明性が確保できる。現在、点検支援技術を活用した際の成果物は、図-1・図-2に示す2次元資料として作成しているが、元々の取得時データは3次元であることから、3次元モデルに取り込むことで、これらの成果物(画像変状展開図・コンター解析図)を2次元資料に変換する作業が省略され、3次元データとして確認可能となる。

点検支援技術の活用頻度については、定期点検実施頻度と同じ5年毎に1度とし、3D点検情報の更新および蓄積を計画した。

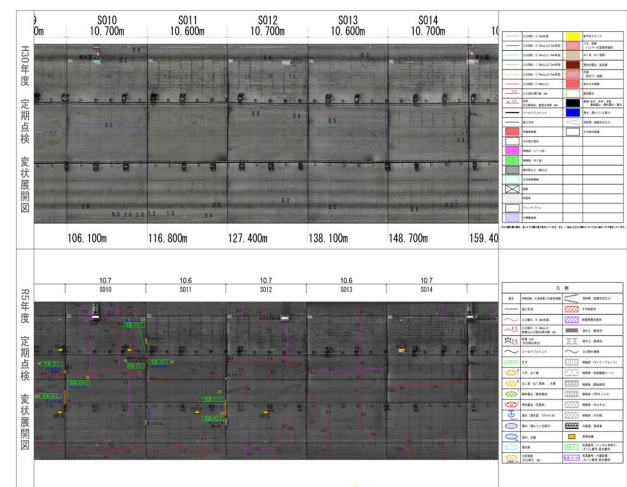


図-1 変状進行性の確認資料(画像変状展開図)

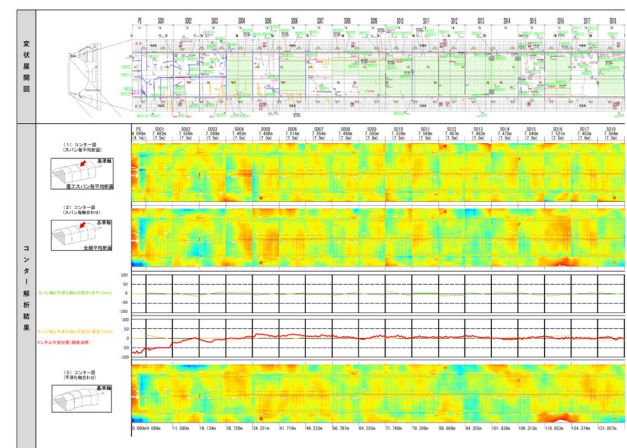


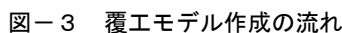
図-2 外力性影響の検討資料(コンター解析図)

(2) 固定情報・更新情報に区分した3次元モデル

トンネル維持管理において必要な情報(3D点検情報含む)すべてを1つの3次元モデルにて集約化した場合、データ容量が膨大となりトンネル維持管理情報の一括管理・活用が難しくなることが想定された。

地形地質については、地質縦断図を参考にトンネルモデル周辺の地形地質をモデル化した。地質毎で地質モデルを色分け、番号付けすることで地質分布を確認可能とした(図-5)。

固定情報を集約化した 3 次元モデルは、平面線形図から再現した線形に沿って覆工モデルを作成した。覆工モデルを作成するにあたって、点検支援技術（計測・モニタリング技術）を活用して取得した点群データを用いた（図-3）。点群データの取得については、交通規制が不要な走行型計測車両を使用した。



地質凡例

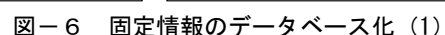
地質1~4: 花崗閃綠岩
地質5: 安山岩

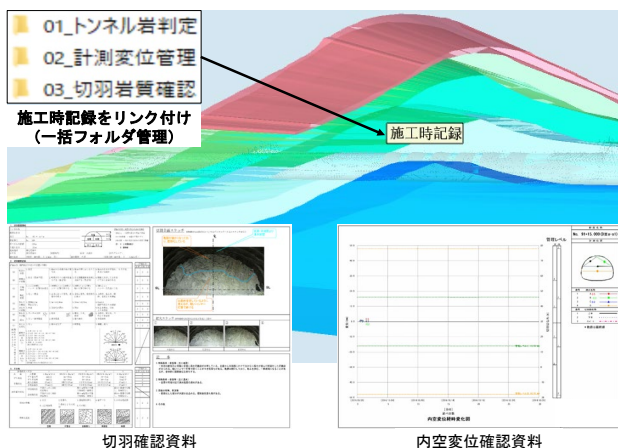
彈性波速度凡例

地質1: 4.4~4.6km/sec
地質2: 2.0~2.4km/sec
地質3: 0.9~1.2km/sec
地質4: 0.5~0.7km/sec
地質5: 0.3~0.4km/sec

The diagram illustrates a geological cross-section with five distinct layers, each labeled with a color-coded box on the right side. The layers are: 地質1 (blue), 地質2 (light blue), 地質3 (cyan), 地質4 (green), and 地質5 (red). The layers are shown in a cross-section, with the top layer (地質5) being the most recent and the bottom layer (地質1) being the oldest. The layers are separated by distinct boundaries, and the overall structure shows a complex geological history with folding and faulting. The seismic wave velocity legend on the left provides the range of velocities for each layer, indicating that the velocity generally increases with depth, except for the top layer (地質5) which has the lowest velocity.

地質縦断面図や支保パターン図、切羽確認・岩判定・変位計測情報等は、3次元モデル内にリンクを作成し、データベース化を図った（図-6・7）。





図ー7 固定情報のデータベース化 (2)

切羽画像のオリジナルデータがある場合、切羽観察位置と合わせて3次元モデル化した内空断面内に反映することも可能である(図-8)。これによって、外力性の変状に対する地質との関連性が視覚的に確認可能となる。



図ー8 3次元モデルへの切羽画像反映(イメージ)

5. 更新情報を集約化した3次元モデル

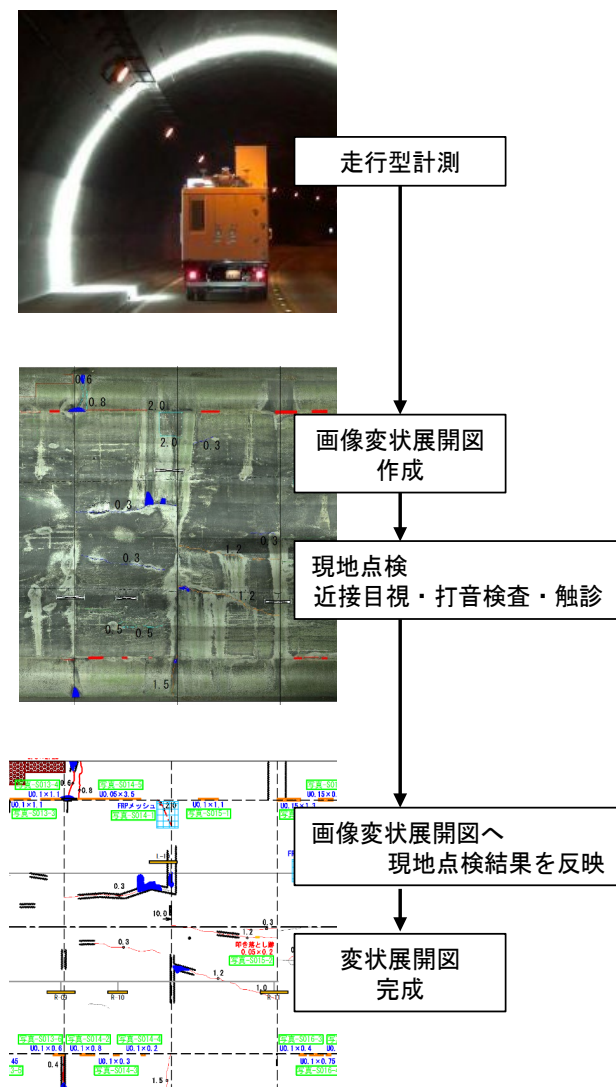
点検・詳細調査結果、対策設計・工事記録等に記載されている維持管理情報を集約化した3次元モデルは、更新が必要となる(図-10・11・12)。更新頻度は定期点検毎とし、過去の点検結果や対策履歴についても蓄積する。

(1) 点検情報の取得方法

点検結果情報は、対策箇所の抽出や今後の対策方針を決定するうえで非常に重要な情報である。点検情報の取得方法については、近接目視・打音検査・触診が基本となる。

本稿の対象トンネルについては、近接目視の代替として点検支援技術(画像計測技術)を活用した点検を実施している。本節では、対象トンネルで実施した点検支援技術(画像計測技術)を活用した点検の一例を示す。

現地点検前に走行型計測により取得した覆工展開画像を基に画像変状展開図を作成する。作成した画像変状展開図は、同時に取得した点群データに基づいて作成しているため、変状位置が正確である。この画像変状展開図を確認することで現地点検前にトンネル状態の把握が可能であるとともに、現地点検時の近接目視の時間短縮および効率化が図れる。ただし、走行型計測によって取得した覆工展開画像では、坑門工や路面、照明設置背面の覆工は確認できない。また、うきや漏水(漏水量、滞水)の変状についても確認できない。これらの不可視部については、現地点検にて近接目視・打音検査・触診を実施する。現地に実施した近接目視・打音検査・触診結果を事前に作成した画像変状展開図に反映することで、変状展開図作成の効率化が図られるとともに高品質な変状展開図が完成する(図-9)。



図ー9 点検支援技術を活用した点検の流れ(例)

(2) 更新情報を集約化した 3 次元モデル内容

更新情報を集約化した 3 次元モデルは、固定情報を集約化した 3 次元モデルと同様の方法で覆工モデルおよびトンネルモデルを構築した。

最新の点検結果より確認した変状について、取得した点群データおよび作成した変状展開図に基づいて覆工モデルに反映した。さらに、走行型計測によって取得した覆工展開画像を関連付けて、実際の覆工状況を確認可能とした(図-10)。

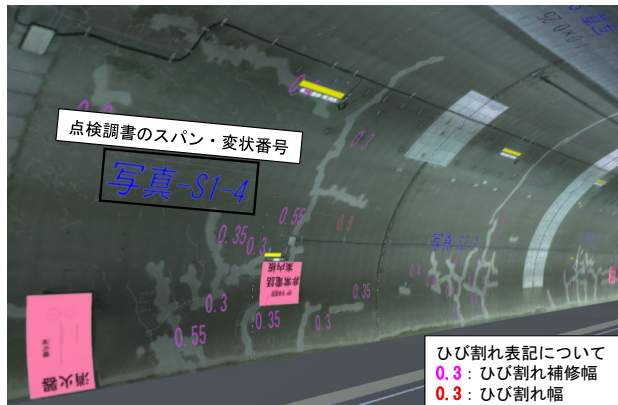


図-10 覆工モデル内面(点検結果・覆工展開画像反映)

また、現地点検にて記録した全ての変状写真を 3 次元モデル内にリンク付けした。リンク名は、点検調書のスパン・変状番号と整合させることで、変状確認の効率化を図った(図-11)。



図-11 変状写真とのリンク付け

さらに、3 次元モデル内に点検調書(写真台帳)へのリンク付けも行い、変状確認に加え、診断結果確認の効率化も図った(図-12)。

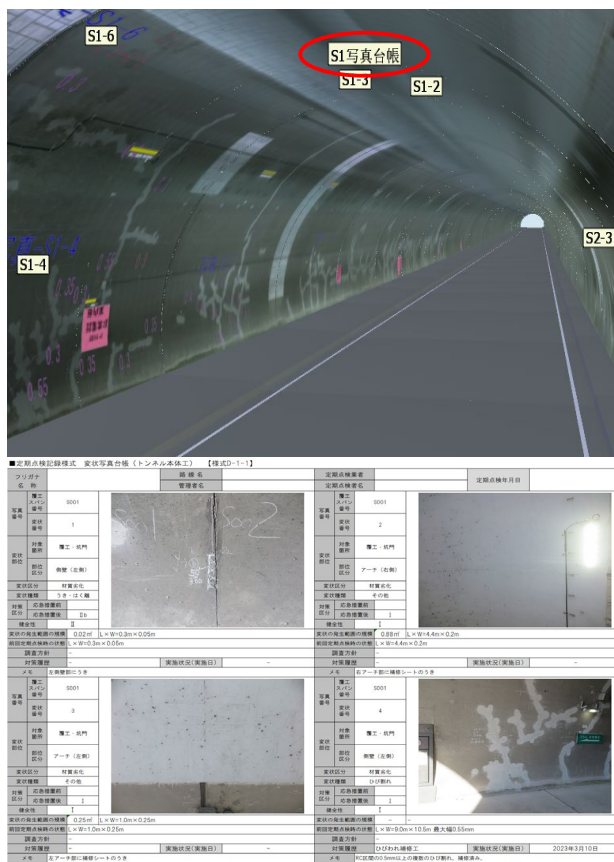


図-12 点検調書(写真台帳)へのリンク付け

変状発生位置から覆工・支保構造や地質を確認することは、変状の発生要因を推察するうえで重要となる。そのため、各スパンにビューポイントを設けることでスパン毎に確認できる機能とした(図-13)。

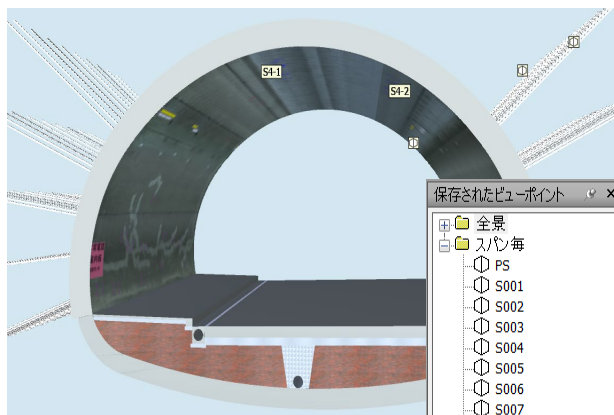


図-13 各スパンへのビューポイント追加

6. 今後の維持管理方法

トンネル維持管理情報の一括管理を目的に作成した 2 種類の 3 次元モデルは、維持管理を行う管理者目線でモデルを構築したため、変状の発生要因を視覚的に確認できることや、施工時にどの位置で切羽確認や変位計測が実施されており、その時の地質・切羽の状態と支保構造をモデル内でまとめて確認できるなど多くのメリットが挙げられる。診断を行ううえで、変状種類や位置・規模と地質状況や覆工・支保構造との関連性を確認することは非常に重要であり、それを一括で確認できるモデルを構築したことは、今後の維持管理における効率化に繋がると考える。また、取り扱う情報を固定情報と更新情報の 2 種類に分割した 3 次元モデルを作成したため、1 つの 3 次元モデルのデータ容量を軽減することに繋がり、トンネル維持管理情報の集約化に加えてデータ管理の効率化を実現した。

今後の維持管理方法として、点検支援技術の活用は必要となる。点検支援技術の活用を積極的に行うことで、覆工展開画像にて変状状態・位置等を正確に残すことや、過去の維持管理情報との関連性、変状進行性等を視覚的に残すことが可能となるため、診断の生産性向上、品質向上に繋がる。また、本稿で計画した 3 次元モデルを活用し、これまで蓄積した維持管理に必要な情報のデータベース化を進めるとともに、3 次元モデルとリンク付けすることでの一括管理を推奨する(図-14)。

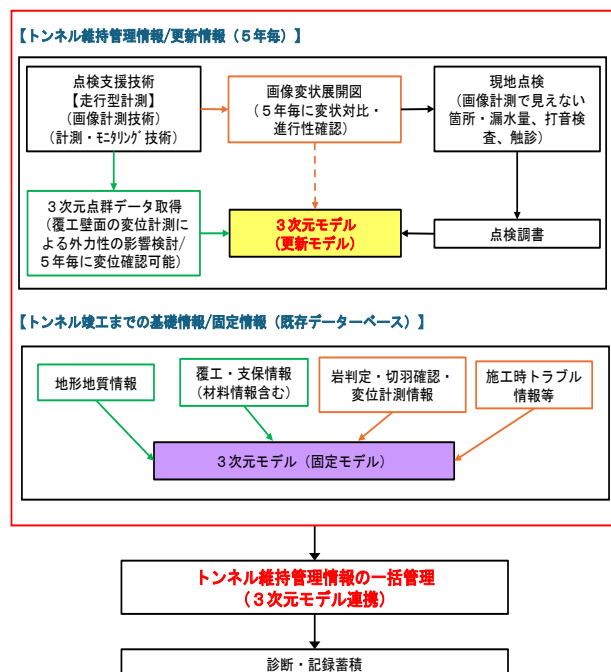


図-14 トンネル維持管理情報の一括管理化モデル概要

7. あとがき

本稿で紹介した 3 次元モデルは、対象とした 2 トンネルを含め、まだ 3 事例しか構築されていない。そのため多くのトンネルにおいて、維持管理情報の一括管理を目的とした 3 次元モデルの実用化を目指す。

今後の展望として、3 次元モデルの実用化を目指すために、内空変位や地中変位、ひび割れ長さや幅等の計測データ、点検データ、対策設計および工事データ、点群データ等を集約する際のフォルダ構成やフォルダ名称等の統一化が必要と考える。

また、点検支援技術(画像計測技術、計測・モニタリング技術)を活用することで、覆工変位箇所において計測結果と周辺の地質情報、トンネル構造などから発生した変位に対する外力性影響の有無を 3 次元モデル上で確認することが可能と考える。現在も 2 次元資料で確認可能であるが(図-2)、3 次元モデルにて外力性影響の有無を確認することは、診断をサポート技術の一つとなるため特に若手技術者の人材育成に繋がる。

そのほかの可能性として、現在は 2 次元で作成している点検調書について、データ容量の課題はあるが、3 次元モデルによる代替が可能と考える。

(1) 謝辞

維持管理情報の集約化(一括管理)を目的とする 3 次元モデルの作成するにあたって、私自身が BIM/CIM に携わることが初めての中、協働して頂いた業務関係者には厚く感謝を申し上げる。

調査や設計、施工段階では BIM/CIM の活用実績や用途が多く発表されている一方で、維持管理段階での BIM/CIM 活用実績はあまり多くない。その中で、維持管理段階での BIM/CIM 活用事例に携わることが出来た経験は、今後も活かしていきたい。

既設鋼鈑桁橋の補修設計事例

東洋技研コンサルタント(株)

○徳本祐介
北臺修一

論文要旨

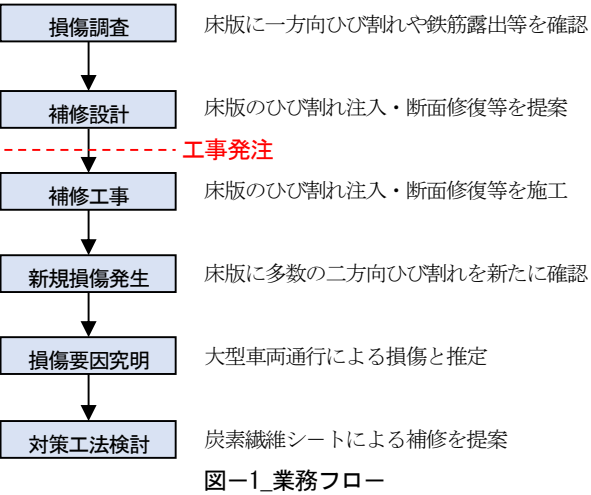
本業務は、地方自治体が管理する、飛来塩分等の影響を受ける既設鋼橋の補修設計業務である。現地詳細調査に基づく補修設計を行ったが、工事着手後に新たに原因不明の損傷が発生したことから、発注者からの緊急要請を受け、3者による合同現地踏査を実施し、新規損傷について原因の究明を行った上で対策工法の検討を行った。また、施工後半年後に現地視察を実施し、補修後の状況確認も行っており、本稿では、補修設計から工事完了後までの一連の内容について報告する。

キーワード：既設橋、橋梁長寿命化、鋼橋、RC床版、補修設計、塩分、大型車両

まえがき

既設橋梁の補修工事中に予期せぬ事態が生じる事は、そう珍しくない事象である。設計時から損傷が著しく進行したことによるもの、添架物等の支障物による施工不可等現場状況の確認不足によるもの、関係機関との協議が不十分であったことによるもの等、様々な要因が挙げられる。

本稿では、兵庫県北部積雪寒冷地域の海岸部近傍に位置し、飛来塩分等の影響を受ける既設鋼鈑桁橋の補修設計の内容と、補修工事中に新たに生じた損傷に対する原因究明と対策工法の検討を行った事例(図-1 参照)について報告するものである。



1. 橋梁概要

対象橋梁は、竣工から 50 年程度が経過しており、現場条件として、海岸部からの飛来塩分や、冬季の凍結防止剤散布による影響を受けていると想定された。

橋梁諸元について表-1、図-2に示す。

表-1 橋梁諸元

項目	内容
竣工年	1973 年(昭和 48 年)
適用示方書	道路橋示方書・同解説(昭和 48 年)
橋長/全幅員	92.0m/6.80m
橋梁形式	3 径間単純鋼合成鈑桁橋
活荷重	TL-14
交差条件	二級河川

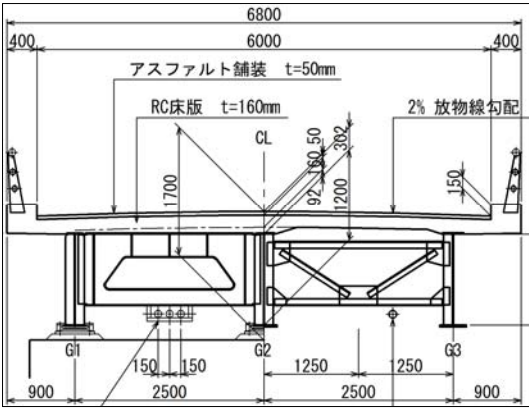


図-2 断面図

橋梁写真について、写真-1、2に示す。



写真-1 全景



写真-2 桁下面

2. 損傷状況および補修設計概要

本橋の損傷状況について表-2 に示す。主な損傷としては、伸縮部からの漏水によって、桁端部材(主桁、横桁、支承)に著しい腐食が生じており、健全度Ⅲ:早期補修が望ましい状態であった。その他には RC 床版下面に広範囲のうきや剥離・鉄筋露出が生じていた。

表-2 損傷状況一覧

部材名		損傷内容	健全度
橋面	舗装	路面の凹凸	I
		ひび割れ、わだち掘れ	II
上部工	主桁	腐食	III
		ボルトの脱落	II
	横桁	腐食	III
		漏水・遊離石灰	II
	床版	剥離・鉄筋露出、うき	II
		床版ひび割れ	II
下部工	橋脚	ひび割れ	II
		漏水・遊離石灰	II
支承部	支承本体	腐食	III
	沓座モルタル	欠損	II
その他付属物	伸縮装置	ゴム劣化、漏水	II
	防護柵	腐食、破断	III
		変形	II
	地覆	剥離・鉄筋露出	II
	添架物	腐食	II

また、コンクリートコアを採取して各種室内試験を実施したところ、床版コンクリートに中性化、下部工コンクリートに塩害が確認された(表-3 参照)。

表-3 コンクリートコア試験結果

調査箇所	圧縮強度(N/mm ²)			中性化残り(mm)			塩分含有量(鉄筋位置)(kg/m ³)		
	試験値	設計基準強度	判定	試験値	基準値	判定	試験値	発錆限界濃度	判定
床版	30	24	設計基準強度以上のため、構造的に問題なし	-6	10	今後腐食が生じうる	0.14	1.2	腐食が生じる可能性は低い
橋脚梁部	33	21		60	10	当面の間は、問題ない	7.8	1.2	今後腐食が生じうる

さらに本橋は鋼橋であったことから塗膜調査も実施し、有害物質である鉛が含有されていることも確認された(表-4 参照)。

表-4 塗膜調査結果

分析内容	分析項目	基準値	新市橋
含有量試験	鉛	検出の有無	8.30% OUT
	クロム	1.0%超	0.2%以下 OK
	ポリ塩化ビフェニル(PCB)	0.5mg/kg 超	0.08mg/kg OK
溶出試験 (産業廃棄物溶出試験)	鉛又はその化合物	0.3mg/L 超	82mg/L OUT
	六価クロム化合物	1.5mg/L 超	検出せず OK
	ポリ塩化ビフェニル(PCB)	0.003mg/L 超	検出せず OK

以上の結果を踏まえて補修設計を実施し、塗装塗替工(循環式ブラスト+RC-I 塗装系)による有害物質の除去および防食機能の改善、シラン系表面含浸材による中性化対策や塩分吸着型ポリマーセメントモルタルによる塩害対策、伸縮装置取替工(荷重支持型鋼製伸縮装置)による非排水化や、橋面補修工(舗装打換工、橋面防水工)等を提案し設計を行った(写真3~12 参照)。



写真-3 主桁(補修前)



写真-4 主桁(補修後)



写真-5 横桁(補修前)



写真-6 横桁(補修後)



写真-13 足場写真



写真-7 支承(補修前)



写真-8 支承(補修後)



写真-9 伸縮装置(補修前)



写真-10 伸縮装置(補修後)



写真-14 セキュリティールーム



写真-11 橋面(補修前)



写真-12 橋面(補修後)

また、施工計画については、有害物質対策として密閉化した吊足場を計画し、セキュリティールーム等の環境対策設備の配置計画も立案した(図-3、写真13、14参照)。

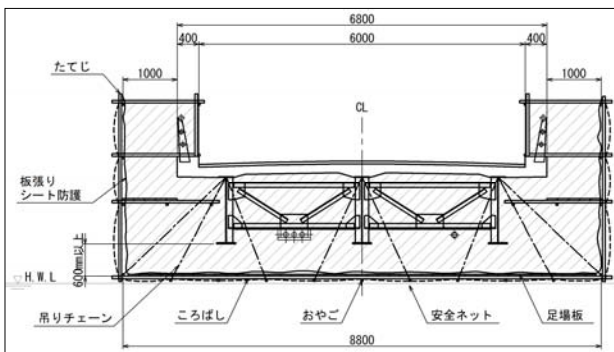


図-3 足場図

3. 工事中に発生した新規損傷

前述の補修設計完了後、工事発注され補修工事が進んでいく最中で、補修直後の RC 床版に新たに多数のひび割れが生じているのが確認されたことから、発注者より原因究明と対策検討の緊急依頼があった。

新規損傷の発見までの経緯としては、ひび割れ注入や断面修復等の床版補修後、床版を養生したうえで塗装塗替えを実施し、塗替え完了後に養生を撤去したところ、補修した RC 床版下面に新規のひび割れが多数発生していることが確認された(写真-15 参照)。設計時のひび割れ(写真-16 参照)補修数量は合計 50m 程度であったが、新規で確認されたひび割れ数量は合計 1,300m 程度と約 26 倍であったことから、明らかに異常事態であることが見受けられ、本橋の通行止め規制を行ったうえで、早期対応を求められた。



写真-15 床版ひび割れ(新規) 写真-16 床版ひび割れ(設計時)

4. 新規損傷の原因究明

発注者からの要請により、対象橋梁において道路管理者・設計者・施工者の3者による合同現地踏査を緊急で実施した(写真-17 参照)。



写真-17 合同現地踏査

合同現地踏査での現場状況および協議内容を踏まえ、新規損傷の原因究明を行った。

- ・設計時の現地調査では、橋軸直角方向の床版ひび割れ、剥離・鉄筋露出、うきが確認されていた。
- ・新規で発生した床版ひび割れは二方向ひび割れであり、橋軸直角方向のひび割れが顕著であった。
- ・本橋の床版コンクリートの強度には問題なく、床版厚についても、竣工当時の基準で設計された16cmであり、当時の橋梁としては問題ない。ただし現行基準で必要とされる床版厚は下回っている。
- ・本橋は、TL-14で設計されているが、特に車両重量制限措置等は行われていない。
- ・吊足場供用開始時期から床版補修完了時期までの間は、特に異常はなかったことから、吊足場の荷重や橋面上に設置した工事車両の荷重によって発生したとは考えにくい。
- ・同時期に別の現場で行われている工事(発注者は本工事とは異なる)があり、その工事車両が本橋を通行することがあった。

以上のことから、一時的に本橋の耐荷性能を上回る大型車両(20t~25t)が通行したことに伴って、床版下面に引張側の曲げモーメントが頻繁に繰り返し作用したことが新規損傷発生の主な原因ではないかと推測された。また、建設から50年経過した現在までの交通量の増加に対して、床版耐荷力が低下していることも懸念された。

5. 新規損傷の補修対策検討

原因究明の後、発注者と協議のうえで、補修方針を決定し、補修対策検討を実施した。

本橋は TL-14 で設計された橋であるが、将来的にグレードアップの予定はないことから、今後 14t 規制を行って供用していく方針と決定された。

床版下面の損傷状況より、竣工時の耐荷力が低下していると思われる床版に対し、単純にひび割れ補修のみ実施することは抜本的な解決とはならないと考え、床版耐荷力の改善が必要と判断した。次にコンクリート標準示方書[維持管理編]¹⁾を参考に、外観上のグレードを判断し、そのグレードに応じた工法による比較検討を行った。本橋のグレードについてはⅡ～Ⅲ(進展期～加速期)であると判断した(図-4 参照)。

外観上のグレード	劣化過程	定義	期間を決定する要因
グレードⅠ	潜伏期	主に乾燥収縮により、主桁直角方向に一方向ひび割れが数本程度発生している段階。主桁の拘束条件によっては、温度変化等によりさらにこのひび割れが進行することもある。	適用した設計基準 床版厚 配力鋼材量 床版支間長
グレードⅡ	進展期	主桁作用により、主桁直角方向に曲げひび割れが進展するとともに、主桁方向に床版の曲げひび割れも進展し始め、格子状のひび割れ網が形成される段階。ひび割れ密度の増加が著しいが、床版の連続性(二方向性版)は失われていない。	施工 乾燥収縮 使用条件 交通量 車両重量(軸重) 走行位置 表面防水層
グレードⅢ	加速期	床版下面の格子状のひび割れ網が発達し、一部のひび割れは床版上下面の貫通ひび割れとなる段階。その後、ひび割れの開閉やひび割れのこすり合わせが始まり、ひび割れ面の平滑化や角落ちが生じるとコンクリート断面の抵抗は期待できないので、床版の押し抜きせん断体力は急激に低下し始める。	上記に加えて 環境条件 浸透水の影響 実施してきた対策 表面防水層の有無 補修、補強の有無
グレードⅣ	劣化期	床版断面内にひび割れが貫通して床版の連続性が失われ、貫通ひび割れで区切られたはり状部材として軸荷重に抵抗することになる段階。貫通ひび割れの間隔やコンクリート強度、鋼材量等が部材としての終局耐力に劣化する。雨水の浸透や鋼材腐食等にも配慮する必要がある。	上記全て



解説 図 2.2.1 床版下面のひび割れ進行

図-4 床版ひび割れの外観上のグレード¹⁾

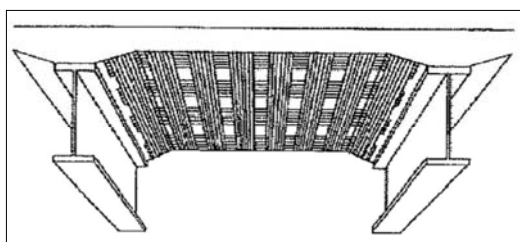
工法検討にあたって、死荷重が大幅に増加する工法については除外し、表-5に示す比較検討を実施し、「炭素繊維

接着工法」を選定した。採用理由としては、経済性に優れることはもちろんのこと、地元住民からの要望で通行止め規制を可能な限り早期に開放する必要があったことから、材料手配が容易で施工性に優れていること、軽量であり死荷重の増加による影響がほぼない点が決め手であった。

表－5 補修工法検討結果

工法	構 造 性	施 工 性	維 持 管 理 性	経 済 性	総 合 評 価
鋼板接着工法	△	△	△	△	△
炭素繊維接着工法	○	○	○	○	○

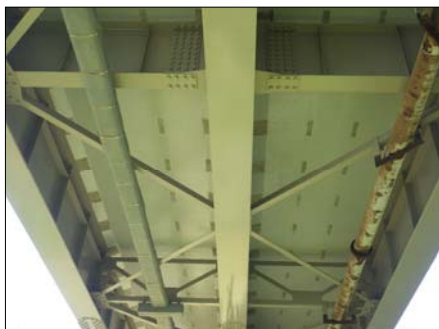
炭素繊維シートの規格については、補強用の規格では過大な対策となることから、今後のひび割れ進行を抑制することを目的とした補修用の標準的な規格を適用することとし、「コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書(Ⅲ)」²⁾を参考に、高強度炭素繊維シート 200g/m²目付を橋軸と直角方向に各1層ずつ貼付けを行うこととした。また、補修後にひび割れ状況の経過観察を行う必要もあったことから、「道路橋床版 設計・施工と維持管理」³⁾を参考に、格子貼りを検討した(図－5 参照)。



図－5 格子貼り概要図

6. 施工後の現場確認

施工完了後半年程度経過した頃に、状況確認のため、現地の視察を行った。炭素繊維シートの格子貼り施工後の状況(写真－18、19 参照)と、新たに設置された 14t 規制看板(写真－20 参照)を確認し、施工後問題なく供用されている状況を確認することができた。



写真－18 炭素繊維シート格子貼り状況



写真－19 炭素繊維シート格子貼り状況(近接)



写真－20 14t 規制標識(新規設置)

あ と が き

本業務では、一般的な補修設計業務だけではなく、工事中に急遽発生した原因不明の新規損傷に対して、原因究明および対策工法の検討を行った。施工時に予期せぬ事態が起こることは、そう珍しくはない事象ではあるが、今回は他工事の大型車両通行によるものと、想定外の原因であり、事前に予測することは困難であったと思われる。

今後は、地方自治体が管理している設計活荷重が小さい既設橋梁の補修・補強設計においては、現在の交通状況や将来的な近辺の工事予定等、できる限り地域情報を収集したうえで、必要に応じて申し送り事項等で車両重量制限措置を行うことが望ましい等、道路管理の方法に関して注意喚起を促すことも効果的ではないかと考える。

本事例が今後の維持管理業務の一助になれば幸いである。最後に、本稿を執筆するにあたりご協力いただいた方々へ、心より感謝の意を表します。

参 考 文 献 (または引用 文 献)

- 1) 公益社団法人土木学会:2022 年制定コンクリート標準示方書[維持管理編], R4.3
- 2) 建設省土木研究所:コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書(Ⅲ)－炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)一, H11.12
- 3) 松井繁之:道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版株式会社, 316p, H19.10

L2 地震時に対する上部工補強効果の検証に 3D-FEM を用いた解析的検討

株式会社 建設技術研究所 ○ 藤 原 花 梨
株式会社 建設技術研究所 梅 本 春 菜
株式会社 建設技術研究所 大 木 莉 恵
株式会社 建設技術研究所 小 林 茂

論 文 要 旨

既設橋の L2 地震動に対する耐震補強設計を行う際、既設支承の水平耐力が不足する場合には補強構造として新たに水平力分担構造を設置する場合がある。しかし、その際に必要となる上部構造の補強に関しては明確な基準や設計計算例が無く、設計手法や補強構造は各々の設計者判断に委ねられている。载荷位置に補剛材を設置する補強方法などが考えられるが、計算に考慮する既設部材の取り扱いなどは統一されておらず実際の力の伝達は不明瞭な場合がある。本稿では、鋼 I 桁橋における様々な補強構造を考察し 3D-FEM 解析により補強効果の有効性について検証した。3 次元的な応力伝達機構を把握することで、今後の鋼上部構造補強の新たな知見として活用していく。

キーワード：3D-FEM 解析、鋼上部構造、水平力分担構造、耐震補強、補強効果

ま え が き

水平力分担構造の設置時における上部構造の補強が適切でない場合、水平力分担構造からの荷重により上部構造に損傷が生じる可能性がある。地震時に損傷が生じた場合、安全性が確認されるまでは通行規制を伴い緊急輸送路としての機能確保が困難となる。上部構造の補強は適切に実施すべきであるが、明確な基準が無いため既設部材の照査項目、補強構造および設計手法は設計者の判断に委ねられており設計者によって補強方針は様々である。

上部構造に対する荷重伝達を詳細に把握する手段として、3D-FEM がある。3D-FEM はモデル作成および解析実行に膨大な時間を要するため補強設計において橋梁毎の実施はされてこなかった。しかし、近年解析ソフトの精度向上やコンピュータの性能向上により解析時間は短縮化され 3D-FEM による検討が比較的容易となった。さらに、国土交通省による橋梁設計における BIM/CIM 原則適用の流れから、今後は 2 次元設計ではなく 3 次元設計が主流になると予想される。以上のことから、本検討では 3 次元設計の先駆けとして、鋼上部構造に水平力分担構造を設置した場合の様々な補強構造における 3 次元的な応力伝達機構について新たに検討した。

具体的には、下部構造に取り付けられた水平力分担構造から鋼主桁へ荷重が伝達される際の応力伝達機構を 3D-FEM によって解析し、荷重変位関係や 3 次元の応力分布を把握することで効果的な補強構造について検討を行った。これにより、設計者により補強方針が左右される鋼上部構造補強について、補強効果が高い構造を考察し、今後の上部構造補強の新たな知見とした。

1. 対象橋梁

対象とする橋梁は、鋼 5 径間連続合成 I 桁橋とした。橋軸方向の支承条件は橋台端支点の一点固定、その他橋脚は可動、直角方向の支承条件は全箇所固定である。本検討で対象とする水平力分担構造は、直角方向の地震力に対し P1 橋脚上に取り付けられた RC 突起構造に鋼製ブラケットを干渉させる構造とする。解析モデルの単純化を図るため、水平力分担構造は両外桁のみに設置した。P1 中間支点から水平力分担構造の作用位置までは 600mm の水平離隔がある。当初計画の上部構造補強案として、荷重載荷範囲に縦リブ設置を計画した。

検討対象橋梁の適用示方書は S47 年であり、震度法により設計されている。そのため、レベル 2 地震動に対して支承の

表-1 橋梁諸元

橋 長	303.280m
支間長	5@33.500m
上部構造形式	鋼 5 径間連続合成 I 桁橋

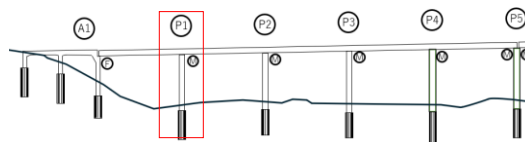


図-1 対象支点

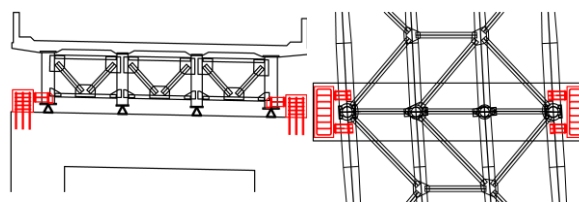


図-2 水平力分担構造 (RC 突起構造+鋼製ブラケット)

耐力が不足する結果となり、水平力分担構造の設置を計画した。レベル2地震発生時は既設支承が破損し、鋼上部構造の直角方向の慣性力が上部構造に取り付けた鋼製ブラケットを介してRC突起へ伝達し水平力に抵抗する。

2. 解析モデル及び解析条件

(1) 解析モデルの概要

解析モデルは、3次元非線形モデルとした。部材寸法や材料特性を設定し、補強ケース毎の補強効果の検討を行う。本検討では、支承周りの補強構造によって得られる上部構造の補強効果に着目するため、モデル化の範囲は中間支点部から起終点方向に各支間長の1/4範囲とし、下部構造のモデル化の範囲はRC橋脚の梁部のみとした。

なお、着目部材は鋼上部構造であり、解析モデルを単純化するため鉄筋コンクリート部材は線形材料とした。

(2) 要素条件

解析モデルに使用する要素を表-2に示す。薄肉部材である鋼材(主桁、横桁及び対傾構等)はシェル要素とし、鉄筋コンクリート部材(RC橋脚、RC突起、RC床版、壁高欄)はソリッド要素としてモデル化した。

表-2 要素条件

部材	使用要素
主桁、横桁、対傾構、補剛材、鋼製ブラケット	シェル要素
RC橋脚、RC突起、RC床版、壁高欄	ソリッド要素

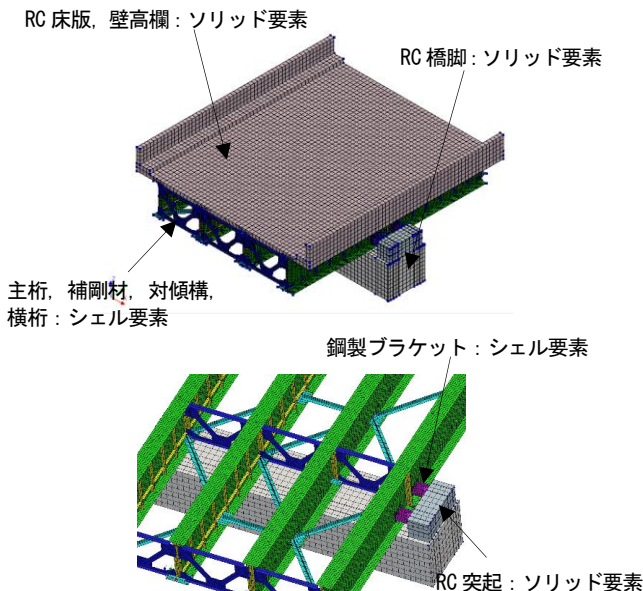


図-3 解析モデルの概要と要素条件

(3) 境界条件及び拘束条件

主桁中間支点の支持条件は、既設構造を再現するため支点位置の下フランジ節点を鉛直方向にのみ拘束した。既設支承の破損を考慮し水平支持機能は有していないものとした。

拘束条件は表-3、図-4に示すように、橋脚梁部下面は全方向の変位、回転を固定し、主桁モデル端部は橋軸方向の変位及び橋軸直角方向の回転を固定とした。RC床版と主桁の境界条件は、剛結とした。

表-3 拘束条件

支点	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸回転	橋軸直角回転	鉛直回転
主桁支点	自由	自由	固定	自由	自由	自由
橋脚梁部下面	固定	固定	固定	固定	固定	固定
主桁モデル端部	固定	自由	自由	自由	固定	自由

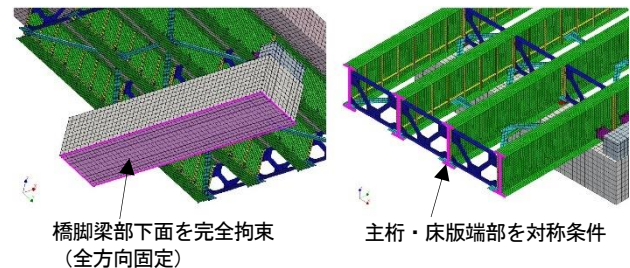


図-4 拘束条件

(4) 材料特性

鋼材及びコンクリートの材料特性値を、表-4に示す。鋼材の弾性係数は $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とし、降伏点以降の二次勾配を $E/100$ とするバイリニアとした。鉄筋コンクリートは線形弾性とした。

表-4 材料の特性値

部材	材質	降伏点 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
主桁、鋼製ブラケット	SM490Y	355	205000	0.300
横桁、対傾構、補剛材	SM400	235	205000	0.300
RC橋脚、RC突起、RC床版、壁高欄	コンクリート	—	30000	0.200

(5) 荷重条件

荷重載荷方法は解析の収束性を考慮し、図-5に示すように1ステップ当たり0.50mmの強制変位をRC床版に作用させるプッシュオーバー解析とした。荷重は、コンクリート橋脚下面の全ての節点にかかる水平反力を合計した値である。なお、目標とする荷重は水平力分担構造の設計荷重である $P=2430\text{kN}$ とした。

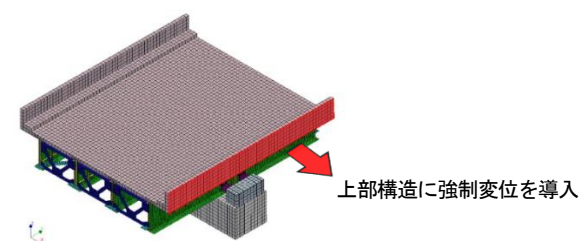


図-5 荷重条件

3. 補強ケースおよび解析結果概要

解析ケースは表-5, 6 に示す 12 ケースとした。当初計画案の CASE1 の結果を基に、応力性状、荷重変位関係を確認しながら CASE2-CASE12 の補強案を抽出した。

表-5 補強ケース

①	CASE1	載荷位置裏面リブ補強案
②	CASE2-1	鉛直補剛材補強案 ※主桁補強リブを上フランジまで延長
③	CASE2-2	鉛直補剛材補強案 ※主桁補強リブを上フランジ50mm下まで延長
④	CASE3-1	対傾構下弦材補強案 ※対傾構下弦材を拡幅
⑤	CASE3-2	対傾構下弦材補強案 ※対傾構下弦材を拡幅(板厚22mm)
⑥	CASE3-3	対傾構下弦材補強案 ※対傾構下弦材の板厚増(板厚2倍)
⑦	CASE3-4	対傾構下弦材補強案 ※対傾構下弦材の板厚増(板厚3倍)
⑧	CASE4	対傾構追加案 ※載荷位置に対傾構を増設
⑨	CASE5-1	横梁追加案 ※載荷位置に横梁を2基増設
⑩	CASE5-2	横梁追加案 ※載荷位置、対傾構上弦材位置に横梁を計4基
⑪	CASE6	鉛直補剛材+対傾構下弦材補強案 ※②CASE2-1 + ④CASE3-2
⑫	CASE7	斜材追加案 ※載荷位置から斜め方向に斜材を2基増設

(1) CASE1：載荷位置裏面リブ補強案

構造の簡素化を図った補強案である。荷重載荷範囲のみに縦リブを設置し、対傾構の下弦材位置を固定点とした主桁の面外方向曲げに対して補強を行う。

検討の結果、初期段階で対傾構下弦材が塑性化した。その後、支点上補剛材下部、既設主桁ウェブの順に局所的な塑性化がみられた。初期勾配からの剛性低下は変位量 4.0mm 時点において確認され、これは対傾構下弦材の一部が塑性化した変位である。変位量 11.5mm 時点で最初の荷重低下が生じ、最大荷重は変位量 14.5mm 時点で 1332kN となった。14.5mm 以降再び荷重が増加したが、急激な耐力低下は確認されず、変位の増加に伴って徐々に荷重が増加した。設計荷重に対する最大荷重の割合は 55%に留まり、載荷範囲のみの補強では不十分であった(図-6)。対傾構と支点上補剛材に応力集中する傾向が確認されたため、これらの部材に着目しながら CASE2 から CASE7 の補強案を検証した。

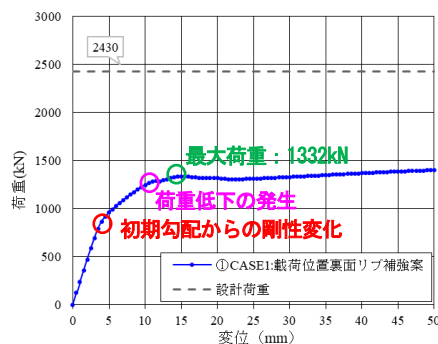


図-6 荷重変位関係(CASE1)

表-6 補強概要図

①CASE1：載荷位置裏面リブ補強案 載荷位置裏面リブを補強	②CASE2-1：鉛直補剛材補強案 主桁補強リブを上フランジまで延長
③CASE2-2：鉛直補剛材補強案 主桁補強リブを上フランジ50mm下まで延長	④CASE3-1：対傾構下弦材補強案 対傾構下弦材を拡幅(板厚8mm)
⑤CASE3-2：対傾構下弦材補強案 対傾構下弦材を拡幅(板厚22mm)	⑥CASE3-3：対傾構下弦材補強案 ※対傾構下弦材の板厚増(板厚2倍)
⑦CASE3-4：対傾構下弦材補強案 対傾構下弦材の板厚増(板厚3倍)	⑧CASE4：対傾構追加案 載荷位置に対傾構を増設
⑨CASE5-1：横梁追加案 載荷位置に横梁を2基増設	⑩CASE5-2：横梁追加案 載荷位置、対傾構上弦材位置に横梁を2基ずつ増設
⑪CASE6：鉛直補剛材+対傾構下弦材補強案 ②CASE2-1 + ④CASE3-2	⑫CASE7：斜材追加案 載荷位置から斜め方向に斜材を2基増設

(2) CASE2：鉛直補剛材補強案

CASE2-1 は、面外曲げに対する主桁全体の補強および床版への確実な荷重伝達を目的とし、載荷位置から上フランジまで鉛直補剛材を延長した。

検討の結果、対傾構下弦材が塑性化するまでの初期勾配に変化は無く、剛性変化した後の勾配に変化が生じる。鉛直補剛材から上フランジおよび床版に向けて応力が伝達することが確認された。最大荷重は 1719kN に上昇したものの設計荷重には達しない(図-7, 図-9)。

一方、実施工では上フランジと鉛直補剛材を現場溶接することは困難である。CASE2-2では、施工性を考慮して補剛材と上フランジの間に50mmの隙間を確保した構造で検討を行った。

検討の結果、床版へ応力が伝達しにくい影響から、CASE2-1よりもさらに早い段階から荷重低下が生じ、荷重伝達機能が不足することが判明した(図-8、図-9)。

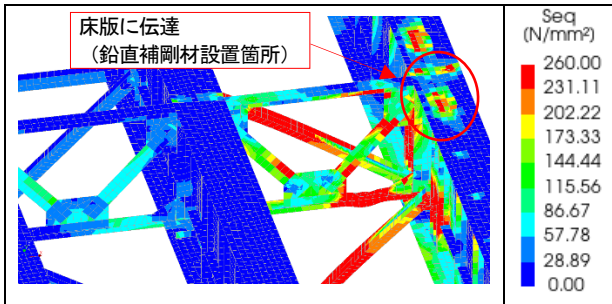


図-7 CASE2-1 Mises 応力分布
(変位 19.5mm・荷重 1719kN)

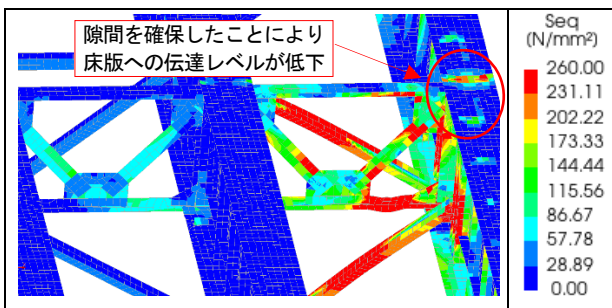


図-8 CASE2-2 Mises 応力分布
(変位 19.5mm・荷重 1491kN)

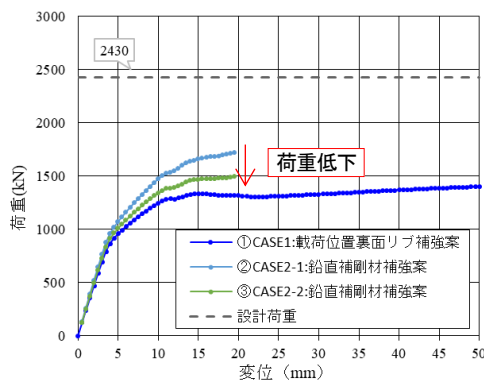


図-9 荷重変位関係(CASE2-1, 2-2)

(3) CASE3：対傾構下弦材補強案

CASE3は、CASE1にて応力集中が発生した中間支点上対傾構下弦材の補強案である。CASE3-1、CASE3-2では、CASE1モデルの下弦材幅を178mmからガセット幅540mmまで拡張し、下弦材幅の変化による影響について確認した。CASE3-1は下弦材の板厚はCASE1と同様の $t=8\text{mm}$ とし、CASE3-2は自由突出板(補強プレート)の局部座屈による許容応力の低減を回避するため、道路橋示方書¹⁾を参考に下弦材の板厚

を $t=22\text{mm}$ とした。CASE3-3、CASE3-4では下弦材幅は変更せず、板厚変化による影響を確認した。CASE3-3では板厚を既設板厚の2倍($t=16\text{mm}$)、CASE3-4では板厚を3倍($t=24\text{mm}$)とした。

検討の結果、下弦材の幅のみを拡張したCASE3-1に比べ、板厚を増やしたCASE3-2~4でより耐力の向上が確認できた。これは、部材幅よりも部材厚を増加させることが断面二次モーメントに与える影響が大きいためである。また、CASE3-4の最大荷重は主桁ウェブに鉛直補剛材を追加したCASE2-2より1.6倍程度に向上しており補強効果が大きことが分かった。応力は対傾構斜材、主桁ウェブ、下弦材の順に再分配される(図-10、図-11)。

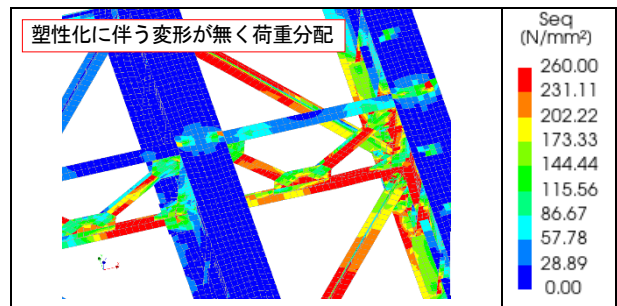


図-10 CASE3-4 Mises 応力分布
(変位 20.0mm・荷重 2401kN)

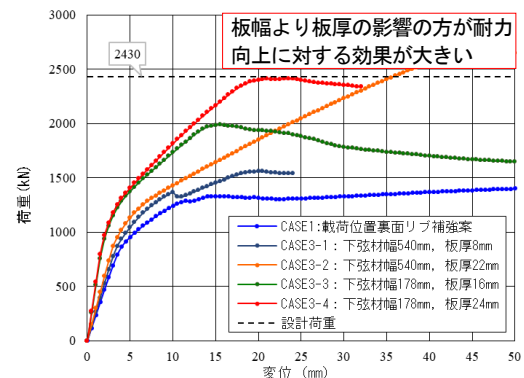


図-11 荷重変位関係(CASE3-1~CASE3-4)

(4) CASE4：対傾構追加案

CASE1~CASE3の結果では、水平力分担構造からの応力が対傾構の下弦材に集中し応力伝達の支配的部材となっている。CASE4では応力を分散させるため対傾構を3基に増設した案を検討した。

検討の結果、中間支点上の既設対傾構に集中していた応力が増設対傾構に分散されたことで、初期勾配のまま設計荷重に近い2316kNまで荷重が増加した。その後、3つの対傾構下弦材が同時に塑性化に伴う変形を生じ、急激な荷重低下に至る現象が見られた(図-12、図-13)。その後、鉛直補剛材に応力が再分配され床版に応力伝達することで荷重が再び増加していく。

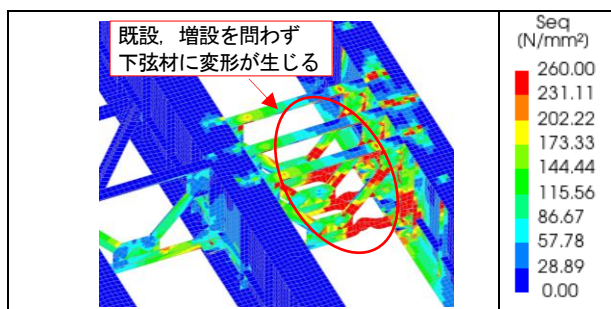


図-12 CASE4 Mises 応力分布
(変位 25.0mm・荷重 2435kN)

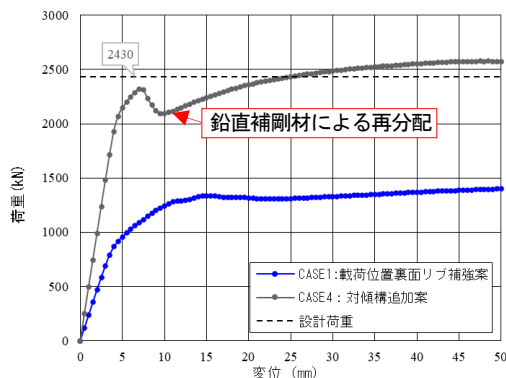


図-13 荷重変位関係 (CASE4)

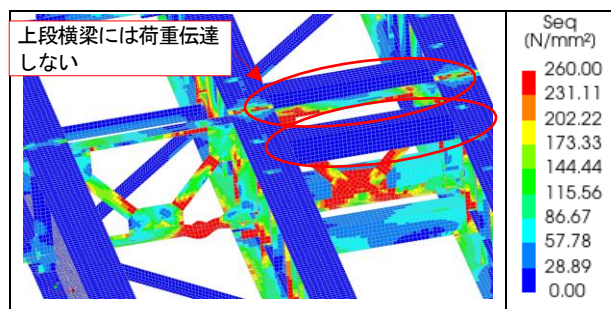


図-15 CASE5-2 Mises 応力分布
(変位 20.0mm・荷重 2287kN)

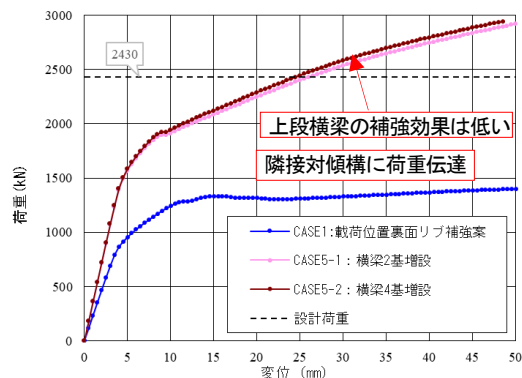


図-16 荷重変位関係 (CASE5)

(5) CASE5 : 横梁追加案

CASE4 では、対傾構追加による補強効果が確認されたものの対傾構の追加は施工が大がかりとなる。CASE5 は、形状がより単純で剛性の高い横梁を設置することにより荷重分散効果を期待する案とした。CASE5-1 では既設対傾構下弦材の両側に横梁を 2 本追加した案を検討した。

検討の結果、初期勾配のまま荷重が増加し、1494kN で勾配変化が見られた。横梁に応力伝達するより先に、隣接する既設対傾構に荷重伝達したためである。(図-14、図-16)

また、CASE5-2 では上弦材位置にも横梁を追加し合計 4 本とした。

検討の結果、上段の横梁に荷重が伝達されておらず、CASE5-1 と同様に隣接する主桁間の対傾構下弦材に変形が生じた。上段位置への横梁追加補強効果は小さい。(図-15、図-16)

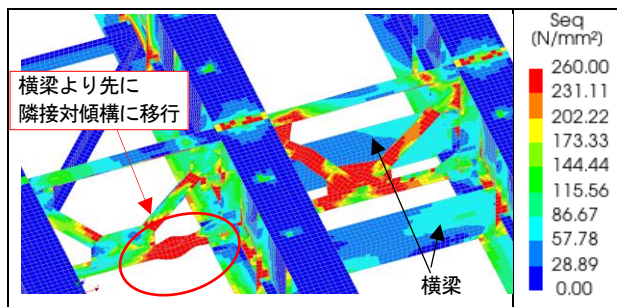


図-14 CASE5-1 Mises 応力分布
(変位 20.0mm・荷重 2245kN)

(6) CASE6 : 鉛直補剛材+対傾構下弦材補強案

CASE6 は、鉛直方向および水平方向の 2 方向に対して補強部材を追加する案とし、CASE2-1 と CASE3-2 の補強構造を両方考慮した。

検討の結果、対傾構斜材に塑性化が生じ、その後鉛直補剛材、隣接対傾構の順に応力が再分配される。荷重変位関係は CASE3-2 と同様に、変位の増加と共に作用荷重が増加を続け、初期降伏後の剛性が向上する構造である。さらに、鉛直補剛材による補強効果が加わり CASE3-2 よりも高い補強効果を示した。

補強効果が高いものの、設計荷重に達する前に隣接対傾構が塑性化しているため、全主桁間に対して補強を行う必要があると考えられる。(図-17、図-18)

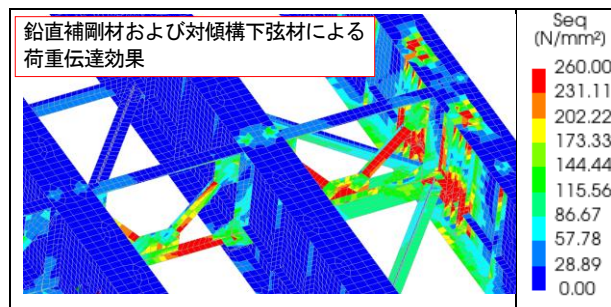


図-17 CASE6 Mises 応力分布
(変位 20.0mm・荷重 2281kN)

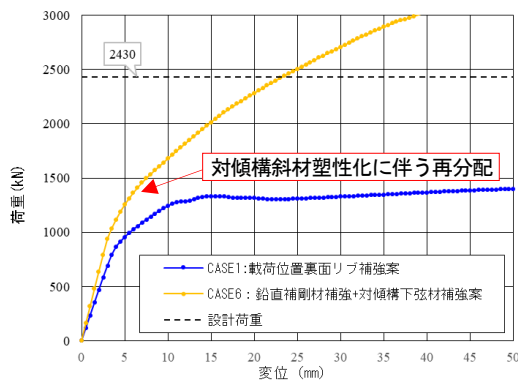


図-18 荷重変位関係 (CASE6)

(7) CASE7: 斜材追加案

CASE7 は、床版側へ直接応力を伝達させることを期待し既設対傾構の両側に斜材を設置した。斜材は荷重載荷位置と隣接主桁ウェブを接続した。

検討の結果、変位 2.0mm 程度で初期勾配から剛性変化し、それ以降は一定の勾配で荷重が増加し設計荷重以上の最大荷重が確認された。初期段階では対傾構下弦材に塑性化が生じ、その後は横構、隣接主桁ウェブに応力が移行する。斜材の設置により、対傾構下弦材に集中していた応力を隣接主桁や床版に分散することができたと考えられる。(図-19、図-20)

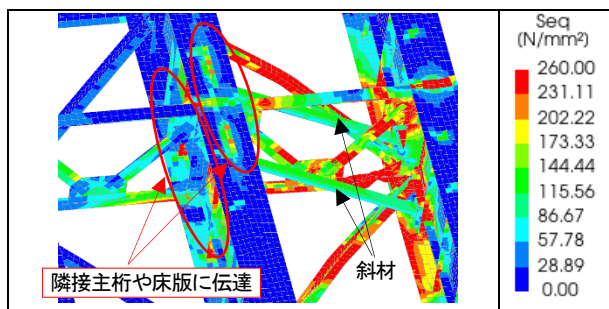


図-19 CASE7 Mises 応力分布
(変位 30.0mm・荷重 2702kN)

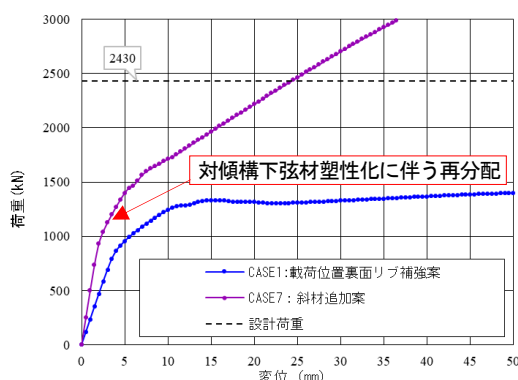


図-20 荷重変位関係 (CASE7)

4. まとめ

(1) 解析結果の妥当性

本モデルでは、鋼部材を非線形シェル要素でモデル化したことにより、塑性化に伴う応力の再分配の再現性を高め荷重伝達を詳細に確認できた。また、従来より床版、中間対傾構および横構が協働して水平荷重を分担する設計手法が採用されているが、解析結果も同様の傾向がみられた。

(2) 解析結果の比較および考察

全補強ケースの荷重変位関係を図-21 に示す。比較結果より、CASE5-1: 横梁追加案や、CASE4: 対傾構追加案の降伏荷重が高く補強効果大きい。対傾構下弦材に集中していた応力を、剛性の大きい補強部材に分散させることが重要である。しかし、橋軸直角方向の水平力に対して、近傍の外桁側に設置されている中間支点上対傾構の下弦材に応力集中する傾向も確認された。これらは、初期剛性の変化や最大荷重に影響を与える。隣接する対傾構に荷重が伝達し損傷箇所が移行していくことも考慮するなど、補強設計時には留意が必要である。

また、CASE2, CASE7 の解析結果より鋼桁を直接補強するだけでなく、荷重を床版に伝達させる補強構造が比較的效果的であることが判明した。

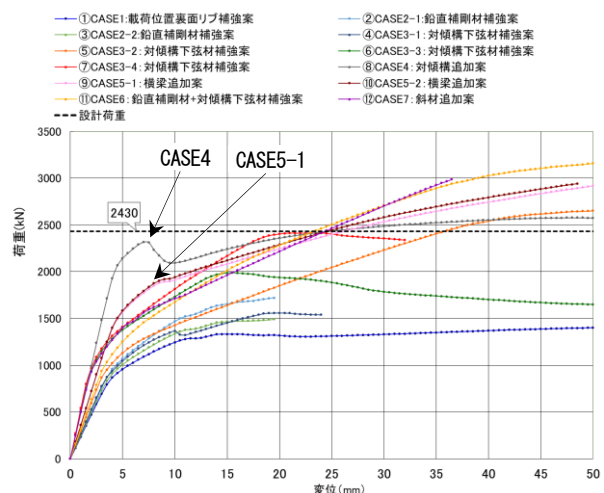


図-21 荷重変位関係 (全ケース)

あとがき

本検討では、水平力分担構造から鋼上部構造への荷重伝達機構を把握し、効果的な補強構造について考察した。補強効果の大きい構造を明らかにし、従来設計者判断とされてきた上部構造補強について活用できる新たな知見を示した。

ただし、今回の解析では床版の応力状態については着目していない。鉛直補剛材追加や斜材、対傾構追加の補強効果が大きいことから、剛性の高い床版への荷重伝達の影響が大きいと考えられ、今後は床版と鋼桁の結合条件や実際の分担率を考慮した検討が課題となる。その上で、補強部材の施工性や地震後の共用性も踏まえ、合理的な対策の検討が必要である。

参考文献 (または引用文献)

- 1) 道路橋示方書・同解説 I ~ V 編, 日本道路協会 H24.3

既設橋梁拡幅における上部工の軽量化に向けた検討・設計

セントラルコンサルタント(株) ○ 望 月 美 鈴

論 文 要 旨

和歌山県のすさみ串本道路の建設において、串本 IC(仮称)が端末供用となることから串本町道サンゴ台中央線のうち、国道 42 号を横過するサンゴ台跨線橋を工事用道路として利用する計画が立てられた。道路規格は町道のままに、セミトレーラと普通自動車支障なく行きかうことのできる幅員を確保するため、当該橋梁の A2 橋台付近において車道幅を最大 1.0m 拡幅する必要がある、車道の拡幅により上部工死・活荷重が増加し、上下部工の補強が必要であることが課題であった。本稿では、課題解決に向けた上部工の軽量化検討及び設計について報告する。

キーワード：鋼橋、鋼床版拡幅、上部工の軽量化、歩道マウントアップ形式、発泡ウレタン

1. はじめに

一般国道 42 号すさみ串本道路は、近畿自動車道紀勢線(田辺～すさみ)と連続し、和歌山県東牟婁郡串本町サンゴ台から同県西牟婁郡すさみ町江住に至る 19.2km の自動車専用道路であり、国道 42 号における異常気象時通行規制区間の解消、防災・災害の代替路確保等を図る事業である。

本業務は、すさみ串本道路において串本 IC(仮称)が端末供用となることから、道路規格第 3 種第 4 級の串本町道サンゴ台中央線のうち、国道 42 号を横過するサンゴ台跨線橋を工事用道路として利用するため、道路規格は町道のままに、セミトレーラと普通自動車支障なく行きかうことのできる幅員を確保するため、当該橋梁の A2 橋台付近において車道幅を最大 1.0m 拡幅するための詳細設計である。

本橋は平成 14 年の道路橋示方書(以下、道示と称す)にて設計された、鋼 4 径間連続鋼床版桁橋であり、橋長 98.0m の橋梁である。本橋の拡幅においては、擦り付け区間 20.0m を設け A2 橋台までのおよそ 50m の拡幅詳細設計を実施した。(図-1)

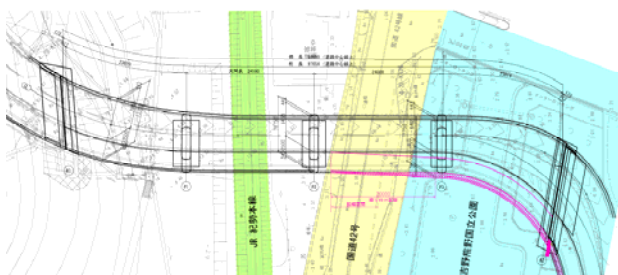


図-1 橋梁概要図

本橋の拡幅範囲においては、国道 42 号及び橋杭園地駐車場と交差しており、工事中の安全管理を考慮した拡幅工法の検討が必要である。また、上部工を拡幅することにより死荷重及び活荷重が増加し、既設支承の取替え及び橋台、橋脚の補強が求められる。本業務においては、これらの取替えや補強が不要となるような上部工の軽量化を立案した。

本稿では、上記のような施工条件や拡幅に対する対策について報告する。

表-1 橋梁諸元

項 目	サンゴ台跨線橋
橋 長	98.000m
支間長	23.810m+24.500m+24.500m+23.814m
幅 員	車道：7.965m～6.465m～10.371m 歩道：3.500m
上部工形式	鋼4径間連続鋼床版桁橋
下部工形式	逆T式橋台(A1, A2) 張出式橋脚(P1～P3)
基礎工形式	直接基礎
平面線形	R=50.0m～A=35.0～R=∞～A=20.0～R=20.0m～A=20.0
縦断勾配	-5.27%St.～-9.00%St. (V.C.L=40.0)
横断勾配	車道：-4.0%直線片勾配～1.5%直線山形勾配 ～7.0%直線片勾配 歩道：2.0%直線片勾配
交差物件	JR 紀勢本線、国道42号 吉野熊野国立公園(橋杭園地駐車場)

2. 鋼橋拡幅計画

(1) 拡幅方法

現地での既設鋼床版への接合が容易で、施工性に最大限配慮した以下の対応とした。

- ・既設歩道鋼床版と、拡幅歩道鋼床版の接合はボルト接合とし、両者を重ねて1面摩擦接合とする。
- ・ウェブの連結は既設の外縦桁をフランジと見立てたフランジ結合とする。
- ・横ウェブの下フランジの接合は直接的に行わず、T 断

面で照査し、接合しなくとも問題なければ図-2 のままとするが、応力上問題がある場合は、既設外縦桁の下フランジと横リブ下フランジを、添接板を介してボルト接合させる。

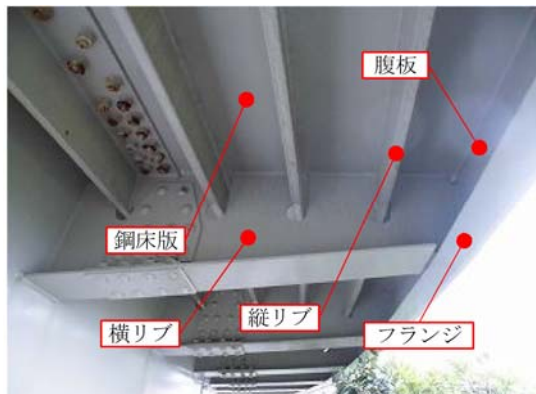


写真-1 張出床版の状況

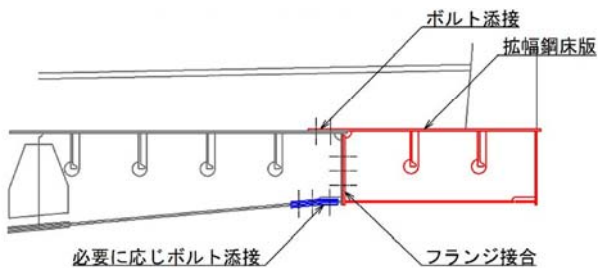


図-2 鋼床版拡幅方法

(2) 照査結果

拡幅に伴う上部工の照査は、平成 24 年道示¹⁾に基づき実施した。

鋼床版拡幅工法(0~1.0m)における、現況設計との対比結果は表-2 のとおりであった。

- ・A1 橋台支承反力の超過量は微小のため、既設支承の取替はなしと考えられる。
- ・P1, P2 橋脚支承反力は、既往設計反力内に収まっており、既設支承の取替は必要ない。
- ・P3 橋脚 G2 桁, A2 橋台の反力超過量が大きく対策が必要である。

以上の結果より、P3 橋脚の起点側から A2 橋台に至る上部工の軽量化対策を行い、既設支承の耐力範囲内とする必要があった。

表-2 支承設計反力の比較

				A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		
				G 1	G 2	G 1	G 2	G 1	G 2	
支点番号				7101001	7102001	7101006	7102006	7101011	7102011	
節点番号				1001	2001	1006	2006	1011	2011	
鉛直反力				3軸方向	3軸方向	3軸方向	3軸方向	3軸方向	3軸方向	
				D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	
拡幅設計	全反力	死+活荷重	最大	1042.8	1398.6	2349.9	2796.4	1986.0	2557.1	
			平均	1220.7		2573.1		2271.6		
	死荷重反力	合成前+後		261.6	721.0	988.5	1794.6	729.1	1648.6	
			平均	491.3		1391.5		1188.8		
元設計	全反力	死+活荷重	最大	1013.1	1398.5	2310.2	2800.4	2002.3	2510.2	
			平均	1205.8		2555.3		2256.3		
	死荷重反力	合成前+後		273.6	708.8	962.5	1813.6	745.1	1625.1	
			平均	491.2		1388.1		1185.1		
支承設計	支承設計グループ			①	②	③				
	全反力	設計採用値		1206.0	1399.0	2843.0	2843.0	2843.0	2843.0	
			拡幅後/設計値	101.2%	100.0%	90.5%	98.4%	79.9%	89.9%	
			超過反力	14.7	OK	OK	OK	OK	OK	
		死荷重反力	設計採用値		491.0	709.0	1864.0	1864.0	1864.0	1864.0
				拡幅後/設計値	100.1%	101.7%	74.7%	96.3%	63.8%	88.4%
				超過反力	0.3	12.0	OK	OK	OK	OK
				P3橋脚			A2橋台			
				G 1	G 2	G 1	G 2			
	支点番号				7101016	7102016	7101021	7102021		
節点番号				1016	2016	1021	2021			
鉛直反力				3軸方向	3軸方向	3軸方向	3軸方向			
				D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)			
拡幅設計	全反力	死+活荷重	最大	2113.5	3329.6	1499.9	1381.3			
			平均	2721.6	1440.6					
	死荷重反力	合成前+後		746.1	2096.1	436.5	677.4			
			平均	1421.1	557.0					
元設計	全反力	死+活荷重	最大	2292.5	2842.5	1600.6	1136.9			
			平均	2567.5	1368.8					
	死荷重反力	合成前+後		922.6	1864.4	488.0	595.1			
			平均	1393.5	541.6					
支承設計	支承設計グループ			③	④	⑤				
	全反力	設計採用値		2843.0	2843.0	1601.0	1369.0			
			拡幅後/設計値	95.7%	117.1%	93.7%	105.2%			
			超過反力	OK	486.6	OK	71.6			
	死荷重反力	設計採用値		1864.0	1864.0	542.0	595.0			
			拡幅後/設計値	76.2%	112.5%	102.8%	113.8%			
			超過反力	OK	232.1	15.0	82.4			
	※黄色ハッチ部は反力の超過量を示す									

※黄色ハッチ部は反力の超過量を示す

3. 上部工の軽量化対策

(1) 対策案の抽出

上部工の軽量化を行うことで、既設支承の取替え及び橋台、橋脚の耐震補強不要を目的として以下の対策案を抽出した。

- ①歩道マウントアップからセミフラットへの改築
- ②歩道マウントアップの軽量化
- ③歩道側壁高欄の模様除去による軽量化
- ④歩道側壁高欄を地覆+防護柵へ改築
- ⑤歩道側壁高欄の鋼製壁高欄化

各案の概要を以下に示す。

①歩道マウントアップからセミフラットへの改築

歩道部は中詰めコンクリートがあるため、これを除去し、セミフラットタイプに変更することで軽量化が期待できる。

②歩道マウントアップの軽量化

歩道のマウントアップを軽量化するためには次の2つの方法が考えられる。

- 1) 歩道の中詰め部を中空とした鋼床板化
- 2) 歩道の中詰め部をコンクリートより比重の小さい材料を使用

③歩道側壁高欄の模様除去による軽量化

本橋の壁高欄外面は石積み模様が刻まれており、これは構造計算に考慮されていない断面として死荷重として載荷されている。そのため、拡幅した部分の当該模様を復元しないことで軽量化が期待できる。

④歩道側壁高欄を地覆＋防護柵へ改築

壁高欄を辞め、地覆＋防護柵の形式に変更することにより軽量化が期待できる。ただし、道路の照明が反対側の防護柵に埋め込まれているため、防眩の問題が発生する可能性がある。また、地覆幅として 400mm 必要であり、現在の橋梁幅をさらに広げる必要がある。

⑤歩道側壁高欄の鋼製壁高欄化

現況コンクリートの壁高欄を鋼製の壁高欄に変更することにより軽量化が期待できる。

(2) 対策案に対する問題点

上記で挙げた対策案について、構造、景観等を加味して実現性における課題を列記し、比較対象案を絞る。

①歩道マウントアップからセミフラットへの改築

(問題点) 拡幅部のみを歩道マウントアップからセミフラットに改築した場合、橋梁区間で歩道のアップダウンが発生し歩行性に劣る。また、橋梁全区間をセミフラットに改築した場合でも橋梁前後の土工部もマウントアップであるため、橋梁区間で改築した場合と同様の現象が起こる。



写真-2 橋梁区間

写真-3 終点側土工部

②歩道マウントアップの軽量化

1) 歩道の中詰め部を中空とした鋼床板化

(問題点) 図-3 に示す赤枠の中身が空洞の四角い BOX を歩道間詰め部にコンクリートに置き換えて配置することにより軽量化を図るよう想定しているが、本橋の P3 橋脚～A2 橋台歩道部は、車道の急な縦断・横断勾配変化を緩和させるため地覆高を変化させて歩道縦断勾配を一定にさせている。歩道の舗装厚は一定であるため、間詰め断面積を変化させており、この形状の中空 BOX を設計・製作するには 3D 技術が必要となる。また、この軽量化対策＋αの対策が必要となる可能性がある。

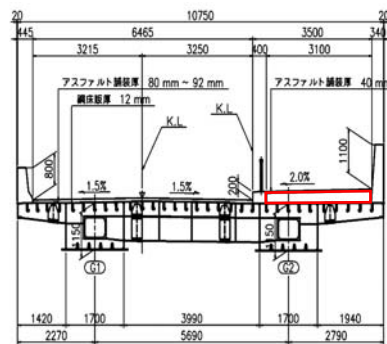


図-3 橋梁断面図



写真-4 A2 橋台部地覆高

2) 歩道の中詰め部をコンクリートより比重の小さい材料を使用

(問題点) 構造上の問題はないが、使用する材料によっては、＋αの対策が必要となる。

③歩道側壁高欄の模様除去による軽量化

(問題点) 本橋と交差する橋杭園地駐車場は、国立公園区域内(第三種特別地域)となっており、公園区域上を通過する本橋においても工作物の変更には協議が必要となる。協議では、橋梁の壁高欄の表面処理は必要とされており、壁高欄の表面処理を無くすことはできない。

④歩道側壁高欄を地覆＋防護柵へ改築

(問題点) ③と同様に国立公園区域内であり、壁高欄の表面処理は必要とされているため地覆＋防護柵への改築は不可である。

⑤歩道側壁高欄の鋼製壁高欄化

(問題点) 鋼製壁高欄の表面を現況のような石積み模様にするかが問題である。また＋αの軽量化対策が必要となる。

以上を踏まえ、検討する軽量化対策案を表-3 に示す通り②-2 案及び⑤案に絞った。

表-3 軽量化対策案

対 策 案		実現の可否
①	歩道マウントアップからセミフラットへの改築	△
②	歩道マウントアップの軽量化	—
②-1	歩道の中詰め部を中空とした鋼床板化	△
②-2	歩道の中詰め部をコンクリートより比重の小さい材料を使用	○
③	歩道側壁高欄の模様除去による軽量化	△
④	歩道側壁高欄を地覆＋防護柵へ改築	△
⑤	歩道側壁高欄の鋼製壁高欄化	○

(3) 軽量化比較検討

以下に示す軽量化対策案において、現況上部工の荷重強度を変更した試算を実施した。

- Case1：鋼製壁高欄の採用
- Case2:鋼製壁高欄と歩道間詰め部を軽量コンクリート1種の併用
- Case3:鋼製壁高欄と歩道間詰め部を軽量コンクリート2種の併用
- Case4：歩道間詰め部を発泡ウレタンに変更

検討結果を表-4に示す.表-2で示した全反力における
支承反力の超過分に対して、上記対策による軽減重量を比
べ軽量化対策として有効的か否か判定した.

死荷重及び活荷重増加に対して相殺可能な案としては、
Case2～Case4であった.Case2及び3については、鋼製壁
高欄の表面処理方法について現況のような模様が施せら
れるか課題が残る、鋼製壁高欄は材工費が高価である.一
方でCase4の間詰め部を発泡ウレタンに置換え案につい
ては、死荷重・活荷重の相殺は可能であるほか、壁高欄は現
況と同様、コンクリートとなるため径間の統一性に優れる.
よって、拡幅後の上部工軽量化対策としては、Case4：歩
道間詰め部を発泡ウレタンに変更案を採用した.

表-4 試算結果

	対策による軽減重量	支承設計超過全反力	判定
Case1	361.1 KN	558.2 (=486.6+71.6) KN	×
Case2	568.4 KN		○
Case3	752.7 KN		○
Case4	906.5 KN		○

表-5 支承設計反力（軽量化対策後）

				A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		
				G 1	G 2	G 1	G 2	G 1	G 2	
接点番号				1001	2001	1006	2006	1011	2011	
鉛直反力				3軸方向	3軸方向	3軸方向	3軸方向	3軸方向	3軸方向	
				D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	
全反力	死＋活荷重	拡幅設計	最大	1041.6	1396.3	2355.5	2822.7	2020.7	2355.6	
		竣工時	最大	1206.0	1399.0	2843.0	2843.0	2843.0	2843.0	
		判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	
死荷重反力	合成前＋後	拡幅設計	最大	265.6	725.5	1018.9	1853.5	853	1477.7	
			平均	495.6		1436.2		1165.4		
		竣工時	最大	491.0	709.0	1864.0	1864.0	1864.0	1864.0	
			平均	600.0		1864.0		1864.0		
		判定		OK		OK		OK		
					P3橋脚		A2橋台			
					G 1	G 2	G 1	G 2		
接点番号				1016	2016	1021	2021			
鉛直反力				3軸方向	3軸方向	3軸方向	3軸方向			
				D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)	D3 (kN)			
全反力	死＋活荷重	拡幅設計	最大	2252.4	2735.1	1519.5	1241.8			
		竣工時	最大	2843.0	2843.0	1601.0	1369.0			
		判定		OK	OK	OK	OK			
死荷重反力	合成前＋後	拡幅設計	最大	1142.1	1577	501.2	563.7			
			平均	1359.6		532.5				
		竣工時	最大	1864.0	1864.0	542.0	595.0			
			平均	1864.0		568.5				
		判定		OK		OK				



写真-5 発泡ウレタン

4. 上部エステップ解析

本拡幅設計では交通規制を考慮した上部エステップ解
析を実施し、各工事段階においてそれぞれの荷重状況を反
映させ上部工部材の応力状況の確認を行った.

表-6に示す,解析Caseにおいて格子解析を行った結果,
全ての部材において応力度の超過は見られなかった.した
がって、上部工拡幅における主桁の補強は不要であること
を確認できた.

表-6 上部エステップ解析 Case

項目	規制状況	荷重状況
Case1	片側交互通行	死荷重最小時
Case2	片側交互通行	死荷重最大時
Case3	規制なし(通常)	完成時

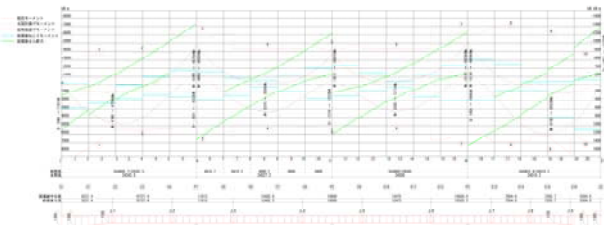


図-4 拡幅後の断面構成図 (G1 桁)

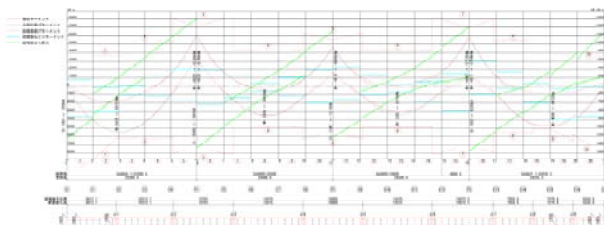


図-5 拡幅後の断面構成図 (G2 桁)

5. おわりに

本業務では、鋼床版の拡幅における拡幅方法の立案・設
計を行った.また車道幅が最大で1.0m拡幅したことにより
活荷重・死荷重が増加したため、上部工の軽量化を立案し、
支承の取替え及び下部工の補強を不要となる工法を採用
した.このことにより、工事費用の縮減、工期短縮を実現
することができた.

6. 参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、2012

既設橋台を活用した PC 単純プレテンションスラブ桁橋の詳細修正設計

協和設計株式会社 成 川 幸 宏
協和設計株式会社 伊 澤 公 太 郎
協和設計株式会社 荒 木 麻 里
協和設計株式会社 ○鍵 谷 哲 志

論 文 要 旨

高規格幹線道路に接続するランプ渡河部の PC 単純プレテンションスラブ桁橋について、インターチェンジ形状の見直しに伴う詳細修正設計を行った。その際、既往計画形状で A1 橋台が施工済みであったため、既設橋台を活かした橋梁設計が課題であった。

そこで、既設の壁高欄鉄筋に配慮した路肩拡幅検討や既設アンカーバー箱抜き位置を踏襲した桁配置検討、沓座面の改築を考慮した支承条件の検討を行い、既設橋台の改築規模を縮小することで、鉄筋構造物の改築に伴うリスクを縮減し、嵩上げで対応可能な施工性に優れる改築計画とした。

キーワード：橋台改築、橋梁詳細修正設計、PC 単純プレテンションスラブ桁橋

ま え が き

本業務は、高規格幹線道路のインターチェンジに接続するランプ部において二級河川を渡河する PC 単純プレテンションスラブ桁橋の詳細修正設計業務である。道路構造がオンランプ・オフランプ一体構造から分離した構造に変更されたため、1 橋であったランプ橋をオンランプ橋、オフランプ橋の 2 橋として詳細修正設計を行った(図-1)。設計にあたり、A1 橋台が既往計画形状で施工済みであったため、既設 A1 橋台を今回計画するオンランプ橋・オフランプ橋の橋台として活用することが課題であった。この課題に対し、既設橋台の改築規模を最小限にすることを基本方針として橋梁全体の計画を行うことで、鉄筋構造物の改築に伴うリスクを縮減し、施工性に優れる計画とした。

1. 設計の基本方針

(1) 橋梁諸元

当初計画及び今回計画の橋梁諸元は以下の通りである。

表-1 橋梁諸元

	当初計画	オンランプ橋	オフランプ橋
橋長	L=21.0m		
上部工形式	PC単純プレテンションスラブ桁橋		
支承形式	パット型ゴム支承+アンカーバー		
支承条件	A1: 固定 A2: 可動	A1: 可動 A2: 固定	A1: 可動 A2: 固定
平面線形	A=45 (R=∞→R=50)	R=∞	A=45 (R=∞→R=50)

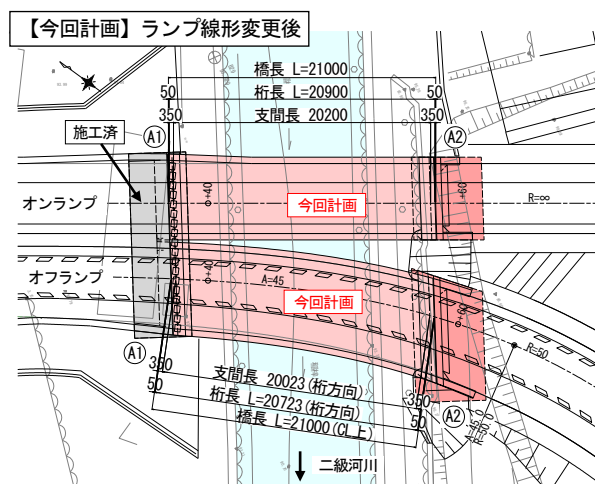
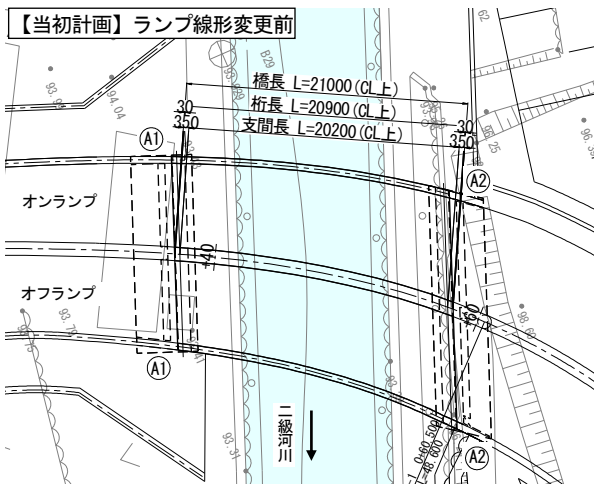


図-1 ランプ線形の変更

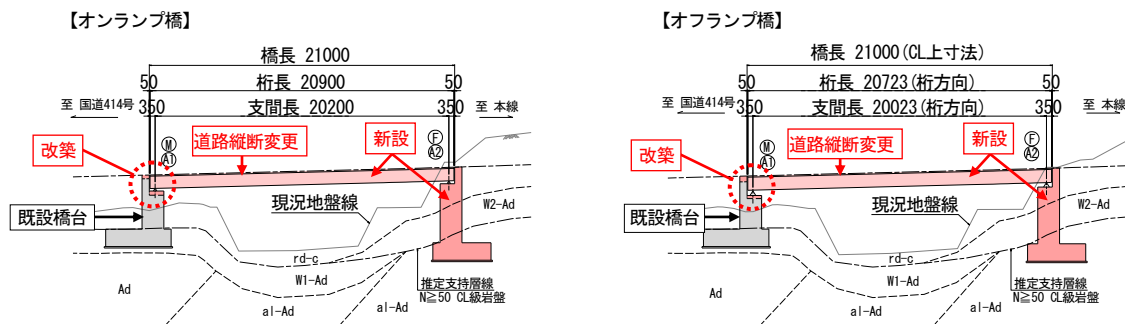


図-2 側面図(オンランプ橋, オフランプ橋)

(2) 設計着手時の既設 A1 橋台の状況

設計着手時の既設 A1 橋台は一部を除き、既往計画形状で施工済であった。設計着手時の既設 A1 橋台の状況を以下に示す。

- ・既往設計どおりの寸法で施工済(出来形管理表から確認)
- ・ウイング上の壁高欄部及びパラペットの後打ち部はコンクリート打設が未施工
- ・沓座はアンカーバーおよびゴム支承の箱抜きが施工済み



写-1 壁高欄の状況



写-2 パラペット天端の状況



写-3 沓座の状況

(3) 修正設計の基本方針

施工済の既設橋台を取り壊すのではなく、改築して道路線形の変更に対応することで工期短縮、コスト削減を図ることができる。そのため、既設橋台の改築を前提とした橋梁計画を行う。

ただし、鉄筋構造物である既設橋台の改築は、鉄筋探査などの手間がかかる上、既設鉄筋の切断等の施工時のリスクの他、改築した部分から浸水して鉄筋が早期に劣化することも考えられる。そのため、「既設橋台の改築規模を最小限にする」ことを基本方針として検討を行うことで、改築に伴うリスクを縮減し、施工性に優れた橋梁計画とした。

2. 既設 A1 橋台の改築規模を縮小する橋梁計画

(1) 嵩上げによる改築の検討

道路の縦断線形の変更に伴い、既設橋台の壁高欄、パラペット、沓座を改築する必要がある。その方法として嵩上げする方法と、はつり・取り壊しを行う方法がある。後者の場合、コンクリートブレーカなどで直接躯体を取り壊すため、既設鉄筋を傷つけるリスクが高い。一方、嵩上げは削孔・差し筋を行いコンクリートを打設するという手順で施工されるため、既設鉄筋への影響は最小限であり、施工性に優れる。

そこで、嵩上げによる改築で縦断線形の変更に対応できるか確認した。まず、パラペット天端の改築に関しては、変更後の道路計画の路面高と既設橋台の出来高を比較し、嵩上げで対応可能なことが確認できた。また、沓座面の改築に関しても、概略で算出した舗装厚・桁高・桁のたわみ量から、既設 A1 橋台支承線上での沓座の構造高を算出して、嵩上げで対応可能であることが確認できた。

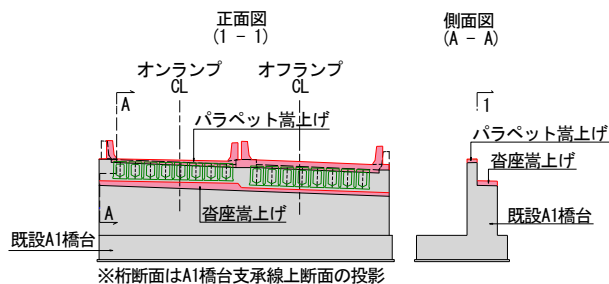


図-3 変更線形による改築確認図

(2) 既設の壁高欄鉄筋に配慮した橋面拡幅の検討

道路線形の変更に伴い、線形変更後の壁高欄位置と既設の壁高欄位置に不整合が生じる。線形変更後の壁高欄位置を踏襲する場合、鉄筋の切断及び再配置に加えて既設橋台ウイングの拡幅が必要となる。(図-4)。

この問題に対し、橋面上の路肩を拡幅して壁高欄の位置を既設の壁高欄鉄筋の位置に平面的に整合させる計画とした(図-5)。壁高欄の横断方向の位置を合わせることで、ウイングの拡幅が不要となり、既設橋台の改築規模を縮小することができる(図-6)。

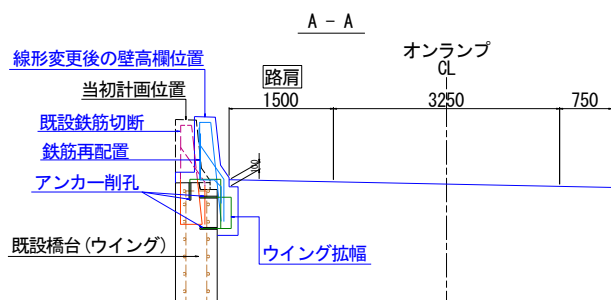


図-4 線形変更後の壁高欄位置を踏襲する計画

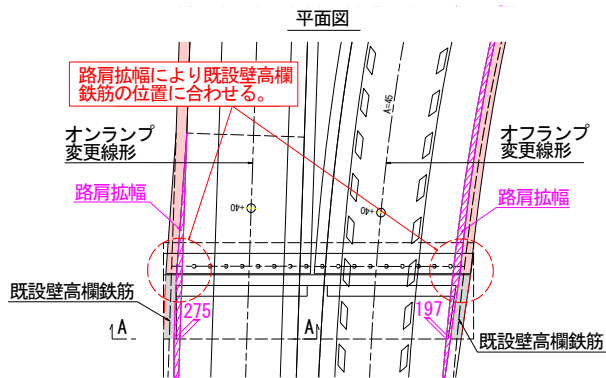


図-5 路肩拡幅の概要図

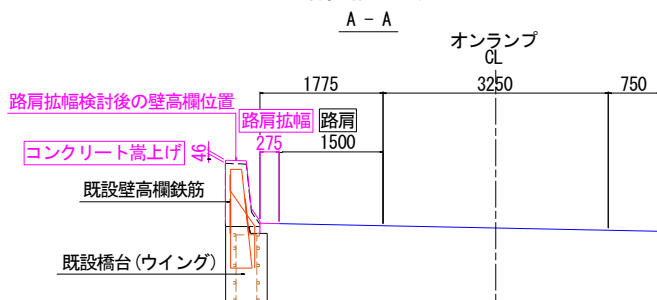


図-6 路肩拡幅で壁高欄位置を合わせた改築計画

(3) 既設アンカーバー箱抜き位置を踏襲した桁配置検討

既設 A1 橋台の沓座には、アンカーバーの箱抜きが施工済であった。アンカーバー箱抜きの位置を踏襲した桁配置とすることで新しい削孔が不要となり、既設橋台の改築規模を縮小できる。

まず、直線橋であるオンランプ橋は、既設のアンカーバー箱抜き位置をコントロールとして、桁方向と道路中心線を平行にする配置計画とした(図-7)。

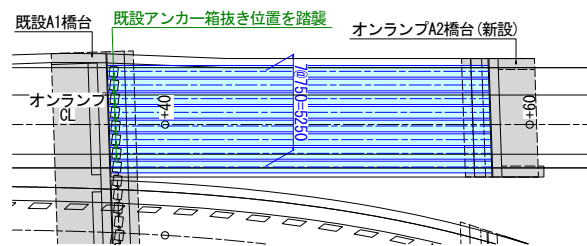


図-7 オンランプ橋の桁配置計画

次に、オフランプ橋もオンランプ橋同様既設のアンカーバー箱抜き位置を踏襲する。オフランプ橋は曲線橋であるため、支間中央部と A2 側桁端部で床版の張出しが生じる。支間中央部の張出しが大きいと左端の桁に荷重が偏るため、支間中央部の張出しを極力減らし、A2 側桁端部の張出しを大きくする計画とした(図-8)。なお、オフランプ A2 橋台沓座面上の床版張出し部にゴム支承を配置することで極端な片持ち状態にならないようにした(図-9)。

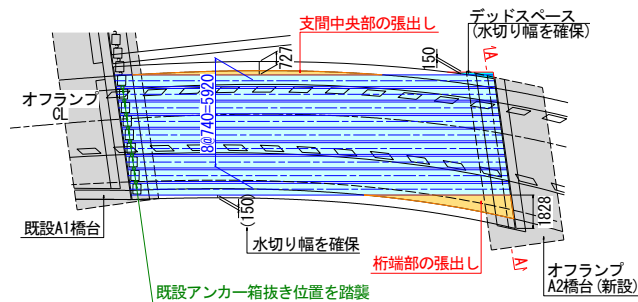


図-8 オフランプ橋の桁配置計画

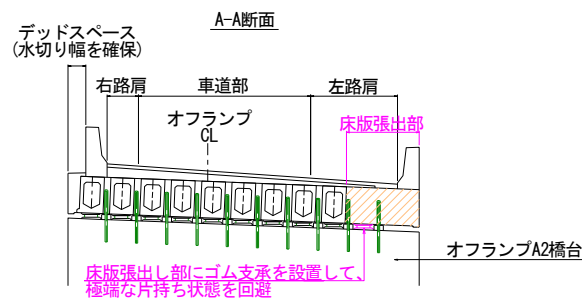


図-9 オフランプ A2 橋台の支承構造

(4) 沓座面の改築を考慮した支承条件の検討

既往計画では、支承形式として「パット型ゴム支承+アンカーバー(機能分離型)」が採用され、支承条件は「A1 橋台側：固定」、「A2 橋台側：可動」としていた。

既往計画と同じ支承条件で、嵩上げを考慮した沓座面の耐力照査を行った。

沓座の耐力は、下式で表される¹⁾。

$$P_n = P_c + P_s \quad \dots\dots\dots (7.6.2)$$

ここに、

P_n : 橋座部における支承部から作用する水平力の制限値 (N)

P_c : コンクリートの負担する耐力 (N)

P_s : 補強鉄筋の負担する耐力 (N)

嵩上げを行うと水平力の作用位置が高くなり、既設橋台に配筋されている補強鉄筋の負担する耐力が期待できなくなる(図-10)。よって、十分な耐力を確保できない結果となった(表-2)。なお、補強鉄筋としてみなすことができるのは「水平に配筋された鉄筋のうち、抵抗面にまたがり、十分に定着したもの」²⁾であるため橋座嵩上げ部の鉄筋は補強鉄筋として計上していない。

新たに補強鉄筋を配置するためには、既設橋台への深い削孔や、堅壁前面の拡幅などが必要なので、改築規模が大きくなってしまう(図-11)。

そこで、A1橋台の支承条件を固定から可動に変更することによって、支承一つあたりに作用する設計水平地震力を328kNから37kNに低減した。これにより、コンクリートの負担する耐力のみで十分な耐力を確保することができるようになった(表-2)。

以上の検討により、新たに補強鉄筋を配置する必要がなくなり、改築規模を縮小することができた。

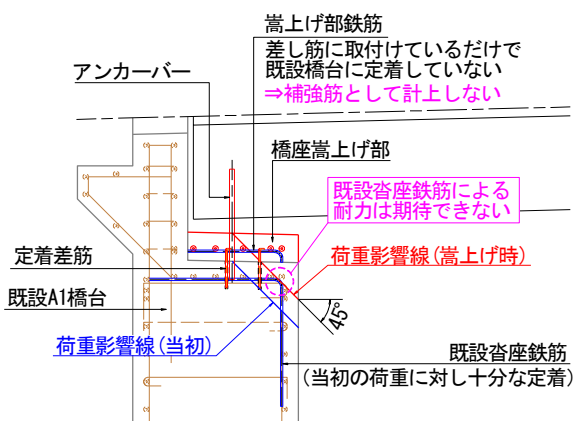


図-10 嵩上げを考慮した照査断面

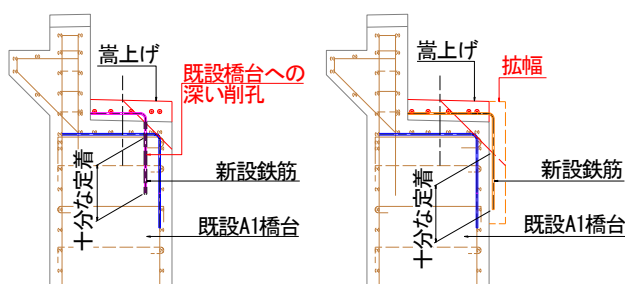


図-11 新たな補強鉄筋の配置方法

表-2 照査結果一覧

A1橋台側 支承条件	設計水平 地震力 Ph (kN)	補強鉄筋の 負担する耐力 Ps (kN)	コンクリートの 負担する耐力 Ps (kN)	判定
固定	328.125	0	152.041	作用力 耐力 328.125 > 152.041 NG
可動	37.406	0	152.041	作用力 耐力 37.406 < 152.041 OK

3. 嵩上げによる既設 A1 橋台の改築

本項では、既設 A1 橋台改築計画の詳細な構造について報告する。前項までの各種検討により、取壊しや拡幅といった施工時のリスク・施工難度が高い改築を削減し、嵩上げで対応可能な改築計画とすることができた。

主な改築箇所を下図に示す。(図-12)

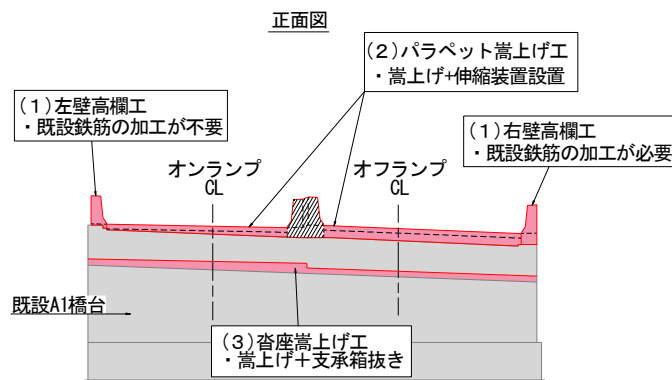


図-12 既設 A1 橋台の主な改築箇所

(1) 壁高欄の嵩上げ

既設 A1 橋台の壁高欄は鉄筋まで施工済で、コンクリート打設が未実施の状況である。

路肩拡幅検討により、既設の壁高欄鉄筋の位置に整合させる計画としているため、既設鉄筋を利用して、嵩上げで改築を行うことができる。

1) 右壁高欄の嵩上げ

縦断線形の変更により、当初計画からの嵩上げ量は230～250mm程度となる。既設橋台ウイングには既に鉄筋が配置されており、既設鉄筋を避けて新しく削孔・差筋することは困難である。配筋計画を、(図-13)に示す。既設ウイングとの定着部は既設の K₂ 鉄筋、K₃ 鉄筋をそのまま利用する。また、既設鉄筋の内、K₁ 鉄筋、K₄ 鉄筋は番線で固定されているだけであるため一度取り外す。その後、嵩上げする高さに合わせて新設鉄筋の配置及び K₁ 鉄筋、K₄ 鉄筋の再配置を行い、計画高でコンクリートを打設する計画とした。

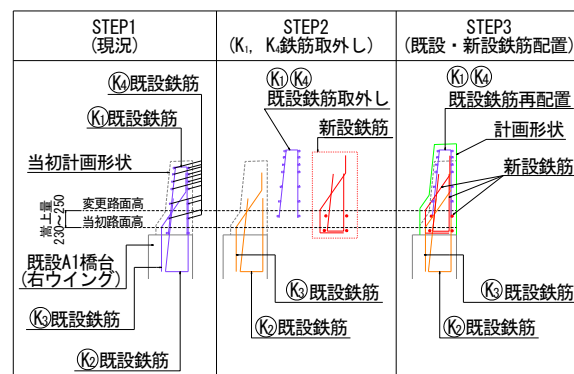


図-13 右壁高欄の嵩上げ

2) 左壁高欄の嵩上げ

当初計画からの嵩上げ量は 20～48mm 程度と僅かであるため、既設鉄筋は加工せず、そのまま計画高でコンクリート打設を行う(図-14)。

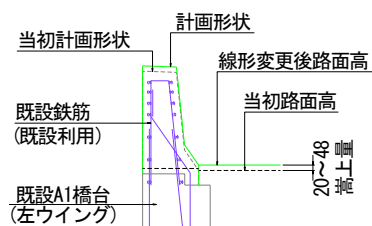


図-14 左壁高欄の嵩上げ

(2) パラペットの嵩上げ

パラペットの改築は、嵩上げと伸縮後打ちの2段階に分けて施工する。

まず、パラペット天端面に削孔・差筋を行い、伸縮装置固定用の鉄筋を設置して、コンクリートを打設して嵩上げる(図-15)。

次に、前工程で設置した鉄筋を利用して伸縮装置を設置し、路面の高さまでコンクリートを打設する。

差筋は既設鉄筋を避けて@200mm～@300mm³⁾の間隔で配置した(図-16)。なお、既設鉄筋はパラペット厚500mmに対しかぶり150mmを確保した配置になっているので、既設鉄筋同士の間隔は200mmである。差筋は既設鉄筋を避けて、その内側に配置しなければならず、@200mm～@300mmの間隔をとるためには、断面当たり一本しか配置できない。そのため、前後の引張力に配慮して、千鳥配置とした。

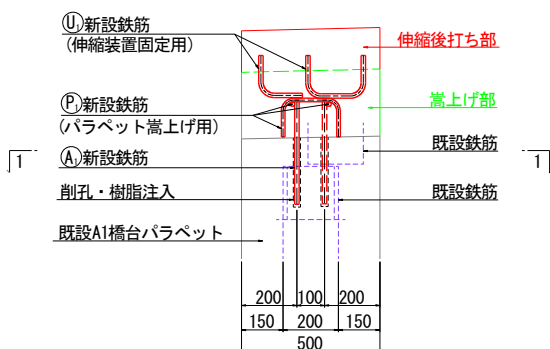


図-15 パラペットの嵩上げ(側面図)

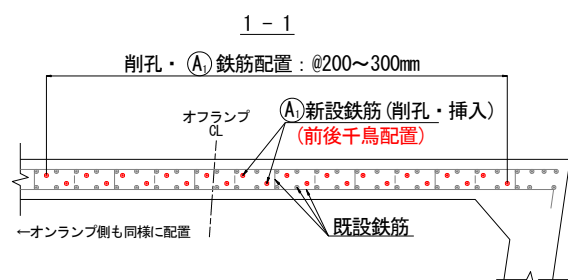


図-16 A1鉄筋の配置(平面図)

(3) 沓座の嵩上げ

既設配筋およびアンカーバー箱抜きを回避し、延長方向に差筋を行う。差筋の間隔はパラペットの改築と同様@200mm～@300mm³⁾とした(図-17)。配置した差筋に橋座鉄筋を取付け、嵩上げる。

また、嵩上げの際に、アンカーバーとゴム支承の箱抜きを行う(図-18)。桁配置の検討で既設のアンカーバー箱抜き位置をコントロールとしたため、既設の箱抜きを利用することができる。

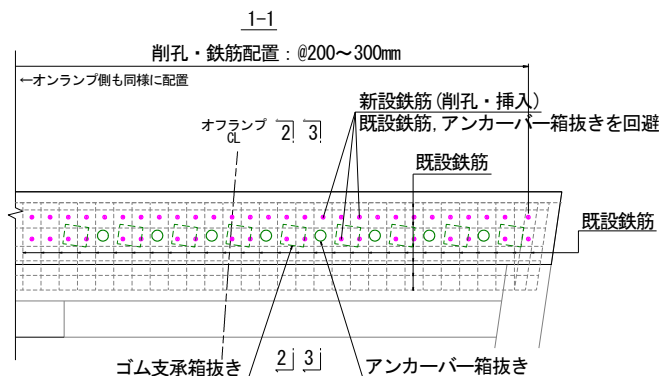


図-17 差筋の配置(平面図)

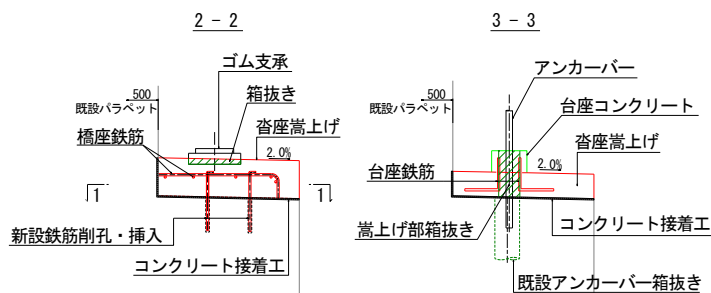


図-18 沓座の嵩上げ(側面図)

(4) 施工順序

以下に既設A1橋台改築(嵩上げ)の基本的な順序を示す。

1) 鉄筋探査

コンクリート削孔・鉄筋挿入の作業に先立ち既設構造物の鉄筋位置を確認する。検査機器はRCレーダーを用いる。

2) チッピング

嵩上げコンクリートの付着面をエアータッチャーによりはつり、目荒らしを行う。

3) 削孔

A1橋台改築における差し筋は鉄筋径D16、埋込長250mm(15D+10mm)であり、電動ハンマドリルを使用する。削孔位置は予めマーキングしておく。

4) 樹脂注入・鉄筋定着

削孔後孔内の清掃を行った後、エポキシ樹脂を注入し鉄筋を挿入する。

5)配筋・型枠設置

嵩上げ部の鉄筋組立，型枠設置を行う。

6)コンクリート接着剤塗布

新旧コンクリートの打継面の付着性向上および浸水防止のため，コンクリート接着材の塗布を行う。

7)コンクリート打設

嵩上げ部のコンクリート打設，脱枠を行う。

あ と が き

本業務では既設 A1 橋台を新しく計画するオンランプ橋とオフランプ橋の橋台として活用することが課題であった。鉄筋構造物である既設橋台の改築は，既設鉄筋の切断等の施工時のリスクを伴う他，改築部からの浸水による鉄筋損傷のリスク等も考えられる。

今回の設計では，既設の壁高欄鉄筋に配慮した路肩拡幅や，既設のアンカーバー箱抜き位置を踏襲した桁配置，沓座面の改築を考慮した支承条件の検討を行い，既設 A1 橋台の改築規模を最小限にした。これにより，橋梁計画全体として改築に伴うリスクを最小化した他，嵩上げによる改築が可能となり，施工性に優れる計画とすることができた。

また，本稿では，既設橋台改築の配筋計画など細部構造について報告した。鉄筋構造物の改築は既設鉄筋や既設コンクリート等への影響を考慮する必要がある，個別的な対応が求められるため，本業務でも苦労した点である。今回報告した工夫点が，今後の橋梁計画・改築計画の一助となれば幸いである。

最後に本橋の計画，本論の執筆に対してご指導，ご助言をいただきました関係者各位に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献（または引用文献）

- 1) 道路橋示方書・同解説IV下部工編：日本道路協会，H29. 11. 115 p.
- 2) 道路橋示方書・同解説IV下部工編：日本道路協会，H29. 11. 119 p
- 3) 既設橋梁落橋防止システム設計の手引き：日本橋梁建設協会，H17. 3. 33 p.

複合ポータルラーメン橋の計画および設計

協和設計株式会社 ○田中 俊光
赤木 昌詩
成田 将典

論文要旨

本稿は、橋長約 43m の複合ポータルラーメン鋼桁橋の詳細設計事例報告である。交差道路の建築限界を確保するため、交差区間での最大桁高は 1.7m に制約される。そのため、支間中央部の正曲げを低減し、低桁高で構成可能な同形式を採用した。支承・伸縮装置を省略したジョイントレス化により 3 割程度のコスト縮減も可能である。一方で適用可能な条件に制約があり、接合部での鋼材の錯綜、施工手順等に配慮が必要なため、留意事項を整理した。

キーワード：複合ポータルラーメン橋、橋台部ジョイントレス構造、門型ラーメン構造

まえがき

複合ポータルラーメン橋は、鋼桁と RC 橋台を剛結した構造である。断面力の低減、上下部一体となって地震力に抵抗することにより耐震性の向上の効果がある。また、橋台部のジョイントレス化により維持管理作業の軽減、コスト縮減にも有効である。本橋梁は、最大桁高に制約があり、支間中央部の正曲げを低減できる複合ポータルラーメン鋼桁橋を採用した。

上下部工の一体化による合理化が図れる一方、橋長、曲線・斜角等の適用条件の制約がある。また、鋼桁から下部工への断面力の伝達、接合部での干渉チェック、施工手順の設計への影響などの留意点について報告する。

1. 橋梁概要

(1) 設計条件

本橋梁の設計条件を表-1 に、概略図を図-1 および図-2 に示す。

表-1 設計条件表

重要度区分・地域区分	B種の橋・A2地域
地盤種別	I 種地盤
幅員構成	13.900m(全幅), 13.000m(有効幅員)
橋 長	42.750m
平面曲線	$R=\infty$
斜 角	75°
上部工形式	鋼桁(主桁本数5本)
下部工・基礎工形式	A1: 逆T式橋台・直接基礎 A2: 逆T式橋台・場所打ち杭φ1500

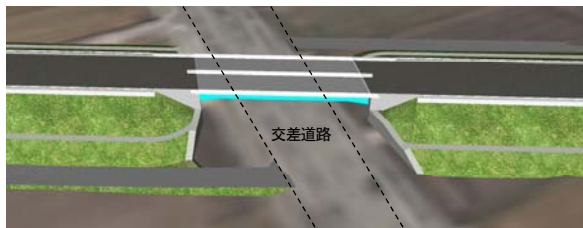


図-1 CIMによる統合モデル

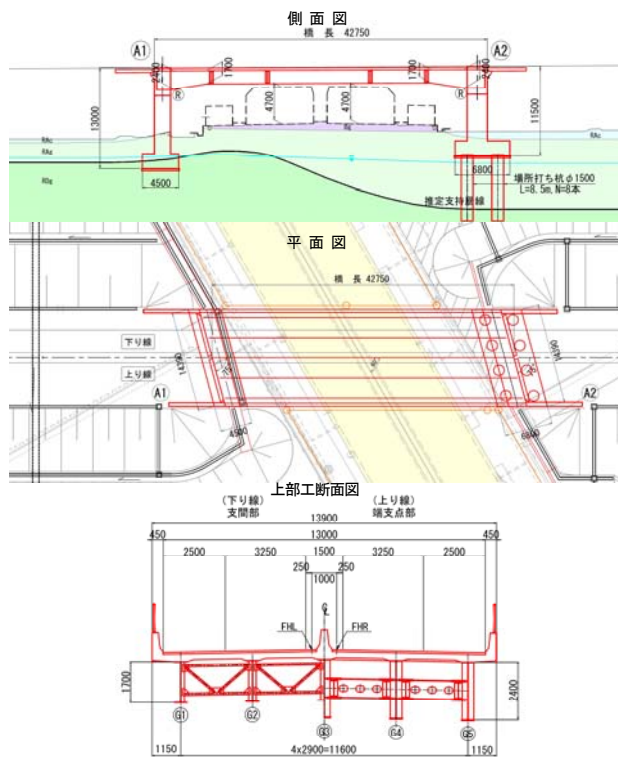


図-2 橋梁一般図

(2) 上部工形式

支承形式の鋼桁橋、PC コンボ橋に、剛結構造である複合ポータルラーメン鋼桁橋を加えて LCC を比較した。比較の結果、LCC で 3 割程度経済的となる複合ポータルラーメン橋を採用した。



図-3 LCCの比較結果

2. 設計概要

(1) 橋台部ジョイントレス構造の適用性

橋台部ジョイントレス構造として、「①門型ラーメン構造、②インテグラルアバット構造」が挙げられる。それぞれの特徴は以下の通りである。

①門型ラーメン構造：橋台の躯体及び基礎の剛性により上部構造に生じる変形を拘束する構造形式

②インテグラルアバット構造：橋台基礎の変形により上部構造に生じる変形に追従する構造形式

インテグラルアバット構造は、橋長、橋台高および背面地盤の液状化の有無等制約条件が多いため、本橋梁には適用できない。そのため、門型ラーメン構造を採用した。構造選定フローを図-5に示す。

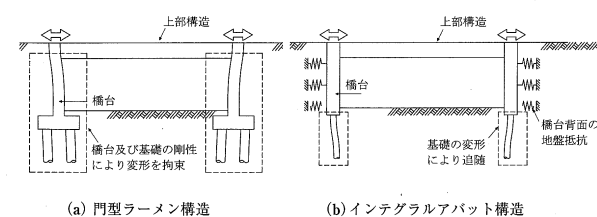


図-4 橋台部ジョイントレス構造の概要¹⁾

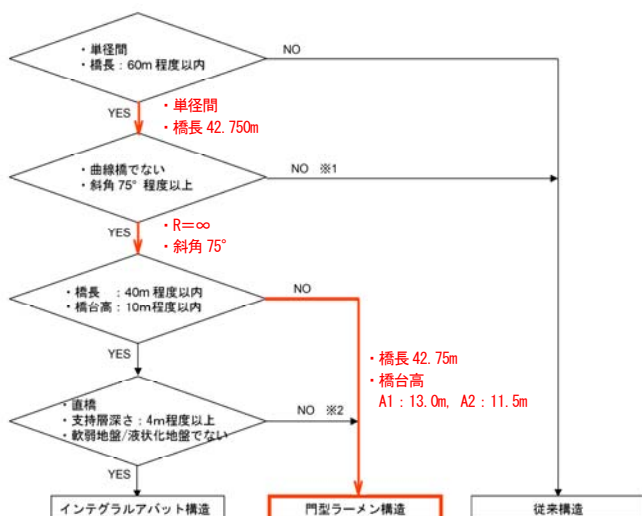


図-5 構造選定フロー²⁾

(2) 接合の形式と断面力の伝達

鋼桁と橋台との接合部における断面力の伝達方式としては、孔あき鋼板ジベル、スタッド等が用いられる。本橋梁では、「H29 道路橋示方書 IV 下部構造編 7.8.3」に規定されたスタッドによる接合を採用した。曲げモーメント、軸力、せん断力のスタッドによる鋼桁からの伝達は、下記の通りである。

①曲げモーメント：上フランジ上側および下フランジ下側のスタッドにより伝達

②軸力：下フランジ下側のスタッドにより伝達

③せん断力：ウェブ両側のスタッドにより伝達

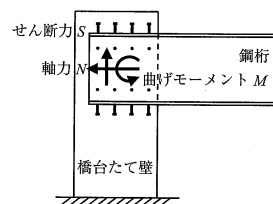


図-6 接合部の断面力¹⁾

(3) 解析モデル

本橋梁は、上下部一体構造であることから、断面力の算出は主桁、横桁、橋台を一体とした立体骨組みモデルにより解析した。

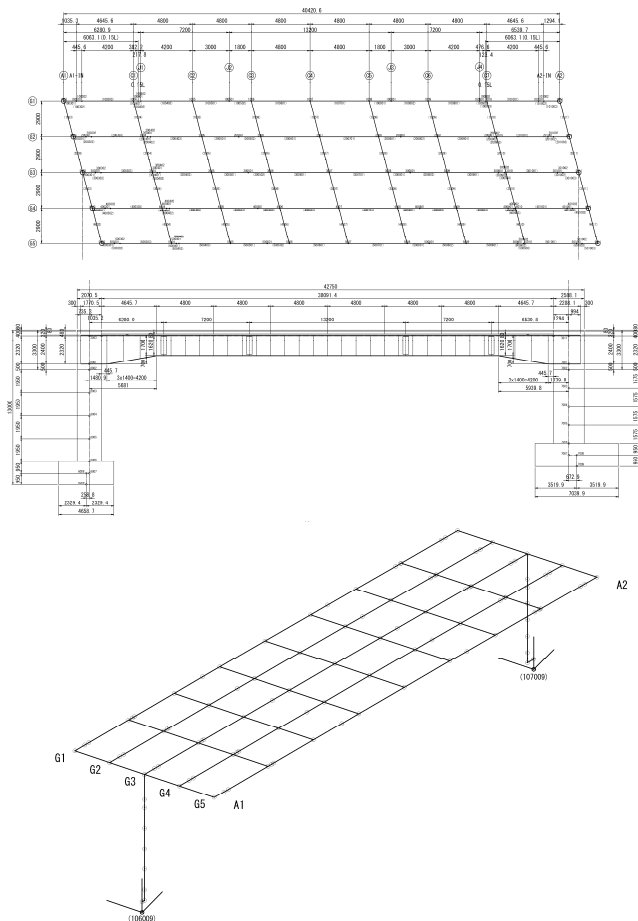


図-7 解析モデル

(4) 荷重ケース

本橋梁で考慮した荷重の組合せを表-2に示す。

作用の組合せ	設計状況の区分	荷重組合せ係数 γ_p と荷重係数 γ_q の値													
		D	L	PS, CR, SH	E, HP, U	TH	TF	SW	EQ	D	L	PS, CR, SH	E, HP, U	TH	TF
① D	永続作用支配状況	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05
② D+L		1.00	1.05	1.00	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05
③ D+TH		1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.00	—	—	—	—
④ D+L+TH	変動作用支配状況	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	—
⑤ D+TH+EQ		1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
⑥ D+EQ		1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	1.00
⑦ D+EQ	偶発作用支配状況	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	—	—	—	1.00

死荷重 (D)	活荷重 (L)	プレストレス力 (PS)
コンクリートのクリープの影響 (CR)	コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH)	土圧 (E)
水圧 (HP)	浮力又は揚圧力 (U)	温度変化の影響 (TH)
温度差の影響 (TF)	雪荷重 (SW)	地震の影響 (EQ)

表-2 荷重の組合せ

(5) 解析ステップ

各施工段階で構造系が変化するため、施工手順を考慮した以下5つのステップで解析した。

STEP1 下部工施工時

STEP2 鋼桁架設時 : 端部剛結前, 合成前

STEP3 剛結部打設時 : 端部剛結前, 合成前

STEP4 床版施工時 : 端部剛結後, 合成前

STEP5 完成時 : 端部剛結後, 合成後

(橋面工, 背面土圧, 活荷重, 地震荷重)

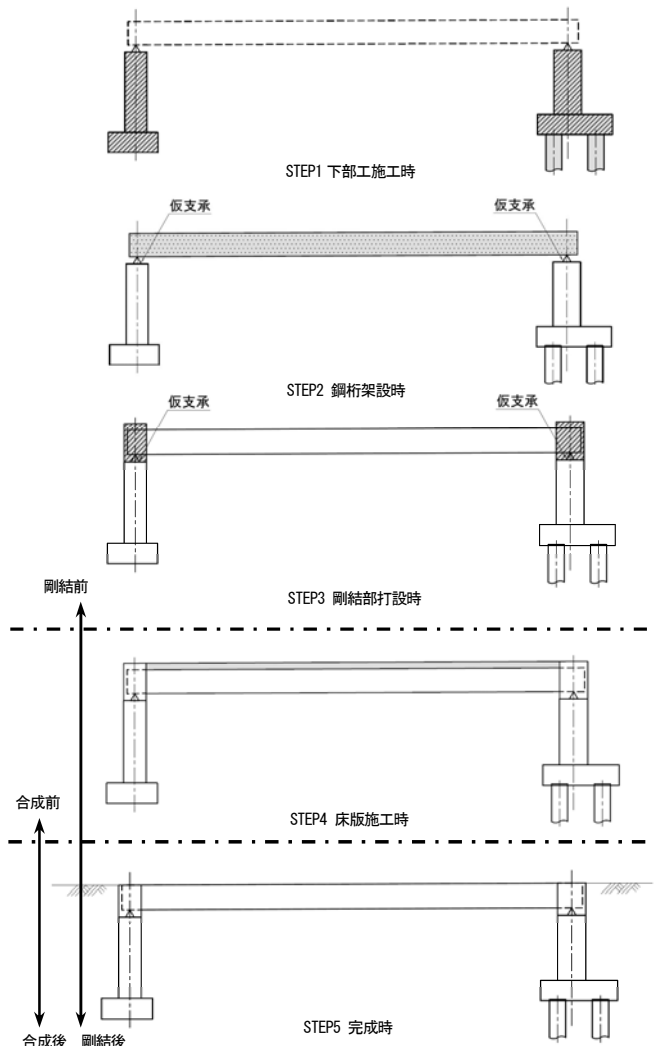


図-8 解析ステップ

(6) 偶発作用(レベル2地震動)に対する照査

本橋梁は、中間層(Rag 層)が液状化するため、レベル2地震動に対する安全性を照査する必要がある。そのため、静的な地震力を増加させて、変位との関係から橋全体系の非線形挙動を評価するプッシュオーバー解析により、堅壁と杭基礎の安全性を確認した。

図-10より、レベル2地震時の設計水平震度と比べて堅壁が終局する際の震度は大きく、十分な耐力を有している。また、レベル2地震時に全ての杭が降伏に至らず、基礎の安全性を確保していることも確認した。

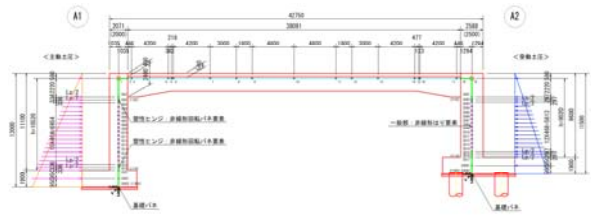


図-9 プッシュオーバー解析モデル

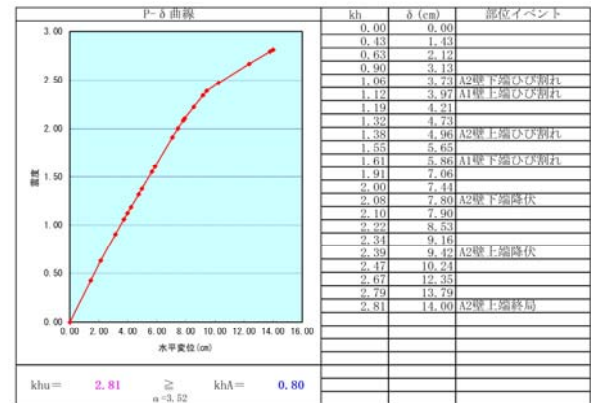


図-10 レベル2地震時における堅壁の安全性

3. 接合部の配慮事項

(1) 接合部を剛結する時期

架設方法はトラッククレーンベント架設を採用しているが、ベント撤去と剛結部のコンクリート施工の順序により、隅角部の断面力が大きく異なる。以下 A, B の手順を想定し、図-12の通り隅角部の発生断面力が小さい A を採用する。

A : ①ベント設置・鋼桁架設, ②ベント撤去, ③コンクリート打設, ④床版コンクリート打設

B : ①ベント設置・鋼桁架設, ②剛結部のコンクリート打設, ③ベント撤去, ④床版コンクリートの打設

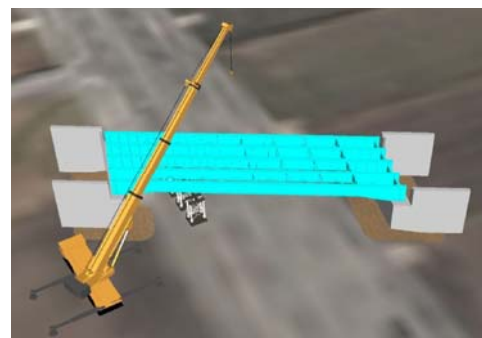


図-11 鋼桁の架設

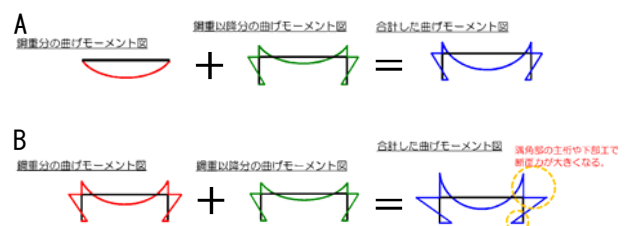


図-12 剛結手順による曲げモーメントの差異³⁾

(2) 干渉チェック

接合部は上部工の鋼材、下部工鉄筋、剛結までの期間主桁を支持する仮支承などが錯綜する。干渉が懸念されるため、CIMモデルを用いた干渉確認を行った。

確認の結果、主桁スタッドを 90° で配置した場合、床版下面鉄筋と干渉するため、支間部のスタッド設置角度は 75° とした。また、仮支承との干渉が懸念される鉄筋は、位置変更等で対応した。

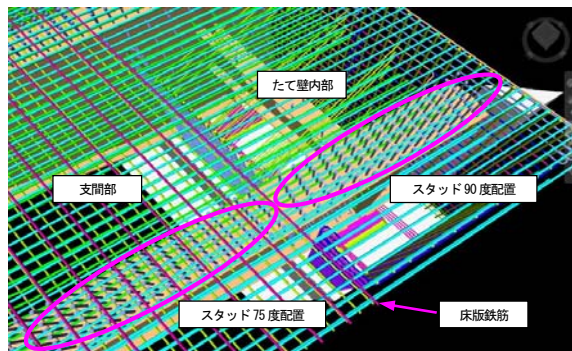


図-13 接合部の干渉確認結果

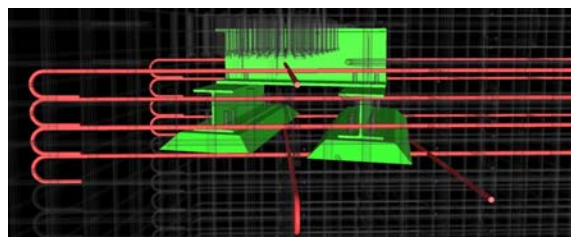


図-14 仮支承と鉄筋との干渉確認結果

(3) FEM解析による応力度分布の確認

本橋梁は桁高変化を有し、A1 支点部では必要スタッド本数を配置するため、フランジ幅を拡げている。そのため、FEM解析を用いて桁高変化部および剛結部のフランジに発生する応力を確認した。

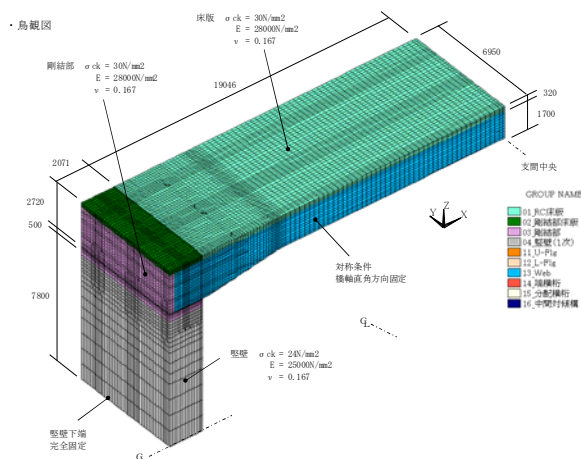


図-15 FEM解析モデル

図-16 に、FEM解析の結果を示す。桁高一定ブロックの下フランジ側、縦壁前面の上フランジ側および下フランジ側で応力度が最大となる箇所が確認された。いずれも設計計算で算出した応力度より小さいため、安全側の結果となった。

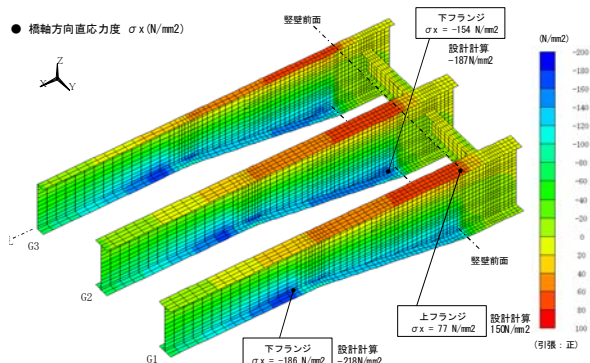


図-16 FEM解析結果

4. 維持管理計画

本橋梁は、複合ポータルラーメン橋のため支承を設置しない。ただし、接合部の劣化が懸念されるため、下部工検査路を設置する。点検・修繕活動は、上部工検査路、下部工検査路、高所作業車を併用して行う計画とした。

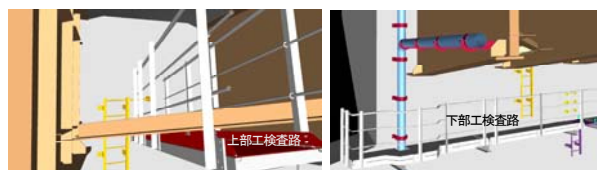


図-17 検査路の設置状況

あとがき

本設計では、斜角や桁高変化を有し、中間層に液状化地盤のある橋梁に複合ポータルラーメン橋を採用し、レベル2地震時の照査やFEM解析により、その安全性を確認した。また、剛結部は部材が錯綜するため、CIMモデルを活用して干渉チェックを行い事前に干渉を回避できた。今後は、長支間橋梁への適用など適用範囲の拡大が課題である。

最後に、橋梁詳細設計にあたり多大なご指導・ご助言をいただいた関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- (1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編，H29.11，pp.146，154
- (2) (独)土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書(その2) 橋台ジョイントレス構造の設計・施工ガイドライン，H29.8，pp.9
- (3) (社)日本橋梁建設協会：施工と維持管理に配慮した鋼橋設計時の留意点，H26.6，pp.82，83

鉄道耐震基準に基づく性能照査結果の統計的性質の調査

～ラーメン高架橋を対象とした検討～

中央復建コンサルタンツ(株)

○千本 七虹

青田 周平

今村 年成

(公財) 鉄道総合技術研究所

田中 仁規

坂井 公俊

曾我 大介

(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構

井上 翔

西 恭彦

論文要旨

近年の耐震基準で設計された鉄道構造物は、大規模地震においても大きな被害は発生しておらず、耐震基準は一定の有効性を有していると考えられる。その一方で、耐震設計のさらなる合理化、適正化を考える場合には、構造物の設計事例の抽出、整理も重要である。そこで本検討では、多数のラーメン高架橋を対象として、照査結果の統計的性質を整理することで、耐震設計の今後を見据えた基礎情報の整理を行った。

キーワード：鉄道構造物、耐震基準、ラーメン高架橋、性能照査、統計的性質

まえがき

土木構造物の耐震設計は、過去に発生した大規模地震の経験を踏まえて見直し、高度化が進められている。その結果、近年設計・建設された構造物は、大規模地震において深刻な被害に至るケースは限られている等、現在の耐震基準は一定の有効性、信頼性を有していると考えられる。

鉄道構造物の耐震設計¹⁾は、要求性能の設定、設計地震動の設定、構造物の応答値算定、性能照査という流れで実施されることが一般的であり、耐震設計のさらなる高度化を考える場合には、各要素をさらに高度化、適正化していく必要がある。こうした中で、重点的に検討を行う要素を適切に把握するためには、現在の基準で設計された構造物

の実態を把握することも重要である。

そこで本検討では、近年の耐震基準で設計された多数のラーメン高架橋を対象として、照査結果の統計的性質を整理することで、耐震設計の今後を見据えた基礎情報を把握することを目的とする。

1. 対象構造物および抽出する内容

(1) 対象とする構造物

本検討で対象とするのは、近年の鉄道構造物の耐震基準¹⁾に従って設計された新幹線の杭基礎ラーメン高架橋 120 連とした。対象とする杭基礎ラーメン高架橋の形状の例を図-1 に示す。また、対象構造物の基本情報を表-1 に示す。

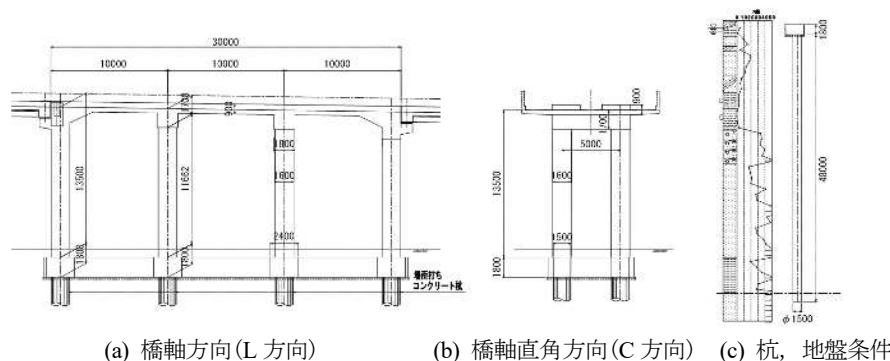


図-1 対象とする杭基礎ラーメン高架橋の形状の例

表-1 対象構造物の基本情報

(a) 柱高	
柱高(m)	連数(連)
～10	47
10～15	50
15～20	19
20～	4
合計	120

(b) 杭長	
杭長(m)	連数(連)
～20	31
20～30	57
30～40	17
40～	15

(c) 地盤種別		
地盤の固有周期(s)	地盤種別	連数(連)
～0.25	G2 地盤	31
0.25～0.5	G3 地盤	28
0.5～0.75	G4 地盤	28
0.75～1.0	G5 地盤	33

(d) 液状化指数 P_L (標準L2地震動スペクトルI)

液状化指数 P_L	連数(連)
$P_L < 5$	4
$5 \leq P_L < 20$	33
$20 \leq P_L$	36
情報なし	47

(e) 液状化指数 P_L (標準L2地震動スペクトルII)

液状化指数 P_L	連数(連)
$P_L < 5$	5
$5 \leq P_L < 20$	35
$20 \leq P_L$	38
情報なし	42

(2) 抽出する項目の整理

各構造物の設計計算書から、図-1 に示した構造物諸元、地盤条件のほか、表-2 に示す各項目の抽出を行った。対象方向は橋軸方向、橋軸直角方向の2方向を個別に取り扱うこととし、同一の要求性能、地震動等について慣性力設計

や液状化設計、応答変位法の複数ケースで検討を行うものについては、このすべてを対象とした。

ここで、鉄道構造物に要求される性能と照査・確認項目の関係を概説する。まず安全性(破壊)では、L2 地震動に対して部材の損傷レベルの照査と基礎の安定レベルの照査を行っている。また、安全性(走行安全性)では、少なくとも L1 地震動に対して $khL1/khy$ や基礎の安定レベル、軌道面の不同変位、振動変位の照査を行っている。

次に復旧性(損傷)では、標準 L2 地震動スペクトル II (以下、 $SpcII$) に対して部材の損傷レベルと基礎の安定レベルの照査を行っている。新幹線構造物のように重要度の高い構造物に関して、L2 地震動と $SpcII$ が一致する条件では、復旧性(損傷)の照査は、安全性(破壊)の照査よりも厳しくなる。このような場合には、安全性(破壊)の照査は省略している。

損傷過程に関しては、柱と杭の降伏順序の確認を、破壊形態に関しては曲げ先行破壊の確認を行う。

表-2 分析の対象とする要求性能、照査・確認項目等の概要

要求性能	性能項目	照査・確認項目	設計地震動
安全性	破壊	損傷レベル	L2地震動
		基礎の安定レベル3	
	走行 安全性	$khL1/khy$	少なくともL1 地震動
		基礎の安定レベル1	
		軌道面の不同変位 軌道面の振動変位	
復旧性	損傷	損傷レベル 基礎の安定レベル2	当面は $SpcII$
損傷 過程	—	柱と杭の降伏順序	—
破壊 形態	—	曲げ先行破壊	

2.抽出した各項目の分析

前章で整理した各項目を抽出した結果を箱ひげ図を用いて要求性能ごとに整理する。ここで、箱ひげ図とは、最大値、最小値、四分位数、平均値、外れ値の情報を表現したグラフである(図-2)。箱で示される第1四分位数から第3四分位数の間に全体の50%が含まれていることを意味する。

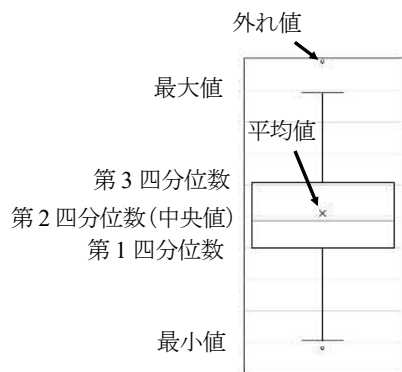


図-2 箱ひげ図

(1) 走行安全性の照査に関する分析結果

走行安全性とは、地震時において車両が脱線に至る可能性をできるだけ低減するための性能である。この時には、L1 地震動に対して①構造物が降伏しないこと($khL1/khy \leq 1.0$)、②構造境界における軌道面の不同変位が列車の走行安全上要求される限界値以内に収まること、③構造物の横方向の振動変位が一定値以内に収まること、を一般的に確認している。ここで、 $khL1$ は L1 地震動における構造物の応答震度を示し、 khy は構造物の降伏震度を示す。

これら各項目の照査値をまとめた結果を図-3 に示す。横軸の L および C は、それぞれ橋軸方向および橋軸直角方向を示す。

$khL1/khy$ の照査値に着目すると、橋軸方向 (L 方向)、橋軸直角方向 (C 方向) とともに中央値が 0.9 程度となっており、他の項目と比較して相対的に大きな値を示している。このことは、柱の降伏震度に対して L1 地震動での応答震度が 0.9 倍程度になるように柱の軸方向鉄筋の配置量を決定していることを意味する。

続いて不同変位と振動変位については、照査値の第3四分位数は 0.8 程度となっている。その一方で数量としては少ないものの照査値が 1.0 に近いケースもあり、相対的に不同変位、振動変位が設計時の決定ケースになるような状況もある。このような場合の対応として、柱間隔を広げたり、斜杭構造を選択するなどの措置を取ることもあるが、ここでは詳細な説明は省略する。

以上より、走行安全性という観点では、相対的に $khL1/khy$ の照査が決定ケースとなっており、柱の軸方向鉄筋の配置量はこれによって決定されるケースが多いことが確認された。

(2) 損傷過程の確認に関する分析結果

構造物の損傷過程として、地震後の復旧を容易にするために、柱を杭より先行降伏させることが望ましい。この結果を確認するために、柱の降伏震度を杭の降伏震度で割った値を照査値として縦軸に取ったグラフを図-4 に示す。

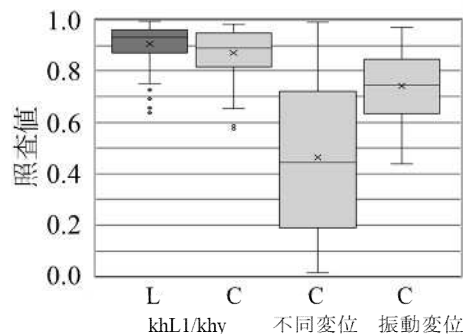


図-3 走行安全性の照査

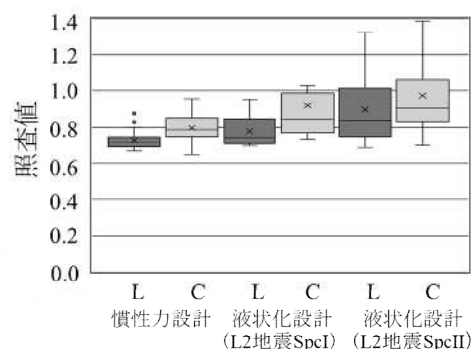


図-4 損傷過程(柱と杭の降伏順序)の確認

これを見ると、地盤の液状化影響を無視した慣性力設計において、橋軸方向 (L 方向)、橋軸直角方向 (C 方向) とともに、照査値が概ね 0.8 程度になっている。このことから、杭の降伏震度が柱の降伏震度よりも多少大きくなるように配慮されており、これにより杭の軸方向鉄筋の配置量が決定されていることが推察される。

なお、どのケースにおいても橋軸直角方向 (C 方向) の方が橋軸方向 (L 方向) より照査値が厳しい傾向にある。これはラーメン高架橋では橋軸直角方向 (C 方向) は 1 径間であることが一般的であり、相対的にロッキングの影響が大きくなるためと考えられる。

以上をまとめると、杭の軸方向鉄筋は、慣性力設計で柱先行降伏とすることにより決定されている。なお、液状化設計においては、杭先行降伏で設計されるケースも散見される。

(3) 破壊形態の確認に関する分析結果

破壊形態の確認とは、構造物全体の脆性的な破壊を防止するために、構造物を構成する各部材に発生するせん断力や曲げモーメントを追跡し、せん断耐力と曲げ耐力を比較することで、曲げ先行破壊となることを確認する行為である。

破壊形態に関する確認結果(Vmu/Vud)を部材毎に整理した図をまとめて図-5 に示す。ここで Vmu は部材が曲げ耐力に達する時の発生せん断力、 Vud は部材の設計せん断耐力

力であり、 V_{mu}/V_{ud} から以下のように破壊形態を判定できる。

$V_{mu}/V_{ud} \leq 1.0$: 曲げ破壊形態

$V_{mu}/V_{ud} > 1.0$: せん断破壊形態

まず、図-5(a) 上層梁の確認結果に着目する。慣性力設計と液状化設計を比較すると、慣性力設計の方が厳しく、 V_{mu}/V_{ud} の中央値は 0.8 以上の値となっているとともに、橋軸方向 (L 方向) と橋軸直角方向 (C 方向) で大きな差はない。続いて図-5(c) の柱の結果についても概ね同様の傾向を示しており、慣性力設計が決定ケースとなっている。次に、図-5(b) 地中梁の確認結果に着目すると、液状化設計においても V_{mu}/V_{ud} が 0.9 程度となるケースが存在し、液状化設計も決定ケースになることがあると言える。また、橋軸直角方向 (C 方向) では V_{mu}/V_{ud} のばらつきが大きい、これについてはさらなる分析が必要である。

最後に、図-5(d) 杭の確認結果について述べる。上層梁や柱と同様に慣性力設計が決定ケースとなっている。液状化設計が決定ケースとならない理由は、①最も大きなせん断力が発生する部位は杭頭部であること、②柱が降伏するまで杭は降伏しないように設計されていること、③杭頭部に発生するせん断力は柱の曲げ耐力に依存することの3点が考えられる。

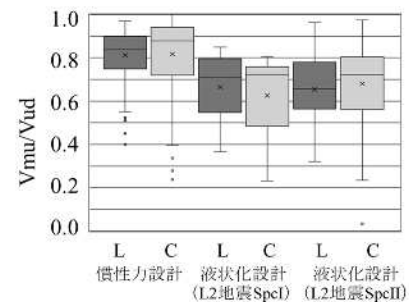
以上より、上層梁、柱、杭のせん断補強鉄筋は、慣性力設計における破壊形態の確認で決定されることが多い一方で、地中梁のせん断補強鉄筋は、液状化設計でも決定される場合があると言える。

(4) 復旧性 (損傷レベル) の照査に関する分析結果

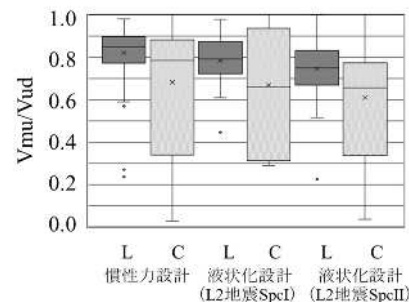
復旧性 (損傷レベル) の照査では、地震後に短期間で機能回復できる状態であることを保証するために、応答部材角や応答曲率が設計限界値以下であることを確認している。この設計限界値は、部材の損傷状況や帯鉄筋・スタラップの配置量、復旧容易性に応じて、表-3 のように定義されている。また、地震後の復旧容易性は損傷部位によって異なることを勘案して、損傷レベルの限界値は部材毎に設定する。

この復旧性 (損傷レベル) に関する照査結果を図-6 に示す。縦軸には応答回転角や応答曲率と設計限界値との比を照査値として示している。

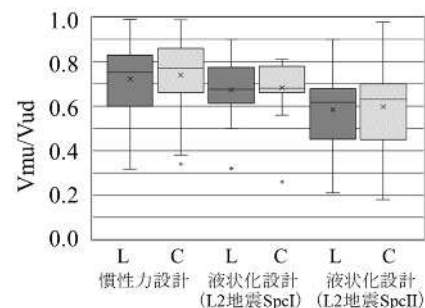
まず、図-6(a) 上層梁の照査結果に着目すると、どのケースにおいても橋軸方向 (L 方向) より橋軸直角方向 (C 方向) の方が照査値が厳しい傾向にある。これは、橋軸方向 (L 方向) はせん断スパンが長く、じん性が期待できるので損傷レベル 2 まで許容されるのに対し、橋軸直角方向 (C 方向) は低せん断スパン比の部材でじん性が期待できないので、損傷レベル 1 に制限されることが多いためで



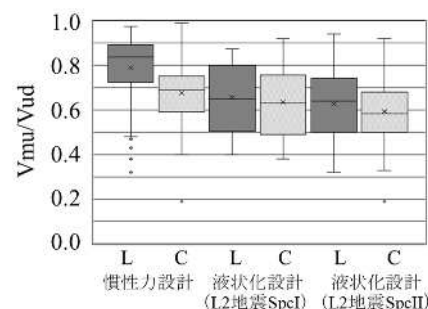
(a) 上層梁



(b) 地中梁



(c) 柱



(d) 杭

図-5 破壊形態 (曲げ先行破壊) の確認

表-3 損傷レベルに対する補修のイメージ

	部材の状態	補修・修復方法の例
損傷 レベル1	無損傷	無補修(必要により耐久性上の配慮)
損傷 レベル2	場合によっては 補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入・断面修復
損傷 レベル3	補修が必要な損傷	帯鉄筋等の修正、鋼板巻立て等による補強

ある。また、検討ケースに着目すると、応答変位法（地盤変位主体慣性力下限）におけるケースを除いて、どの検討ケースも決定ケースになり得る。

図-6(b) 地中梁についても同様であるが、慣性力設計よりも応答変位法（慣性力主体地盤変位上限）の方が厳しい傾向にある。

次に、図-6(c) 柱の照査結果を見ると、慣性力設計が決定ケースになっている一方で、応答変位法（地盤変位主体慣性力下限）や液状化設計は照査値が顕著に低いことが確認できる。

最後に図-6(d) 杭の照査値は、全てのケースで値が低くなっている。これは、構造物が柱先行降伏になるように設計されているためであると考えられる。

以上より、一般的に帯鉄筋やスターラップの配置量を決定する復旧性（損傷レベル）の照査では、柱部材は慣性力設計で決定されることが多く、杭は余裕度が高い場合が多い。また、橋軸直角方向（C方向）の上層梁や地中梁については低せん断スパン比部材となることが多く、損傷レベル1限界に抑えるように軸方向鉄筋配置量が決定される場合が多いことが分かった。

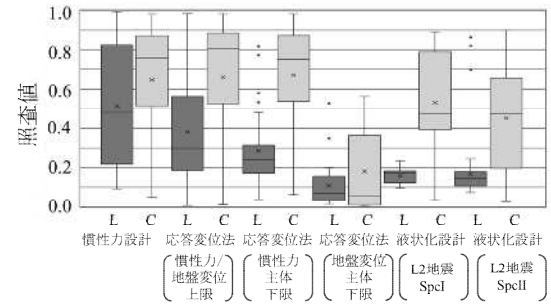
(5) 基礎の安定レベルに関する照査値の分析

表-2 に示すように、基礎の安定レベルに関しては、安全性（破壊）では L2 地震動に対して安定レベル 3 を、安全性（走行安全性）では L1 地震動に対して安定レベル 1 を限界値として設計することになっている。また、新幹線構造物のように重要度の高い構造物に対しては、復旧性（損傷）において SpcII に対して安定レベル 2 を限界値として設計することになっている。

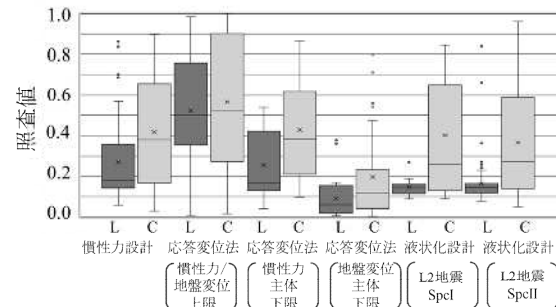
安全性（破壊）で用いられる L2 地震動には、SpcI と SpcII の 2 つの地震動が含まれる。慣性力設計や応答変位法においては、SpcI と SpcII とで応答値が一致することが分かっているため、SpcI に対する設計を省略することが一般的である。

また、基礎の安定レベルについては、残留鉛直変位（鉛直）、残留水平変位（水平）、残留傾斜（傾斜）および基礎部材等の損傷の 4 項目を照査することになっている。このうち基礎部材等の損傷については上記 (2) および (4) に示しているため、ここでは残りの 3 項目についての結果を示す。

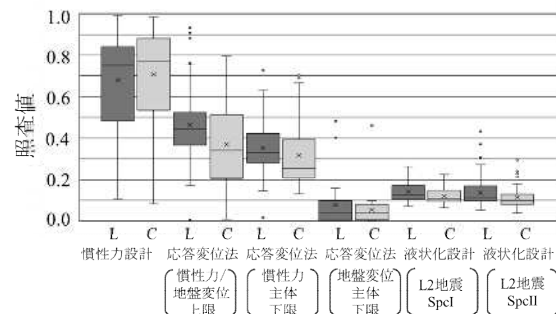
これらをまとめると、L1 地震動に対して基礎の安定レベル 1 を限界値とした設計を行う。その結果を図-7 に示す。また、SpcII に対して安定レベル 2 を限界値とした設計を行う他、液状化設計では SpcI に対して安定レベル 3 を限界値とした設計も追加で行う。その結果を図-8 に示す。図-7、図-8 とともにグラフの縦軸は、応答値/制限値の値を照査値



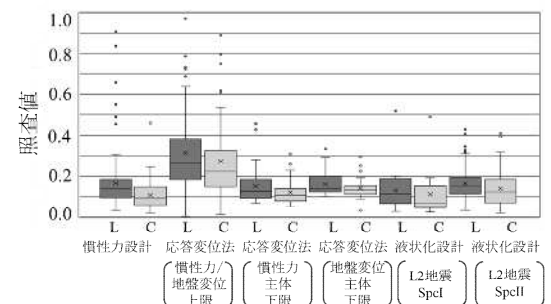
(a) 上層梁



(b) 地中梁



(c) 柱



(d) 杭

図-6 復旧性（損傷レベル）の照査

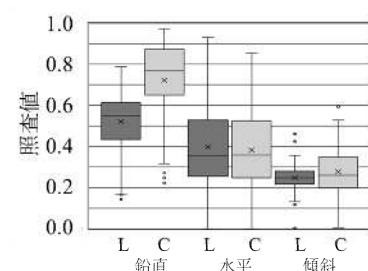


図-7 基礎の安定レベルに関する照査 (L1地震動)

として示す。

残留鉛直変位(鉛直)の結果に着目する。図-7及び図-8(a)ともに鉛直の照査では、橋軸方向(L方向)より橋軸直角方向(C方向)の方が照査値が大きい。その理由は、ラーメン高架橋の場合、橋軸直角方向(C方向)は1径間であることが一般的であり、かつ橋軸方向(L方向)に比べて杭間隔が狭いためである。L1地震動とL2地震動の照査値を比較すると、L1地震動の方が相対的に大きな値となっている。

次に、残留水平変位(水平)の結果に着目する。図-7及び図-8(b)ともに橋軸方向(L方向)と橋軸直角方向(C方向)とで照査値に大きな差はなく、比較的余裕がある。

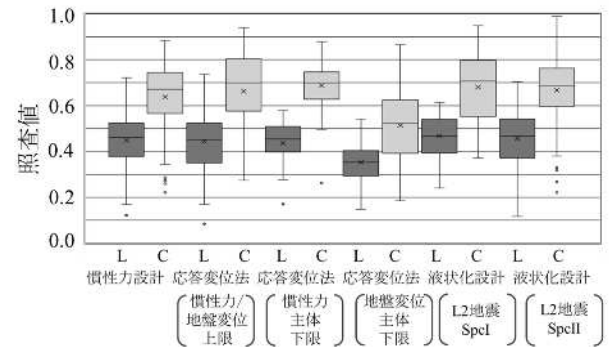
最後に、残留傾斜(傾斜)の結果に着目する。図-7は橋軸方向(L方向)より橋軸直角方向(C方向)の方がやや照査値が大きい、相対的に余裕がある。図-8(c)は慣性力設計および応答変位法(慣性力主体地盤変位上限、慣性力主体地盤変位下限)で残留傾斜の照査値が大きい場合がある。

以上より、L1地震動における残留鉛直変位(鉛直)が最も厳しい傾向にある他、SpclIにおける残留傾斜(傾斜)でも厳しいケースがある。その他のケースでは比較的余裕があることが確認された。

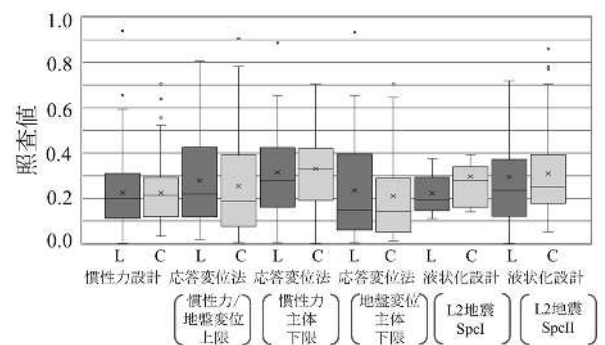
3. まとめ

本検討では、耐震設計の今後を見据えた基礎情報を把握することを目的として、近年の耐震基準で設計された多数のラーメン高架橋の照査結果の統計的性質を整理した。得られた結論は次のとおりである。

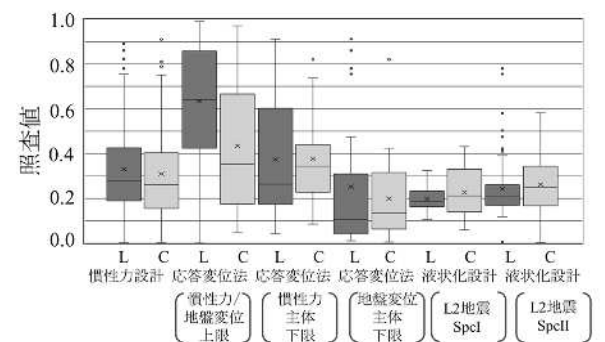
- ・柱の軸方向鉄筋の配置量は、khL1/khyの照査で決定されるケースが多い。
- ・杭の軸方向鉄筋は、非液化化時の降伏順序によって決定されるケースが多い。
- ・上層梁・柱・杭のせん断補強鉄筋は、非液化化時の破壊形態の確認で決定されることが多い。地中梁については、慣性力設計のほか、液化化設計でも決定されることがある。
- ・帯鉄筋やスターラップの配置量は、柱においては慣性力設計で決定されることが多い。杭については、比較的余裕度が高い場合が多い。
- ・橋軸直角方向(C方向)の上層梁や地中梁は、低せん断スパン比部材となることが多く、損傷レベル1限界に抑えるように軸方向鉄筋配置量が決定されることが多い。
- ・基礎の安定レベルは、L1地震動における残留鉛直変位(鉛直)が最も厳しい傾向にある他、SpclIにおける残留傾斜(傾斜)でも厳しいケースがある。



(a) 残留鉛直変位



(b) 残留水平変位



(c) 残留傾斜

図-8 基礎の安定レベルに関する照査(L2地震動)

あ と が き

本検討の結果は、耐震設計の今後を考える際の基礎資料として有用である。今後は、他の構造形式を対象とした検討、構造物断面の合理化や設計ケースの合理化に向けた検討についても引き続き実施していく。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012。

応力度測定結果を踏まえた鋼合成鉄桁橋の耐荷性能評価

中央復建コンサルタンツ株式会社 ○門 田 拓 樹
中央復建コンサルタンツ株式会社 森 彩
中央復建コンサルタンツ株式会社 白 谷 昌 也
中央復建コンサルタンツ株式会社 大 橋 晃 平

論文要旨

対象橋梁は、昭和40年代後半に建設された都市内高架橋の鋼単純合成鉄桁橋（支間長 $L=34\text{m}$ 、RC床版）であり、昭和60年代前半に床版が鋼板接着と縦桁増設により補強されている。現行基準（B活荷重）による照査の結果、主桁の発生応力度が許容値を20%程度超過していたため、鋼床版への取替えによる補強が検討されていた。しかしながら、対策を行う場合、補強工事に伴う通行止めが必要となることから、周辺交通への影響が懸念された。

本稿では、大型車交通量が減少傾向にある交通状況を考慮した上で、補強対策自体が必要かどうかを判断するために実施した二つの耐荷性能検証「応力度測定を用いた実際の交通量を反映した耐荷性能評価」、実構造における主桁と床版（鉄筋コンクリート）の合成作用を考慮した耐荷性能評価」についての検討内容を報告する。

キーワード：鋼合成鉄桁橋、耐荷性能照査、応力度測定、中立軸、鋼と床版コンクリートのヤング係数比 n

まえがき

近年、高度経済成長期に建設された橋梁の耐荷力不足や老朽化対策のため、床版取替えや架替えなどの更新事業が多く進められている。しかしながら、対策を行う場合、通行止めが伴う工事になることから、周辺交通への影響（工事期間の長期化）や膨大な費用の発生が問題となっている。

一方、道路網の整備により、都市部への交通集中を避けるためのバイパス機能を有する高速道路等の建設が進められ、一般道の大型車交通量は減少傾向にある。特に、都市部の大型車交通量は、大幅に減少している（図-1）。

本稿では、これらの交通状況を踏まえた上で、補強対策自体の要否を判断することを視野に入れ、検討を行った。

1. 対象橋梁の概要

対象橋梁の概要を表-1に示す。対象橋梁は片側2車線の道路橋（図-2）である。また、下部工は耐震補強済みである（図-3）。

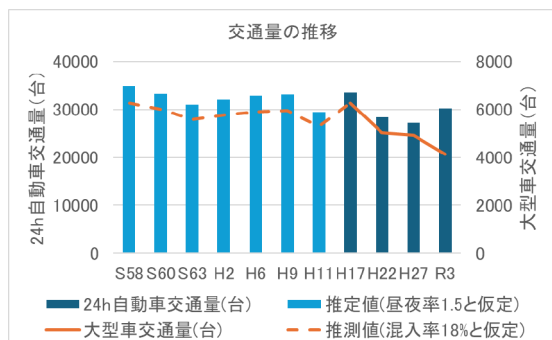


図-1 近隣交差点の交通量の推移（センサス¹⁾より）

表-1 対象橋梁の概要

竣工年		昭和40年代後半
上部工形式		鋼単純合成鉄桁橋（支間長34.0m）
上部工の補強履歴		昭和60年代前半 床版補強（鋼板接着工・増し桁取付工）
下部工の補強履歴		耐震補強（RC巻立て工、鋼板巻立て工）
適用基準	竣工時	昭和39年 鋼道路橋設計示方書・鋼道路橋製作示方書 昭和40年 鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針
	上部工補強時	昭和55年 道路橋示方書・同解説
	下部工補強時	平成8年 耐震設計・施工要領（案）
使用材料	鋼材（主構造）	SM50（ $\sigma_{sca}=1800\text{kg}/\text{cm}^2$, $\sigma_{sta}=1900\text{kg}/\text{cm}^2$ ） SS41（ $\sigma_{sca}=1300\text{kg}/\text{cm}^2$, $\sigma_{sta}=1400\text{kg}/\text{cm}^2$ ）
	コンクリート（床版）	$\sigma_{ck}=280\text{kg}/\text{cm}^2$, $\sigma_{ca}=80\text{kg}/\text{cm}^2$
活荷重		竣工時：TL-20

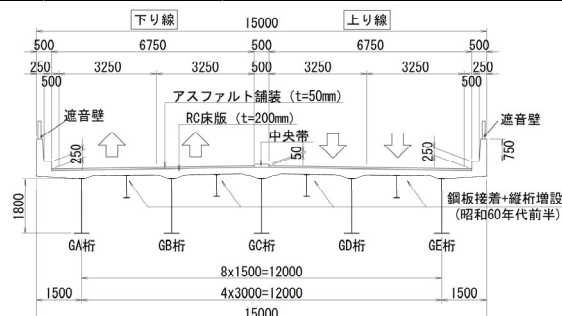


図-2 上部工断面図

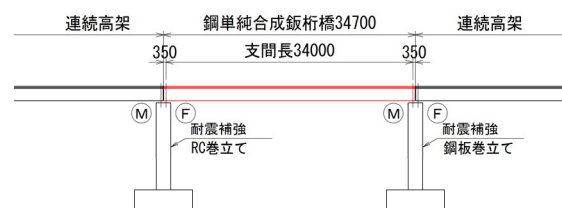


図-3 側面図

張応力度は 12.7~14.3N/mm² となり、実構造でも主桁と床版の合成作用の効果があることを確認した。

横断方向の応力度分布を図-6に示す。外桁(GA桁)の「測定応力度/B活荷重載荷による応力度」は0.16であり、GB桁、GC桁と比べ比率が小さいことを確認した。実車両の主桁ごとの断面力比率は設計上(B活荷重)の比率よりも外桁に載荷される割合が小さいことを確認した。

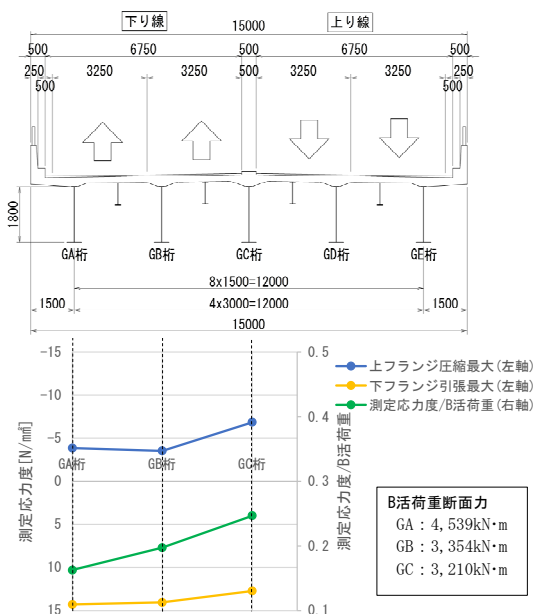


図-6 横断方向の測定応力度分布

4. 測定応力度結果による検証

4.1 測定応力度を用いた現況照査

B活荷重載荷による発生応力度を測定応力度に置き換えて上部工の耐荷性能の照査を行った。支間中央における照査結果を表-4に示す。実際の通行車両の測定応力度を用いた照査の結果、B活荷重載荷による照査で満足しなかった下フランジの発生応力度が許容応力度以下となる結果を得た。実際に通行している車両の荷重であれば、補強対策を行わなくても問題がないことを確認した。

4.2 実構造の合成作用の影響

(1) 上下フランジの測定応力の割合

設計で想定した合成作用が得られているかどうかを確認するため、主桁断面に発生している応力度の合計(上フランジと下フランジの応力度の差)に対する上フランジと下フランジの応力度の割合を指標として用いる検証を行った。

測定応力度の割合をB活荷重の割合で除した割合比率を確認した結果(表-5)、下フランジは、0.73~0.94と8~9割前後の比率であるが、上フランジは1.33~3.58倍の比率となっている。設計で想定している床版の合成作用の

表-4 測定応力度を踏まえた照査結果

		GA桁	GB桁	GC桁
UF1g	①前死荷重	-170.3	-162.5	-160.3
	②後死荷重	-4.2	-2.6	-2.1
	③死荷重(①+②)	-174.5	-165.1	-162.4
	④クリープ	-9.3	-7.3	-6.7
	⑤乾燥収縮	-10.7	-10.6	-10.3
	⑥B活荷重	-16.8	-9.9	-7.6
	⑦測定応力度	-3.9	-3.5	-6.9
	$\sigma_{su}(B活)$ (③+④+⑤+⑥)	-211.3	-192.9	-187.0
	$\sigma_{su}(測定)$ (③+④+⑤+⑦)	-198.4	-186.5	-186.3
	σ_a	212.7	212.7	212.7
LF1g	①前死荷重	98.3	103.6	108.1
	②後死荷重	23.6	20.8	19.4
	③死荷重(①+②)	121.9	124.4	127.5
	④クリープ	1.5	1.4	1.4
	⑤乾燥収縮	1.8	2.1	2.2
	⑥B活荷重	94.9	79.2	71.7
	⑦測定応力度	14.3	14.1	12.7
	$\sigma_{su}(B活)$ (③+④+⑤+⑥)	220.1	207.1	202.8
	$\sigma_{su}(測定)$ (③+④+⑤+⑦)	139.5	142.0	143.8
	σ_a	185.0	185.0	185.0
Web	①前死荷重	-7.1	5.1	-6.8
	②後死荷重	-3.2	1.0	-1.7
	③死荷重(①+②)	-10.3	6.1	-8.4
	⑥B活荷重	-18.3	15.4	-15.2
	⑦測定応力度	-3.0	3.0	-3.7
	$\tau(B活)$ (③+⑥)	-28.6	21.5	-23.6
	$\tau(測定)$ (③+⑦)	-13.2	9.1	-12.2
	τ_a	105.0	105.0	105.0
	$\tau_a/\tau_{su}(測定)$	0.13	0.09	0.12
	B活荷重	1.43	1.27	1.21
合成 応力度	測定応力度	0.89	0.78	0.78
	安全率	1.20	1.20	1.20

単位: N/mm², +: 引張応力, -: 圧縮応力

【凡例】青字: 発生応力度<許容応力度,

赤字: 発生応力度>許容応力度

効果があれば、上フランジの応力度の割合比率はB活荷重と同等(割合比率)になると想定されるが、下フランジは1.0を少し下回り、上フランジは1.0を大幅に超える値となった。

以上のように、割合比率で上フランジの比率が下フランジより大きいことを踏まえると、設計で想定した合成作用は実構造で得られず、図-7のように実構造の中立軸位置が設計で想定している位置よりも下がっていると推測される。

表-5 測定応力度とB活荷重による応力度の比率

桁	位置 (下面)	測定応力度 (N/mm ²)		B活荷重による 応力度 (N/mm ²)		割合※1 比率 (測定値 /計算値)
		測定値	割合※1	計算値	割合※1	
GA桁	UF1g	-3.59	0.20	-16.8	0.15	1.33
	LF1g	14.29	0.80	94.9	0.85	0.94
	差※2	17.88	—	111.7	—	—
GB桁	UF1g	-3.36	0.19	-9.9	0.11	1.74
	LF1g	14.05	0.81	79.2	0.89	0.91
	差※2	17.41	—	89.1	—	—
GC桁	UF1g	-6.64	0.34	-7.6	0.10	3.58
	LF1g	12.70	0.66	71.7	0.90	0.73
	差※2	19.34	—	79.3	—	—

+ : 引張応力, - : 圧縮応力

※1 応力度/差の値: UF1gとLF1gの測定応力度の割合

※2 UF1gとLF1gの応力度の差

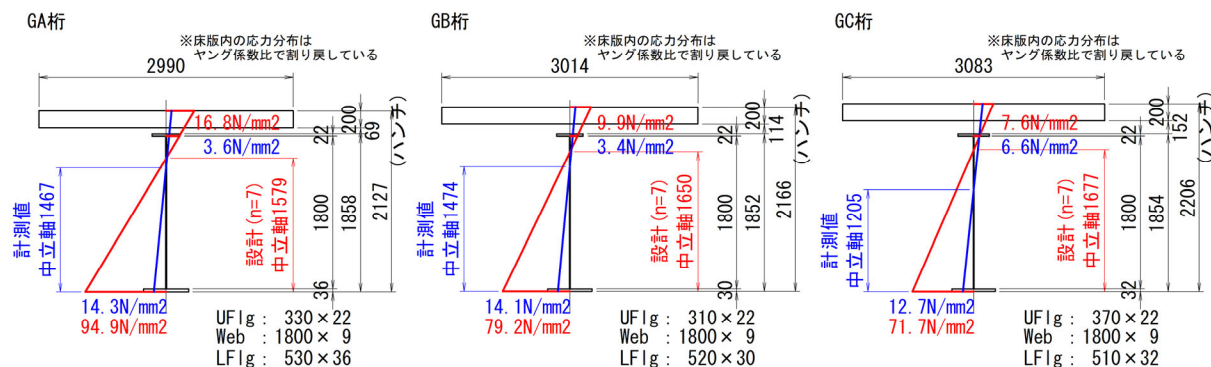


図-7 各桁の実構造の中立軸高さ

表-6 実構造の合成作用を考慮した照査結果

		GA桁		GB桁		GC桁	
		設計上(n=7)	実構造(n=10)	設計上(n=7)	実構造(n=13)	設計上(n=7)	実構造(n=30)
UF1g	①前死荷重	-170.3	-170.3	-162.5	-162.5	-160.3	-160.3
	②後死荷重	-4.2	-6.4	-2.6	-5.9	-2.1	-11.6
	③死荷重 (①+②)	-174.5	-176.7	-165.1	-168.4	-162.4	-171.9
	④クリープ	-9.3	-10.8	-7.3	-9.9	-6.7	-12.6
	⑤乾燥収縮	-10.7	-9.6	-10.6	-8.9	-10.3	-5.7
	⑦測定応力度	-3.9	-3.9	-3.5	-3.5	-6.9	-6.9
	σ _{su} (測定) (③+④+⑤+⑦)	-198.4	-200.9	-186.5	-190.7	-186.3	-197.1
	σ _a	212.7	212.7	212.7	212.7	212.7	212.7
	σ _a /σ _{su} (測定)	0.93	0.94	0.88	0.90	0.88	0.93
LF1g	①前死荷重	98.3	98.3	103.6	103.6	108.1	108.1
	②後死荷重	23.6	24.0	20.8	21.4	19.4	21.5
	③死荷重 (①+②)	121.9	122.3	124.4	125.0	127.5	129.6
	④クリープ	1.5	1.9	1.4	2.0	1.4	2.7
	⑤乾燥収縮	1.8	1.6	2.1	1.8	2.2	1.2
	⑦測定応力度	14.3	14.3	14.1	14.1	12.7	12.7
	σ _{su} (測定) (③+④+⑤+⑦)	139.5	140.1	142.0	142.9	143.8	146.2
	σ _a	185.0	185.0	185.0	185.0	185.0	185.0
	σ _a /σ _{su} (測定)	0.75	0.76	0.77	0.77	0.78	0.79

単位: N/mm², +: 引張応力, -: 圧縮応力
ハッチング部が合成後に作用する荷重による応力度

(2) 実構造におけるヤング係数比 n の検証

実構造における合成作用の効果を確認するため、測定応力度分布から得た実構造の中立軸の高さから合成作用の目安となる主桁とコンクリートのヤング係数比 n と設計で使用した n=7 との比率を算出した。算出の結果、GA 桁は 0.7(n=10)、GB 桁は 0.54(n=13)、GC 桁は 0.23(n=30) となり、設計で想定した合成作用に比べ2割〜7割程度の作用、ハンチ高が高い中桁ほど作用が小さいことを確認した。合成作用が小さい要因として、建設時の基準で床版と主桁の接合部付近の配筋細目が規定されておらず、ハンチ高が高いほどずれ止めの効果が低く、主桁と床版の合成作用が小さくなっていると想定される。

ここで、主桁とコンクリートの合成作用が小さい場合、発生応力度が増加するため、算出したヤング係数比 n を使用して、合成後の作用荷重に対し、支間中央における耐荷性能照査を実施した結果を表-6に示す。実構造の合成作用を考慮した場合でも下フランジの発生応力度が許容応力度以下となることを確認した。

あ と が き

測定応力度を用いた上部工耐荷性能照査では、発生応力度が許容応力度以下となることを確認した。また、主桁と床版の合成作用の効果を検証した結果、実構造では設計で想定した合成作用より低いことを確認した。合成後の作用荷重に対し、実構造の合成作用を考慮した場合でも下フランジの発生応力度が許容応力度以下となることを確認した。

以上の応力度測定結果による検証から、発生応力度が許容応力度以下であり、過去の橋梁点検で床版や桁の損傷がないこと、現在の大型車混入率が増大せず、今後、大型車交通量が更に減少する可能性が大きいことを踏まえ、現時点での補強は実施せず経過観察していくこととした。

参 考 文 献

- 1) 全国道路・街路交通情勢調査一般交通量調査結果
- 2) 応力頻度測定要領(案), 道路保全技術センター, H.8.3

トンネルの調査及びはく落対策工設計事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○ 上 田 竜 也

論文要旨

対象トンネルは、建設から 30 年以上経過しており、トンネル毎の健全度判定でⅢ判定とされたことから補修対策が必要とされた。とりわけ広範囲の打音異常部やブロック閉合の存在が特徴的であり、第三者被害の可能性が懸念される。これらの変状は発生メカニズム等の考察を行い適切な対策を行う必要がある。本稿では調査及びはく落対策工の事例を報告する。

キーワード：トンネル、維持管理、打音異常、覆工背面調査、はく落対策工

まえがき

高度経済成長期以降、集中的に建設されたインフラ施設は長い年月を経て老朽化が進行している。

2012 年 12 月の笹子トンネル天井版落下事故を境に、2014 年に国土交通省令により道路の維持・修繕に関する基準が制定された。これにより全国の道路トンネル約 1.1 万本において、5 年に 1 度の頻度で近接目視点検を実施し、健全性の診断をする必要がある。この健全性の診断に基づき、道路の効率的な維持・修繕を図るため、適切な対策を行う必要がある。本稿では、早晚、利用者に対して影響が及ぶ可能性が高いため、早期に措置を講じる状態とされる判定区分Ⅲ判定¹⁾の広範囲の打音異常部に対して行った背面覆工調査とはく落対策工について報告する。

1. 対象トンネルの概要

対象トンネルは、建設後 30 年以上が経過した NATM により施工されたトンネルで、延長は約 650m である。トンネルの特徴を以下に示す。

a) コンクリート試験

過去の業務において、トンネルの起点部、中間部、終点部の 3 ヶ所で覆工のコア抜きを実施し、コンクリート中性化試験およびコンクリート圧縮強度試験が実施されている。圧縮強度試験結果としては、コンクリート設計基準強度を上回る強度を有しているため、コンクリート強度として問題となる材質劣化は確認されなかった。また、中性化試験においても、中性化深さが最大で 30mm 程度と覆工の鉄筋部分にまで達しておらず、中性化残りも 30mm 以上残していることから問題ないとされた。

b) 近接目視調査・打音調査

定期点検において、トンネル天端付近に広範囲のうきが数カ所で確認され、覆工背面に空洞がある可能性が高いとされている。

上記のような、広範囲のうきが確認された箇所に対して、トンネル覆工厚とコンクリートの性状を把握することを目的に背面覆工調査を実施した。

2. 覆工背面調査

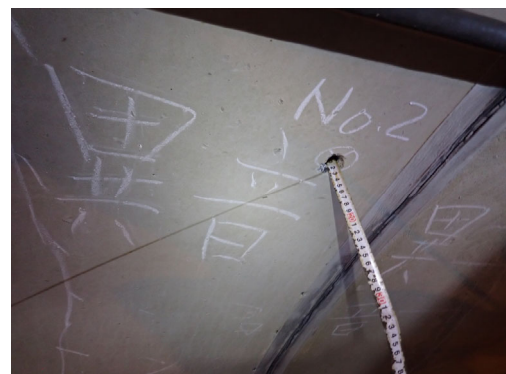
覆工背面調査では、過年度点検で打音異常が確認された中で特に危険と考えられる箇所、例えば打音異常の大きい箇所をドリルハンマーで削孔し、濁音の原因となる覆工の状況を確認した。また、本トンネルは NATM により施工されているため覆工と地山の間に防水シートが存在する。そのため、防水シートに損傷を与えないように削孔深度は最大 25cm とした。以下に作業手順を示す。

a) 削孔位置の選定

削孔前に鉄筋探査を実施し、鉄筋を避けた位置を削孔位置とした。

b) 覆工厚の確認

選定した削孔位置でドリルハンマーを用いて削孔を行い、覆工厚の確認を行った(写真 1)。その際、削孔状況として覆工を貫通した場合はその削孔深さをその箇所の覆工深さとし、貫通しない場合は覆工深さを 250mm 以上として記録した。



写真－1 覆工厚確認状況

c)コンクリートの性状の確認

削孔後にコンクリートの性状の確認をするためにファイバースコープを挿入して削孔内の観察をした。また、調査後も削孔内が観察できるように写真撮影も行った。

d)復旧作業

削孔内の観察後、復旧作業としてロードキャップを設置した。

3. 覆工背面調査結果

(1) 覆工厚の確認

表1に示す通り、調査の結果、覆工の巻厚不足が確認された。また、防水層との境界部に10mm程度の充填不足(空洞)がみられた。

表-1 覆工厚一覧

調査No.	覆工厚 (mm)
No.1	180
No.2	120
No.3	140
No.4	170
No.5	250
No.6	180
No.7	170

(2) コンクリートの性状の確認

削孔内を確認すると、削孔面のコンクリートが多孔質となっており、覆工中に充填不良による充填不足(空洞)がみられる箇所が確認された(図1)。

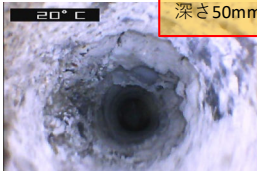
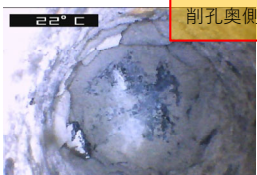
調査結果		削孔写真	
調査位置	S039		深さ50mm
調査番号	No.6		
削孔深さ	180mm		
削孔状況	貫通(防水層あり)		
備考			削孔奥側
覆工厚180mm 表面より深さ50mmの位置、防水層との境界部に10mm程度の充填不良（空洞）が見られる。			

図-1 No.6の調査結果

4. はく落対策工

(1) 対策方針

対策対象の打音異常部の変状面積は、最大で23.5m²、それ以外は10m²以下となっており、覆工背面調査の結果、打音異常箇所の覆工巻厚は基準値を下回り(表2)、防水層との境界部に10mm程度の充填不足(空洞)がみられたことから、本トンネルの打音異常は施工不良によって生じた空洞部に起因する変状と考えられる。また、打音異常部に沿うひび割れは発生しておらず、打音異常部全体の覆工コンクリートのうきとは判断できない。さらに、過去のコンクリート圧縮強度においては、コンクリートの設計基準強度は基準値以上であった。これらを勘案すると、当該箇所は覆工背面の防水シートとの間の部分的な隙間による打音異常であり、ひび割れを伴っていないため打音異常部が一体化してはく落する可能性は極めて低いと考えられる。よって、打音異常部の範囲内での部分的なはく落に対してはく落対策工を講じる方針とした。

表-2 トンネルの覆工状況

項目	設計基準	対象トンネル
覆工巻厚	30cm	基準値以下
設計基準強度	18N/mm ²	基準値以上

(2) はく落対策工の選定

前述のとおり、打音異常部で明確なうきの変状規模は判断できず、はく落に対する予防措置のため、コンクリートのはつり落としは行わないこととし、当て板工を適用することとした。なお、覆工厚は設計巻厚より薄く、打音異常部の掘削面のコンクリートは多孔質になっていることから、健全なコンクリート厚が明確でない。よって、広範囲のうきに対しては、アンカー設置(埋込深さ5cm)によるはく落対策工であるネット系当て板工(例えば、FRPメッシュ工)は、適切でないと判断した。

以上より、本トンネルの広範囲の打音異常部に対しては繊維シート系当て板工を用いることとした。なお、シート工設置後も変状部の目視確認ができ、維持管理に適している可視樹脂繊維シート工を選定した。

5. まとめ

本稿では、広範囲の打音異常部が確認されたトンネルにおいて覆工背面調査を行い、その調査結果に基づき適切なはく落対策工の検討を行った事例を報告した。

調査結果および選定したはく落対策工について以下に記述する。

- ・過去の業務においてコンクリート中性化試験および圧縮強度試験が実施されており、中性化の進行は問題なく、設計基準強度でも基準値以上であった。
- ・覆工背面調査の結果、覆工の巻厚不足が確認され、防水層との境界部に 10mm 程度の充填不足（空洞）が確認された。また、掘削面のコンクリートは多孔質になっていた。
- ・以上より、健全なコンクリート厚が明確でないため、アンカー固定による対策は適当でないと考えた。よって、打音異常部に発生する可能性のある部分的なうき・はく離に対しての予防的措置として可視樹脂繊維シート工を選定した。

あ と が き

最後に、本業務の遂行や本稿の執筆にあたりご指導、ご協力いただきました関係者の皆様に感謝の意を示します。

参 考 文 献（または引用文献）

- 1) 山口県トンネル定期点検要領：山口県土木建築部道路整備課，R2.3.，21 p.

変位拘束工法による既設道路橋の橋脚無補強化の実現

パシフィックコンサルタンツ(株) 横田 貴大

論文要旨

昭和58年に建設された既設道路橋の耐震補強設計業務において、地震時挙動を厳密に再現することが可能な非線形動的解析を用いて、耐震性能照査を実施した。その結果、橋軸方向に対する柱基部の曲げ変形性能に関する照査を満足しないこととなった。このような場合、一般的には、柱基部の曲げ耐力やじん性を向上させる補強が必要であるが、既設構造特性や周辺環境を踏まえた施工性の観点における課題があり、橋脚補強を実施することが困難であった。ここで、現況耐震性能照査において、橋脚上の上部工桁同士及び橋台部の上部工桁とパラペットで衝衝突が生じていることに着目して、変位拘束効果を考慮した非線形動的解析を実施した。その結果、柱基部の曲げ変形性能に関する照査を満足させることができ、橋脚の無補強化を実現することができた。

本稿では、変位拘束工法を取り入れた非線形動的解析によって、既設橋脚の耐震補強を回避した概要について詳述する。

キーワード：耐震性能2、非線形動的解析、変位拘束工法

1. はじめに

我が国に存在する道路橋は高度経済成長期に建設されたものが多く、近年、既設道路橋の耐震補強事業が各管理者(国土交通省、地方自治体、高速道路会社等)によって急速に進められている。

本稿では、既設道路橋の耐震補強設計業務において、高度な解析技術を駆使することで地震時挙動を厳密に再現し、橋脚の無補強化を実現した業務概要を示す。

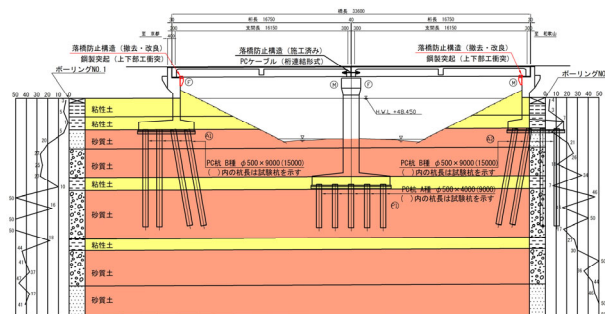


図-1 既設橋梁側面図

2. 対象橋梁概要

対象橋梁は、図-1に示す通り、昭和58年に建設された一級河川を跨ぐ道路橋(橋長:33.6m, 上部工:PCプレテンション単純T桁×2連, 下部工:逆T式橋台2基・RC張出し式橋脚1基)である。当該橋梁は、一般国道であり、奈良県域の緊急輸送道路に指定されていることから、「B種の橋」に該当し、レベル2地震動に対して、耐震性能2を確保する必要があった¹⁾。ここで、耐震性能2とは、地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能を意味する。その他、業務を遂行する上での諸条件は、以下に示す通りである。

- (1) 地域区分: A2 地域
- (2) 地域別補正係数: $C_z=1.0$, $C_{Iz}=1.0$, $C_{IIz}=1.0$
- (3) 地盤種別: II 種地盤
- (4) 上部工コンクリート設計基準強度: $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$
- (5) 上部工鉄筋材質: 鉄筋 SD295
- (6) 下部工コンクリート設計基準強度: $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$
- (7) 下部工鉄筋材質: 鉄筋 SD295

3. 既設橋梁の耐震性能照査概要

3.1 耐震性能照査方針

地震時の挙動を厳密に再現することが可能な時刻歴応答解析による動的照査法を適用し、耐震性能照査を実施した。解析に用いる加速度波形は、道路橋示方書におけるレベル2地震のII種地盤に該当する加速度波形とした¹⁾。

橋梁各部材について、(1)～(6)に示す要領に基づき、図-2及び図-3に示すような解析モデルを作成した¹⁾。

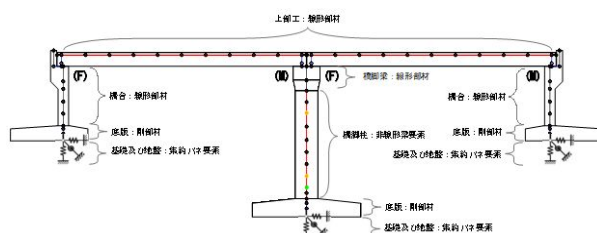


図-2 解析モデル全体図

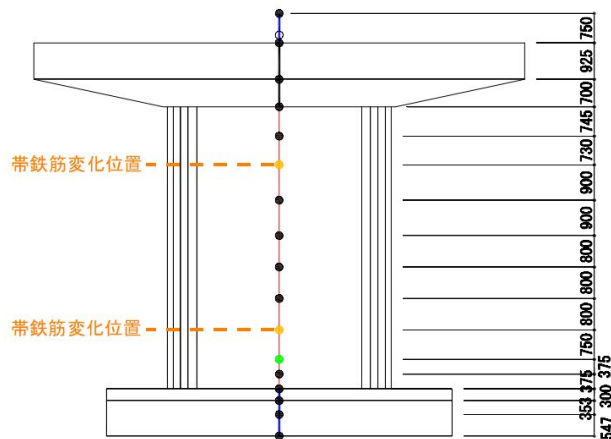


図-3 橋脚モデル節点分割図

- (1) 上部工：線形部材でモデル化した。
- (2) 橋台：線形部材でモデル化した。
- (3) 橋脚：非線形部材でモデル化した。
- (4) 支承：1 支線上の複数の支承をまとめてバネ要素でモデル化した。
- (5) フーチング：剛な線形部材でモデル化した。
- (6) 基礎及び地盤：フーチング下面に水平方向バネ、連成バネ、回転バネを集約したバネ要素でモデル化した。

3. 3 耐震性能照査結果

既設橋梁の耐震性能照査を実施した結果、RC 橋脚と支承部について、地震時に発生する断面力が部材耐力を上回り、所定の耐震性能照査を満足しないこととなった。特に、P1 橋脚については、柱基部の曲げ変形性能に関する照査（最大応答曲率が許容曲率以下であるか否かに関する照査）を満足しない結果となった。具体的には、許容曲率 $13,522(1/\mu m)$ に対して最大応答曲率が $33,698(1/\mu m)$ 生じる結果となり、許容値超過率（最大応答曲率/許容曲率）が 2.49 程度であった。

表-1 現況耐震性能照査結果一覧

躯体番号		上り線PIA橋脚		下り線PIB橋脚	
形式		壁式橋脚		壁式橋脚	
支承条件		M/F		M/F	
地震動タイプ		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
曲げ耐力照査	部材番号	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116
		19608	33698	19693	33705
		13522	13522	13522	13522
		(1.450)	(2.492)	(1.456)	(2.493)
せん断耐力照査	部材番号	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116
		1476	1606	1474	1604
		2296	2746	2296	2746
		(0.643)	(0.585)	(0.642)	(0.584)
変位照査	部材番号	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116
		113.1	173.7	113.7	173.7
		78.3	78.3	78.3	78.3
		(1.444)	(2.218)	(1.451)	(2.218)
残留変位照査	部材番号	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116
		52.6	89.0	52.9	89.0
		88.0	88.0	88.0	88.0
		(0.598)	(1.011)	(0.602)	(1.011)

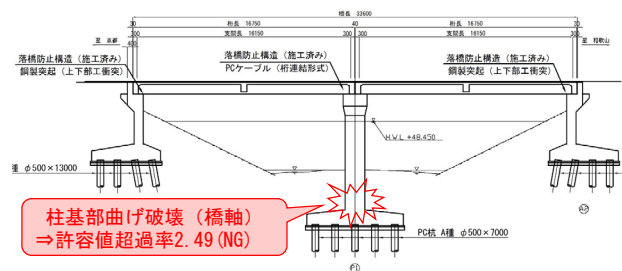


図-4 現況耐震性能照査結果概要図

4. 技術的課題

前項の耐震性能照査結果より、柱基部の曲げ耐力やじん性を向上させる補強が必要であり、これに適した補強工法として RC 巻立て工法、繊維シート巻立て工法、鋼板巻立て工法等が考えられたが、既設構造特性や周辺環境を踏まえた施工性の面で以下に示す課題があった。

4. 1 既設構造特性の面における課題

河川構造令における河積阻害率は、原則 5.0%以下であるが、図-5に示す通り、現況の河積阻害率は 5.2%であり、橋脚補強を行った場合、河積阻害率の更なる悪化が懸念された。

・河積阻害率：(橋脚幅 1.5m/河川幅 28.737m) × 100 ≒ 5.2%

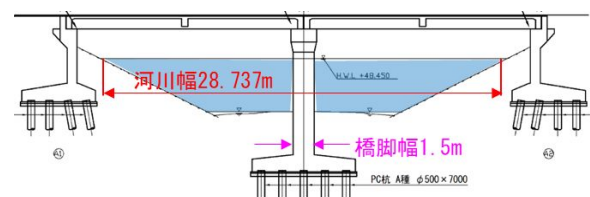


図-5 現況河積阻害率算定図

4. 2 周辺環境等の施工性の面における課題

工事用車両が橋脚位置まで進入可能な堤防坂路が近傍に無く、工事用車両の進入が困難であった。また、工事用進入路を計画しても河床幅が狭く、施工時の通水断面を確保することができなかった。河川内に工事用進入路及び仮締切構造を設けた場合の仮設概要図を図-6に示す。

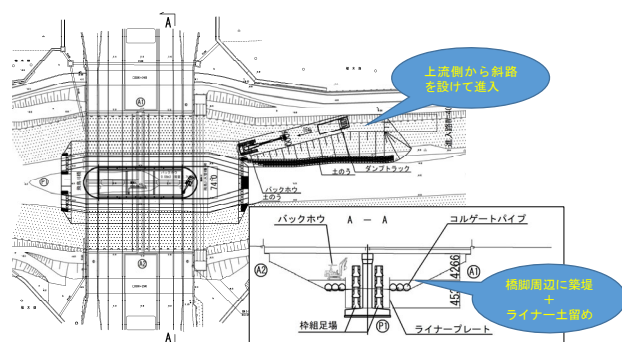
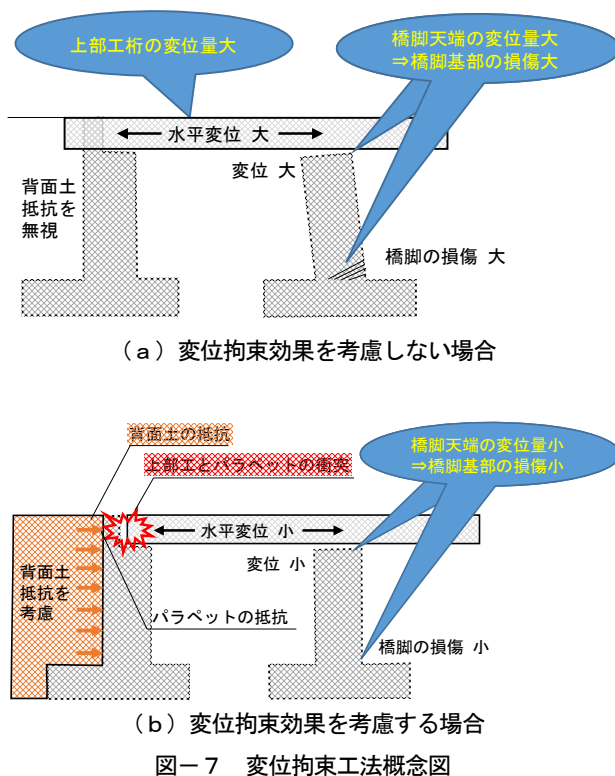


図-6 河川内施工時仮設概要図

5. 技術的解決策

5. 1 解決策の考え方

技術的課題に対する解決策として、変位拘束効果を考慮した非線形動的解析（以降、変位拘束工法と称す）の実施を提案した。変位拘束工法²⁾は、図-7に示す通り、地震時に上部工桁に生じる水平変位を橋台や隣接する上部工桁同士の衝突により拘束することで、橋脚の変形を低減して損の軽減を図るものである。既往の地震被害によれば、地震動により上部工桁と橋台が衝突して、パラペットや桁端部に損傷が生じたが、これによって上部工桁の変位が拘束され、橋脚の変形が抑えられたため大きく損傷しなかった事例等が確認されている。また、既往の解析的検討や実験等により、変位拘束工法は、両端に橋台を有し、かつ、桁遊間及び桁長が比較的小さい既設橋梁に対して効果が得られやすいといった知見が得られており、これに対して当該橋梁の構造形式が合致しているものと判断し、変位拘束工法を導入することとした。



5. 2 解決策の考え方

解決策の具体的な手法については、図-8に示す通り、「(1) 上部工桁とパラペット及び隣接する上部工桁同士の衝突（以降、桁衝突と称す）」と「(2) 橋台背面土の地盤抵抗（以降、橋台背面土と称す）」を非線形バネ要素としてモデル化することで、地震時の変位拘束効果を非線形動的解析において評価した。

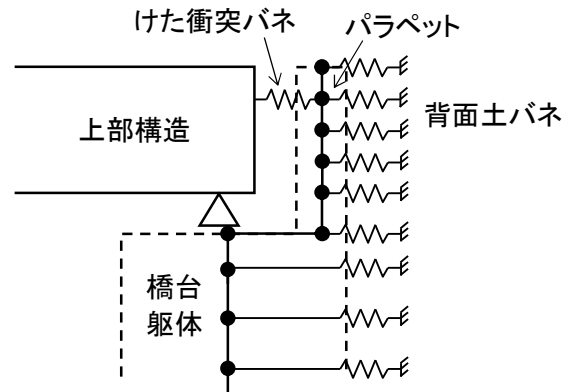


図-8 変位拘束工法モデル化概念図

(1) 桁衝突のモデル化

上部工桁とパラペット及び隣接する上部工桁同士の間に桁遊間を初期ギャップとした桁接触バネを設けることで、地震時の変位により桁衝突が生じた際の軸力が伝達される過程を再現した。初期ギャップ以降のバネ定数は、以下に示す(式1)に基づき算出した²⁾。

$$K_1 = \gamma \times (nEA/L) \cdots \text{(式1)}$$

ここに、

K_1 : 接触バネのバネ定数 (N/mm)

γ : 接触バネと桁の軸剛性の剛性比

A : 桁の断面積 (mm²)

n : 要素分割数

E : ヤング係数 (N/mm²)

L : 桁長 (mm)

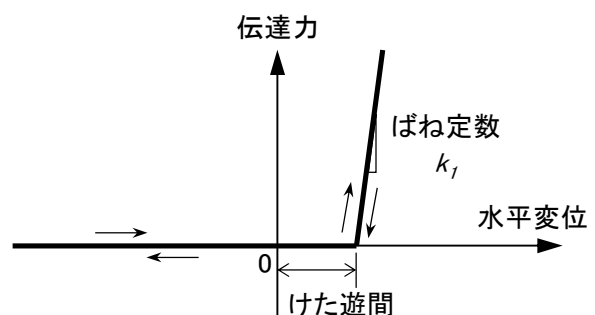


図-9 桁接触バネのモデル化概念図

(2) 橋台背面土のモデル化

圧縮側のみを考慮した非線形バネを橋台躯体及びパラペットの背面側に設け、地震時に上部工桁が桁遊間以上に変位することを抑制する過程を再現した。橋台背面土の地盤反力係数は、道路橋示方書IV下部構造編に示されるケーソ基礎の式を基に算出した。このとき、橋台背面土の土質条件に関する既存資料が不足するため、既設橋梁の耐震補強工法事例集を参照し、橋台背面土の土質条件は、以下に示す通りに設定した²⁾。

-

躯体番号				上り線PIA脚	下り線PIB脚		
形式				壁式脚	壁式脚		
支承条件				M/F	M/F		
地震動タイプ				タイプⅠ	タイプⅡ		
曲げ耐力 照査	基本 部 の 照 査 形 状 許 容 判 断	部材番号	-	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116
		応答曲率 ϕ_{dmax} (1/μm)	10140	12409	10140	12409	
		許容曲率 ϕ_a (1/μm)	13522	13522	13522	13522	
		ϕ_{dmax}/ϕ_a	(0.750)	(0.918)	(0.750)	(0.918)	
		判定 $\phi_{dmax} \leq \phi_a$	OK	OK	OK	OK	
せん断耐力 照査	部材番号	-	PIA-116	PIA-116	PIB-116	PIB-116	
		せん断力 S_{dmax} (kN)	1891	2229	1891	2229	
		せん断耐力 P_s (kN)	2296	2746	2296	2746	
		S_{dmax}/P_s	(0.824)	(0.812)	(0.824)	(0.812)	
		判定 $S_{dmax} \leq P_s$	OK	OK	OK	OK	
変位 照査	最大応答変位	δ_{max} (mm)	53.8	60.1	53.8	60.1	
		許容変位 $\delta_a = \delta_a$ (mm)	78.3	78.3	78.3	78.3	
		δ_{max}/δ_a	(0.688)	(0.767)	(0.688)	(0.767)	
		判定 δ_{max}/δ_a	OK	OK	OK	OK	
		残留変位 δ_R (mm)	17.0	20.8	17.0	20.8	
残留変位 照査	許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	88.0	88.0	88.0	88.0		
	δ_R/δ_{Ra}	(0.194)	(0.236)	(0.194)	(0.236)		
	判定 δ_R/δ_{Ra}	OK	OK	OK	OK		

	変位拘束工法適用前	変位拘束工法適用後
①最大変位量	193 (mm)	67 (mm)
②最大応答曲率	33,698 ($1/\mu\text{m}$)	12,409 ($1/\mu\text{m}$)
③許容曲率	13,522 ($1/\mu\text{m}$)	13,522 ($1/\mu\text{m}$)
④許容値超過率	2.49 (照査NG)	0.92 (照査OK)

[illegible]

- 1) 道路橋示方書・同解説：V耐震設計編，公益社団法人
日本道路協会，H.24.3，p.9～13，p.110～126
- 2) 既設橋梁の耐震補強工法事例集：一般財団法人 海洋
架橋・橋梁調査会，H.17.3，p. I-97～I-108

跨線橋の床版デッキプレートの劣化に対する緊急対策案について

全日本コンサルタント株式会社 ○岡田 康暉
全日本コンサルタント株式会社 奥平 敬

論文要旨

鉄道を跨ぐ歩道橋の特に劣化の進んでいる床版のデッキプレートおよび中詰めコンクリート部について、応急的な対策を行う必要があった。デッキプレートが腐食し完全に中詰めコンクリートが露出している箇所があり、これが軌道内に落下して鉄道の運行に支障をきたす可能性があるためである。そのため、万が一コンクリート塊が落下したとしても軌道内に落ちないように主桁下フランジより上面で防護できる構造を設計した。

キーワード：跨線橋、歩道橋、床版、緊急対策、防護工

まえがき

本橋は鉄道を跨ぐ歩道橋であり、架橋後50年以上が経過している。5年に一度の定期点検により老朽化した箇所の把握を行い、補修対策の要否判定を行っている。そのうち劣化が進み、なおかつ第三者への被害が予想される“床版”に着目し応急的な緊急対策を行うことが求められた。

1. 緊急対策対象箇所

緊急対策は、特に劣化が著しく第三者被害の恐れのある箇所を対象とする。対象箇所は、主桁添接部付近の床版部である。この箇所は、デッキプレートが腐食して鋼材が欠損しており、床版内のコンクリートが露出し、そのコンクリートにひびわれが生じている。そのため、この箇所のコンクリート塊（鋼材を含む）が落下する可能性がある。また、本橋は跨線橋であるため、この箇所のコンクリート塊が軌道内に落下した場合、鉄道の運行に支障をきたすことが懸念される。

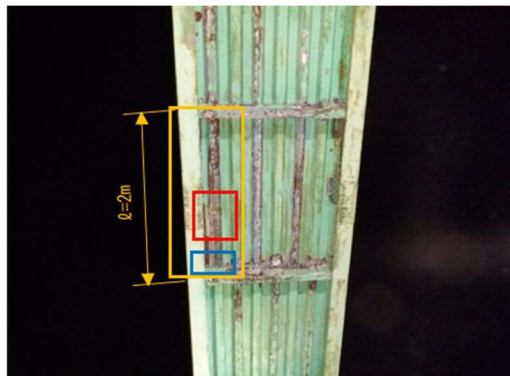
以上より、この床版部を緊急対策の対象箇所とした。対象箇所を写真－1～3および図－1に示す。写真－1は床版下面から対象箇所全体を示し、写真－2は写真－1の赤枠の拡大、写真－3は青枠の拡大で、それぞれコンクリートの露出・ひびわれ状況を示す。また、図－1は対象箇所の平面図および断面図である。

この対策検討と同時に、歩行者が劣化した床版部を踏み抜くことがないように歩道橋の通行止めも行っている。

2. 落下想定部位の大きさ

前述した対象箇所のうち、落下する恐れのある部位は、コンクリートにひびわれが見られるデッキプレート凸部の1列分(L=2m)とする。(図－1の赤色で示す部位。)

実際には2mの部位が同時に落下するとは考えにくいいため、安全側の想定であると考ええる。



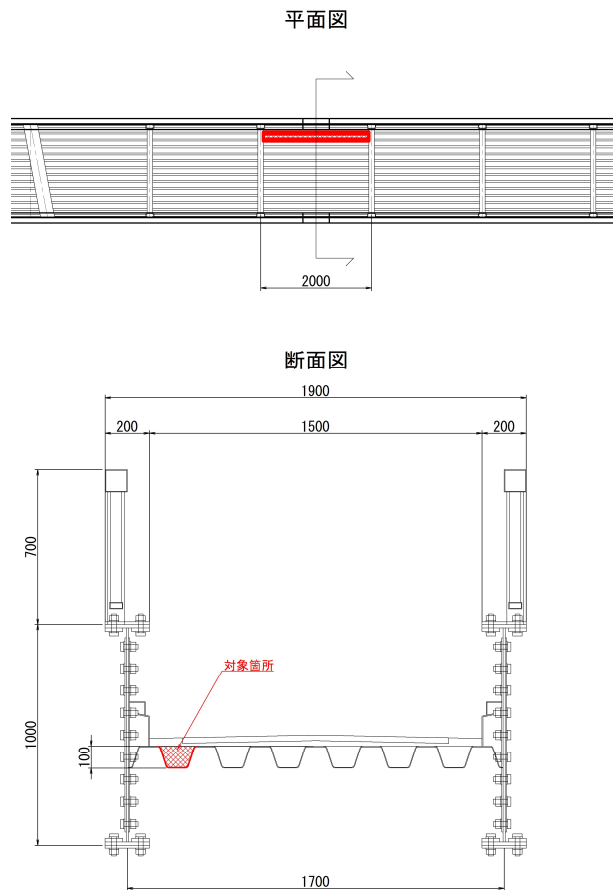
写真－1 対象箇所（全体：床版下面）



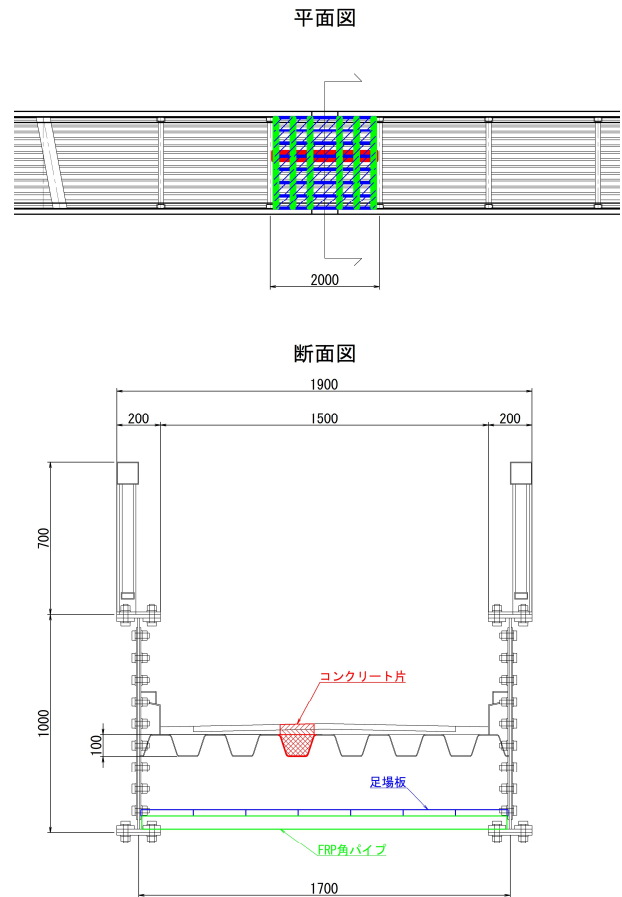
写真－2 対象箇所（露出・ひびわれ部拡大：床版支間中央付近）



写真－3 対象箇所（露出部拡大：床版端部）



図ー１ 対象箇所（平面図・断面図）



図ー２ 緊急対策案（平面図・断面図）

３．対策工法

緊急対策の工法としては、落下する危険のある部位自体を撤去する案も考えられたが、撤去中に他の部位に影響を与える可能性が懸念されたため採用には至らなかった。そのため、危険箇所を取り除くのではなく落下させない工法での対策を行う方針とした。（以下、防護工）

防護工は、図ー２に示すように下フランジ上に角パイプを設置し、その上に足場板を敷き詰め、コンクリート塊を軌道内へ落下させない構造とする。また、鉄道の架線があるため防護工は下フランジより上への設置とし、角パイプの材質は鋼製ではなく絶縁体であるFRP製とする。

ここで、実際の対象箇所は図ー１に示すように端部だが、計算上は部材にとって安全側(曲げモーメントが大きくなる)の設計となるように中央部付近のコンクリート塊が落下するものとして検討する。（図ー２）

４．検討方法

（１）落下による衝撃力

衝撃力を規定する適切な設計基準がないため、物体が自由落下する場合の鉛直下向きの荷重を衝撃力として考慮する。

剥落片は自由落下するものとし、高さ h (m) を落下する場合の速度 v (m/s) は、重力加速度 g (m/s²) とすると

$$v = \sqrt{2gh} \quad \dots \text{式 (1)}$$

制動時間 Δt (s)、重量 m (kg) とすると、衝撃力 F (kg・m/s²) は

$$F = mv / \Delta t \quad \dots \text{式 (2)}$$

足場に接触してから静止するまでに足場が L (m) たわむとすると

$$\Delta t = L / v \quad \dots \text{式 (3)}$$

以上より、衝撃力 F は

$$F = m \cdot v^2 / L \quad \dots \text{式 (4)}$$

($L = F \delta / 48EI$: 単純梁のたわみ公式)

（２）強風時の吹上による風荷重

当該地区における大規模な台風の最大瞬間風速が防護工に鉛直上向きに作用すると考えて、この荷重を風荷重として考慮する。

（３）部材設定

防護工の主要部材である角パイプおよび足場板に加えて下フランジに角パイプを固定する鋼板 (F.B.) および角パ

イブと足場板を固定する番線を総じて防護工とする。F.B. は Z 型に曲げ加工を行い、下フランジに溶接する。また、防護工が落下しないように角パイプと横桁をワイヤロープにて結びフェールセーフとする。(図-3)

(4) 照査内容

耐力照査を行う部材は、防護工を構成する角パイプ、足場板および固定部材を基本とする。

5. 検討結果

(1) 衝撃力による足場材の照査

1) 死荷重

- ・コンクリート重量： $m_1=59\text{kg}$
- ・舗装重量： $m_2=35\text{kg}$
- ・デッキプレート重量： $m_3=16\text{kg}$
- ・総重量 ($m_1+m_2+m_3$)： $m=110\text{kg}$

2) 角パイプの耐力照査

- ・角パイプ 1 本の場合

式(1)～(4)に $m=110\text{kg}$ を代入し、応力度 σ_l を算出する。この応力度と角パイプの許容応力度 $\sigma_a^{(1)}$ を比較し耐力照査を行う。

$$\sigma_l=231.2\text{N/mm}^2 > \sigma_a=118.0\text{N/mm}^2$$

以上より、角パイプ 1 本では耐力不足となるため、角パイプの本数を増やして検討する。

- ・角パイプ 5 本の場合

角パイプの本数を 5 本まで増やすと、許容値を満足する。

$$\sigma_2=103.4\text{N/mm}^2 < \sigma_a=118.0\text{N/mm}^2$$

- ・角パイプ 5 本+足場板の自重

$$\sigma_3=2.7\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{(2+3)}=106.1\text{N/mm}^2 < \sigma_a=118.0\text{N/mm}^2$$

以上より、足場板の自重を考慮した場合でも角パイプの許容値を満足する。

ただし、支間中央部に添接板があり、中央に角パイプを設置できないため、角パイプは 6 本とする。

3) 足場板の耐力照査

角パイプ 6 本の場合に作用する応力度 σ_4 と合板足場板の許容値 $f_b^{(2)}$ を比較し耐力照査を行う。

$$\sigma_4=15.9\text{N/mm}^2 < f_b=16.2\text{N/mm}^2$$

以上より、許容値を満足する。

(2) 浮き上がりの検討

1) 角パイプの耐力照査

風荷重により持ち上がる力 F_2 (風圧力) と角パイプ 6 本にかかる落下片の衝撃力 F_l を比較する。

$$F_l=30.1\text{kN} > F_2=7.4\text{kN}$$

以上より、角パイプ 6 本にかかる衝撃力の方が大きい

め風圧力による耐力照査は省略する。

2) 足場板の耐力照査

足場板 1 枚にかかる風圧力による応力度 σ_5 と合板足場板の許容値 f_b を比較し耐力照査を行う。

$$\sigma_5=15.4\text{N/mm}^2 < f_b=16.2\text{N/mm}^2$$

以上より、風圧力による照査を満足する。

3) 留め具の耐力照査

- ・ワイヤロープ、番線

風圧力により防護工が浮き上がった場合のワイヤロープと番線の照査 (必要本数の決定) を行う。

ワイヤロープに作用する荷重は、風圧力 F_2 から防護工の自重を差し引いた荷重 F_3 とし、番線に作用する荷重は風圧力 F_2 とする。

$$\text{ワイヤロープ (2 本)} : 3.3\text{kN} < 3.7\text{kN}$$

$$\text{番線 (36 本)} : 0.2\text{kN} < 0.6\text{kN}$$

以上より、ワイヤロープを 2 本、番線を 36 本以上使用することとする。

- ・固定金具 (F.B.)

曲げ加工した F.B. の腕の部分を持ち梁と仮定してせん断力 $S_l (=F_2)$ と曲げモーメント M_l の照査を行う。

$$\text{せん断耐力}^{(2)} : 142.8\text{kN (12 箇所分)} > S_l : 7.4\text{kN}$$

$$\text{曲げ耐力}^{(2)} : 13.4\text{kN/cm (12 箇所分)} < M_l : 26.9\text{kN/cm}$$

以上より、曲げモーメントの照査を満足しないため、曲げ加工する F.B. にリブを設け補強を行う。

$$\text{曲げ耐力} : 672.8\text{kN/cm (12 箇所分)} > M_l : 26.9\text{kN/cm}$$

以上より、リブを設けることで曲げモーメントの照査を満足する。

- ・溶接部

F.B. と下フランジとの溶接部 (すみ肉溶接) と F.B. とリブ (角溶接) において、引張およびせん断力の照査を行う。

①すみ肉溶接：

$$\text{せん断耐力}^{(2)} : 87.3\text{kN} > F_2 : 7.4\text{kN}$$

$$(24 \text{ 箇所分} : \text{F.B. } 12 \text{ 箇所} \times 2 \text{ 列})$$

②角溶接：

$$\text{引張耐力}^{(2)} : 182.9\text{kN (12 箇所分)} > F_2 : 7.4\text{kN}$$

$$\text{せん断耐力}^{(2)} : 103.7\text{kN (12 箇所分)} > F_2 : 7.4\text{kN}$$

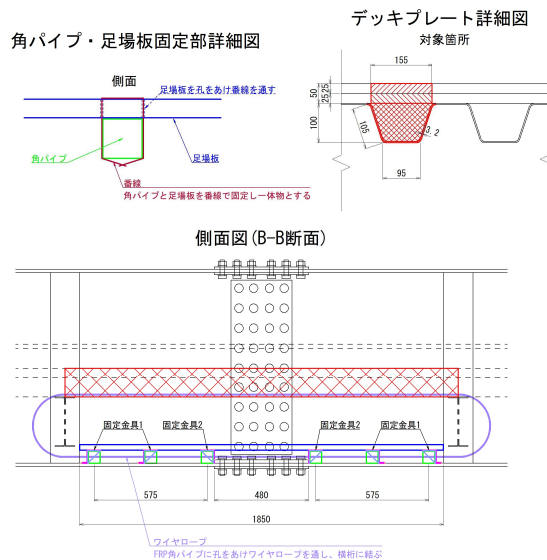
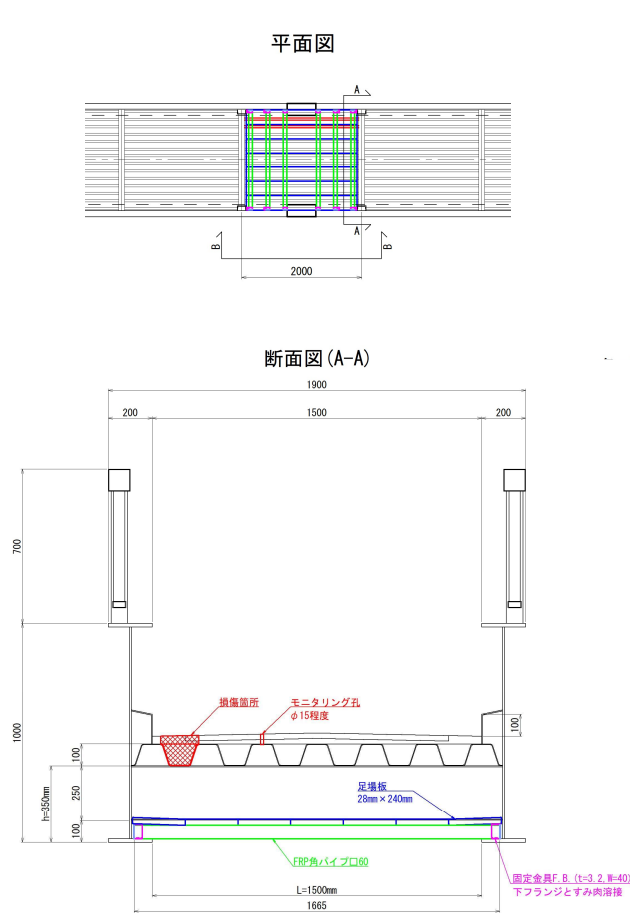
以上より、引張およびせん断力の照査を満足する。

(3) 管理・点検方法

日常的な管理方法として、合いマークによる遠望目視 (角パイプにマーキング) を行い、防護工内の点検は、床版上部にモニタリング孔をあけてファイバースコープにより観察を行う。

(4) 検討図

(1)～(3)で検討した防護工の検討図を図-3に示す。



固定金具詳細図

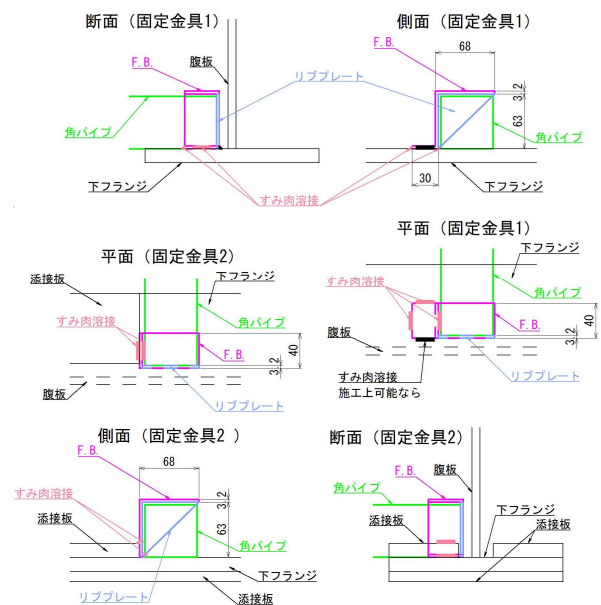


図-3 検討結果図(平面図・断面図)

あとがき

本業務では、コンクリート塊落下による衝撃を考慮した防護工の設計を行った。その成果は、以下のとおりである。

(1) 検討結果

- ・衝撃力について、本来は実験により確認すべきであるが、施工規模が小さいものであったため省略し、防護工のたわみによるエネルギー吸収を考慮した設計を行った。
- ・このため、強度に比べ剛性の小さいFRP角パイプの採用は、鋼製より有利となった。
- ・設計方法として確立されていないものなので、安全側に余裕を持った設計とした。

(2) 今後の展望

- ・今後、同様の事例があれば、衝撃力の仮定や部材設定等設計方法の改善に取組みたい。

最後に、本業務を行うにあたりご指導やご協力をいただいた、道路管理者および鉄道事業者には感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 宇部エクシモ株式会社：コンポーズバタ，p.7，
<https://www.ube-exsymo.co.jp/products/PDF/ftp.pdf>
- 2) 一般社団法人 仮設工業会：足場・型枠支保工設計指針，第4版，pp.6-9，R3.4.1.

小口径組杭壁体基礎を用いた防音壁設計

ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社 ○正 直 和 也
ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社 野 村 顕

論 文 要 旨

小口径回転圧入鋼管杭を用いた組杭壁体基礎形式の防音壁は重機を必要とせず、人力での施工を可能とするため、鉄道営業線に近接している狭隘な施工環境下においても安全かつ効率的な工事を可能とする。本稿は上記工法を用いた防音壁を連続立体交差事業における高架取付部に用いた設計事例について報告する。

既往事例は一般的な鉄道盛土部(砂質土)での設計及び施工であったことに対して、本事例は砂礫土を前提とした地盤条件であり、既往事例とは異なる設計条件での検討を実施した。また鉄道の切換ステップや施工時の状況を考慮すること、各関係者との調整を実施することで、現場条件に即した適切な構造計画を実現することができた。

キーワード：鉄道、近接施工、防音壁、小口径組杭壁体基礎、小口径回転圧入鋼管杭

ま え が き

鉄道営業線の盛土部における防音壁の施工は線路に近接する狭隘な施工環境となることが多く、基礎工事では、線路閉鎖工事にて重機を必要とする機会が多い。そこで、電動工具を用いた人力で施工が可能な小口径回転圧入鋼管杭を用いた基礎工法(写真-1 参照)を採用することで、高い水平支持性能を確保しつつ、狭隘な場所でも線路閉鎖工事を伴わずに、安全かつ効率的な施工が可能となる¹⁾²⁾。参考として図-1 に実際に本工法を用いた防音壁の概略図を示す。



写真-1 杭打設状況図

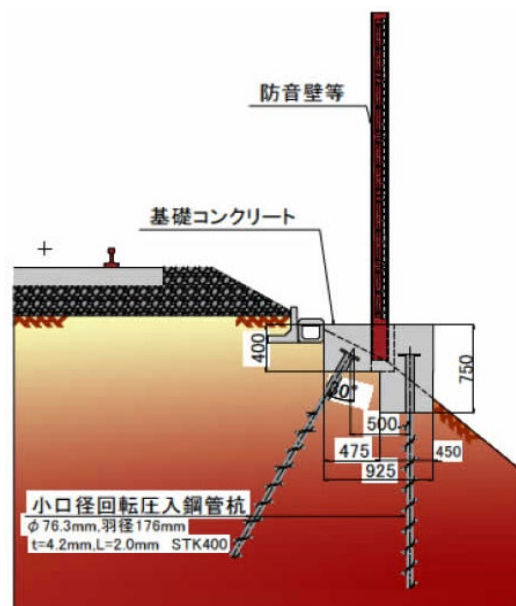


図-1 概略図³⁾⁴⁾

本稿は上記に示す小口径回転圧入鋼管杭を用いた組杭壁体基礎形式の防音壁を連続立体交差事業における高架取付部に用いた設計事例について報告する。

1. 検討背景

本事業は現在線を運行させながら、離隔を確保して計画線構造物を施工する別線施工方式を採用している。本工法を用いた防音壁を設置する範囲は現在線へ擦りつく土工区間であるため、計画線と現在線が近接している(図-2 参照)。

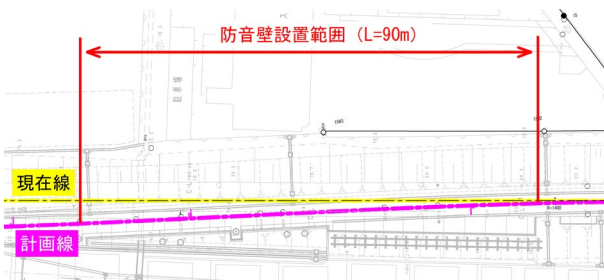


図-2 防音壁設置範囲

したがって、計画線と現在線の離隔が小さく、防音壁設置位置には現在線が運行している現地条件となるため、計画線切換後に防音壁を施工することとなる。さらに昼間での施工を前提としていることより、計画線を運行させながらの近接施工となる。以上の経緯より、狭隘な場所でも施工可能な本工法が採用された。

2. 各種条件

当該区間は計画線へ切換前に現在線の軌道扛上の実施を前提としている。計画線切換後に軌道扛上範囲に防音壁を設置することとなるため、一般的な鉄道盛土とは地盤条件が異なる。したがって図-3 のとおり、施工ステップ等の施工条件の整理し、杭の貫入させる範囲の大半が扛上材料となることを確認した(図-4 参照)。

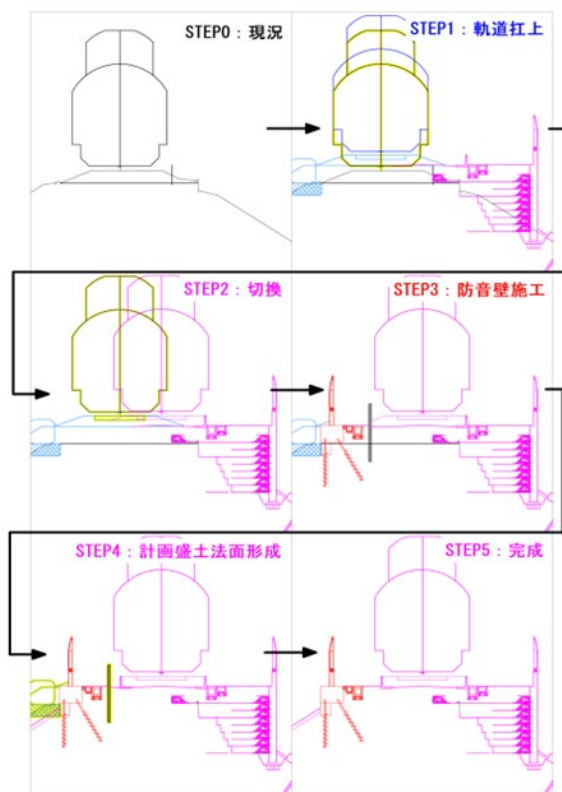


図-3 概略施工ステップ図

(黒: 現況 青: 軌道扛上 紫: 計画線 赤: 防音壁)

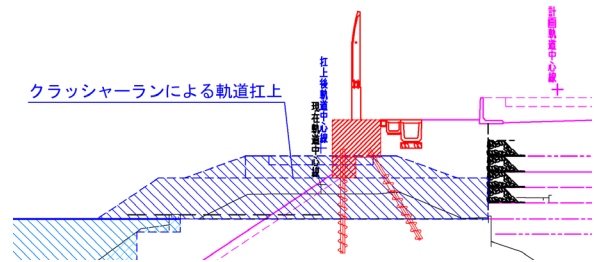


図-4 軌道扛上範囲と防音壁の位置図

図-4 のとおり、軌道扛上材料はクラッシャーランであるため、一般的な鉄道盛土上での設計施工であった既往事例とは異なる地盤条件を設定する必要があった。設計計算に用いる地盤条件としてはクラッシャーランを砂礫土とみなして、鉄道構造物等設計標準(土留め構造物)⁵⁾に従い、N 値を 4 とした。ただし、杭先端は軌道扛上範囲外となるため、一般的な鉄道盛土(砂質土)とみなして N 値を 6 とした。上記地盤条件で地盤ばねや支持力などを設定した。

また、計画線を運行させながらの昼間での施工を前提としていることから、土留め等を設置し、計画線との離隔が一定以上必要となる。また、線路側溝及びトラフ等の配置を考慮した防音壁の位置を決定する必要がある。したがって、以上の内容を考慮し、施工者及び各系統間で調整のうえ、構造物のセット条件を整理した(図-5 参照)。

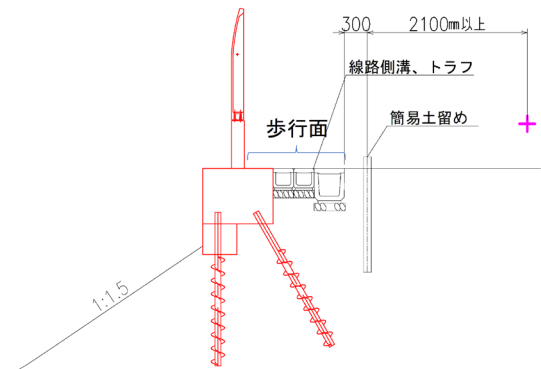


図-5 防音壁のセット

3. 設計課題

上記条件のもと設計計算を進めるなかで風荷重による鉛直支持力が決定ケースとなることを確認した。

検討当初、防音壁基礎天端を保守及び点検時の歩行面として利用することを前提として考え、トラフ天端と防音壁基礎天端を合わせることで歩行面を一体で確保可能な構造物のセットとした(図-5 参照)。上記セット条件で設定した断面を初期断面とし、設計計算を深度化させると、既往事例より地盤条件が悪いこともあり、鉛直支持力の照

査を満足しない結果となった(図-6 参照)。

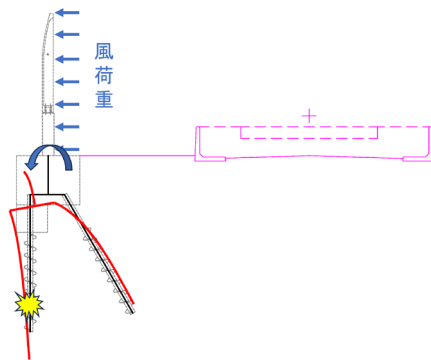


図-6 応答変位イメージ図

4. 対処方針及び対処課題

「3. 設計課題」の対策案としては、支持力を確保するために「①杭長を伸ばし、周面支持力を確保する(図-7 参照)」, もしくは防音壁本体の「②死荷重を小さくし、鉛直荷重を低減させる」ことが挙げられる。しかし、本工法に使用する杭の標準サイズは杭長 2.0m となっている。したがって、①案を採用する場合は、杭長 2.0m 以上の杭となる特注品となり、施工費が増加する。また、杭長が大きくなることでトルク値が大きくなり、人力での施工が困難となる可能性がある。

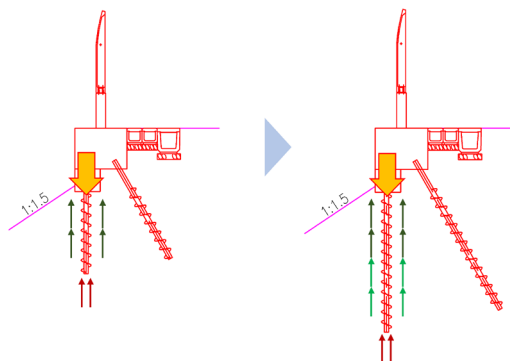


図-7 ①案概略図
(左図: 変更前 右図: 変更案)

②案について、フーチングサイズの低減を図った。前提条件として本事業の経緯上、盛土法面位置は固定となっているため、現状のフーチングのサイズ及び位置については施工条件やトラフ等との位置関係によって決定している。そこで、防音壁基礎をトラフ下に配置するような構造計画とし、基礎高さを小さくすることを図った。上記の場合、歩行面や施工基面幅が縮小されることとなるが、系統間で調整することで、問題は無いことを確認した。これらより、②案の形状は図-8 右図のような基礎形状となり、約 30%

のコンクリートボリュームを削減することが可能となった。結果、表-1 のように鉛直支持力の照査を満足させることが可能となり、②案を採用することとなった。

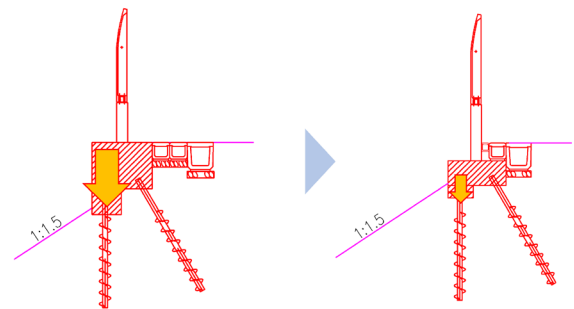


図-8 ②案概略図
(左図: 変更前 右図: 変更後)

表-1 構造形式見直しによる照査値の変化

杭基礎の安定	照査値	
	変更前	変更後
地盤の破壊(鉛直)	1.126	0.909

あ と が き

本構造物は小規模構造物であるが故に小さな荷重の増減やN 値設定等でも大きく照査値に影響する。したがって、本設計において、上記のような各関係者との調整のうえ、構造計画を実施することで、現場条件に即した構造形式を実現することができた。

本工法の既往事例が少ないなかではあるが、既往事例とは異なる新たな条件での設計を実施したことから、本工法を用いた防音壁設計の一事例となれば幸いである。

最後に本事例について、ご指導頂いた関係者に、深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 清水, 近藤, 春名, 澤石, 西岡: 盛土上における小口径斜杭組杭の水平載荷試験, 第 51 回地盤工学研究発表会, pp. 1377-1378, 2016. 9
- 2) 大和, 飯島, 猿渡, 近藤, 清水: 鉄道盛土上における小口径回転圧入鋼管杭を用いた防音壁基礎の施工, 土木学会年次講演会, 2019. 9
- 3) 鉄道 ACT 研究会
(http://rail-act.org/tec/tec_03_18.html)
- 4) 小口径回転圧入鋼管杭を用いた組杭基礎の設計・施工マニュアル
(2022 年 西日本旅客鉄道株式会社)
- 5) 鉄道構造物等設計標準 土留め構造物
(平成 24 年 1 月 鉄道総合技術研究所)

凍結防止剤散布路線に位置する耐候性鋼橋梁の評価および
維持管理における留意事項の提案

大日本ダイヤコンサルタント(株) ○ 阿南 勇斗
大日本ダイヤコンサルタント(株) 堀口 武寛
大日本ダイヤコンサルタント(株) 大越 悠生
大日本ダイヤコンサルタント(株) 西村 治

論文要旨

耐候性鋼橋梁は、塗替え塗装工を不要とすることで普通鋼橋梁に比べて LCC の低減を図る特徴を有している。凍結防止材散布(塩害)路線では、塗膜層の防食機能を代替する保護性さびが架設直後から防食機能が低下して異常さび化し、約 10 年程度で大規模な補修工事を行うなど、想定外の補修対応が生じている。本稿では、耐候性鋼橋梁の本来の要求性能であるミニマムメンテナンスとの乖離の原因究明を行うことを目的として、耐候性鋼橋梁のさび生成状況評価のための調査を行い、調査結果から、耐候性鋼橋梁の構造細目改善のほか、耐候性鋼材の特徴に基づいた、補修判断の基準を考察・提案した。特に凍結防止剤由来の塩分を含む水掛かり・漏水部では、原因の排除、構造改良に加え、初期状態でも異常さび除去の必要性を考察した。

キーワード：耐候性鋼橋梁、凍結防止剤、塩害、維持管理

まえがき

耐候性鋼橋梁は、鋼材表面に形成された緻密なさび層(保護性さび)が塗膜層に代わって『防食機能』の役割を果たすため、鋼材の腐食速度を抑制する特性を持ち、基本的には塗装処理行わないで使用が出来ることから、LCC の低減、ミニマムメンテナンスを優位条件として採用されている。

保護性さびは、架設後において、計画・設計段階の想定より厳しい環境下や適切な維持管理が実施されなかった場合、防食機能が低下して悪性の層状剥離さびが発生するなど、本来の要求性能が確保できていない事例が報告されている。層状剥離さびの発生原因の一つに海からの飛来塩分が、もう一つには、凍結防止剤の影響があり¹⁾²⁾、兵庫県内の積雪寒冷地域では、冬期に凍結防止剤散布を行い、これにより、保護性さびの形成に悪影響を生じていると推測される橋梁が散見されている。

そこで本稿では、耐候性鋼橋梁のさび生成状況や塩分量に関する調査の結果、耐候性鋼部材の健全性や保護性さびの生

成状況、形成状況等を評価するとともに、対象橋梁を例に挙げた構造細目改善のほか、耐候性鋼材の特徴に基づいた維持管理方法について提案する。

1. 対象橋梁

対象橋梁は表-1 に示す 4 橋である。全て河川橋であり、無塗装の耐候性鋼材(裸仕様)、建設直後の流れさびの抑制や景観性の向上を目的とした表面被膜処理(さび安定化处理)は行われていない。表-1 より、3 橋は凍結防止剤散布路線に位置しているが、B 橋は凍結防止剤が散布されていないことが確認できる。また、D 橋は、自動車専用道路に架設されているが、海岸からの距離が比較的近いことから、耐塩性向上を目的とする『ニッケル系高耐久性鋼材』が採用されている。

表中の凍結防止剤散布量は、冬季に散布される路線ごとの凍結防止剤の総重量を 1km あたりで算出し、橋面積で除して換算した橋面積当たりの散布量を示している。

なお、対象橋の架橋地(兵庫県但馬)は、日本海に面する

表-1 対象の耐候性鋼橋梁

橋名	竣工年	使用鋼材	形式	表面仕様	海岸からの距離	凍結防止剤散布量	端部塗装	定期点検結果
A	2004 (H16)	JIS (SMA 鋼)	鈑桁	裸仕様	約 8 km	0.43 kg/m ³	内側のみ	Ⅱ
B	2004 (H16)	JIS (SMA 鋼)	鈑桁	裸仕様	約 25 km	0 kg/m ³		Ⅱ
C	2006 (H18)	JIS (SMA 鋼)	箱桁	裸仕様	約 18 km	0.89 kg/m ³	有	Ⅱ
D	2005 (H17)	ニッケル系	鈑桁+箱桁	裸仕様	約 2 km	1.98 kg/m ³	有	Ⅱ

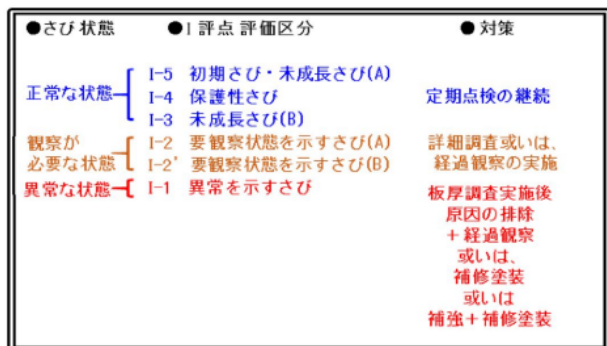


図-1 I 評点区分

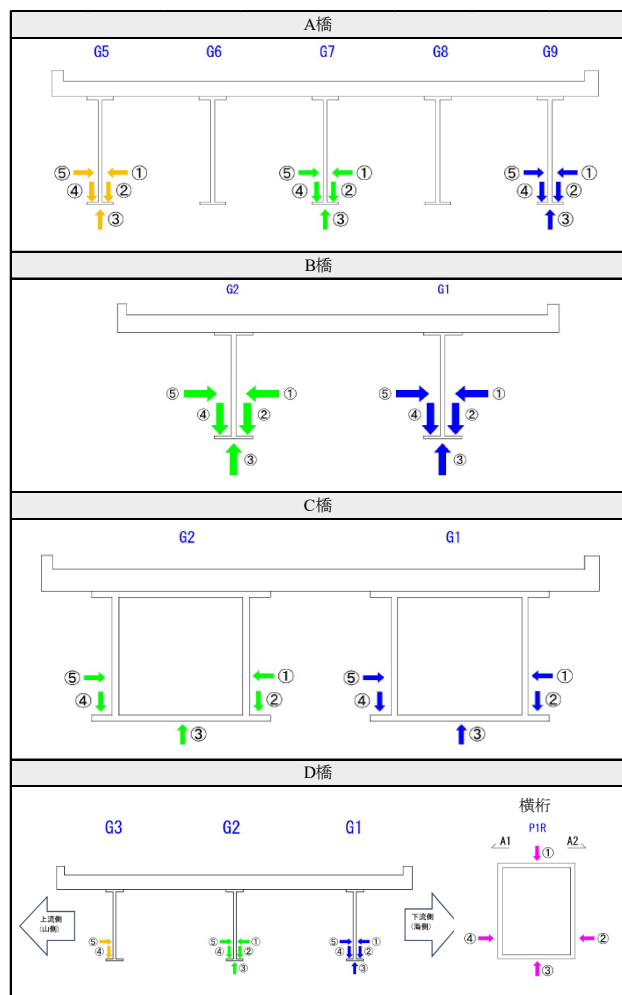


図-2 対象橋梁の調査測点

兵庫県北部の降雪地域で、冬季の平均気温は美方郡香住³⁾で1月:3.4度, 2月:6.4度, 相対湿度は年平均で70~85%程度と多湿であり、架橋計画段階において、耐候性鋼橋梁の適用に関して、十分な検討及び調査が行われたことを設計報告書等で確認している。

2. 調査項目

調査は、既往研究⁴⁾及び手引き¹⁾を参考に①外観観察, ②セロハンテープ試験, ③さび厚計測, ④付着塩分量計測, ⑤イオン透過抵抗試験を行った。

⑤のイオン透過抵抗試験で測定されるイオン透過抵抗値は鋼材表面を覆う物質のイオンの移動に対する抵抗値を示し、抵抗値が高いほど環境遮断性が高く、鋼材の腐食速度が遅い状態にあることを示す⁵⁾。文献5)では、このイオン透過抵抗値と③で得たさび厚の関係から、図-1に示すI評点で評価することで、耐候性鋼橋梁のさび状態に対して定量的かつ、客観的な評価、診断を行うことが可能であることが報告されている。

調査測点は、環境条件等の要因で、さびの状態が比較的悪いと想定される桁端部で計画し、各橋梁図-2に示す外桁/内桁のフランジ、ウェブに対して、①~⑤の調査を実施した。D橋では、他の橋梁と異なり、張り出し式の横桁を有していることから、横桁の位置でも調査を実施した。

3. 調査結果とさび生成に関する考察

イオン透過抵抗値とさび厚の関係及びI評点区分を図-3に示す。全橋において、概ねI-5, I-4の領域に位置していることから、橋梁全体としては『保護性さびの生成は比較的良好』と判定した。

しかし、A橋(図-3(a))に着目すると、最も外側のG-9桁下フランジ上面においては、I-1(異常を示すさび)に区分されており、局所的な異常さび(図-4, 外観評点:1)を確認した。この位置は橋梁の桁端部であり、遊間部からの漏水跡が確認された。

C橋(図-3(c))では、全ての測点においてさびの状態が良好であると判定できる。しかし、図-5に示す支間中央付近の垂れ流し式の排水管周辺では粗い異常さび(外観評点:3)が確認された。外観観察を実施した位置は河川と交差しており、寄り付きが困難であったことから、その他の調査は実施していない。

D橋(図-3(d))では、全ての測点でI-3~I-5の間に区分されており、未成長さびもしくは保護性さびであると評価できる。しかし、横桁下フランジ下面(P1-3)は表-2に示すように付着塩分量計測の結果、700mg/m²の塩分が付着しており、外観評点:3ではあるが、要経過観察とした。D橋はC橋と同様に垂れ流し式の排水管が採用されており、図-6に示すように排水管の突出長(L)が不足し、凍結防止剤由来と想定される塩分を含んだ排水が横風(架橋地の卓越風向)に流され横梁フランジ下面に付着したものと考えられる。調査時には表面の異常さび除去後に、緻密なさびを確認することができ、防食機能を有していると考えられる。しかし、表面の異常さびが放置された状態が継続されると塩分の蓄積により、内部の緻密なさび層も異常さびへ転換することが予想されるため、排水管の延長を行うことに加えて、表面のさびを除去する必要があると考えられる。

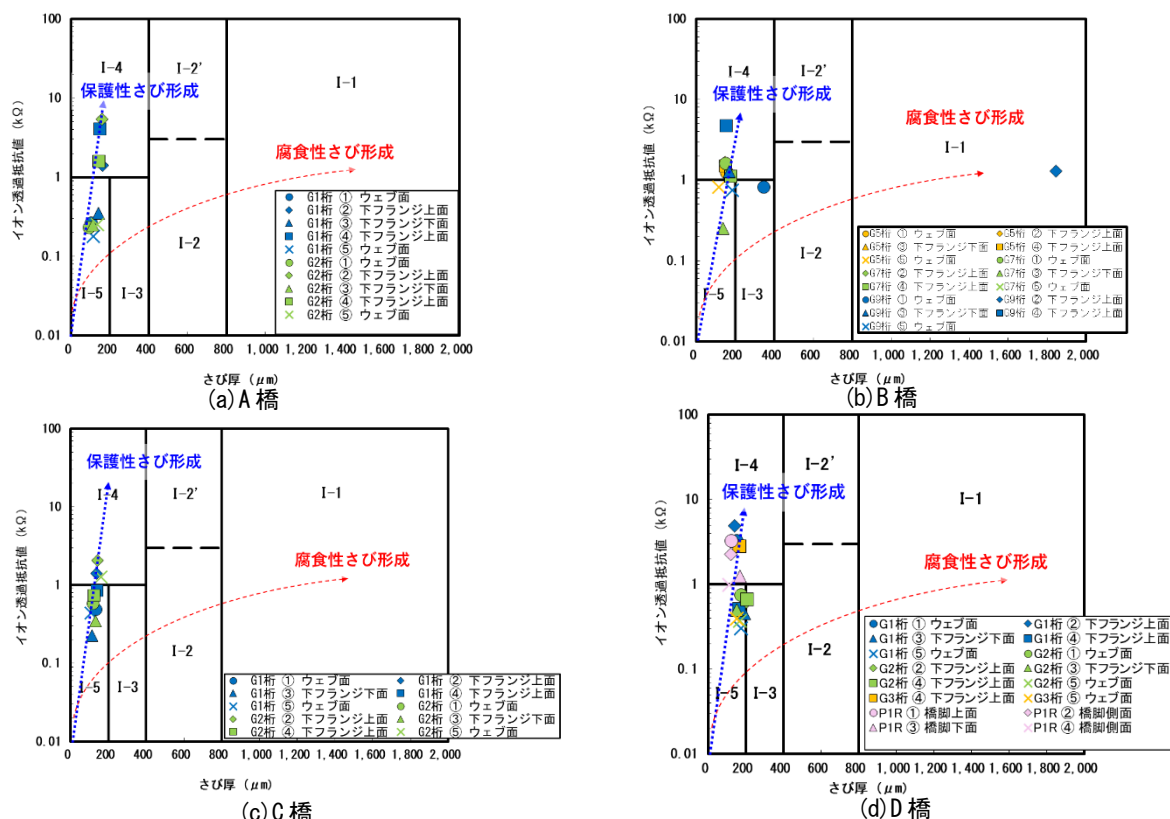


図-3 イオン透過抵抗値とさび厚の関係



図-4 A 橋のさび生成状況



図-5 C 橋の排水管周辺のさび生成状況

表-2 D 橋横桁下フランジの調査結果

PI R ③		
検仕様(ニッケル系)		
外観写真		
外観評点	3	
セロハンテープ試験	評点	3
さび厚(平均)	169	μm
イオン透過抵抗値	1.3k	Ω
1 評点区分	1-4	
付着塩分量	700	mg/m ²
考察	○保護性さびに至っている。 ⇒正常な状態	



図-6 D 橋の排水管状況

表-3 B 橋漏水箇所の調査結果

第2測線 G9桁 ②		
検仕様(SMA鋼)		
外観写真		
外観評点	1	
セロハンテープ試験	評点	5
さび厚(平均)	1.846	μm
イオン透過抵抗値	1.3k	Ω
1 評点区分	1-1	
付着塩分量	44	(mg/m ²)
考察	○異常を示すさびに至っている。 (定点の内、2/3は保護性さびであった) ⇒異常な状態	



図-7 B 橋漏水箇所

一方で、凍結防止剤不散布の B 橋は、図-7 に示すように桁端部の漏水を確認したが表-3 の通り、保護性さびが形成されていた。B 橋で確認された漏水の電気伝導度を測定した結果、水道水の 1/5 程度の値(塩分が含まれていない純水に近い状態)であり、文献 6) では、一般的に耐候性鋼材に、水道水程度の塩分が含有されていても異常さびに至らないことが報告されていることから、本橋では、保護性さびが形成されたと考えられる。

本調査における4橋の結果から、耐候性鋼材に水と塩分の両方が供給された時に異常さびが生じる傾向にあった。

4. 調査結果に基づいた構造細目の改善

(1) 排水管の突出長(L)の確保

C橋、D橋の結果より、排水管から塩分を含んだ排水が桁に付着することが確認されたため、排水管突出長(L)の確保及び現場状況に応じて排水管を延長する対策が考えられる。また、図-6に示す通り、排水管突出長(L)は設計段階(2次元図面)での把握は見逃しリスクが高く、横風影響の事前把握には限界があるため、施工時や初回点検での再確認、改良が望ましい。また、今後はBIM/CIM等3次元図や流水、風のシミュレーションに基づいた水掛かり状況等から、排水管突出長も含めた部分的な細部モデルでの事前確認が可能となると予測できる。

(2) 排水管接続部における細部構造の改善

排水管構造が異常さびの発生要因となる事例として、合成床版形式の橋梁において、VP管との接合部が耐候性鋼材(図-8)であることが挙げられる。本構造では、VP管と突出管との接合部隙間から、塩分を含む“排水のしみ上がり”が生じることで、排水管周辺に異常さびが発生するものと考えられ、マニュアルや便覧等での留意事項に該当するが、未対応である構造はまれに見られ、この場合は排水管全体を含めて見直す必要がある。

改善策(案)は、排水桝は別構造、鋳物等とし、接合部に“防水”と“マクロセル腐食対策(絶縁等)”を目的とした『シール材設置』構造とすることで、異常さび抑制が可能になると考える。

(3) 伸縮装置の早期改善

A橋では橋梁伸縮装置部からの漏水が発生していることを現地で確認し、漏水位置で異常さびが確認されている。また、現地状況及び、点検調査よりシール材の欠損が確認されていることから、軽微な損傷に対しても早期に対応する必要があると考えられる。

5. 耐候性鋼橋梁の補修判断

(1) 耐候性鋼橋梁の補修判断

橋梁定期点検要領(H31.3)では、耐候性鋼材の『健全性診断:Ⅲ(早期措置段階)』区分評価は、“さびの層状剥離がある”と規定されている。しかし、耐候性鋼材の異常さび除去作業は普通鋼材に比べ、特殊工具で約3倍の時間と手間を要することに加えて、切削面凹部に『異常さび、水、塩分』が残留し、補修後の塗膜下で異常さびが生成した再劣化事例が多数確認され、耐候性鋼橋梁特有の課題がある。一部の異常さびにより、加速度的に板厚が減肉する可能性があり、構造安全性低下のほか、耐候性鋼部材の大規模補修工法が未だ開発

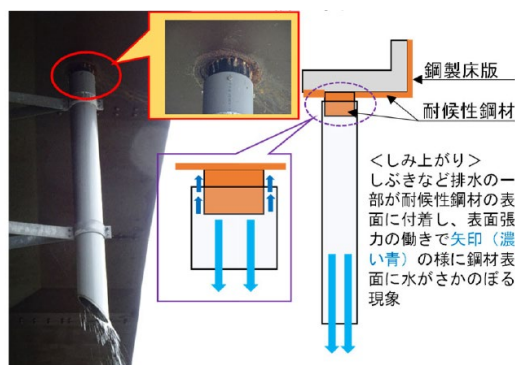


図-8 排水管接続部における異常さび発生事例



図-9 A橋における伸縮装置からの漏水事例

段階であるため、補修の手間/費用が高額になることが想定される。

これらの調査結果および再劣化事例に基づき、耐候性鋼橋梁の『ミニマムメンテナンス橋』としての維持管理性能を発揮させるためには、積極的な予防対応への方針転換が必要と考えられ、確認された異常さび発生の要因(計画/想定外の水掛かり、伸縮装置からの漏水等)は、速やかに改善/補修(異常さびの初期除去、水掛かり/漏水原因の排除)を行うといった“丁寧な維持管理の実施/継続”が、LCC低減に効果的であるとする。また、本稿における対象橋梁の定期点検結果(健全度判定)は表-1より、橋梁全体:Ⅱであり、補修対象外(Ⅲ未満)となるが、LCC低減の目的から“初期損傷でも補修”が可能となる診断基準の見直し等が望ましいと考えられる。

(2) 耐候性鋼橋梁の防食対策

耐候性鋼橋梁の防食対策⁷⁾として、異常さびの発生原因の特定及び原因の排除を実施した後、ハンマーケレンやダイヤモンド工具を用いた異常さびの除去⁸⁾及び水洗工法⁹⁾による付着塩分の除去を確実にを行い、初期の環境状態で供用することで、正常なさびが生成させる環境を整えることが有用と考える。一方で、原因の特定・排除が困難な場合は、塗装による防食対策が実施される。耐候性鋼橋梁に塗装を行った場合、一部で、原因を完全には排除することができずに塗装の剥離や塗装内部で異常さびの発生など、再劣化した事例も報告されている。塗装後の再劣化を予防するために、異常さびの進行や発生範囲を把握した上で塗装を行う必要があるため、応急的な補修かつ、経過観察を行うことが可能になると確実な

補修(塗装)を行うことが可能になると考えられる。応急的な補修時は、施工が容易であることが求められる。

以上のことから、透明な材料で内部状況が把握することが可能であり、施工が容易な接着性シリコンシートによる被覆が効果的であると考えられる。本稿では接着性シリコンシートで被覆した外観評点:1の耐候性鋼材に対して、環境試験(複合サイクル試験 JIS K 5600-7-9 サイクル D)を試験的に実施した。なお、使用した接着性シリコンシートは信越ポリマー(株)製ポリマエース⁸⁾である。本製品はシート状で小規模であるため、施工には足場の設置が不要であり、高所作業車等を利用して施工を行うことが可能であるため施工が容易である。また、広い温度領域でもゴム弾性を有しており、紫外線の耐性にも優れ、風雨の影響を受けても物性はほとんど変化しないため、長期間に渡り性能を維持することが可能であることから、屋外やさびが発生しやすい箇所へ適用されている製品である。

現在も試験中であるが、5年経過相当の結果を示したものを図-10に示す。シートで被覆していない箇所は腐食の進行及び板厚の減少が確認されたが、被覆箇所においては板厚の減少は認められなかった。また、境界部から一部シートの剥離が認められたが、シートと耐候性鋼材の境界部で異常さびが発生し、シートが剥離したものと考えられる。この結果から、シートの剥離を通して、異常さびの発生、範囲、進行を早期に把握することが可能になると考えられる。

以上の結果から、試験に用いたシートは透明であるため、シート内部の耐候性鋼材の状況を確認することができ、腐食の進行状況を把握することが可能である。さらに、製品が小規模であるため施工の制限が少なく、容易であることから、実際の補修を行うまでの応急的な補修材料として期待できると考える。本製品の継続した試験や今後の実橋への適用及び適用後の経過観察により、確実な補修効果を実証することで、恒久的な補修材料となることが期待できる。

あ と が き

- (1) 桁端部及び排水管周りは、局部的に異常さび(うろこ状さび/層状剥離さび)が発生することを確認した。結果、板厚減少が加速度的に生じ、構造安全性低下に加え、補修時の手間/費用も高むため、初期段階で異常さび除去と要因の排除/改善等が重要である。
- (2) 本調査により、耐候性鋼材に水と塩分の両方が供給された時に異常さびが生じる傾向にあり、類似条件の他橋との比較等、継続調査が必要である。
- (3) 耐候性鋼橋梁のLCC低減には、伸縮装置や排水管の切回し/取合いなど、細部構造に配慮し、BIM/CIMの活用も含めた設計時・施工時確認だけでなく、架橋直後の構造改善も必要である。

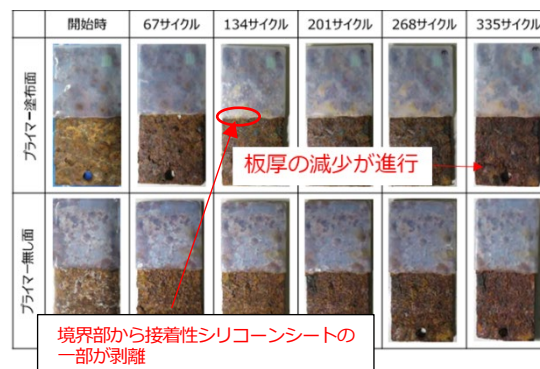


図-10 環境試験後の接着性シリコンシートの状況

- (4) B橋の水掛かり部(純水、塩分無し)は、異常さびが未発生(健全)であったことから、純水と異常さび生成条件との関係について、類似する他橋との比較検討、継続調査等が必要である。
- (5) 対象橋の定期点検結果(健全度判定)は主桁:Ⅱ、橋梁全体:Ⅱであり、補修対象外(Ⅲ未満)となるため、LCC低減の目的から“初期損傷でも補修”が可能となる診断基準の見直し等が望ましい。

本調査は、兵庫県 道路街路課及び新温泉土木事務所発注の耐候性鋼橋の分析を目的とする業務内で実施し、対象橋梁や凍結防止剤散布状況に関する情報を提供いただきました。関係者の皆様方に感謝の意を表します。

参考文献

- (1) (社)日本橋梁建設協会: 耐候性鋼橋の手引き(改訂4版), 2021.11
- (2) 国土交通省国土技術総合研究所 他: 耐候性鋼橋の適用環境評価手法の高度化に関する研究(Ⅱ)-凍結防止剤散布の影響に関する検討, 国土技術政策総合研究所資料, No.788, 2014.1
- (3) 兵庫県: 統計書 令和3年(2021)
- (4) 今井篤実ら: 鋼構造物の腐食診断にむけたイオン透過抵抗法の適用, 防食管理, Vol.51, No.5, pp.1-6, 2007年5月
- (5) 西川和廣ら: イオン透過抵抗法による耐候性鋼橋梁の異常さびの早期検出~定期点検における健全度判定の信頼性向上を目指して~, 土木技術資料 59-4(2017)
- (6) 麻生稔彦ら: 耐候性鋼材のさび生成に関する基礎的実験, 鋼構造年次論文報告集, 第18巻, pp.617-624, 2010, 11.
- (7) 日本道路協会: 鋼道路橋防食便覧, 2014.
- (8) 今井篤実ら: 耐候性鋼橋梁の防食補修塗装法の実施に関する一考察, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68, No.2, pp.347-355, 2012年.
- (9) 落部圭史ら: 耐候性鋼橋梁の維持管理に関する補修工法の開発, 構造工学論文集, Vol.66A, pp.411-418, 2020年3月.
- 10) 信越ポリマー株式会社: シリコン接着シートポリマエース総合カタログ,
<https://www.shinpoly.co.jp/ja/product/product/construct/maintenance/acc.html>, 閲覧日 2024/08/07.

上部工架替えに伴う RC 床版橋の詳細設計

(株)オオバ 大阪支店 福 家 将 之

論文要旨

本稿は、上部工部材の劣化に伴う橋梁架替詳細設計における床版橋の設計手法についての一考察である。本橋の設計条件では活荷重 (T-2) による曲げモーメントを考慮する必要があるが、H29 年道示対応のソフトで版理論を用いて設計を行えるものが確認できなかった。また、版理論の設計で用いられるオルゼン (Olsen) の図表が記載されている文献についても入手が困難であったため、S53 道示に記載されているオルゼンの図表をベースとした算定式を用いて断面力を算出した場合の妥当性について検討したものである。

本稿では、旧道示記載の算定式を設計曲げモーメントの算出に適用するにあたり、同路線にて過年度にオルゼンの図表を用いて橋梁架替詳細設計が実施された RC 床版橋を対象として解析方法の検証を行った結果を報告する。今回の検証は、オルゼン、旧道示記載の算定式および市販されているソフト (格子理論) を利用して設計曲げモーメントの差異を検証するものである。

キーワード : RC 床版橋, Olsen の図表

まえがき

対象橋梁は図-1 に示すとおり、農業用水路に架かる単純 RCT 桁橋 (橋長 $L=6.47\text{m}$, 幅員 $w=3.29\text{m}$) である。

本橋は、1981 年に架設されて現在まで 42 年が経過している。過年度の定期点検結果でⅢ判定であり、主桁、床版に広範囲の剥離・鉄筋露出、鉄筋の断面減少が見られ、詳細試験では圧縮強度の低下が確認されるような状況であった。

この状況を踏まえて、対策案として橋梁架替案と補修対策案の比較検討を実施し、経済性で優位であった橋梁架替案を採用案とし、橋梁架替詳細設計を行った。

本稿は詳細設計において現行基準に合わない活荷重による設計曲げモーメントを簡易的な手法で算定するため、旧道示記載の算定式および市販ソフト (格子理論) による解析結果の検証を行った内容について述べる。



図-1 橋梁全景

1. 設計方針

(1) 基本方針

本橋の上部工形式は標準適用支間³⁾より選定した形式

(RC 床版橋, ボックスカルバート) で経済性比較を実施し RC 床版橋を採用案とした。

下部工形式は既設橋台に沈下等は見られないことから既設橋台を一部改修し, 再利用する方針とした。

(2) 設計条件

本橋の設計条件は, 以下のとおりである。

表-1 設計条件

桁	長	7.300 m
支 間	長	7.26 m
幅 員		3.290 m (有効幅員) 2.950 m
斜	角	90°
設 計 活 荷 重		T-2t 車 (現道の利用状況を考慮)
舗 装 厚		0.080 m (アスファルト舗装)
床 版 の 片 持 部		片持部なし

2. 検討概要

(1) 主版の曲げモーメント

版に作用する断面力の算定方法としては等方性版理論, 異方性版理論, その他 (格子構造理論等) を用いる算出方法があるが, H29 道示²⁾において曲線橋や斜橋, 支承条件が複雑な場合等を除き版理論により算出してよいと記載されている。

本橋は直橋の RC 床版橋 (中実床版) であり, 相対する 2 辺が線状で単純支持され, 等方性版と考えられる片持部のないコンクリート主版であるので, 曲げモーメントは, H29 道示Ⅲの下記に示す方法で算出するものとした。

・橋軸方向の死荷重曲げモーメント²⁾

死荷重曲げモーメントは, 死荷重がコンクリート主版全体

に均等に分布するものとして算出する.

- ・橋軸直角方向の死荷重曲げモーメント²⁾

死荷重曲げモーメントは、橋軸方向の死荷重曲げモーメントに以下の式(解 14.3.1)の β を乗じて算出する.

$$0.7 \leq l/B < 2.0 \quad \beta = -0.74(l/B) + 0.22$$

l: 支間長 (m), B: 版全幅 (m)

- ・橋軸(直角)方向の活荷重(衝撃を含む)曲げモーメント
版理論により算出する.

(2) 活荷重 (T-2) による曲げモーメント

等方性版の場合、自動車荷重や地覆の重量などの部分荷重による断面力はオルゼンの図表を使用するものが多く用いられているが、図表が記載されている文献等の入手が困難であったため、S53 道示の算定式について検証し、また参考として格子解析ソフトでも計算を実施し、検証を行うものとした。

(3) 解析手法について

算定手法として以下の2案を検証する.

- ・道示Ⅲ (S53 年1月) 記載の算定式による算定

S53 道示¹⁾コンクリート橋編において活荷重(衝撃を含む)による設計曲げモーメントの算定式が記載されている。以下の公式はオルゼン (Olsen) の図表およびギヨン・マソネ (Guyon-Massonnet) の方法により求められた近似式であり、適用範囲も本条件に合致しているため、近似的な値が得られると考えられる。

表-2 設計曲げモーメント (橋軸方向)

適用範囲	設計曲げモーメント (t・m/m)
歩道等と車道部分の区別がなく $B \leq 13.0\text{m}$ の場合	$1.80l + 0.5$

表-3 設計曲げモーメント (橋軸直角方向)

適用範囲	設計曲げモーメント (t・m/m)	
	正の曲げ	負の曲げ
直 橋	$0.25l + 1.0$	$-(0.25l + 1.0)$

- ・電算 (格子解析) による算定

以下の市販ソフトで断面力の差異を検証する.

表-4 使用ソフト

解析理論	使用ソフト	設計活荷重	備考
格子解析	JIP PC-Navi	L-20	注1
格子解析	Forum8 PC 単純桁の設計	A 活-T 荷重	注1

注1: 活荷重曲げモーメントは、算定された値の10%とする (設計活荷重の比率)

(4) 検証方法

過年度詳細のオルゼンの図表で設計された RC 単純床版橋を対象に各手法でオルゼン方法と類似の結果が得るか、断面力を比較し、検証を行った。解析の条件は以下のとおりとした。

表-5 解析条件

上部工形式	RC 中実床版橋
桁 長	5.960 m
支 間 長	5.560 m
総 幅 員	3.800 m
有効幅員	2.800 m (車道)
斜 角	90°
設計活荷重	T-2t 車
舗 装 厚	0.080 m (アスファルト舗装)
床 版 厚	0.250 m
床版の片持部	片持部なし

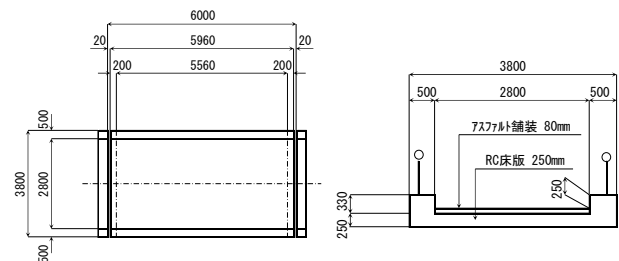


図-2 形状寸法図

3. 解析結果

以下に各検証案の計算値とオルゼンの方法との比較および解析結果を以下に示す。(結果は活荷重による曲げモーメントの計算値)

(1) 道示Ⅲ (S53 年1月) の算定式による算定

表-6 橋軸方向の支間中央の曲げモーメント

		オルゼン	算定式	比率
外 桁	ML (kN・m)	8.95	10.30	1.15
中 桁	ML (kN・m)	7.67	10.30	1.34

表-7 橋軸直角方向の支間中央の曲げモーメント

		オルゼン	算定式	比率
正	ML (kN・m)	0.61	2.34	3.84
負	ML (kN・m)	-1.61	-2.34	1.45

(2) JIP PC-Navi による格子解析

表-8 橋軸方向の支間中央の曲げモーメント

		オルゼン	算定式	比率
外 桁	ML (kN・m)	8.95	7.64	0.85
中 桁	ML (kN・m)	7.67	7.80	1.02

表-9 橋軸直角方向の支間中央の曲げモーメント

		オルゼン	算定式	比率
正	ML (kN・m)	0.61	0.52	0.85
負	ML (kN・m)	-1.61	0.14	0.09

(3) Forum8 PC 単純桁の設計による格子解析

表ー 1 0 橋軸方向の支間中央の曲げモーメント

		オルゼン	算定式	比率
外 桁	ML (kN・m)	8.95	10.22	1.14
中 桁	ML (kN・m)	7.67	9.81	1.28

表ー 1 1 橋軸直角方向の支間中央の曲げモーメント

		オルゼン	算定式	比率
正	ML (kN・m)	0.61	2.18	3.57
負	ML (kN・m)	-1.61	-0.25	0.16

4. まとめ

各手法での解析結果について比較を行い、検証した結果を以下に記述する。

(1) 解析手法の比較

1) 道示Ⅲ (S53 年 1 月) の算定式

・橋軸方向

活荷重の曲げモーメントは、近似式より算定しているので少し安全側の値となっている。(外桁 1.15)

・橋軸直角方向

近似式からの算定であるが、結果に誤差が生じている。特に正の曲げモーメントにおいて、算定式の計算値がオルゼンの値に比べて大きく異なる結果となった。ただし、安全側の設計となる。(正 3.84)

2) JIP PC-Navi による格子解析

・橋軸方向

中桁はほぼ近似値が得られるが、外桁ではオルゼンの結果に比べ 0.85 程度小さい値となっている。

・橋軸直角方向

設計条件が異なるため、計算結果に大きな誤差が生じている。(負 0.09)

3) Forum8 PC 単純桁の設計による格子解析

・橋軸方向

計算値がオルゼンの値に比べて大きく最大で 1.28 程度の誤差が見られる。

・橋軸直角方向

設計条件が異なるため、計算結果に大きな誤差が生じている。(正 3.57)

(2) 考察

1) 道示Ⅲ (S53 年 1 月) の算定式について

算定式は以下の理由より、設計に用いても問題ないと考えられる。

・橋軸方向の活荷重曲げモーメントの値は、ほぼ一致しており、安全側の値となる。

・橋軸直角方向の値は、かなり安全側の値であるが、数値そのものは小さいので断面決定要因とならない。

(最小断面厚 250mm および最小鉄筋配置 D13@250 で決定される)

2) 電算 (格子解析) による算定について

検証を実施するにあたり、以下の問題があげられた。

- ・オルゼンの図表では主版幅、支間長をそれぞれ 8 等分した位置の影響値を図表により求めて断面力を算定するが、ソフトの制約上支間方向に対して 8 等分が出来ないため、オルゼン方法と条件を揃えられない。(JIP PC-Navi)
- ・異なる設計活荷重 (L-20, A 活-T 荷重) から算定した結果であるため、載荷条件等により結果に誤差が生じている。(JIP PC-Navi, Forum8)

解析結果および上記の問題等より、本橋の設計条件においてソフトの使用は適していない。

(3) 結論

今回の解析および検証結果から、道示Ⅲ (S53 年 1 月) の算定式は、設計に用いるにあたり一定の近似値が得られ、安全側となるため、本設計における現行基準に合わない活荷重による設計曲げモーメントの算定には適していると考えられる。一方で電算 (格子解析) による算定については、設計条件を厳密に一致させることができないため、現時点では補助的な手法として位置づけるべきである。

最終的には、設計条件や現場の状況に応じて適切な手法を選択し、必要に応じて複数の手法を併用することで、設計の妥当性と安全性を確保することが重要である。

5. あとがき

今回の検討において、多くの方々からご協力とご支援をいただきました。技術的なアドバイスをいただいた関係者の皆様には心より感謝申し上げます。また、今後の中小規模の RC 床版橋の架替え設計の一助になれば幸いです。

参考文献 (または引用文献)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編 S53.1 p.183,184
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編 S29.11 p.307,308
- 3) 兵庫県県土整備部：土木技術管理規定集 R2.4 橋梁編

逆ローゼ桁橋における橋梁計画

株式会社エイト日本技術開発 ○ 上 原 一 真
株式会社エイト日本技術開発 今 西 修 久
株式会社エイト日本技術開発 笠 松 徹

論 文 要 旨

本業務は、一級河川を横過する国道の急峻地形に計画された橋梁の詳細設計を実施したものである。上部工は上路式逆ローゼ桁橋（橋長 110m、アーチ支間 87.5m）、下部工は逆 T 式橋台・壁式橋脚(直接基礎)であり、急峻地形における上路式アーチ橋の橋梁計画として、「補剛桁とアーチリブの一体化によるアーチライズの改善」、「曲線の道路線形に対応した構造計画」「急峻な谷地形に計画される下部工の配置計画」「アーチリブの変形や上揚力の発生を踏まえた支点条件の工夫」「積雪寒冷地における耐久性・耐腐食性の向上の細目」、などの検討を実施した。

キーワード：アーチ橋、逆ローゼ桁、アーチライズ、曲線、段差フーチング、積雪寒冷地

ま え が き

本業務の対象橋梁は、一級河川と交差する国道の道路改良事業に伴う橋梁の架け替えとして計画されたものである。計画にあたっては、架橋地が急峻な谷地形を跨ぐこと、架橋路線は地域で重要な観光路線でありながら迂回路が無いこと、積雪寒冷地であり冬季の降雪影響を受けること、などの制約を有する。このような背景のもと、支間長 100m 弱に対応可能な形式であるアーチ形式のうち、曲線を含む道路線形に対して適用性が高い上路式アーチ形式のうち、経済性に有利である形式として逆ローゼ桁形式が選定された。本論文では、対象橋梁の詳細設計における橋梁計画について報告する。

1. 対象橋梁

対象橋梁は橋長 110.0m、アーチ支間 87.5m の鋼上路式逆ローゼ桁橋である。構造諸元を表-1 に示す。

表-1 構造諸元

構造諸元	
橋長	110.000m
支間長	11.000m+97.000m（アーチ支間：87.500m）
全幅員	10.200m
縦断線形	$i=8.000\% \searrow \sim i=5.000\% \searrow$
平面線形	$R=160m \sim A=90m \sim R=\infty$
横断線形	$i=6.000\% \swarrow \sim i=2.000\%$ (拌み勾配)
上部工形式	鋼上路式逆ローゼ桁橋
床版形式	RC 床版
下部工形式	橋台：逆 T 式橋台 橋脚：壁式橋脚
基礎形式	直接基礎(段差フーチング)
支持層	混在岩 CM 級 (Mms-CM)、混在岩 CH 級 (Mms-CH)

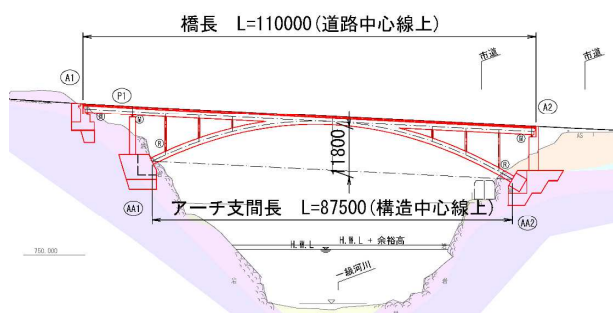


図-1 側面図

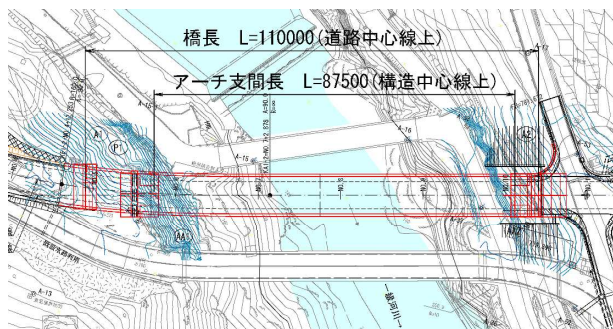


図-2 平面図

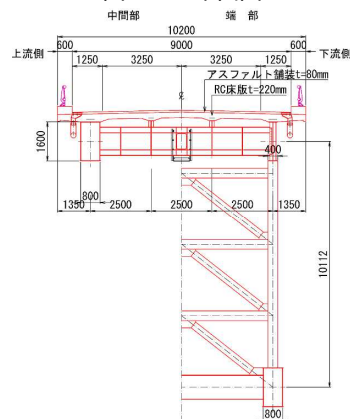


図-3 上部工断面図(アーチ部)

2. アーチライズの検討

(1) 検討手法

本橋梁の特性として、アーチ形式かつ曲線を有する橋梁のため、挙動が複雑なことが挙げられる。そのため、基本計画の橋梁一般図や概略設計計算書に基づき、図-4に示すような立体解析モデルを構築し、橋梁計画を実施した。

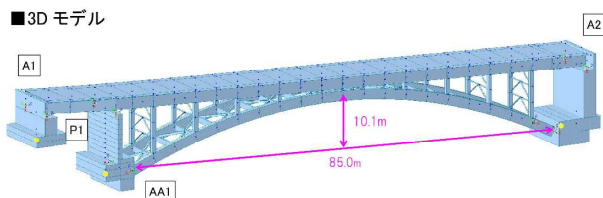


図-4 検討モデル図(諸元は基本計画時)

(2) アーチライズ設定の方向性

a) 検討概要

基本計画時での計画では、本橋梁のアーチライズは 10.1m であり、ライズ比(アーチ支間/アーチライズ)は $85.0/10.1 \approx 8.42$ である。鋼ローゼ桁橋のライズ比は最も経済的とされる6程度の実績が多いが、上路式の場合は地形条件の制約を受けるため、4程度から10を超える範囲まで幅広く分布している。本橋梁はライズ比が大きい部類、すなわち扁平なアーチであることから、ライズ比の変化がアーチの断面力にどのような影響を与えるかを把握し、ライズ設定の方向性について検討した。

b) ライズ比変化の検討結果

検討においては、基本計画の諸元をもとに構築した立体解析モデルをもとに、図-5のように基本計画でのアーチライズを $\pm 0.5\text{m}$ ずつ変化させ、アーチ基部の死荷重断面力やL2地震時の応力の変化を確認した。その結果を図-6に示す。扁平なアーチ橋における傾向として、ライズ比を小さくする(＝アーチライズを大きくする)ことにより、死荷重断面力を小さくすることができ、L2地震の発生応力も小さくすることが可能であると確認できた。本検討での最小ライズ比7.73(アーチライズ11.0m)では、死荷重断面力は1割程度、L2地震時応力は0.5割程度の減少となる。よって、扁平なアーチ橋のアーチライズ計画としては、地形条件に支配されるものの、可能な限りライズ比を小さくする(＝アーチライズを大きくする)方向で構造計画を行うものとした。

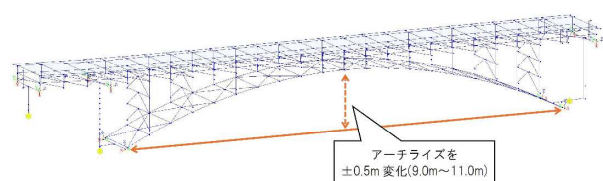


図-5 アーチライズ検討概要

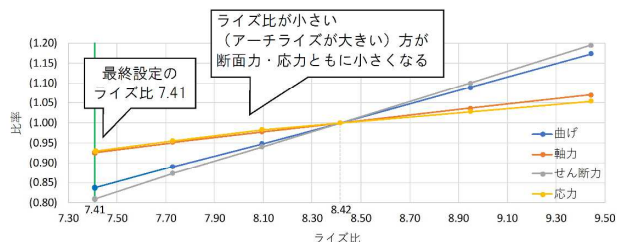
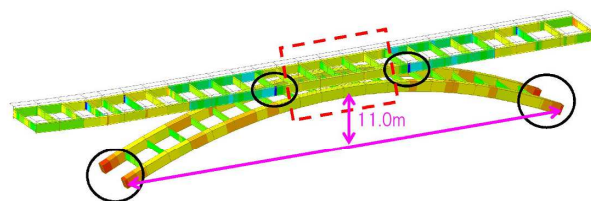


図-6 アーチライズ検討結果

(3) アーチライズ改善の工夫

扁平なアーチ橋におけるアーチライズを大きくする工夫として、アーチ頂部で補剛桁とアーチリブを一体構造とすることが挙げられる。本橋梁では、補剛桁とアーチリブを一体化することにより、ライズ比は7.41まで小さくなる。この構造について検討した結果、図-7に示すとおり、一体化していない構造に対し、一体化した構造は、L2地震の発生応力について、高い応力度を示す濃色箇所が減少した。すなわち、ライズ比を大きくするために補剛桁とアーチリブを一体化することで、本橋梁で断面決定要因となるL2地震時の応力状態を改善することができる。よって、補剛桁とアーチリブを一体化することとした。

【アーチ頂部での補剛桁とアーチリブ別体構造】



【アーチ頂部での補剛桁とアーチリブ一体構造】

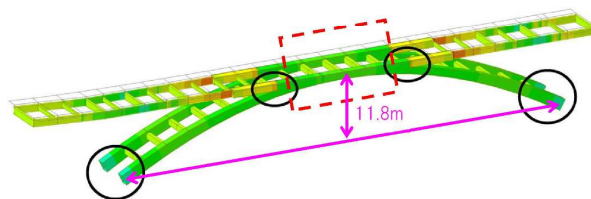


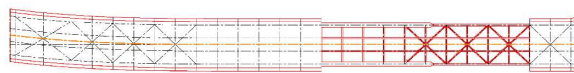
図-7 補剛桁とアーチリブの一体化検討結果

3. 曲線に対する構造計画

(1) 上部構造の計画

本橋梁の道路平面線形は、起点側に $A=90.0$ のクロソイド区間を有するため直線ではないが、本橋梁はアーチ形式であるため、アーチリブは道路平面線形における直線区間の方向に配置した。一方、補剛桁は、アーチ部材が路面下方に位置する上路式であるためアーチ部材に障害されずに配置ができることから、床版支間を変化させないことを目的に、図-8のように道路線形に沿って曲線配置とし、クロソイドを含む道路線形に対応させた。

■補剛桁



■アーチリブ

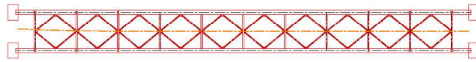


図-8 線形図

(2) 下部構造の計画

下部工のセット方向概要図を図-9に示す。前述したように、アーチリブは直線配置となるため、下部工の斜角は、道路平面線形の直線区間に位置する A2 橋台のセット方向を基準として、クロソイド区間に位置する AA1 橋台はこれと並行とした。また、補剛桁のみの区間の端部に位置する A1 橋台についても、橋梁全体の移動方向を統一するという考えから、A2 橋台と平行に配置した。

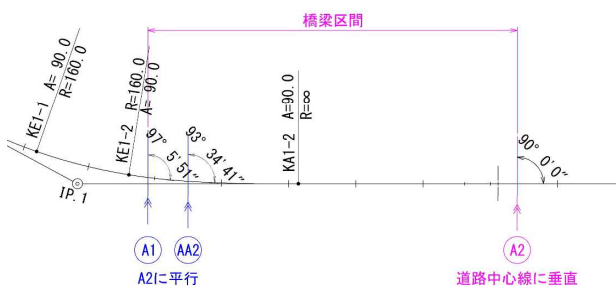


図-9 線形図(下部工セット方向)

4. 下部工の検討

(1) 検討概要

本橋梁の下部工は、急峻な谷地形の複雑な地形に設置される地形的制約のほか、施工条件として、隣接・交差する現道の交通を確保する必要がある。これらの条件を踏まえ、各下部工計画は以下の通りとした。

(2) A1 橋台

A1 橋台は、背面に隣接する現道に影響しない範囲で、極力後ろに下げた位置とした。橋台付近の地形は、図-10 のように前面側と左側の2方向に傾斜していることから、図中青丸で示す谷側の施工余裕幅 1.1m を確保しようとする、橋台を前出しするほど橋台高を高くする必要があったため、極力後ろに下げたほうが経済的となる。また、斜面上かつ岩が露呈する状況のため、掘削規模の縮小による現場作業の省力化の観点から、現道側である橋軸直角方向に段差フーチング(置き換え基礎)を採用し、橋台規模の縮小を図った。これにより、経済性に優れるほか、掘削範囲が小さくなったことで、施工時の現道交通を通常時と同様の2車線確保することができた。

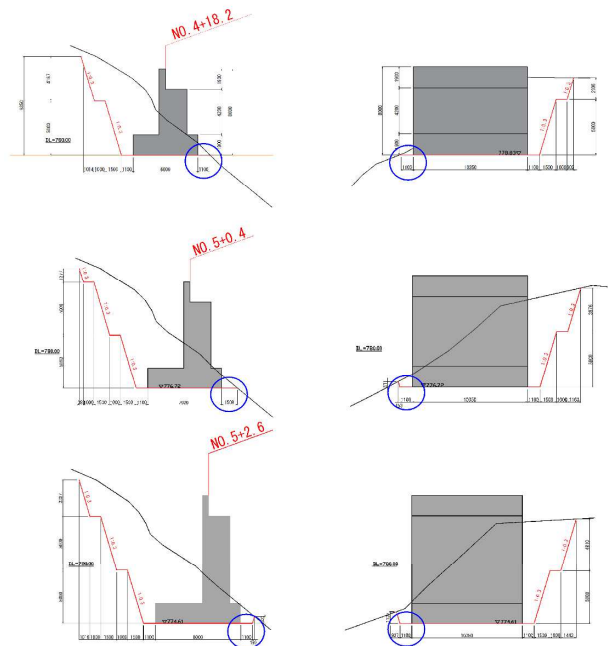


図-10 A1 橋台位置検討

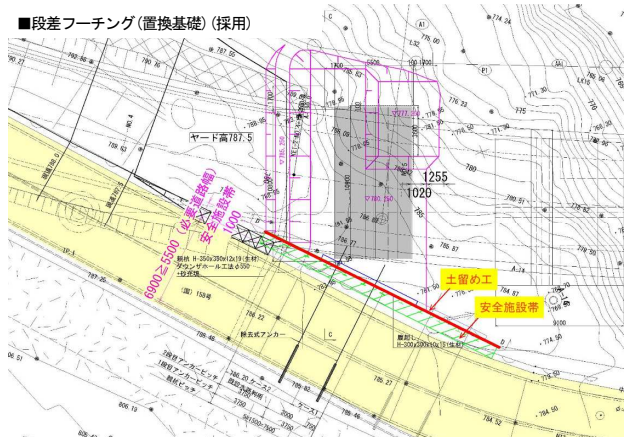
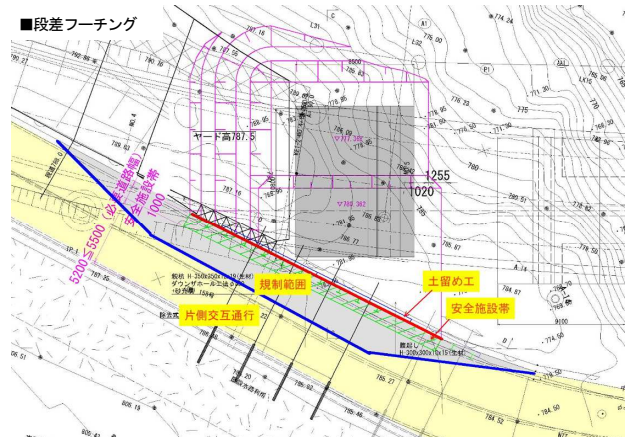


図-11 A1 橋台掘削範囲の検討

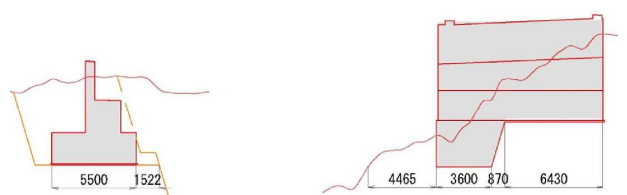


図-12 A1 橋台形状

(3) A2 橋台

A2 橋台は、図-13 に示す通り、前面に位置する市道に対し、施工影響範囲が干渉しない範囲で極力前に出した位置とした。これにより、アーチ支間の短縮に繋がり、ライズ比の縮小を図ることができた。また、斜面上の下部工における掘削・土留め工の規模の縮小の工夫として、勾配の厳しい橋軸方向に段差フーチングを採用した。

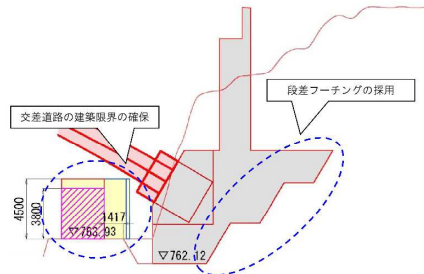


図-13 A2 橋台位置検討

(4) AA1 橋台

AA1 橋台は、図-14 の通り A2 橋台位置によって決定されるアーチライズによって位置が制約される条件下にて、前面に位置する市道に対して施工影響範囲が干渉しない範囲で考えられる位置のうち、上部工工費も含め経済性に優れる位置とした。また、斜面上の下部工における掘削・土留め工の規模の縮小の工夫として、現道側である橋軸直角方向に段差フーチングを採用し、掘削範囲の抑制を図った。

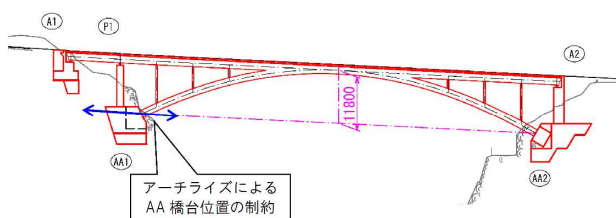


図-14 アーチライズによる AA1 橋台位置の制約

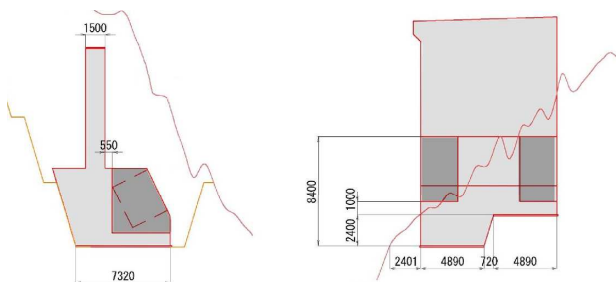


図-15 AA1 橋台形状

5. 支点条件の検討

(1) 検討概要

鋼上路ローゼ桁では L2 地震時の応力状況により、断面や支点条件が決定されることが多い。そのため、立体解析モデルにより、鋼上路ローゼ桁の応力発生状況を確認し、支点条件を検討した。基本計画時の支点条件を図-16 に示す。

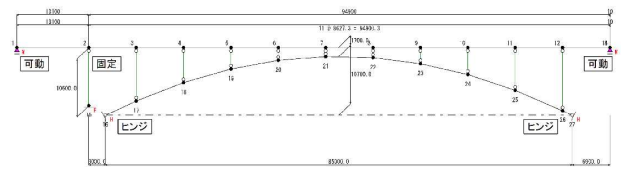


図-16 基本計画時の支点条件

(2) 応力発生状況と対応策

a) 応力発生状況の結果概要

変動作用支配状況の概算応力は、D+L+SW および D+EQ(L1 地震)のいずれのケースも、制限値を満足する結果であった。一方、偶発作用(D+EQ(L2 地震))においては、制限値を超過する部材がみられ、本橋梁の部材の多くは L2 地震時の断面力で決定されることが分かった。応力の発生状況を次項に示す。

b) 橋軸方向の応力発生状況

橋軸方向における概算応力は、図-17 の赤丸に示す補剛桁で高い応力が示され、制限値の超過が 15%程度みられた。このほか、補剛桁のアーチクラウン近傍や P1 橋脚上、アーチリブ端支柱部において制限値に近い応力が発生し、詳細設計における部材照査を行うと制限値超過の可能性が高い。橋軸方向で大きな応力が発生しているのは、図-18 に示す変形が生じている時で、アーチリブの大きな変形に伴い補剛桁が大きく変形していることによる。よって、アーチリブの変形を抑制する工夫が必要であった。

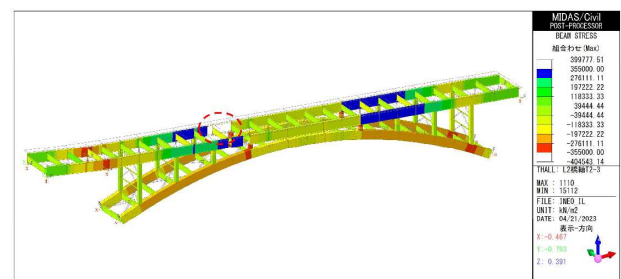


図-17 橋軸方向の応力発生状況

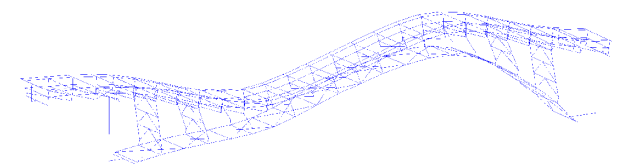


図-18 橋軸方向の変形状況

c) 橋軸直角方向の応力発生状況

橋軸直角方向における概算応力は、図-19 の赤丸に示す補剛桁・横桁・アーチリブ・鉛直材で制限値を超過し、特に横桁では制限値の 4 倍超の応力が発生しており、鋼材板厚の増加などでは対応できない応力である。このほか、橋軸方向と同様に制限値に近い応力が発生した部材があり、詳細設計にお

ける部材照査を行うと制限値超過の可能性が高い。直角方向で大きな応力が発生しているのは、図-20 に示す変形が生じている時で、アーチリブの大きな変形に伴い補剛桁が大きく変形していることによる。この大きな変形を A1 橋台・AA1 橋台の支承部と AA1 橋台・A2 橋台アーチ基部の直角方向固定支承で拘束しているため、この近傍の部材に力が集中する傾向がみられる。よって、直角方向の支承の固定条件の見直しとアーチリブの変形を抑制する工夫が必要であった。

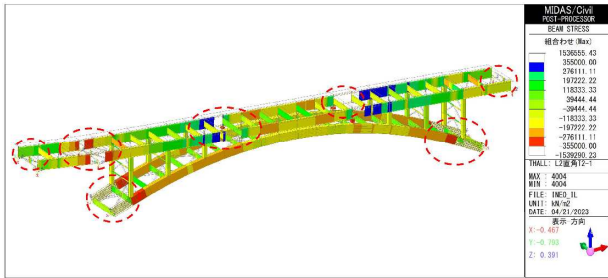


図-19 橋軸直角方向の応力発生状況

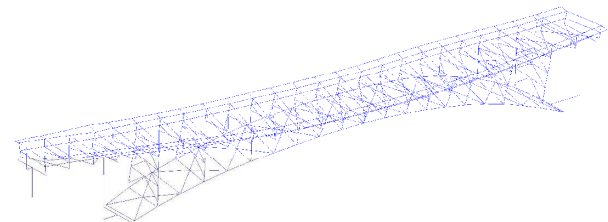


図-20 橋軸直角方向の変形状況

加えて、L2 地震時の直角方向では図-21 に示すとおり、支承に大きな上揚力が発生しており、支承単体での上揚力対策では対応が困難である。よって、上揚力への対応の観点からも、直角方向の支承の固定条件の見直しが必要であった。

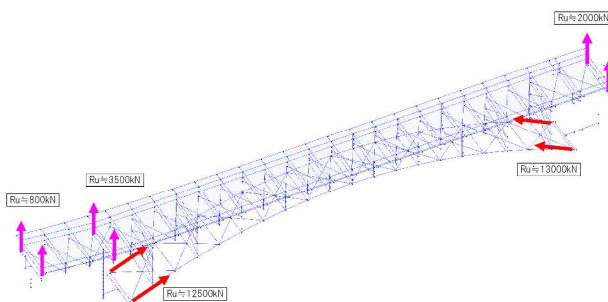


図-21 上揚力の発生箇所

d) 支点条件の改善

以上に示す基本計画時の形状諸元を基本とした構造検討の結果、本橋梁の部材の多くは L2 地震時の断面力で決定されることが分かった。これは一般的な上路アーチ橋の構造特性と一致している。ただし、本橋梁ではアーチライズ比が一般的な上路アーチの 6 に比べて 8.4 程度と小さいことから、ア

ーチリブの軸力が大きくなる傾向であった。また、L2 地震時の直角方向では、支承単体での上揚力対策では対応が困難であると考えられる大きな上揚力が発生した。これらを踏まえ、本橋梁の構造計画にあたっては以下の方針で検討を進めた。

- ・アーチリブ基部は、支承構造ではなくアーチアバットと剛結構造として、アーチリブ基部の変形を抑制するとともに上揚力に抵抗させる。
- ・支承の直角方向の固定条件は、L2 地震時に“固定”ではなく、上揚力を低減できるダンパー等の制震構造を用いて橋全体の応答を小さくする。
- ・AA1 橋台の橋軸方向の支承条件については固定を基本とするが、固定以外の弾性支持や可動について、橋全体の応答が小さくできる条件を検討する。

e) 支点条件の改善策

前述の方針に沿って、以下のように支承条件を変更し、トライアル計算を実施した。

- ・補剛桁の支承については、直角方向支承条件を L1 地震までは固定とし、L2 地震ではダンパーとする。
- ・アーチリブ基部の支承条件はアーチアバットと剛結とする。これにより、偶発作用における発生応力は、図-22 および図-23 に示すように橋軸・橋軸直角方向ともに制限値以内に改善された。また、L2 地震時におけるダンパーの応答履歴は制限値以内であることが確認できたため、補剛桁の直角方向支承条件はダンパーを併用した。

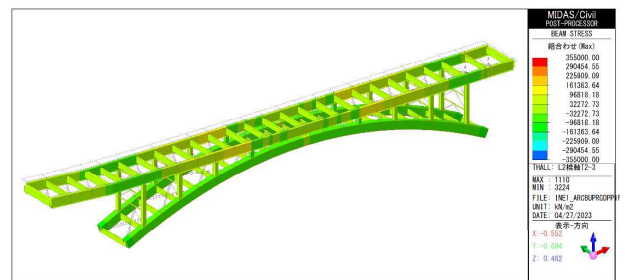


図-22 改善した支点条件による橋軸方向の応力発生状況

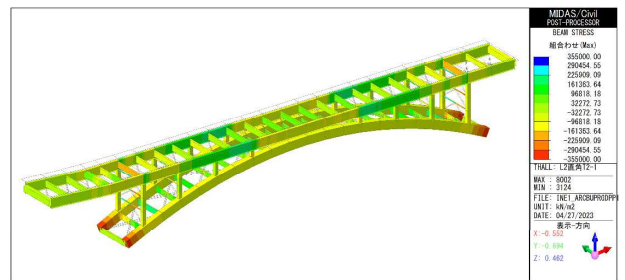


図-23 改善した支点条件による橋軸方向の応力発生状況

f) 本橋梁における支点条件の設定

以上の検討より、本橋梁の支点条件を表-2の通り設定した。

また、下記の支承固定条件を満たす制震ダンパー（鋼材せん断降伏系）を、各下部構造の上下部接合部に設置するものとした。

表-2 支点条件

支点位置	橋軸方向	橋軸直角方向	
A1	可動	固定(L1)	可動(L2)※ダンパー併用
AA1	可動	固定(L1)	可動(L2)※ダンパー併用
A2	可動	固定(L1)	可動(L2)※ダンパー併用
アーチ基部	剛結	剛結(L1)	剛結(L2)※ダンパー併用

※ここに、可動はゴム支承による弾性支持も含む

6. 耐久性向上の細目

(1) 検討概要

本橋梁が位置する地域は積雪寒冷地域であり凍害が懸念されるほか、冬季に凍結抑制剤が散布される路線であることから、塩害が懸念される。これらの条件下で、鋼部材の耐腐食性やコンクリートの耐久性を高めるため、以下に示す細目を計画した。

(2) 上部工鋼部材

鋼部材の防錆対策は、北陸地方整備局の設計要領を参考に、塗装仕様とした。これは、本橋梁の架橋環境にて耐候性鋼材を使用した場合、凍結防止剤を含んだ路面水の飛散や植物の繁茂、隣接するダムからの放流や河川水面からの水蒸気によって、鋼材表面に緻密な錆層が形成されず、近年の維持管理の知見から、防食方法としては適切ではないと考えられるためである。耐久性を向上させる工夫として、桁端部や添接部、主桁の下面における外面塗装は、下塗り塗装を1層多くすることで、より一層の防錆対策を施すものとした。

(3) RC床版・地覆

RC床版の材料細目は、東北地方整備局の手引きを参考とした。コンクリートのかぶり厚は死荷重低減の観点から通常の最小かぶりである30mmとしたが、表-3に示す水セメント比を小さくした密実なコンクリートを採用することで、耐久性の向上や凍害対策を図った。また、鉄筋の耐腐食性向上の工夫として、エポキシ樹脂塗料で塗装した鉄筋を採用した。

また、地覆についてもRC床版と同一の材料を採用することにより、塩害環境下に対応するものとした。

表-3 コンクリート材料

項目	内容	効果
配合	高炉セメントB種もしくはフライッシュ	密実化(耐久性)
水結合比	W/B=45%以下	乾燥収縮抑制
空気量	6.0%	凍害対策
膨張剤	あり	ひび割れ抑制

(4) 下部構造

下部構造は、道路橋示方書IV編に示される塩害対策区分I相当とみなし、最小純かぶりは90mm以上確保することで塩害への対策、水セメント比はW/C=50%以下として乾燥収縮の抑制を図った。

あ と が き

本検討では、扁平なアーチ形式かつ曲線を有する橋梁に対する計画として、「補剛桁とアーチリブの一体化によるアーチライズの改善」、「曲線の道路線形に対応した構造計画」、「急峻な谷地形に計画される下部工の配置計画」、「アーチリブの変形や上揚力の発生を踏まえた支点条件の工夫」、「積雪寒冷地における耐久性・耐腐食性の向上の細目」を実施した。今後、同種の橋梁計画において参考できればと考える。

参 考 文 献

- 1) 道路橋示方書・同解説I～V編，日本道路協会，H29.11
- 2) 鋼橋構造詳細の手引き(改訂3版)，日本橋梁建設協会 R4.1
- 3) 東北地方におけるRC床版の耐久性確保の手引き，国土交通省東北地方整備局，R3.6
- 4) 設計要領(道路編)，国土交通省北陸地方整備局，R4.4

南海トラフ地震や異常気象に配慮した 長支間高架橋の一事例とその耐風対策

(株)長大 日高 卓也
(株)長大 ○古市 潔彦
(株)長大 野田 辰徳
(株)長大 山口 智世

論文要旨

国道56号大方四万十道路は、南海トラフ地震発生時の緊急輸送路の確保等を目的とした高規格道路であり、その一部を構成する後川橋は、現道の国道56号や一級河川後川を渡河する高架橋である。橋の形式選定は、従来、経済性に主眼を置いて検討されてきたが、南海トラフ地震の逼迫性や異常気象の頻発化、熊本地震等の被災を経験し、経済性だけでなく、施工や維持管理の確実性、断層変位や津波等の完全には受容できないリスクに対する冗長性、地域の景観などにも配慮する観点が重要となっている。本橋では、河川災害にも配慮した長支間(144m)のスパン割計画や形式選定、長支間化に伴う耐風設計(風洞試験)の検討事例を報告する。

キーワード：南海トラフ地震、異常気象、橋の形式選定、維持管理・施工の確実性、耐風設計

まえがき

橋の形式選定は、これまで、経済的合理性を主眼にして決定されることが多く、例えば、1%未満の計画段階では誤差とも言えるようなコスト差であっても、設計選択において優位と判断されてきた。予備設計で決定された橋梁形式は、そのまま詳細設計から工事発注へと引き継がれ、遡って見直されることも少ない。

そのため、施工段階の仮設コストの増加や供用後の維持管理が困難な部位の判明(写真-1)などが問題になることがあり、経済性に偏重した形式の最適解探索の課題を示唆している。

こうした問題に対して、熊本地震等の被災経験、老朽化する膨大なインフラの点検・修繕の効率化などの社会的ニーズの高まりから、長寿命化が図れる、被災しにくい、といった性能が橋に要求されるようになり、平成29年の道路橋示方書改訂においても、構造・施工・維持管理の配慮事項が標準化され、また、適正な形式選定の検討手法を確立するための研究等も進められている¹⁾。

本稿は、平成31年度に事業化した大方四万十道路のうち、現道の国道56号(以下、国道56号と記す)と一級河川後川を横過する後川橋について、経済的合理性だけでなく、南海トラフ地震や異常気象による河川災害リスクの低減、施工時の現道への交通影響の軽減や市街地の景観性に着目して要求性能を整理し、総合的な評価を加え、長支間高架橋を選定した検討事例を紹介する。

また、このような長支間高架橋の特有の検討課題となる、風洞試験による耐風設計について述べるものである。

1. 架橋地の条件と要求性能

(1) 架橋地概要と設計条件

大方四万十道路は、四国横断自動車道の一部を構成する高規格道路である。南海トラフ地震発生時には、国道56号の広範囲の津波浸水が予測されており、緊急輸送道路として機能する重

要度の高い道路である。



写真-1 維持管理が困難な堤体内の橋脚（ピアアバット）の管内事例（国道56号 新宿毛大橋）

後川橋は、図-1、図-2 に示すように市街地の眺望が開けたエリアに位置する橋長 $L=436\text{m}$ の高架橋である。

主な交差物件は、国道56号と一級河川後川であり、架橋地は支持層深度が $\text{GL}-40\text{m}\sim 60\text{m}$ の軟弱地盤を呈す。



図-1 架橋地周辺のBIM/CIM鳥瞰図

(2) 要求性能の整理

重要度が高い高架橋の要求性能は、通常、「事業費の最小化」や「構造物の安全性・耐震性の確保」が設定されるが、鉄道、河川、幹線道路など重要な交差条件が存在する場合は、「維持管理や施工の確実性」などが付与される。後川橋では、一般的な要求性能に加え、後川の洪水被害等の軽減、国道56号の近接施工に伴う交通影響の低減、市街地の景観性に着目し、表-1 に示す要求性能を整理した。

表-1 要求性能と評価指標、評価項目

要求性能	評価指標	評価・検討項目
事業費の最小化	ライフサイクルコストの最小化	維持管理コストを考慮した構造形式の検討
河川災害リスクの低減	河川影響の低減	堤体内のピアバットの影響検討 河川内橋脚の配置数の検討
国道56号の交通影響の低減	交通影響の低減	橋脚位置、構造形式の検討 施工計画の検討
市街地の景観性の配慮	眺望への配慮 圧迫感の軽減	支間バランスの最適化 橋梁付属物の構造細目の検討

2. 支間割計画及び橋梁形式の検討

(1) 河川内の橋脚配置と支間割の検討方針

高架橋の橋脚は、橋台と異なり堤体内に橋脚を入れる必然性はない。一方、構造的な影響や経済的な影響が大きい場合は、さや管構造として堤体への影響を軽減したうえでピアバットの配置が許可された事例もある。

ピアバットの配置は、支間長の短縮が可能となるが、堤防開削など堤体への影響が大きく、地震時の相互の振動特性の違いは堤体の安定性低下のリスクにもなる。

後川橋では、施工時の堤防開削に大規模な仮設が必要となり、橋脚柱の10m以上が堤体内に埋まる。定期点検は困難となり、柱や基礎の修繕には大規模な仮設を要するなど、多くの問題が生じる。

また、図-2 に示すように、後川上流側には国道56号の中村大橋が隣接しており、橋脚位置を既設橋脚の見通し線上に配置するといった、異常気象による災害リスクを低減させる計画が必要である。

このため、ピアバットの有無と中村大橋の近接影響を考慮し、支間割計画を立案するものとした。

(2) 国道56号の近接影響を踏まえた橋脚配置

支間割の検討において、国道56号の交通影響についても評価

した。図-3 に示す中央分離帯に橋脚を配置した場合、終日の1車線規制が必要となり、昼間の渋滞発生等の交通影響が大きいことが想定される。

そこで、図-4 に示すように中央分離帯と国道56号の線形を改良し、川裏側の道路盛土内に橋脚を配置する案を追加するものとした。

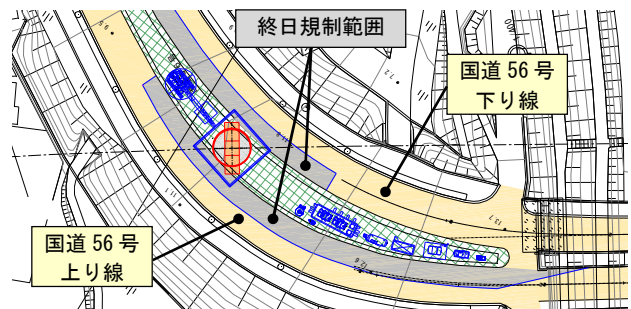


図-3 中央分離帯への橋脚配置案

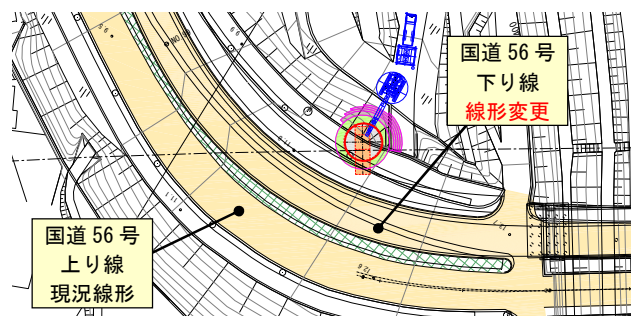


図-4 国道56号線形変更による道路盛土内への橋脚配置案

(3) 橋梁形式の検討

橋梁形式は、交差条件の制約等を踏まえ3～8径間の支間割を立案し、一次選定を行った。二次選定では、経済性、施工性、維持管理性の観点から最終候補の3案を選定し、要求性能に対する評価を加えた(表-2、表-3)。

第1案は、ピアバットを配置した短支間(L=75m)の計画案であり、支間短縮により安価な上部工形式を採用できる。しかし、施工難度の高いピアバットや河川内橋脚はコストが高く、橋全体では経済的に劣る。さらに、ピアバットの維持管理や修復が困難となるリスク、地震時の堤体の損傷リスクも懸念される。

第2案は、河川内橋脚を左岸側に集約し、長支間(L=153m)

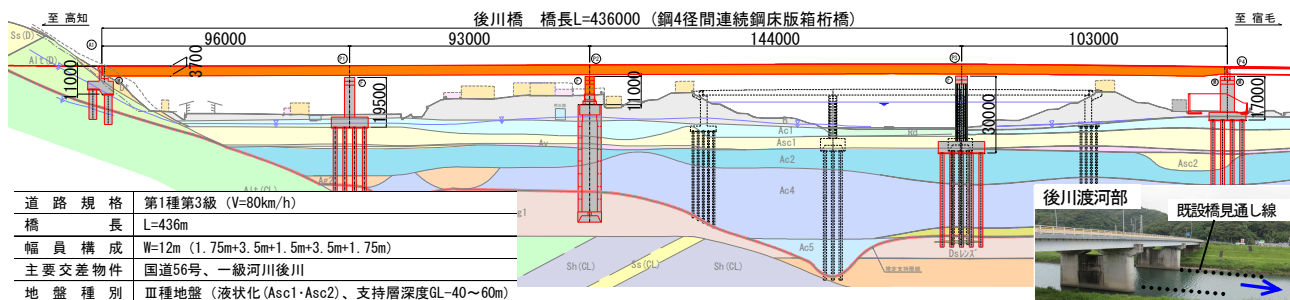


図-2 橋梁概要図

とした案である。ピアアバットを配置せず、支間バランス確保のため国道56号の中央分離帯に橋脚配置することで、交通影響の増大が懸念される。

第3案は、河川内橋脚を右岸側に集約し、長支間(L=144m)とした案である。ピアアバットや中央分離帯への配置を避けることで、維持管理性の向上、河川災害リスクや施工時の国道56号への交通影響の低減も可能となり、要求性能に対する評価は最も高い。支間バランスも良く、経済性においても優位なため、選定案とした。

3. 景観性に配慮した橋梁計画

後川橋の景観検討においては、眺望に配慮した支間バランスや付属物などの構造細目に配慮するものとした。

市街地に位置する高架橋であり、広大に開けた眺望の中に佇む橋ではないことから、圧迫感を解消するスパン割を評価するものとした。また、検査路の構造や排水管の配置等について、

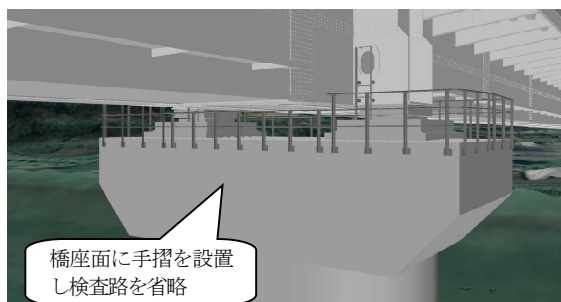


図-5 下部工検査路のBM/CIMによる見え方の検証

図-5、図-6 に示すようなCIMを活用して検討し、河川周辺や国道56号の視点場からの見え方に配慮した。

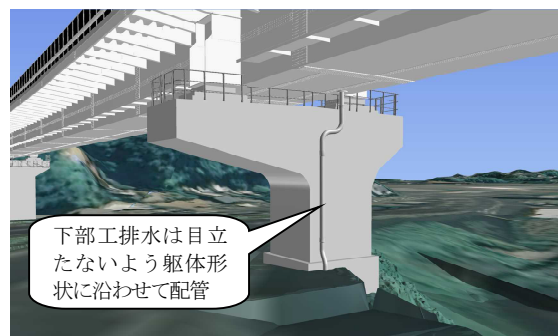


図-6 下部工排水管のBM/CIMによる見え方の検証

4. 長支間の鋼橋の耐風対策(風洞試験)

後川橋は、長支間(L=144m)の鋼床版箱桁橋を採用し、道路橋示方書の規定により、風による動的な影響(振動)を検証する必要がある。具体的には、たわみ発散振動(以下、ギャロッピングと記す)とたわみ渦励振(以下、渦励振と記す)の影響を明らかにするため、風洞試験による動的耐風設計を実施した。試験方法は、耐風対策の形状検討を目的に、たわみ振動(鉛直方向)を対象とした1自由度の部分模型試験を採用した。

風洞試験の結果、無対策では照査を満足しないため、条件が類似する耐風対策の既往事例⁹⁾を調査し、図-7 に示す「たわみ性防護柵」、「水平プレート」、「フラップ」による耐風対策の組み合わせを検証した。

表-2 橋梁形式比較一覧表

比較案	側面図
第1案	【ピアアバットを配置した短支間(L=75m)の計画案】・上部工形式：鋼8径間連続細幅箱桁橋
第2案	【河川内橋脚を左岸側に集約し、長支間(L=154m)とした案】・上部工形式：鋼4径間連続鋼床版箱桁橋
第3案	【河川内橋脚を右岸側に集約し、長支間(L=144m)とした案】・上部工形式：鋼4径間連続鋼床版箱桁橋

表-3 要求性能に対する評価の概要

比較案	経済性	河川災害リスクの低減	国道56号の交通影響の低減	市街地の景観性の配慮
第1案	初期建設費：100億 維持管理費：8億 ライフサイクルコスト：108億(1.09)	△ 河川内に配置する橋脚基数が多い ※河積阻害率：4.9%	△ 中央分離帯への橋脚配置に伴い、現道の長期的な規制が必要(1年以上)	△ 橋脚が乱立するため圧迫感大きい
第2案	初期建設費：92億 維持管理費：9億 ライフサイクルコスト：101億(1.02)	△ 河川内に配置する橋脚基数が少ない ※河積阻害率：3.2%	○ 中央分離帯への橋脚配置に伴い、現道の長期的な規制が必要(1年以上)	△ 側径間が長く、支間バランスに劣る
第3案	初期建設費：90億 維持管理費：9億 ライフサイクルコスト：99億(1.00)	○ 河川内に配置する橋脚基数が少ない ※河積阻害率：3.2%	○ 中央分離帯への橋脚配置がなく、現道の規制は短い(3か月：線形改良)	○ 支間バランスが良く、圧迫感も少ない

図-8 に選定した「たわみ性防護柵+水平プレート」の対策後の風洞試験結果を示す。後川橋では、水平プレートの設置高さが渦励振やギャロッピングの照査に影響することに着目し、渦励振の振幅が許容振幅を満足する最適な設置高さ h を検証した。この工夫により、フラップを設置することなく耐風性能を満足し、経済的合理性や景観性の配慮も行うことができた。

風洞試験の状況は、現場見学会で確認し、実験の詳細を学ぶ機会を得た。近年、風洞試験施設を有する大学が減少しているが、今回は、三井造船昭島研究所の協力を得て、無事に完了した。

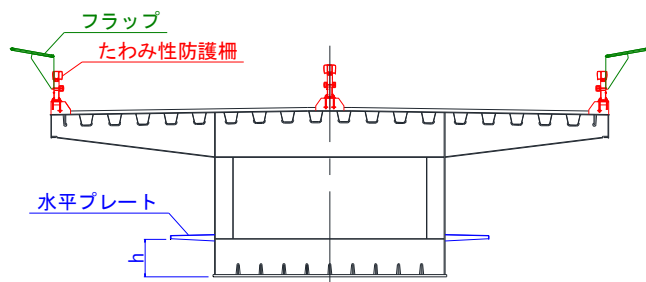


図-7 耐風対策の概念図

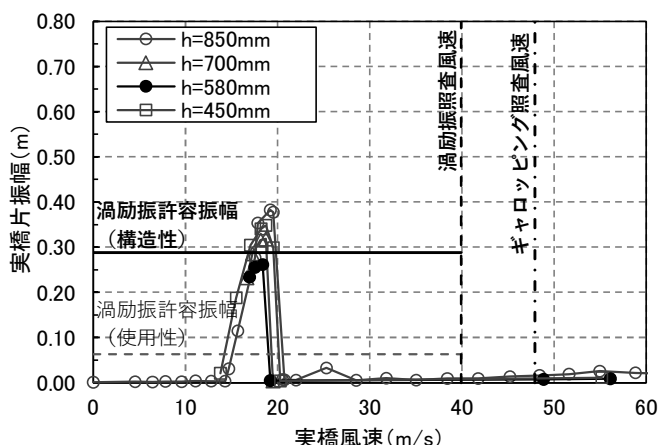


図-8 水平プレートの設置高さ h と振幅の関係（風洞試験結果）

5. 橋梁形式選定の最適化プロセスの課題

本稿では、ピアアバットの回避や国道56号の交通影響、景観性に配慮した橋梁計画を検討し、総合的な評価を行うことで、長支間の鋼床版箱桁橋を採用するに至った。

河川内橋脚を減らした本事例のような橋梁計画が、一般的に望ましいかとの視点で考えると、必ずしもそうではない。橋ごとに異なる多様な制約条件に対し、典型的に最適解を当てはめることは、設計選択の幅を狭めることとなる。

橋梁形式選定の最適化プロセスでは、要求性能を踏まえた総合的な評価手法の標準化は有効であるが、本稿で述べたピアアバットのリスクのように、多面的な観点からの要求性能の設定を明確化することも重要である。管内の施工事例や維持管理上の課題などを蓄積・評価し、各々の橋梁における形式選定の妥当性をマクロ的に検証する作業は、後工程の手戻りリスクの低減や技術継承にも有効と考えられる。

6. あとがき

後川橋では、ピアアバットの施工や維持管理の難度が高いことに着目して評価した選定案が、結果的に最も経済的となった。長支間の計画において、耐風設計は最小限の対策に収まり、河川内橋脚を減らしたことで、異常気象時の河川災害リスクの低減や南海トラフ地震に向けた点検・修繕の容易さの向上も図られたと考えている。

最後に、本稿の作成にあたり、ご指導、ご助言およびご協力頂きました関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 土木学会 橋梁予備設計の適正化に関する研究小委員会：橋の計画と形式選定の手引き，令和5年3月
- 2) 深谷茂広ら：鋼床版箱桁の耐風対策の検討-九島大橋-，第24回風工学シンポジウム論文集，pp. 349-354，2016

洗掘が顕著なケーソン基礎の補修・補強事例

(株) 復建技術コンサルタント 小島 真理

(株) 復建技術コンサルタント ○河野 里奈

論文要旨

一般国道 24 号観月橋は、1936 年(昭和 11 年)に建造された宇治川に架かる、橋長 178.95m の 7 径間ゲルバー非合成鈹桁橋梁である。1964 年に天ヶ瀬ダムが竣工してから、橋脚のケーソン基礎の洗掘が進み、基礎が激しく露出している。

鉄道・府道との交差、沿道環境など国道沿線の地理的条件が厳しく、橋脚及び基礎の補強による既設橋の利活用が求められていた。

本稿では、流速が早くても活用可能な「魚群探知機を応用した洗掘状況の調査」及び「ラーメン橋脚(ケーソン基礎)の洗掘対策を兼ねた耐震補強事例」について紹介する。

キーワード：耐震補強，ケーソン基礎，ラーメン式橋脚，洗掘対策

まえがき

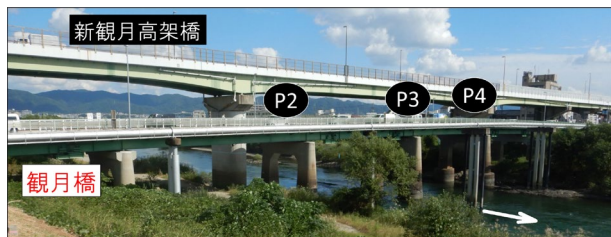
現在、我が国の橋梁数は約 70 万橋であり、このうち建設後 50 年を超えた橋梁は、約 30%である。今後、建設後 50 年を超えた橋梁が年々増加し続ける中で、橋梁の点検・維持管理を行っていく必要がある。

直轄国道に架かる橋梁は、供用後 2 年以内に初回点検を実施し、その後 5 年に 1 回の頻度で定期点検を実施している。定期点検で健全度Ⅲと判定された橋梁は、5 年以内に補修工事を実施している。

しかし、基礎の補強までは実施しない場合が多く、参考事例が少ないため、本稿では、ケーソン基礎の補強事例について紹介する。

1. 対象橋梁概要

一般国道 24 号観月橋は、1936 年(昭和 11 年)に建造された宇治川に架かる、橋長 178.95m の 7 径間ゲルバー非合成鈹桁橋梁である。交差物は、一級河川淀川水系の宇治川で、観月橋の架かる国道 24 号は、京都と奈良を結び、京都府南部地域の経済・産業を支える重要な幹線道路である。



図－1 観月橋全体図

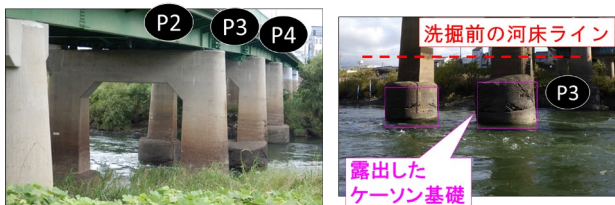
しかし、観月橋は、現在、河床の洗掘が進み、ケーソン

基礎が著しく露出している状態である。

H29 年度に橋梁ドクター診断が実施され、ケーソン基礎の崩壊等の指摘があがった。鉄道及び府道の交差や沿道環境により、洗掘対策を兼ねた下部工の耐震補強の実施が必要である。

表－1 橋梁諸元

橋 梁 名	カンゲツキョウ 観月橋
路 線 名	一般国道24号 現道
橋 長	178.95m
上 部 構 造	7径間ゲルバー非合成鈹桁橋
下 部 構 造	【橋台】控え式 【橋脚】RCラーメン
基 礎 構 造	【橋台】木杭 【橋脚】オープンケーソン
竣 工 年 度	1936年 (S11)
交 差 物	一級河川淀川水系 宇治川



図－2 ケーソン基礎の洗掘状況

2. 洗掘状況の把握

観月橋の架かる宇治川は、一級河川淀川水系に分類される。観月橋区間(橋脚廻り)は、急流かつ水深が 1m～4m で河床の起伏が激しいと推測され、小型船舶等での近接が困難であり、従来のボート上での深浅測量やソナーの実施が不可能であった。しかし、基礎の補強を行うにあたり、

現在の河床状況を確認し、高水時の流下状況を把握する必要がある、魚群探知機を用いたダム貯水池 3D マッピング技術「N ソナー」(NETIS 登録番号【QS-220006-A】)を参考に、応用して調査を実施した。これは、ダムや池の底の形状を把握する技術(ナローマルチビームと同じ原理)で、市販の魚群探知機を応用した技術であり、ソナー端子が多種あることから、計測できる延長、幅を変えることができる。本調査では、水面上での作業が危険であるため、ロープアクセスにて、サイズ H10 cm×L15 cm×W3 cm、有効記録延長 20m のソナー端子を水面に投入し、河床状況を確認した。



図-3 N ソナー調査状況

図-4、図-5 N ソナー計測図の通り、P3 橋脚右岸側が洗掘を受け、P3 橋脚左岸側は既設護床工が残置していることが確認できた。また、P3 橋脚のフーチングや P4 橋脚のケーソン基礎の確認もでき、計測点から約 25m の範囲まで調査可能であった。

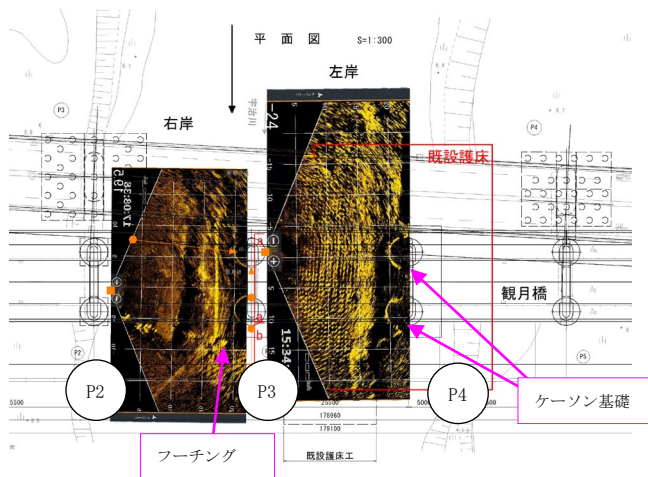


図-4 N ソナー計測図(平面図)

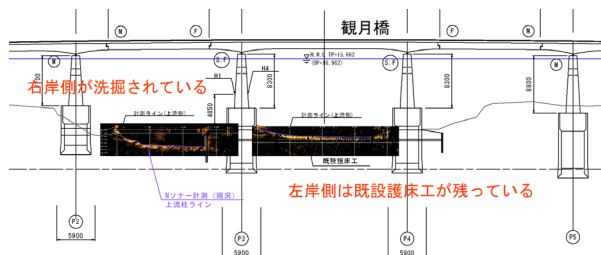


図-5 N ソナー計測図(側面図)

3. 耐震補強設計

ケーソン基礎は、基礎底面の支持だけでなく、基礎前面・側面の支持にも大きく期待する形式である。しかし、現状は、河床の洗掘が進み、既設ケーソン基礎の上部が露出した状況になっており、基礎の安定性が懸念されている。また、下部工の耐震性能照査を実施したところ、橋脚柱では、レベル 2 地震動時、橋脚基礎では、レベル 1 地震動時で、耐力力不足という結果であった。こうした状況で、既設ケーソン基礎と補強部材の一体性をどのように確保するのか、H29 年の道路橋示方書へ可能な限り適応するためには、どのような構造改良を行う必要があるのか検討を行った。

補強構造を考えるに当たり、要求性能の整理を行い、要求性能を満足する構造とした。表-2 に要求性能と補強構造を示す。

表-2 要求性能と補強構造

要求性能①	基礎として安全な根入れの確保ができること	基礎
補強構造①	鋼管杭を用いてケーソン基礎より深く根入れさせる	
要求性能②	河積阻害を極力小さくできること	基礎
補強構造②	鋼管杭とケーソン基礎の分離を最小とする	
要求性能③	既設基礎の洗掘や損傷劣化を防止できる	基礎
補強構造③	ケーソン基礎を鋼管杭で囲み露出させない	
要求性能④	既設の2つのケーソンに個別の変形が生じないこと	橋脚
補強構造④	頂版でケーソン基礎同士を連結する	
要求性能⑤	既設基礎が不安定でも変形が抑制できること	橋脚
補強構造⑤	橋脚をラーメン式から壁式に改良し剛性を向上させる 柱の剛性を高め柱基部作用力を鋼管杭へ伝達させる	

基礎補強は、鋼管杭にて補強することにより、橋脚基礎として安全な根入れを確保し、鋼管杭により既設ケーソン基礎を囲み外部環境に露出させない構造とした。

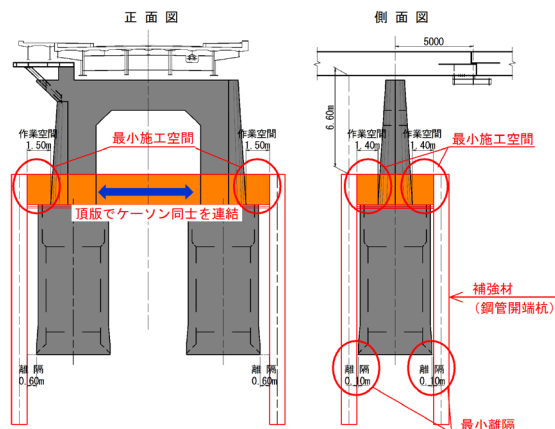
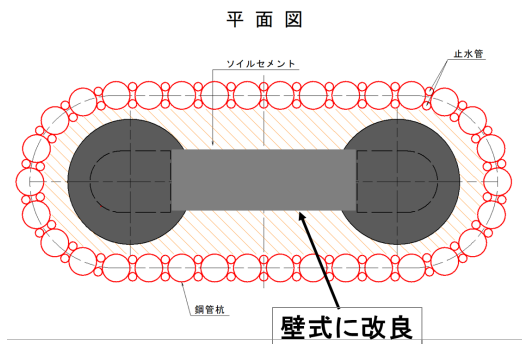
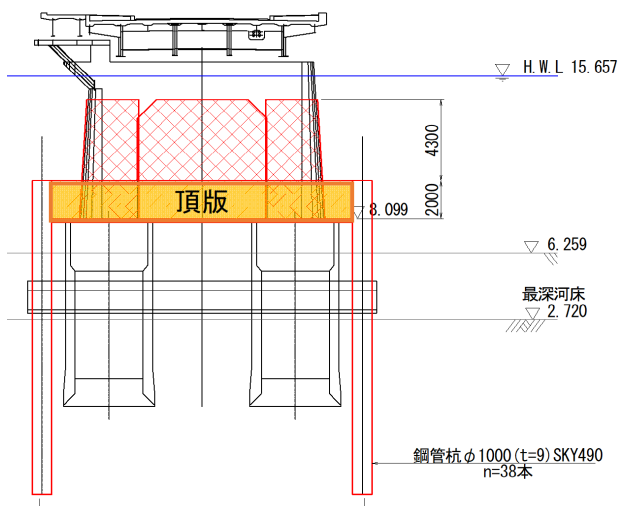


図-6 基礎補強概要図

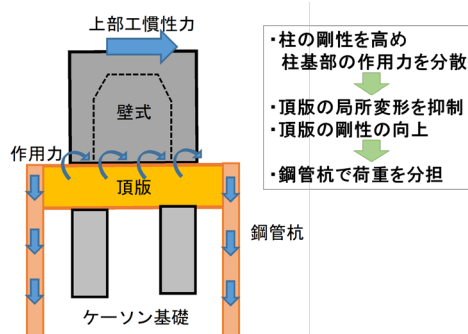


図－7 鋼管杭配置図

橋脚補強は、現況の2本柱から1本の壁式（小判型）に改良することにより、橋脚の剛性の向上を図った。柱の剛性を高め、柱基部の作用力を分散することで、頂版の局所変形を抑制でき、結果的に頂版の剛性を高めることになり、鋼管杭への力の伝達をより高めた。



図－8 橋脚補強概要図



図－9 柱改良の効果

あ と が き

魚群探知機を応用した N ソナーによる洗掘調査は、使用機材はコンパクトで、調査結果を現場ですぐに確認することが可能である。今回の調査結果では、河床の洗掘状況がはっきりと確認でき、観月橋同様に流速の早い河川だけでなく、水深が深く河床の把握が難しい河川等への活用が期待される。

洗掘対策を兼ねた下部工の耐震補強は、大規模な耐震補強設計となっている。ケーソン基礎の補強の事例が少ない中、この構造を今後の耐震補強設計の参考としていただければ幸いである。

最後に、本論文を執筆するにあたり、ご協力いただきました、国土交通省近畿地方整備局京都国道事務所の方々へ御礼申し上げます。

参 考 文 献（または引用文献）

- 1) 国土交通省 道路局 国道・技術課：定期点検要領，H31.3
- 2) NETIS 掲載技術：QS-220006-A 魚群探知機を用いたダム貯水池 3Dマッピング技術「Nソナー」
- 3) 国土交通省：国土交通省インフラ長寿命化計画（行動計画），令和3年度～令和7年度，R3.6.18

GSI システムを利用した大規模地下発電所空洞設計について

(株)ニュージェック ○ 藤 井 隆 弘
(株)ニュージェック 徳 楠 充 宏
(株)ニュージェック 筒 井 勝 治
(株)ニュージェック 森 本 浩

論 文 要 旨

アッパーチソカン揚水発電所プロジェクトは、標高 1,000m 級の山岳地帯において、有効落差 276m、使用水量 432m³/s により、1,040MW (260MW×4 台) を発電するものである。主要構造物である発電所は、プレートサブダクション活動に伴う地殻応力に加え、急峻な地形と、安山岩と堆積岩から成る複雑な地質の中に、幅 26m、高さ 52m、長さ 270m に及ぶ大規模地下空洞を建設する予定である。しかし、地質調査数量が日本国内の事例に比べて極端に少なく、掘削解析に使用する岩盤の強度、変形特性値の評価にリスクを伴う。このリスク回避のため岩盤物性の推定に GSI システム(Geological Strength Index)により GSI 値(岩盤評価点)をもとめ、GSI 値から Hoek-Brown の破壊規準により入力物性値を定め、掘削解析の適用性を評価した。なお掘削解析の適用性にあたっては、残留強度の評価方法も提案している。

キーワード：地下発電所空洞掘削、掘削解析、GSI システム、Hoek and Brown、Mohr-Coulomb

ま え が き

昨今、地球環境問題への関心から再生可能エネルギーへの期待は高まる一方であり、再生可能エネルギーの内、太陽光エネルギーは今後も増大する可能性が高い。この太陽光エネルギーの効率的運用に揚水発電所の活用が期待されている。揚水発電所は通常大規模地下空洞を伴うものが多く、掘削解析による事前検討が地点の成立性に重要なインパクトを持つ。よって、世界的に多くの使用実績があり、研究者も多く、かつ知名度のある岩盤特性値の推定方法を用いることは解析結果を評価する上で合理性がある。ここでは世界的に使用されている GSI システムを活用した岩盤物性の評価方法を提案し、今後の海外地点計画に参照となることを期待して報告する。

1. プロジェクトの概要

アッパーチソカン揚水発電プロジェクトは、同国初となる



図-1 プロジェクトの位置

出力 104 万 kW (260MW×4 台、使用水量 432 m³/s) の大規模揚水発電所を、西ジャワ州、チタルム川の上流域に、約 60 ヶ月で建設するものである。(図-1 参照)

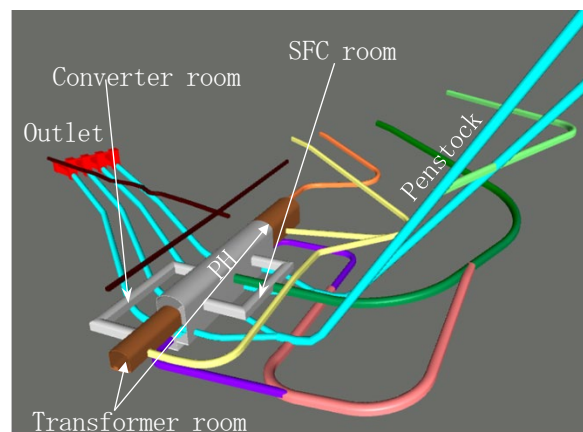


図-2 施設レイアウト

プロジェクト全体の施設は、東側に上部貯水池、西側に下部貯水池を配置し、地下発電所を経由する延長約 2 km、有効落差 276m の水路で繋ぎ、発電所の空洞規模は、幅 26m、高さ 52m、長さ 270m の大空洞で、水車発電機を 4 台設置するレイアウトである。プロジェクトサイトは標高 700m から 1,000m の山岳地帯に位置し、広域の地殻応力として、南側に位置するスンダ海溝から北側に沈み込むプレートサブダクションに伴う圧縮応力が作用する^{1),2),3)}。発電所地下空洞は、東西方向の河川に沿う南北に向く谷斜面の山体に計画されており、特に北側は急峻な斜面地形を形成し、発電と揚水に供し

た使用水を放水するための取水口兼放水口を配置している。

2. 掘削解析の課題

空洞坑壁の安定性、変形挙動は、壁面の背面の破碎帯、変質帯や弱層の分布に大きく影響される。日本の揚水発電所の事前調査では、試掘坑を空洞周りに設置し、地山応力測定や岩盤の物理試験を行う。また、空洞の側面に斜めボーリングを行い不連続面等の追跡を行うなど、試掘も含めた多種・多様な調査を行う。ある揚水発電所地点では試掘坑の総延長が約1kmとなる事例もある⁴⁾。しかし、当プロジェクトサイトでは、過去(1992年)の調査において、1本の試掘坑しか実施されておらず、しかも発電所地下空洞予定地の上部40m地点に到達して以降、坑口が崩壊したために発電所地下空洞に沿った延伸掘削がなされていない。よって、発電所地下空洞上部の長軸方向の地質が試掘坑から確認できていない。さらに、海外プロジェクトによく見られることではあるが、地質調査数量が日本に比べて極端に少ない。また、発電所地下空洞部分は安山岩と砂岩・シルト岩の互層がそれぞれ約半分を占めているが、原位置試験は安山岩のせん断試験と平板載荷試験を行っているものの砂岩・シルト岩互層では行われておらず、空洞の安定性解析に用いる弾性係数等の値も一軸圧縮強さの比から想定せざるを得ないなど地質定数の評価に対するリスクは大きい。⁵⁾ 現時点におけるせん断強さと弾性係数の推定値を表-1に示す。なお、表-1中の黒字は試験値であり、赤字は推定値を示す。

表-1 せん断強さと弾性係数

原位置試験	単位	安山岩 (An)		砂岩 (Ss)		凝灰岩 (Tb)		互層岩 (Alt)	
		CH	CM	CH	CM	CH	CM	CH	CM
せん断強さ	c	MPa	2.4	1.8	2.2	1.6	1.8	1.3	1.6
	φ	度	50	45	50	45	50	45	50
弾性係数	E	MPa	10,300	2,933	12,200	6,850	5,400	2,000	5,400
変形係数	D	MPa	5,900	1,300	5,667	4,250	3,100	1,000	3,100

3. GSI システムの適用

GSI (Geological Strength Index) は、1995年にHoekらによって開発された岩盤の変形及び強度特性を推定するための手法^{6),7),8),9)}であり、インタクトな岩石の強度特性と不連続面の変質状況から求める。

(1) GSI の推定方法

GSI は RMR (Rock Mass Rating) の評点を用いて一般的に以下の式により求める。

$$GSI = RMR - 5 = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 - 5 \quad \text{---(1)}$$

ここに、R1；一軸圧縮強さによる評点

R2；RQD に係る評点

R3；亀裂の間隔 (Joint spacing) による評点

R4；亀裂の状況 (Condition of joints) による評点

R5；地下水 (Groundwater) による評点 (=15 とする)

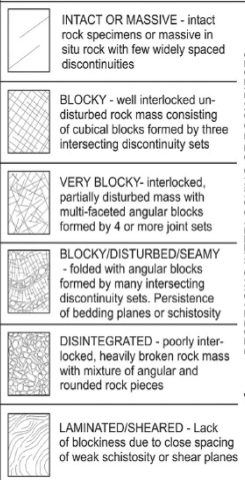
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		STRUCTURE				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				40	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					30
					20	
						10
		N/A	N/A			

図-3 Basic GSI chart (Hoek and Marinos, 2000)

推定した GSI は、極めて悪い岩盤からかなり強固な岩盤までで 0~100 の範囲で評価 (図-3 参照) し、岩盤の状態を特徴付けるシステムである。

GSI の推定方法は他に、RQD と RMR の R4 値との関係において次式により推定を提案している⁸⁾。

$$GSI = 1.5 \text{ Cond}_{89} + RQD/2 \text{ -----(2)}$$

ここに、Cond₈₉ = R4

RMR の評点は切羽などを直接観察して決定されるものであるが、当プロジェクトサイトでは未だトンネル工事に着手できていない。よって、1995年、2002年に実施されたボーリングコアを用いて、(2)式により GSI を推定する。

(2) GSI システムによる強度・変形特性値の推定

GSI システムに岩盤物性の推定は、GSI 値と岩石の一軸圧縮強さ (σ_{ci}) とインタクトの岩石に対する定数 (mi) 及び D (Disturbance factor) によって推定される。定数 (mi) は、図-4 のとおり岩石のグループ別に用意されている。また、D 値は、Hoek and Brown の 2002 Edition^{7),9)} に示されてものであり、掘削後の岩盤の乱れの状態を表すもので D=0~1.0 の範囲で値を定める。値の指標は、文献⁷⁾中に写真入りで掲載されて

おり、スームプラスティングなどの制御発破により、掘削外縁部の乱れを制御できる強固な岩盤の場合は $D=0$ と設定出来る。

上記の σ_{ci} , m_i , GSI , D 値を定義した後、計算を行うためのスプレッドシートにより特性値が算定される。スプレッドシートは文献⁵⁾に示されている。なお、スプレッドシートにより等価 Mohr-Coulomb の特性値 (c , ϕ) も計算される。(図-5 中の赤字参照)

それぞれの強度・変形特性値は以下の式により計算される。

・ Hoek and Brown の破壊規準⁷⁾

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(mb \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

ここで、 σ'_1 , σ'_3 は、最大主応力と最小主応力、 mb は m_i 値の減少値であり、次式で表せられる。

$$mb = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

また、 s と a は次の関係で与えられる岩盤の定数である。

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

・ Mohr-Coulomb の破壊規準

一般的に Mohr-Coulomb の破壊規準は次式で表される。

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi'$$

Hoek and Brown の文献⁶⁾では、最大主応力と最小主応力の観点から上式を等価な Mohr-Coulomb の式として次式としており、両破壊規準の関係を図-6 のように表している。

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3$$

(2) GSI システムにより算定した強度特性値の評価

GSI システムにより推定した岩盤物性と 2002 年に試験坑内で実施したブロックせん断試験結果(安山岩のみ)を比較した。その結果を図-7 に示す。比較の結果、両者は概ね一致しているものの、ブロックせん断試験結果(赤丸)が GSI システムによる推定結果に比べて、せん断強度がやや小さめとなった。これは、GSI システムのインプットデータとして、掘削後の乱れの状態を表す指標である D 値を $D=0$ と入力したためと想定される。GSI システムに入力した D 値は、空洞掘削地点が CH クラスと強固であり、掘削の外縁部をスームプラスティングなどにより掘削外縁部を制御する工法と定めているため $D=0$ としている。これに対して、岩盤のブロックせん断試験の実施場所は写真判読の結果から制御発破としておらず、掘削外縁部での試験であるため、せん断強度がやや小さめに計測されたと考えられる。

(3) 残留強度の推定方法

Hoek and Brown が示した GSI システムは、岩盤の残留強度

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
			Greywacke (18)			
	Non-Clastic	Organic	Chalk 7			
			Coal (8-21)			
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
			Migmatite (30)	Amphibolite 25-31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4-8	Phyllites (10)	Slate 9
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	

図-4 m_i 値 (Hoek and Brown⁶⁾ から抜粋)

Input:	$\sigma_{ci} = 83.9$ MPa $m_i = 19$ $GSI = 70.9$ Class of problem = 1 Enter 1 for underground excavations or 2 for slopes Disturbance $D = 0.0$ Values from 0 (undisturbed) to 1 (disturbed) Depth of tunnel or height of slope $H = 210$ m Rock mass unit weight $\gamma = 0.026$ MN/m ³			
	5.59			
Output:	Hoek-Brown $\sigma_{3max} = 2.85$ MPa $\sigma_{3n} = 0.034$ $a = 0.5013$ $mb = 6.72$ $s = 0.039$ $E = 40788$ MPa $\sigma_t = -0.49$ MPa $\sigma_{cm} = 31.27$ MPa $A = 18.976459$ $UCS = 16.59$ $B = 10.053$ Mohr Coulomb equivalent Cohesion $c = 2.99$ MPa Friction angle $\phi = 54.99$ degrees			

図-5 GSI システムによる強度・変形特性値の入出力例

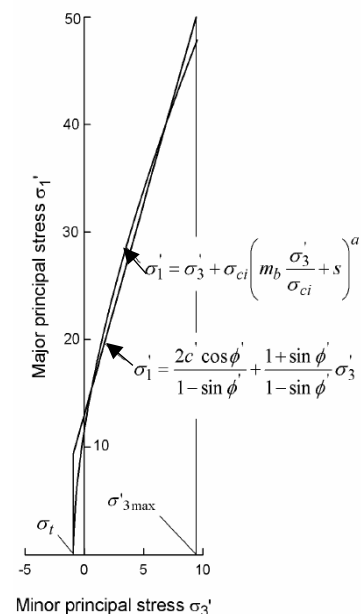


図-6 Hoek and Brown と等価 Mohr-Coulomb に対する最大主応力と最小主応力の関係

を考慮する強度及び変形特性値を得るための指針を示しておらず、いくつかの文献^{10),11)}が提案されている。本論文でも数少ない原位置調査であるブロックせん断試験結果を利用した GSI システムの入力値について提案する。

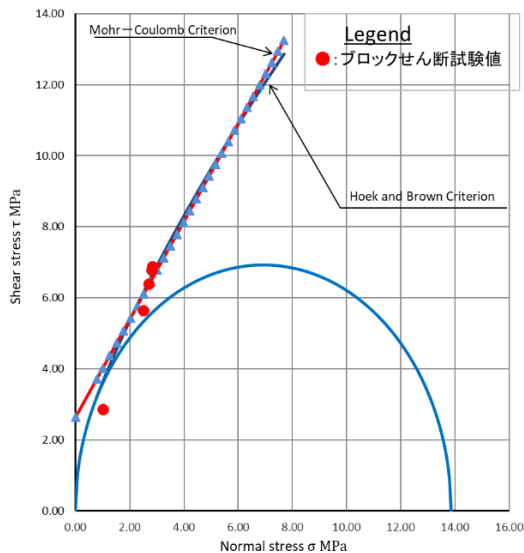


図-7 GSI システムによる強度特性値と原位置試験の比較

ブロックせん断試験の結果は、ピーク後に弾塑性領域を経て、塑性の開始点から塑性領域、破壊領域と遷移する(図-9)。この残留強度は、破壊領域に達し、変位を最大まで許容した結果の値である。これに対して実際のトンネル施工では、掘削直後に吹付けコンクリート、ロックボルトなどの支保工を行うため、変形をある程度抑えられるので、塑性域の岩盤のせん断強さは残留強度まで低下せず、ピーク強度のモールの包絡線と、残留強度のモールの包絡線の間値を取ると思われる。¹²⁾(モールの包絡線の間値の強度のイメージを図-8中の赤点線で示す。)よって、GSI システムの入力値に適用する残留強度は、破壊領域に至った残留強度ではなく、強度がピーク後に、塑性域へ移行する塑性域の開始点と考える(図-9)。但し、ブロック試験結果では塑性域の開始点の判別が難しいケースもある(図-10)ため、ピーク強度と残留強度の平均値(図-9, 10中の赤点線)も参照指標として考慮す

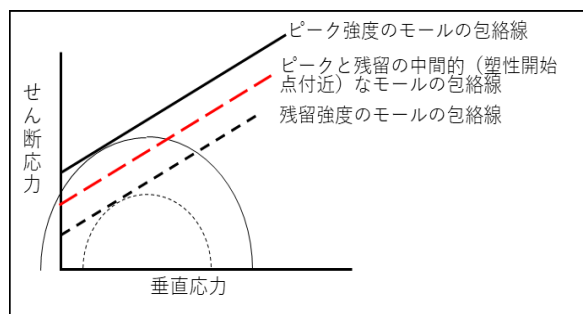


図-8 ピーク強度と残留強度の間値的なモールの包絡線のイメージ

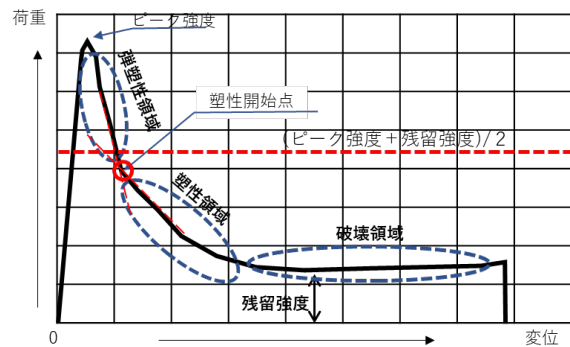


図-9 ブロックせん断試験の荷重、変位曲線と各領域のイメージ(塑性開始点の判別が容易な例)

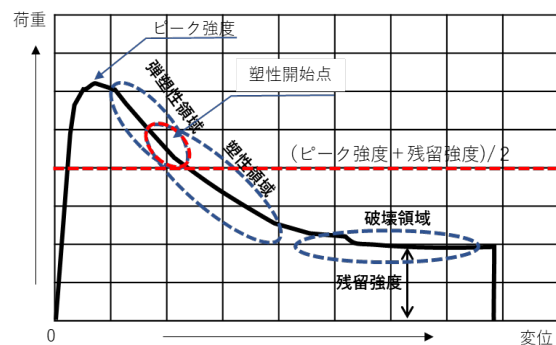


図-10 ブロックせん断試験(塑性開始点が不明確な例)

るものとし、両者を総合的に勘案して残留強度を設定する。但し、塑性域の開始点については今後共各種知見の収集を行い、検討を進める。

(4) 残留強度の場合の GSI システムの入力値

3.(2)で述べたとおり GSI システムの入力値は、GSI 値と岩石の一軸圧縮強さ (σ_{ci})、岩石の摩擦特性に関する定数 (m_i) 及び D 値 (Disturbance factor) である。この内、岩石の一軸圧縮強さ (σ_{ci})、岩石の摩擦特性に関する定数 (m_i) はインタクトな岩石を表す指標であるため、塑性域でもその性状は変化しないので、入力値の変更はしない。また、D 値についても掘削後の乱れの状態を表す指標であるため残留状態とは関係ない。よって、残留強度は、岩盤の性状を表した GSI 値のみを 3.(3)で設定した残留強度に応じた割合に減じた入力値に変更する。(下式参照)

$$\text{GSI residual} = \text{GSI peak} \times \frac{\text{残留強度}}{\text{ピーク強度}}$$

4. 弾塑性法による二次元掘削解析

GSI システムにより推定した強度・変形特性により解析コード RS2 (phase2; Rocscience Inc.) により二次元の掘削解析を行った。なお、RS2 による残留強度の設定は図-11 のとおりピーク強度を過ぎた直後に移行するように設定されている。また RS2 では Hoek and Brown の破壊規準を適用した場合の

他に Mohr-Coulomb の破壊規準を適用した場合も解析できるため両者の結果を比較する。

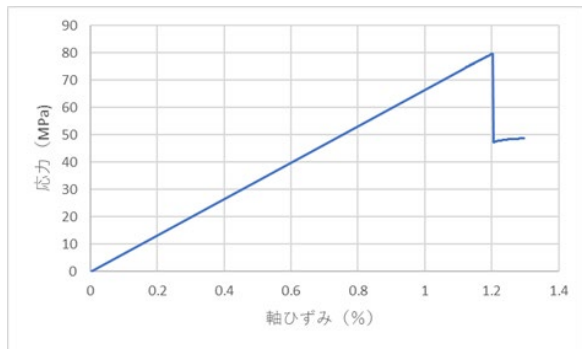
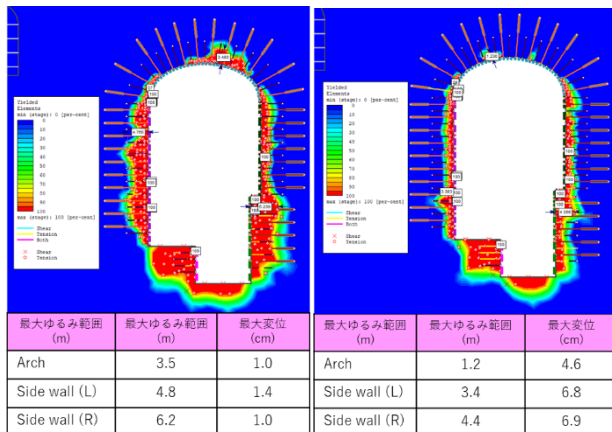


図-1 1 RS2 による残留強度の設定状況

図-12 は RS2 による両破壊規準による解析の結果である。Hoek and Brown の破壊規準を適用した場合は、最大のゆるみ範囲はアーチ部で 3.5m、左壁部で 4.8m、右壁部で 6.2 m となる。現設計における PS アンカーの定着部はゆるみ範囲外にあり、空洞の安定に問題ない。一方、Mohr-Coulomb の破壊規準の適用した場合は、最大のゆるみ範囲はアーチ部で 1.2 m、左壁部で 3.4m、右壁部で 4.4m となり、Mohr-Coulomb の破壊規準を適用した場合の方が比較的ゆるみ領域は小さくなる。この要因に関し、今後解析ケースを増やして明らかにする予定であるが、Hoek and Brown の破壊規準の方が、拘束圧が高くなるにつれて勾配が小さくなることも一因と考えられる。



Hoek and Brown 破壊規準 Mohr-Coulomb の破壊規準

図-1 2 RS2 による二次元掘削解析の実施例

5. まとめ

アッパーチソカンプロジェクトは2023年7月に本格着工を迎え、現在ダム基礎掘削、ヤードの整地工事等を実施中であり、大規模地下空洞の掘削は2025年となる。今回の報告では発電所地下空洞の掘削解析についてGSIシステムを利用した入力値に対する基本的な考え方を示した。今後、試掘坑の延

伸に伴い新たな地質情報を得、入力値を見直す予定である。本論文の要約を以下に示す。

- (1) Hoek and Brown により開発された GSI システムの適用性について、ボーリングコアから求めた GSI 値と一軸圧縮強さなどの入力値から GSI システムによる強度・変形特性値の推定方法を示した。また、掘削後の乱れの状態を表す D 値は、地下空洞掘削等で行われるスムーズプラスティングを行う場合は、残留強度の場合も含めて D=0 が入力値あることを示した。
- (2) GSI システムにより算定した強度特性値について、原位置ブロックせん断試験値と比較して評価を行った。比較の結果、両者は概ね一致しているものの、ブロックせん断試験結果が GSI システムによる推定結果に比べて、せん断強度がやや小さめとなった。これは、GSI システムのインプットデータとして、掘削後の乱れの状態を表す指標である D 値を D=0 と入力したためと想定される。
- (3) 残留強度における GSI 値の低減率は、ブロックせん断試験のピーク強度と残留強度の比を入力するとした。この時の残留強度はせん断試験の残留強度ではなく、強度がピーク後に、塑性域へ移行する塑性域の開始点と考えることをしめした。これは、トンネル施工では、掘削直後に吹付けコンクリート、ロックボルトなどの支保工を行うため、変形をある程度抑えられるため、残留強度まで低下しないと考えたためである。但し、塑性域の開始点については今後共各種知見の収集を行い、検討を進める。
- (4) 求めた残留強度による強度、変形特性値から二次元の掘削解析を行い、Hoek and Brown と、Mohr-Coulomb の破壊規準を適用した場合の比較を示した。この結果、Mohr-Coulomb の破壊規準を適用した場合の方が比較的ゆるみ領域は小さくなる。この要因に関し、今後解析ケースを増やして明らかにする予定である。

参考文献

- 1) Paleostresses and strike-slip movement: the Cimandiri Fault Zone, West Java, Indonesia, Journal of Volcanology and Geothermal Research, Vol.9, pp. 3-11, 1994.
- 2) Marliyani G, Helmi H, Arrowsmith J, Clarke A: Volcano morphology as an indicator of stress orientation in the Java Volcanic Arc, Indonesia, Journal of Volcanology and Geothermal Research, Vol. 400, 2020, <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0377027319304548>(2024 年 8 月 6 日参照)
- 3) Handayani.L, Maryati M, Kamtono M, Mukti M, Sudrajat Y: Audio-Magnetotelluric Modeling of Cimandiri Fault Zone at Cibeber, Cianjur, Indonesian Journal on Geoscienc Vol.4, pp39-47, 2017.
- 4) 関西電力：大河内発電所工事誌, pp.470, 1995

- 5) 藤井隆弘, 森 聡, 樋口良典, 西田雅, 徳楠充宏, 筒井勝治: インドネシア国アッパーチソカン揚水発電所の発電所地下空洞の設計, 第 50 回岩盤力学講演会シンポジウム, 6, 2024.
- 6) E. Hoek and E.T. Brown: Practical estimates of rock mass strength, Published in the International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol 34, No 8, pp.1165~1186, 1997.
- 7) E. Hoek, C. Carranza-Torres and B. Corkum: Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition, Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, pp.267~273, 2002.
- 8) Hoek, E., Carter, T.G., Diederichs, M.S.: Quantification of the Geological Strength Index Chart, the 47th US Rock Mechanics /Geomechanics Symposium held in San Francisco, CA, USA, 2013,
<https://www.rocksolid.com/assets/resources/learning/hoek/2013-Quantification-of-the-GSI-Chart.pdf>(2024 年 8 月 6 日参照)
- 9) E. Hoek and E.T. Brown: The Hoek - Brown failure criterion and GSI e 2018 edition, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11, pp445~463, 2019.
- 10) M. Cai,, P.K. Kaisera, Y. Tasakab, M. Minami; Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 44, pp. 247–265, 2007.
- 11) M. Cai,, P.K. Kaisera, H Uno, Y Tasaka, M minami: Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 41, pp. 3–19, 2004..
- 12) 中野良紀; 農業土木学会誌, 第41 巻, 第10 号 pp.649 ~650, 1973.

常時微動観測による狭隘な海岸平野部の地盤評価

(株) ニュージェック ○中村友紀恵

論文要旨

近い将来の発生が予測される南海トラフ地震では、西日本一帯で強い揺れと津波による被害が予想される。特に海岸平野部に人口や産業が密集する地域では、人的被害が拡大する可能性が高い。限られた予算の中で効果的な防災対策を検討する際には、地盤の脆弱性や揺れやすさを事前に把握することが求められる。本研究では、狭隘な海岸平野部を対象に常時微動観測を実施し、H/Vスペクトル比の卓越周期とピーク振幅から地盤の脆弱性や揺れやすさを評価した。

キーワード：常時微動，地盤評価，H/Vスペクトル比

まえがき

地盤の脆弱性や揺れやすさを把握するためには、ボーリング調査や動的貫入試験などの手法が有効である。しかし、狭隘な海岸平野部では、地形的な制約、土地利用の密集、経済的な理由から、これらの調査が十分に行われていないことが多い。そこで、本研究では非破壊かつ簡便に調査可能な常時微動観測を実施することとした。

筆者は既往研究¹⁾で宿毛市街地での常時微動観測を実施し、H/Vスペクトル比の卓越周期やピーク振幅がボーリングデータや表層地質図に基づく工学的基盤の深度や軟弱地盤と良く対応することを示している。

本報では、既往研究¹⁾と同手法を用いて、南海トラフ地震発生時に大きな揺れと津波被害が予測される狭隘な海岸平野部を対象に常時微動観測を実施した。観測により得られたH/Vスペクトル比の卓越周期とピーク振幅を基に、地盤の脆弱性や揺れやすさを評価した。

1. 対象地域の概要

対象地域は高知県の西端に位置する宿毛市沖の島の母島地区と弘瀬地区である(図-1)。2地区とも漁港周辺に人口が密集し、急傾斜地に石垣を築き平坦地を作ることによって住居や耕地を確保する特徴がある。歩道は狭隘で、築年数が経過した住宅や空き家が多く存在する地域である。

高知県の南海トラフ地震による被害想定⁴⁾は、震度5強～6弱、津波浸水深は広範囲で10.0～15.0m、最大で20.0m以上と甚大な被害が予測される地域である。

令和6年4月17日に発生した豊後水道の地震では推計深度4を記録したが、沖の島の母島地区と弘瀬地区では

大きな被害は報告されていない⁵⁾。

図-1の地質図によると、母島地区は花崗閃緑岩、弘瀬地区は花崗岩が分布している。また、既往のボーリングデータは存在しない地域である。

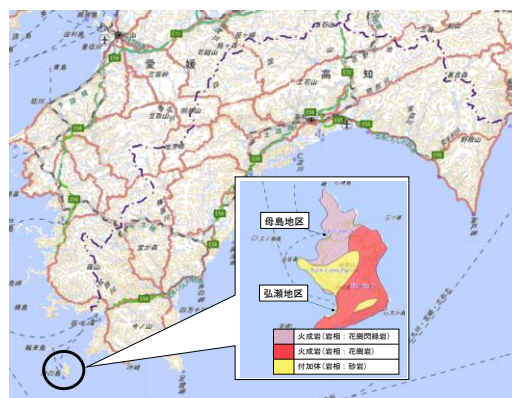


図-1 対象地域(地理院地図²⁾，シームレス地質図³⁾に加筆)

2. 常時微動観測の概要

常時微動観測点は住宅密集地を網羅し、局所的な地盤の特徴を把握できるように50mメッシュに1地点、また住宅が点在する箇所には250mに1地点を基本とした。母島地区は23地点、弘瀬地区は24地点の観測点を設け、各地点11分間の観測を行った。得られたデータからH/Vスペクトル比を算出した。H/Vスペクトル比の算出は、11分間の記録から40.96秒間のデータを5区間抽出し、その平均値とした。水平成分に関しては、直交する2成分(NS, EW)の相乗平均とした。算出したH/Vスペクトル比の卓越周期とピーク振幅を読み取ることを基本としたが、同等の卓越するピークが2つ以上ある場合は、1次固有周期と考えられる長周期側のピークを読み取った。

3. 常時微動観測結果と考察

常時微動観測の結果は GIS を用いて、卓越周期とピーク振幅別にコンターを作図し、図-2 および図-3 に示す。

観測地点間は逆距離荷重法(IDW 法)により補間を行った。なお、弘瀬地区の南部は住宅が点在するため 250m メッシュに 1 地点の観測を行い、地点間の補間を行わず観測地点を各指標のコンターと同じ色で示した。

母島地区の卓越周期(図-2:左側)は、全域で 0.1~0.29s を示した。ピーク振幅(図-2:右側)は中部の 1 地点で 3.0~3.9 倍を示したが、その他の地点は 1.0~2.9 倍を示した。

弘瀬地区の卓越周期(図-3:左側)は、北西部の 1 地点で 0.3~0.39s, その他の地点は 0.1~0.29s を示した。ピーク振幅(図-3:右側)は、すべての地点で 1.0~2.9 倍を示した。

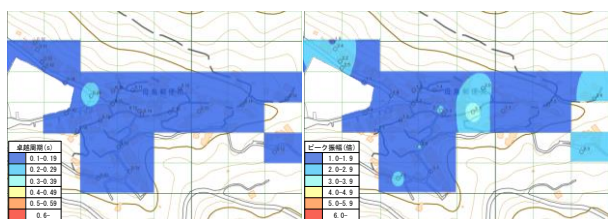


図-2 母島地区の観測結果(左:卓越周期,右:ピーク振幅)

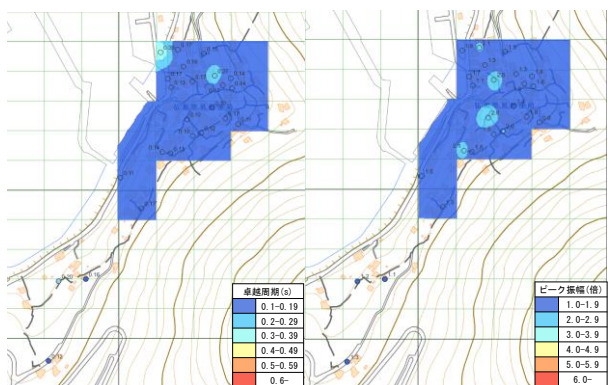


図-3 弘瀬地区の観測結果(左:卓越周期,右:ピーク振幅)

H/V スペクトル比の卓越周期は、工学的基盤の深度とよく対応する傾向を示し、ピーク振幅は工学的基盤と地表のインピーダンス比(硬さの比)を表すため、工学的基盤の硬さが一定であれば、軟弱地盤ではピーク振幅が大きくなる傾向を示す。これを踏まえて以下に考察を行う。

母島地区は卓越周期が短周期かつピーク振幅が低い値を示すため、堆積層は薄く硬質な地盤で地震時の揺れは比較的大きくならないと推定できる。しかし、中部でピーク振幅がやや高い値を示した地点は、他の地点よりも地震時に揺れが大きくなる可能性があると考えられる。

弘瀬地区は卓越周期が短周期かつピーク振幅が低い値を示すため、堆積層は浅く硬質な地盤で地震時の揺れは比較的大きくならないと推定できる。しかし、北西部で

卓越周期が 0.3~0.39s を示した地点では、ほかの箇所と比べ堆積層がやや深い可能性がある。

沖の島は急傾斜地に石垣を築くことで平坦地を作る特徴があるため、局所的に軟弱な地盤が存在することが想定されたが、結果として、多くの観測点が硬質な地盤と推定された。しかし、母島地区の 1 地点ではほかの地点と比べるとやや軟弱な地盤と推定できる地点が見られ、常時微動観測により、同一地域内の地盤特性の僅かな違いを評価することが出来たと考えられる。

あ と が き

地盤の脆弱性や揺れやすさの把握を目的に狭隘な海岸平野部を対象とした常時微動観測を実施した。H/V スペクトル比の卓越周期とピーク振幅から表層地盤の堆積層の深度や硬軟を評価した結果、以下の知見が得られた。

1. 対象地域を密な間隔で観測を行うことで面的な評価を行うことができ、局所的な堆積層の違い(軟弱または硬質)を把握することが出来た。
2. 母島地区、弘瀬地区ともに広範囲で硬質な地盤と推定されたが、母島地区の 1 地点は他の地点よりもピーク振幅がやや高い値を示したため地震時に揺れが大きくなる可能性がある。
3. 母島地区、弘瀬地区ともに広範囲で堆積層が薄いと推定されたが、弘瀬地区の卓越周期が 0.3~0.39s を示した地点は、堆積層がやや深い可能性がある。

今後は沖の島内でボーリング調査や標準貫入試験等の地質調査を実施し、データ収集を行うことで、常時微動観測による評価の精度をより向上させる予定である。

謝辞:本研究の実施にあたり、高知大学 原忠教授、元・高知大学 大西巧真氏、松藤寿林氏、大原陸氏、宿毛市役所 上村秀生氏、伊藤芳文氏、東京理科大学 栗田哲教授、(株)ニュージェック 山田雅行氏、羽田浩二氏、深津宗祐氏の協力を得ました。コンターの作図は QGISDesktop 3.22.6 を使用しました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 中村ら：海岸平野部を対象とした常時微動観測による地盤特性の評価,第 57 回地盤工学研究発表会発表講演集,p.20-2-1-01,2022. 2) 国土地理院：電子地形図(宿毛)(2023.2.12 閲覧) 3) 産業技術総合研究所地質調査総合センター：20 万分の 1 日本シームレス地質図 2015 年 5 月 29 日版,2015. 4) 高知県：高知県防災マップ(<https://bousaimap.pref.kochi.lg.jp/hazmapkochi/hazmap/>)(2024.08.6 閲覧) 5) 気象庁：令和 6 年 4 月 17 日 23 時 14 分頃の豊後水道の地震について、2024.4.18 発表。

AI を導入した打音による岩石強度予測手法の研究

(株)ニュージェック ○上田 広和
山口大学工学部 中島 伸一郎
丸山 裕太郎
栗林 謙

論文要旨

本研究では、岩盤分類の要素の一つである「ハンマー打診による岩石硬さ判定」の自動化を、AI を導入することにより実現することを目的とする。CNN による打音の自動判定モデルの適用性を検証すべく、A ダム建設現場の岩盤においてハンマー打音の収集を行った。硬さや岩級の異なる岩盤で打音を収集した結果、岩盤の硬さと音圧ピークには相関が見られた。感度の良い收音機器では、小さい音圧レベルでも精度よく收音できる一方で、ノイズの影響を受け易く、環境音が大きい場合はレンジオーバーし易い。ビットレートやサンプルレートは打音波形にあまり影響がない事が判明した。ノイズリダクション機能を有する收音機器では、打音判定に有利になると期待していたが、深層学習させた CNN モデルでは正答率が下がる結果となった。これは地点のノイズ特性が判定結果に及ぼす影響因子として大きいためであると判断され、今後は打音波形の特徴のみを抽出する方法やノイズの影響を排除した標準化方法を検討する必要がある。

キーワード：岩盤硬さ、ハンマー打音、AI、ノイズ

まえがき

大規模土木構造物の基礎や、トンネルの支保形式を最終的に決める上で、掘削面や切羽上で岩盤分類を行う事が必須となる。岩盤分類法は、電中研式岩盤等級分類、Rock Mass Rating (RMR)、Q system などが国内外で利用されるが、割れ目と共に岩石の硬さが指標の一つとなる手法が多い。

2010年代以降、ICT 技術の建設現場への導入が進んだ結果、SfM や LiDAR など詳細な掘削面の形状データが迅速に取得できるようになり、これらを AI 技術と組み合わせる事で、岩盤中の割れ目や湧水量の自動評価技術は実用面まで到達しつつある¹⁾。一方、岩石の硬さ評価は、従来の「ハンマー打診による判定法」から技術進展があまりない。この方法での硬さ評価は定性的であり、個人の能力と経験で判定が異なる場合が多々見られ、これが岩盤分類評価にバラつきを生む余地を残している。

「ハンマー打診による判定法」は、岩盤評価のみならず、コンクリートの非破壊検査法としても古くから用いられてきた。コンクリート工学の分野では、早くから打撃音（以下、「打音」）に着目した理論的な基礎研究や応用研究まで幅広く研究されている²⁾。一方で、コンクリートを対象とした打音の研究は、コンクリートそのものの物性を調べるというよりは、コンクリート内部の亀裂といった欠陥を抽出することを目的にしており、岩盤の硬さを評価するという趣旨とそぐわない面もある。

岩盤の打音を定量的に評価しようとした試みとして、稲森らの研究がある^{3),4),5),6),7)}。これらの研究では、様々な形状・寸法の模擬岩盤に対して鉄球を自由落下させて、その時に発生する打音をマイクロフォンで収集し、音圧波形の中で最初の立ち上がりの勾配（応答音圧パルス勾配）が、被打診物の材料特性と関連することを見出した。ただし、打診の条件は厳密に決められており、打診面の形状は平滑でなければならぬといった制約がある。このため応答音圧パルス勾配法はボーリングコアでは有効性が確認されているものの⁷⁾、凹凸のある掘削面や不定形な岩石試料での適用は難しいと考えられる。

本研究ではトンネルでの切羽判定の全自動化を主目的に、国内の掘削現場でハンマー打音の音波波形、岩種、硬さ情報を収集して AI に学習させ、岩盤硬さの自動化判定の適用性を検証したので、ここに報告する。

1. 打音データの収集

(1) 現場条件

打音データの収集は、国内で建設中である A ダムサイトの基礎掘削面、リムトンネル、原石山の三地点で行った。地質は主として花崗岩で構成されるが、古い地質時代に受けた造構応力によるカタクレサイト（断層破碎岩）が小規模に発達する他、新第三紀に花崗岩を貫入した安山岩脈が頻繁に見られる。

打音収集現場の状況は、基礎掘削面では近傍にてコンソリデーショングラウチングのためにボーリングマシンが複数台稼働していたほか、ポンプによる打設面上の排水、コンクリート型枠の設置作業が進行中であった。リムトンネルは掘削が概ね完了し、ライニングコンクリートの打設中であった。岩盤は露出していなかったため、坑内と坑口付近明り部の底盤コンクリートの打音を収集した。リムトンネル内の打音収集作業は昼休憩中に行ったため、環境音は無音に近かった。原石山ではデータ収集を行った法面から約 100m の距離においてブレーカーによる岩塊小割作業がほぼ連続的に行われていたほか、大型ダンプトラックが頻繁に通行しており、三地点の中では最も騒音が著しかった。

(2) 打音収集機器・データ収集方法

ハンマー打音の収集に当たって、性能の異なる收音機器を表-1 に示す 8 種類を選定した。ただし現場作業の制約により、実際に使用したのは 6 種類に留まる。このうち DJI mic と DJI mic2 はノイズリダクション機能がある事から、2 台準備してノイズリダクション機能 ON/OFF の 2 パターンで收音した。打撃音の収集のほか、打撃地点周辺の環境音を 1 分間収集した。收音機器を搭載した打音収集装置の概観を図-1 に示す。全マイクの方向がハンマー打撃箇所に向くように配置したが、打撃箇所と装置の距離は概ね 1~2m 程度としたものの、厳密ではない。打音収集箇所の認識と、時刻の同期、岩盤状態や叩き方を記録するためにデータ収集時はハンディカムで動画撮影した。岩盤の打撃には、Estwing 社製ハンマーE3-14 を用いた。打撃は岩盤が過度に破壊しない強度で 200~300 回行った。

岩盤の硬さを極力定量的に評価するために、ハンマー打撃箇所付近においてシュミットロックハンマーの反発度を 10 点前後で計測した。打音収集箇所の岩盤分類は、現場の地質に精通する地質技術者により、電中研式岩盤等級分類にて行った。

2. AI による自動判定化方法

AI を活用した打音による岩石硬さの自動判定の流れを図-2 に示す。

(1) データ処理

打音基データの Wav ファイルをテキストファイルに変換した後、ファイルの時刻合わせをした。打音ファイルを更に 0.25 秒間隔に分割した。環境音の測定結果から、ノイズレベルが 0.5dB 以下は岩盤打撃音なしと判定し、最大音圧が 0.5dB 以下の打音ファイルは除去した。

打音の振幅波形データは、フーリエ変換により時間と周波数のスペクトログラムに変換した。

(2) 深層学習

MATLAB®を使用して畳み込みニューラルネットワーク

表-1 收音機器一覧

マイク種別	製品	ビット	サンプリングレート	ロガー	
①	ガンマイク	MKE600 (SENNHEISER)	32bit	48kHz	Zoom F6
②	ラベリアマイク	MX184 (SHURE)	32bit	48kHz	Zoom F6
③	ワイヤレスマイク1	DJI mic (2台)	24bit	48kHz	単独/USB
④	ワイヤレスマイク2	DJI mic2 (2台)	32bit	48kHz	単独/USB
⑤	×ウェブカメラ	Logicool C922	16bit	44.1kHz	USB接続
⑥	アクションカメラ	GoPro10 Hero Black	16bit	32kHz	単独/USB
⑦	×スマホC	Apple iPhone SE	16bit	44.1Hz	単独
⑧	ICレコーダ	SONY ICD UX533F	16bit	44.1kHz	単独

×：計画したものの、現場では使用せず。



図-1 ハンマー打音収集装置の概観

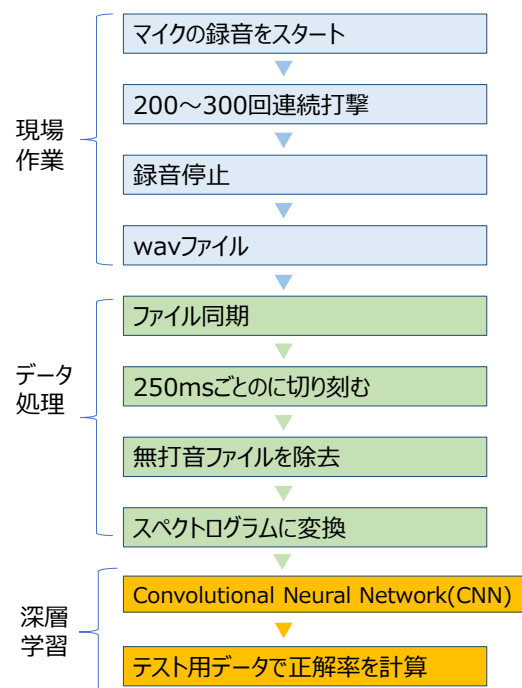
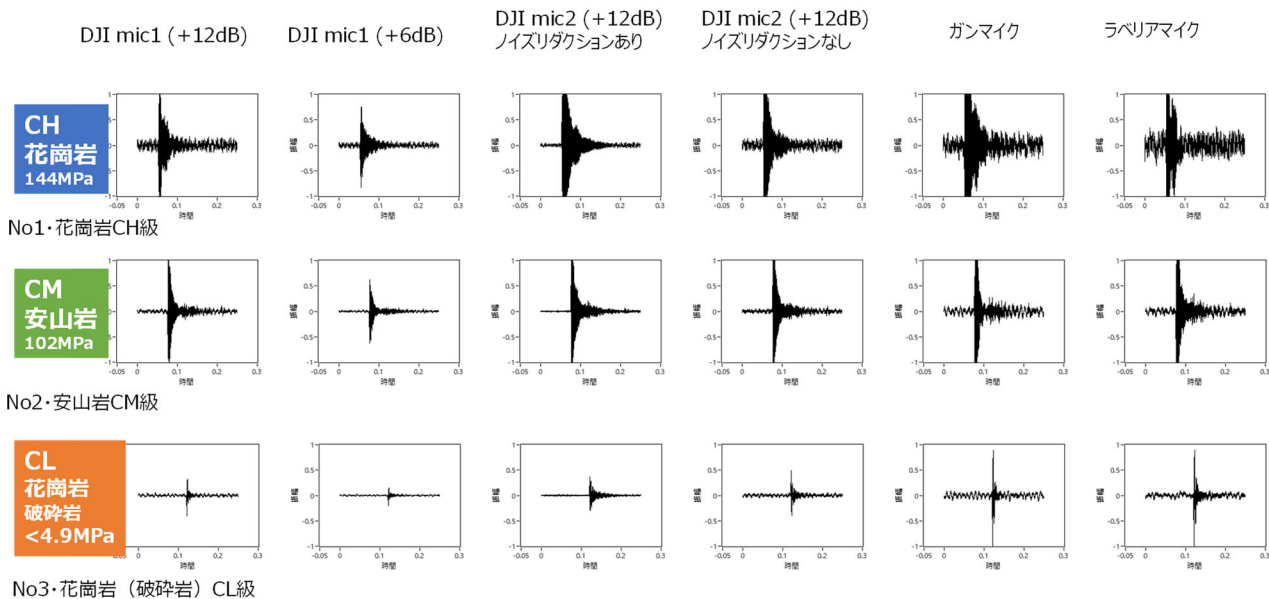


図-2 ハンマー打音による岩石硬さ自動判定の流れ

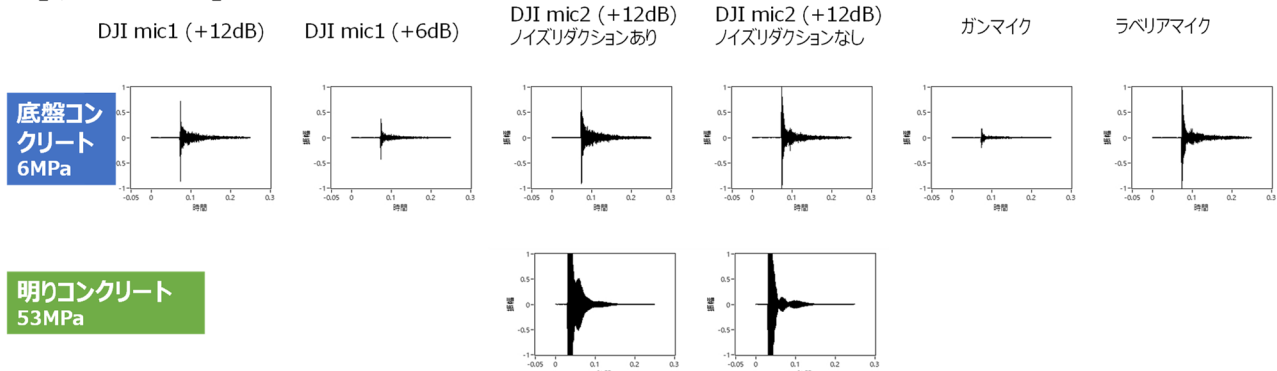
(Convolutional Neural Network: CNN)を構築し、打音のスペクトログラムを画像データとして類似性を反復学習した。反復回数は 380 回である。

全打音データの 70%を学習用に、10%をパラメータ調整用に、残り 20%を CNN モデルの判定テスト用にした。

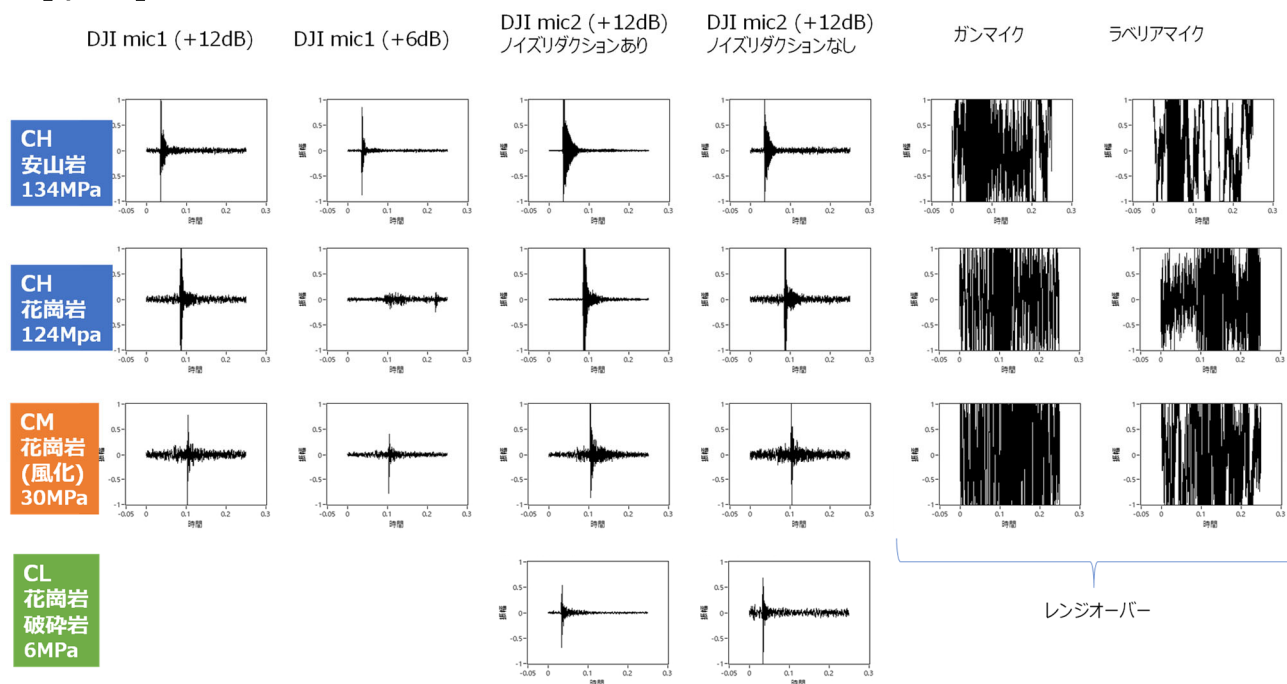
【ダム基礎掘削面】



【リムトンネル】



【原石山】



※岩石名下の数字は、シュミットロックハンマー反発度から換算した一軸圧縮強度

図-3 收音機器の違いによる打音波形の特徴

3. ハンマー打音測定結果

使用した收音機器のうち、比較的高性能な機器で收音した打音波形データを図-3 に示す。岩盤での收音データでは、岩級および一軸圧縮強度に応じて音圧の変化が見られる。ガンマイクおよびラベリアマイクは性能が高い分、バックグラウンドのノイズがかなり大きい。一方で、音圧が低くなるCL級岩盤においても打音波形がシャープに検出されている。DJI mic2 のノイズリダクション機能をONにした場合、バックグラウンドの低減に寄与していることが打音波形から読み取れる。DJI mic は DJI mic2 の従来機であり、ビットレートに違いがあるが、打音波形での違いは明瞭ではない。

ガンマイクとラベリアマイクの收音機器としての性能は高いが、原石山ではレンジオーバーした。現場に応じての音圧感度の調整が難しく、建設現場で統一的な設定でデータ収集する事が困難である事が分かった。

4. AI による自動判定結果

全地点で問題なく收音できた DJI mic2 の打音波形データをスペクトログラムに変換し、CNN で反復学習させ、ハンマー打音判定モデルを構築した。これにテスト用の打音データを読み込ませ、正答率を整理したマトリックス表が図-4 である。ノイズリダクション機能 ON/OFF の両方を掲載する。

図-4 のマトリックス表では、正答率が高ければ、対角線上に数字が集中する。正答率は50%を超えるものの、ノイズリダクション機能をONにした場合の打音データの方がOFFにした場合より正答率が低くなっている。

5. 考 察

ノイズリダクション機能によりベースラインのノイズレベルは低減できているが、CNN で構築した打音判定モデルはノイズリダクション機能をONにした場合の方が期待に反して正答率が悪い。ノイズリダクション機能は打音の識別に貢献していない結果となった。これは、ノイズリダクション機能がCNN モデルに悪影響を及ぼしているというよりも、モデルが打音データをノイズごと学習しており、打音自体の情報よりもノイズ情報を主として識別していると考えられる。リムトンネル坑内の底盤コンクリートの正答率はノイズリダクション機能 ON/OFF に関わらず 100%になっているが、リムトンネルは唯一環境音がほぼ無音状態で收音できており、バックグラウンドのノイズ特性が他地点と著しく異なっていた事で説明できる。

今回の AI による打音の岩石硬さ判定モデルは、地点のノイズ情報が判定要素として大きく及ぼす結果となった。このため同一のノイズ条件でなければ岩石硬さの判定は適切に行えず、普遍的な判定モデルにはなり得ない。建設現場で打音による自動判定システムを構築するには、ノイズの影響を極

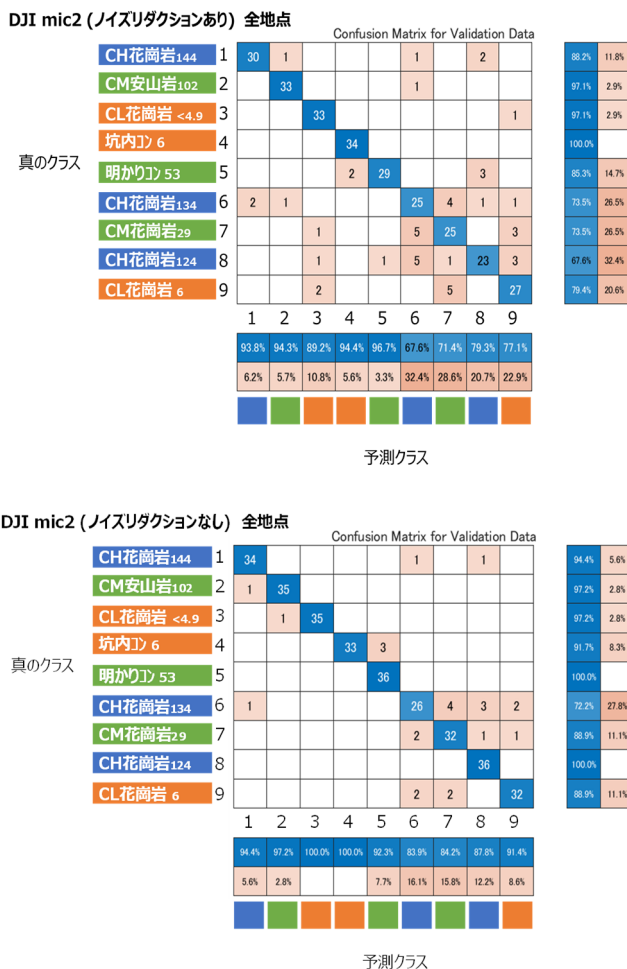


図-4 深層学習による打音の自動判定結果

力取り除き、打音波形の特性のみを極力抽出する事がデータ前処理の段階で必要となる。また打音データを標準化する試みも今後の課題である。

あ と が き

本研究を進めるに当たって、A ダム建設事務所にはダム建設現場におけるハンマー打音収集の機会を頂いた。(株)ニュージェックの一柳氏には基礎掘削面に露出する岩盤の硬さや岩盤分類について現場にてご指導頂いた。(株)ニュージェックの西田氏、藤井氏、樋口氏には本研究に対する貴重な意見を頂いた。ご協力頂いた関係者の皆様には厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 戸邊勇人ほか(2021): 画像解析による山岳トンネル切羽の割れ目間隔の定量評価技術と現場への適用, 第15回岩の力学国内シンポジウム講演集, pp. 167-170.
- 2) N.J. Carino et., al. (2001): The impact-echo method: an overview, the Proceedings of the 2001 Structures Congress & Exposition, May 21-23, 2001, Washington, D.C., American Society of Civil

Engineers, Reston, Virginia, Peter C. Chang, Editor,
18p.

- 3) 瀬崎満弘ほか(1999):岩盤分類の指標である「ハンマー打診音」に関する基礎的実験と考察(その1)―鋼球による打診音の特徴と被打診物の物性について―, 土木学会 54 回年次学術講演会(平成 11 年 9 月)講演集, pp. 764-765.
- 4) 船曳伸二ほか(1999):岩盤分類の指標である「ハンマー打診音」に関する基礎的実験と考察(その2)―鋼球による打診音の音圧波形の立ち上がりと被打診物の物性について―, 土木学会 54 回年次学術講演会(平成 11 年 9 月)講演集, pp. 766-767.
- 5) 稲盛光洋ほか(1999):岩盤分類の指標である「ハンマー打診音」に関する基礎的実験と考察(その3)―実務用ロックハンマーによる打診音の特徴と被打診物の物性について―, 土木学会 54 回年次学術講演会(平成 11 年 9 月)講演集, pp. 768-769.
- 6) 稲盛光洋ほか(1999):岩盤分類の定量的指標としての「応答音圧パルス勾配法」, 土木学会論文集 No. 638/III-49, pp. 335-351.
- 7) 稲盛光洋ほか(2001): 応答音圧パルス勾配法の頁岩コアに対する適用例, 土木学会論文集 No. 638/III-57, pp. 165-178.

変状が発生した既設ブロック積及び斜面に対する防災対策設計事例

協和設計株式会社	○ 丁 経凡	協和設計株式会社	梅本 雄太
協和設計株式会社	川口 徹矢	協和設計株式会社	南部 啓太
協和設計株式会社	夏目 卓生	協和設計株式会社	渡瀬 健司

論文要旨

本稿では、変状が生じた道路沿いのブロック積擁壁及び斜面において、防災対策工を設計した事例を紹介する。設計に先立ち現場踏査によりブロック積擁壁及び背後斜面における変状の様子や進行状況を確認し、ボーリング調査及びサウンディング試験を行い、地質性状を把握した。次にこれらの調査結果を踏まえ、変状の原因・メカニズムを推定した上で、対策案の比較検討により最適案を選定し、地山補強土工及び落石対策工の防災対策詳細設計を行った。

キーワード：地山補強土，落石対策，防災対策

まえがき

盛土・切土や擁壁等の道路構造物において、建設年度の不明な構造物が日本全国に多数存在している。このような構造物は適用設計基準及び計算根拠のみならず、盛土の締固め度、擁壁の配筋や裏込み材等、施工時の仕様も不明であり、道路の潜在的危険因子となる。そこで、国や自治体等の道路管理者は、防災点検により各構造物の現状及び安定度を評価し、道路の防災・減災対策を実施している。本稿では、その一例として、山地に隣接する県道沿いの建設年度不明の既設ブロック積擁壁(以下、「ブロック積」という。)及び背面斜面に発生した変状とその対策について述べる。当該箇所において実施された防災点検によりブロック積の亀裂や背面斜面の崩壊跡等が確認され、対策工を検討することとなった。そこで、現場踏査を行い、ブロック積の変状様子や法面の崩壊跡、落石の分布状況、岩盤露出部の節理の様子等を把握した上で、地質調査を行い、防災対策工の設計を実施した。写真-1に当該箇所の全景を示す。

1. 当該箇所の概要

当該路線は川沿いの山裾を通過する区間である。道路の山側は自然斜面及び切土区間があり、部分的に法面保護工や落石対策工が設置されている。当該箇所には、写真-1に示すように起点側からモルタル吹付区間とブロック積設置区間、岩盤が露出した無処理区間があり、ブロック積の天端には落石防止柵(H=1.5m)が設置されている。今回の対策対象箇所はブロック積(H=4m程度)設置区間であったが、終点側の無処理法面に対しては、現場踏査の結果を踏まえ、対策の必要性を検討の上、対策工を計画することとなった。起点側のモルタル吹付工は、すでにR4年に補修工事が行われている。一方、ブロック積は、ブロック表面の状況より、終点側ブロック積(延長約16m)を設置した後に起点側ブロック積(延長約18m)が設置されたと推定される。ブロック積の背後斜面は、道路用地と民地にかけて複数の崩壊跡がある。そこで、ブロック積及び背後斜面の対策と落石対策を含めた防災対策を行うこととなった。



写真-1 対象地全景(左：起点側，右：終点側)

2. 変状発生状況

(1) 防災点検記録

当該区間は H29 年 11 月に防災カルテにより新規点検が実施され、R3 年 11 月に 2 回目の点検が行われた(点検項目: 落石・崩壊)。H29 年点検では、ブロック積背後斜面や自然斜面にて崩壊跡が複数確認され、カルテ点検を継続することとなった。R3 年点検では、ブロック積設置区間に点検を行った。本点検でブロック積の表面で斜め方向の亀裂及びクラックの浮き、落石防止柵の基礎部の亀裂等が確認された。さらに、終点側端部では、擁壁背面に 10cm 程度の隙間が生じており、転倒の可能性が確認され、対策工を実施することとなった。

(2) 変状状況(現場踏査)

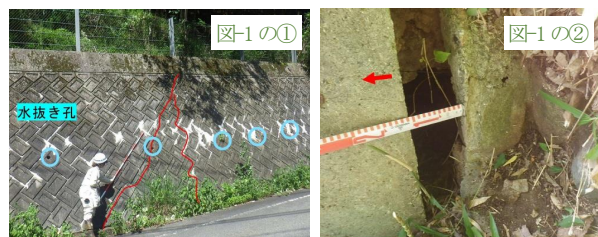
防災点検結果を踏まえ、現場踏査を行い、ブロック積及び背後斜面の変状や落石状況等を確認した(図-1 と図-2)。

a) ブロック積

起・終点両側のブロック積の壁面や小口止めコンクリートに亀裂が多数発生している(図-1, 写真-2(a))。なお、終点側ブロック積では、天端の落石防護柵基礎に亀裂が発生しており、躯体背後に空隙が生じている(写真-2(b))。ブロック積基礎部のせん断変形や損傷はないことから、全体に押出した様相で転倒の恐れがあると判断した。一方、道路土工擁壁工指針では、壁面に 1 箇所/2~3m²の水抜き孔を設置することとしているが、終点側のブロック積には水抜き孔が少なく(1 箇所/10m²程度)、壁面に地下水のしみ出しによる白華現象が生じている(写真-2(a))ことから、豪雨時において壁面に水圧の影響を受けた可能性が考えられる。

b) 終点側無処理法面

法面全体に節理が発達した硬質な基盤岩が露頭しており、開口した節理が多い状況である。表層のゆるみの進行に



(a) クラック発生様子 (b) 擁壁背面の空隙
写真-2 終点側ブロック積の変状発生様子



(a) 節理上方岩盤に移動傾向 (b) 露頭上面付近のハラミ出し
写真-3 終点側無処理区間法面の状況



(a) 節理上方岩盤に移動傾向 (b) 露頭上面付近のハラミ出し
写真-4 終点側無処理区間法面の状況

よって、法面内でハラミ出しや抜け落ちの危険性が認められる(図-1, 写真-3)。

c) 上部斜面

ブロック積の背後法面において、複数の表面崩壊が発生しており、不安定な状態である(図-1, 写真-4)。また、ブロック積背面には崩壊土が堆積しており、ブロック積に土圧が作用していると考えられる。一方、終点側ブロック積の上部の民地では地すべり性変状も確認された(図-1)。

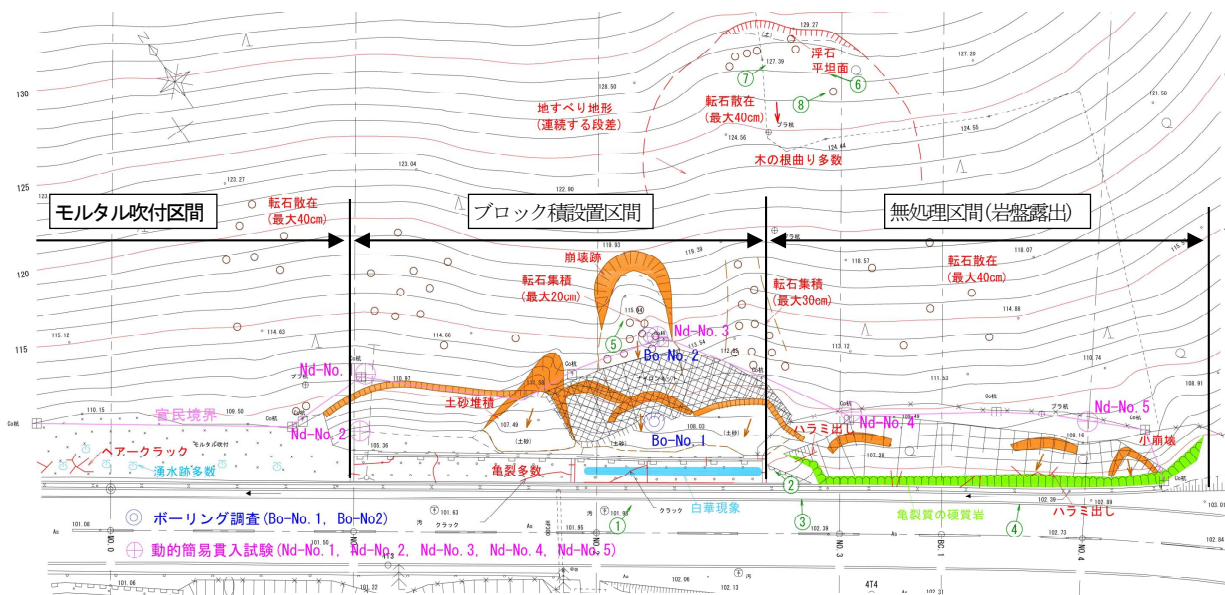


図-1 平面図(現場踏査結果及び地質調査位置表示)

自然斜面全体に転石及び浮石(最大径 40cm 程度)が散在し、付近の立木で停止している不安定なものも存在しており(写真-5)、落石対策が必要であることが確認された。



(a) 浮石(最大径 40cm 程度) (b) 転石(最大径 40cm 程度)
写真-5 落石分布状況

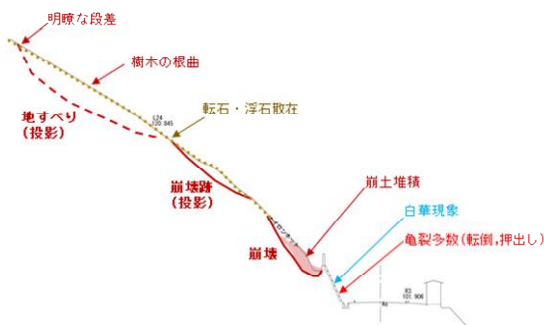


図-2 変状発生模式断面図(No. 2)

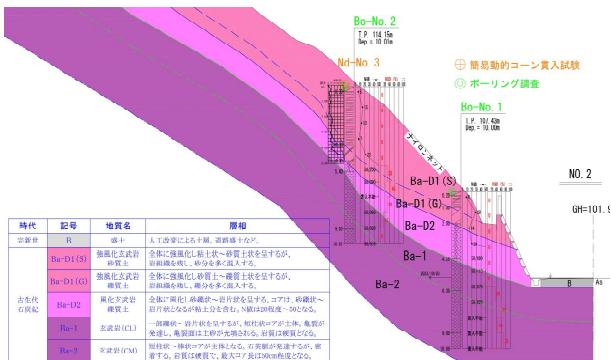


図-3 地層断面図

3. 変状原因推定

当該区間の現地踏査結果を踏まえ、地形・地質状況を確認し、地質調査により当該箇所の地層及び地盤特性を把握の上、変状の原因を推定した。

(1) 地形・地質状況

当該区間の切土部及び自然斜面は概ね 30~35° の傾斜を有している。当該地の地質構造は、北部より中国帯、舞鶴帯、丹波帯、領家帯が分布し、付近には舞鶴帯と丹波帯に挟まれたごく一部に分布する上郡帯に含まれる。上郡帯は舞鶴帯の一部で当は古生代の上月層の分布域である。上月層は千枚岩質の粘板岩と塩基性火山岩類となり、塩基性火山岩類は玄武岩溶岩であり、節理が発達する傾向である。

(2) 地盤調査

ブロック積背面地盤及び上部斜面の地盤状況を把握するため、ボーリング調査及び標準貫入試験と動的簡易貫入試験を実施した。図-1 に示すように前者は終点側ブロック

積のクラックが著しく発生した位置において、横断方向に2箇所実施し、地層構成及びN値を確認の上、地層断面を推定した(図-2)。後者はブロック積設置区間と終点側無処理区間において、計5箇所で行って、土砂層の分布深度及びN値(Na値より換算)を確認した。常時の地下水位は、道路面付近であることが確認された。

基盤岩は玄武岩であり、表層には強風化玄武岩が分布しており、N値は6~15程度である。各地層の代表N値とN値より推定した地盤定数を表-1にまとめた。ここで、土砂層(Ba-D1(S), Ba-D1(G), Ba-D2)の粘着力cは、現況地形の円弧すべり破壊に対する安全率FSを1.0と仮定して、逆解析により推定した。

表-1 設計地盤定数(参考文献2, 3, 4)参照

地層		設計 N 値	単位体積重量 γ (kN/m³)	粘着力 c(kN/m²)	せん断抵抗角 φ (°)
Ba-D1(S)	砂質土	7	17.0	6.03	31.0
Ba-D1(G)	礫質土	22	18.0	4.02	36.0
Ba-D2	強風化玄武岩	34	18.0	5.87	38.0
Ba (CL)	玄武岩	204	21.0	149	37.0
Ba (CM)	玄武岩	-	24.0	1250	40.0

・単位体積重量: 道路橋示方書(土砂部)、NEXCO 設計要領(基盤岩(CL)部)、日本応用地質学会提案値(基盤岩(CM)部)参照
・せん断抵抗角: 道路橋示方書(土砂部)、NEXCO 設計要領(基盤岩部)参照

(3) 変状原因の推定

地質調査及び現場踏査よりブロック積の背面に土砂層が深く分布し、不安定な状況(表層部崩壊跡あり)であることが分かった。これらの調査結果を踏まえ、以下のように変状の原因を推定した。

- ① 設計時に想定していない上部斜面からの土圧作用
- ② ブロック積背面平場に崩土が堆積(荷重増加)
- ③ 豪雨時には雨水の排水不足による水圧作用
- ④ ブロック積背面の岩盤の風化・緩みにより、土圧増加
一方、当初ブロック積の背後において、地すべりが発生し、土塊が荷重として作用する懸念があったが、本調査結果でブロック積を通過するすべり面は確認されなかった。

4. 対策工法検討

当該箇所において、①ブロック積設置区間と②終点側法面無処理区間に対して防災対策を実施することとした。まず、①ブロック積設置区間では、上部法面を安定化させた上、変状が発生しているブロック積に対する対策が必要である。ここで、既設ブロック積を補修・補強して再活用する案と撤去して新しい対策案で対応する案が考えられ、表-2の工法を比較して最適案を選定した。本区間では、ブロック積の背面の状態を確認して確実に対策することが可能であること、僅かな差であるが経済性に優位であることを考

慮し、既設ブロック積を撤去の上、吹付法枠工と地山補強土工(鉄筋挿入)により安定性を図る第3案を採用した。一方、現況のブロック積天端に落石防護柵が設置されているものの、落石防護柵の基礎部で亀裂が発生しており、柵高不足(現況1.25~1.5m)のため、新たな落石対策を検討した。

②終点側法面無処理区間では、岩盤部の風化及びハラム出し、節理面での岩盤のすべり破壊に対する対策が必要であると判断され、法面保護工として吹付法枠工を採用した。

上記の両区間ともに落石の持つエネルギーが比較的小さく(最大40cm程度)、落石跳躍高も2m程度と想定された。そこで、落石防護工として、ポケット式落石防護網と落石防止柵が考えられたが⁵⁾、落石防護柵の基礎設置スペースが狭小で、ポケット式落石防護網工を採用した。

5. 対策工詳細設計

(1) 地山補強土工詳細設計

地山補強土工法の補強効果は、図-4に示すように、補強材の引止め抵抗(Ⓐ)によるすべり力の減少と締付け効果(Ⓑ)による土のせん断抵抗力の増加が考えられ、設計の際には、直線及び円弧すべりなどの斜面の破壊モードに対する極限つり合い式に、これらの効果を反映して安全率を算定する⁶⁾⁷⁾。ここで、安全率計算に適用した設計条件を表-3にまとめた。なお、計画安全率及び施工時の安全率は、「道路土工 切土工・斜面安定指針」を参照して、それぞれ1.2、1.05とした⁷⁾。地山補強土工の設計は、無補強時に計画安全率を満足する抑止力が最大になる円弧すべり破壊に対して、必要な補強材配置(長さ、間隔)を行い、補強後の最小安全率を検討して、補強材の諸元を精査する。

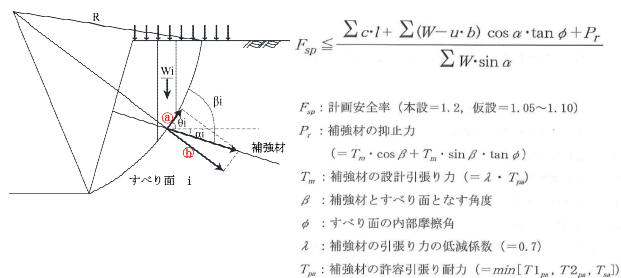


図-4 円弧すべり法による安定計算法(加筆)^{6), 7)}

表-3 地山補強土工設計条件(参考文献6), 8)参照)

項目		設計値
補強材の許容引張応力度 $\sigma_{sa}(\text{N/mm}^2)$	ネジ節棒鋼 (SD345, D19)	200
極限周面摩擦抵抗の 計画安全率 F_{sa}	-	2.0
注入材と地盤の極限 周面摩擦抵抗 $\tau_{cd}(\text{N/mm}^2)$	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	1.6
注入材と地盤の極限 周面摩擦抵抗 $\tau_{pd}(\text{N/mm}^2)$	Ba-D1(S)	0.056
	Ba-D1(G)	0.152
	Ba-D2	0.232
	Ba-1	0.800
	Ba-1	1.200
補強材の引張力の低減係数 λ	-	0.7
のり面工の低減係数 μ	吹付法枠工	1.0

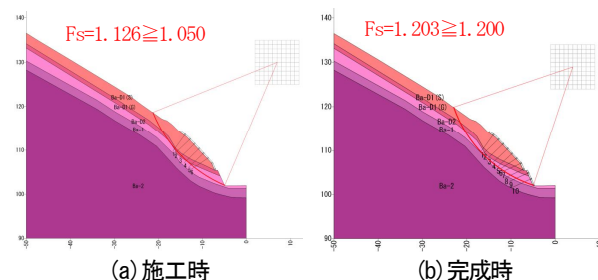


図-5 安定度照査結果

表-2 対策案比較表

	第1案	第2案	第3案(採用案)
概要断面図			
上部斜面	吹付法枠工 + 鉄筋挿入工	吹付法枠工 + 鉄筋挿入工	吹付法枠工 + 鉄筋挿入工
ブロック積	[補修] グラウト注入, 水平排水孔 [補強] 独立受圧板 + 鉄筋挿入工	[撤去] 大型ブロック積新設	[撤去] 吹付法枠工 + 地山補強土工
落石対策	ポケット式落石防護網工(上部法面)	ポケット式落石防護網工(斜面全体)	ポケット式落石防護網工(斜面全体)
施工性	既設ブロック積の補修・補強工種が多く、 施工品質管理に注意が必要	ブロック積の新設に伴い、土工が発生し、 撤去時に安定性確保が必要	上・下部ともに同じ工種であるが、 撤去時に安定性確保が必要
経済性	1.008	1.021	1.000

当該区間では、一連の計算により、 $L=5.0\text{m}$ /本の鉄筋挿入工を $1.5\text{m}\times 1.5\text{m}$ の間隔で10段配置した。図-5に施工時及び完成時(最小安全率)における安定度照査結果を示す。一方、施工時の検討により、上部法面に6段の鉄筋挿入工を設置した後に、既設ブロック積を撤去する計画とし、施工時の安定性を確保した。

①ブロック積設置区間では、鉄筋挿入工にかかる最大引張抵抗力(補強材力)より生じる地盤反力が法枠に等分布荷重として作用し、鉄筋挿入工との締結部が支点とする梁のモデルを想定して、法枠工の設計を行った。その結果、 $300\times 300\text{mm}$ の法枠工を採用した。ここで既設ブロック積部には、裏側地盤のゆるみを考慮して剛な構造で面を抑えるモルタル吹付工(枠内、 $t=10\text{cm}$)を併用した。一方、上部斜面では法枠工の中詰め材として植生基材吹付工を採用した。②終点側法面無処理区間は、節理が発達した岩盤露出部であり、岩盤部の風化及びハラミ出しや表層土砂部(1m 未満)の破壊を防ぐため、抑制工として $200\times 200(\text{mm})$ の法枠工を適用し、モルタル吹付工(枠内、 $t=10\text{cm}$)を併用した。

(2) 落石対策工詳細設計

当該地は自然斜面全体に転石及び浮石が散在し、径 $20\sim 30\text{cm}$ のものが多く、現場踏査で確認された最大 40cm の落石を対象に設計を行った。また、落下高は斜面が長大となり 40m を超過すると、落石速度は一定値に達する傾向であることから、落下高 40m で落下エネルギーを算定した⁵⁾。落下エネルギー E は、式 $[E=(1+\beta)(1-\mu\tan\theta)m\cdot g\cdot H]$ により算定した。ここで、 β は回転エネルギー係数、 μ は等価摩擦係数(区分D, 0.35)、 θ は斜面傾斜($=32.2^\circ$)、 m は落下質量($=1.664\text{kN}$)、 g は重力加速度、 H は落下高であるが、本計算では、 β は考慮せず計算して E は 29.7kJ となった。表-4に本設計で適用した設計条件を示す。設計では可能吸収エネルギーがこの落下エネルギー以上になるように設計を行った。可能吸収エネルギーは、金網の吸収エネルギー、ワイヤロープの吸収エネルギー、支柱の吸収エネルギー、吊ロープの吸収エネルギー、衝突の前後におけるエネルギー差の総和であり、計算結果は図-6に示す。また、ワイヤロープ及び吊ロープの張力に対する安全率と地盤定着アンカーボルトのせん断力に対する安定度を評価した(図-6)。

表-4 落石対策設計条件

項目	設計条件
支柱高さ(可動式)	2.5m(跳躍量2.0m+余裕高0.5m)
支柱間隔	3.0m
金網(径3.2×網目50)張力	$p=17.0\text{kN/m}$
ロープ 破断荷重及び降伏張力	$T_b=98.1\text{kN}$, $T_y=7.6\text{kN}$
土砂部アンカーせん断耐力	25.0kN
土被り部アンカーせん断耐力	25.0kN

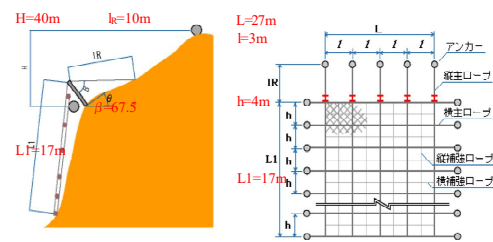


図-6 落石防護網設計諸元及び計算結果

あ と が き

本稿では、変状が生じた道路沿いのブロック積擁壁及び斜面において、現場踏査及び地質調査により変状の原因を推定した上、対策工の比較検討を行い、防災対策工の詳細設計を実施した事例を報告した。当該ブロック積は、設計・施工条件が不明の中、背後斜面の崩壊土による土圧増加、排水能力不足による豪雨時の水圧増加、さらに岩盤節理部の風化による土圧増加等が起因して変状が発生したと考えられる。そこで、背後斜面を安定化させる上、ブロック積に対する対策が必要となった。ブロック積の変状に対する補修・補強も考えられたが、施工の不確実性もあるため、既設構造物を撤去して新たに法面を補強する計画とし、鉄筋挿入工と吹付法枠工を採用した。なお、現場踏査より把握した落石分布状況を考慮して、落石防護網を設計の上、当道路の総合的な防災対策を実施することとした。

全国に本事例のように防災・減災対策が必要な構造物は数多く存在し、調査・点検を含めて適切な管理が必要である。その際に本事例が道路構造物の災害予防保全及び老朽化対策の参考資料として活用できると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針，H24，p.209.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I.共通編，H29，p.119.
- 3) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領 II集橋梁建設論，H28，p.4-7～4-11.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV.下部構造編，H29，p.536～537.
- 5) 日本道路協会：落石対策便覧，H29，p.12～23，102，161～171
- 6) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：切土補強土設計・施工要領，2007，p.30-51.
- 7) 日本道路協会：道路土工 土工・斜面安定工指針，H21，p.297.
- 8) 地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル，2011，p.88～99.

落石の運動エネルギーを低下させる新たな落石対策施設の検討及び効果検証

中央復建コンサルタンツ(株) 吉田 泰治

論文要旨

高標高部からの落石対策において、発生源対策では高標高部での工事の必要性があることから、仮設に時間とコストを要する。また、不安定な落石源に対して対策を検討する場合、発生源対策では施工時の安全性確保が困難となる可能性がある。待ち受け対策では、落石源までの高低差が大きく、対象落石のエネルギーが大きくなることから施設規模が大きくなりコストが増大する。繰り返し落石が発生する箇所では、施設背面の落石・土砂の堆積が懸念され、維持管理性の向上が求められる。対策検討にあたっては、施工時の安全性確保、維持管理性の向上、対策コストの縮減が課題である。この課題に対し、国内で例のない、既存落石防護工の有効利用に着目し、落下途中で落石エネルギーを低下させる落石対策工（以下、落石減勢工とする）を解析・設計し、2023年に竣工した。また、落石減勢工の挙動を確認するとともに、落石の運動エネルギーを低下させる機構を詳細に調べることを目的に、実施工現場で小規模落石実験を実施し、対策効果の検証を行った。

キーワード：落石，斜面，落石減勢工，落石実験

1. はじめに

国の施策「防災・減災，国土強靱化のための5か年加速化対策」において、道路法面での、レーザープロファイラ調査（LP調査）が実施されており、その結果として、高標高部の斜面に要対策となる落石源が数多く発見されている。

図-1に示すように、一般的に落石対策施設は、落石を斜面中腹や道路際で待ち受けて捕捉する落石防護工と発生源対策を行う落石予防工の2種類に大別される¹⁾。

高標高部からの落石に対応する落石防護工は、落石源までの高低差が大きくなると、エネルギー吸収能力の観点から施設規模が大きくなりコストが増大する。また、繰り返し、落石が発生する箇所においては、対策工背面に堆積した落石・土砂の処理等、維持管理上、問題が残る。一方、落石予防工を考える場合、運動エネルギーを生じさせないことには有効であるが、高標高部での工事・作業の必要性から、仮設に時間とコストを要する。また、対象落石源に亀裂が認められ、不安定な場合、施工時の安全性確保が確保できないケースが見られる。さらに、高標高部に設置された落石予防工は、点検時に斜面上方まで登る必要があり、維持管理上、時間や安全面での問題が残る。以上より、高標高部の落石源に対応する落石対策施設の検討にあたっては、施工時の安全性確保、維持管理性の向上、対策コストの縮減といった課題が挙げられる。

これらの課題に対応する工法として、高標高からの落石に対し、「落下途中で落石エネルギーを低下させる工法」（図-1赤枠部分）を解析・設計した。落石減勢工による落

石対策は海外での採用事例はあるが、国内においての採用事例はないのが現状である。また、実施工現場において、落石減勢工に対する小規模落石実験を行い、対策効果を検証したので、その事例を紹介する。

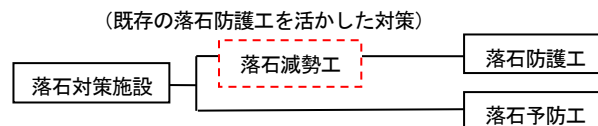


図-1 落石対策工の種類

2. 落石減勢工の検討

2.1 現地状況

当該箇所は、比高150m程度、勾配40度程度の斜面であり、比高40m～80m程度付近には、濃飛流紋岩類の溶結凝灰岩を主体とする岩盤露頭があり、急崖を形成している。岩盤露頭は、節理面が発達しており、写真-1のように、風化により節理面を境に基岩から分離した不安定な浮石が確認される。

図-2に示すように、既設対策工として、道路際にロックシェッドと高エネルギー吸収型落石防護柵が設置されている。当該箇所において、落石防護工は、高標高部からの落石のため、高エネルギー吸収タイプの防護工が適しているが、既設防護柵は繰り返しの落石により、写真-2のように土砂が堆積し、破損している。

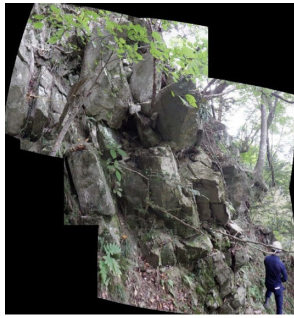


写真-1 不安定な浮石



図-2 現地周辺の微地形表現図



写真-2 損傷した落石防護柵

2.2 対策方針

落石発生源はロックシェッド耐力を上回る大規模なものであり、国道に影響を及ぼす可能性があるため落石対策を実施した。発生源対策を行う落石予防工は、対象落石源が写真-1 のように節理面の発達が顕著な浮石群の場合、施工時の安全性が確保できないため採用ができない。以上のことから、表-1 に示す対策工法を検討した。

第1案は、現況対策の更新と同等の案である。この案は、繰り返し落石があり、崩壊土砂が堆積する当該箇所では、防護柵の倒壊・破損の危険性がある。第2案は、落石減勢工の斜面法尻設置案である。この案は、ロックシェッドとの距離が近くなるため、ロックシェッド手前で落石エネルギーを低下させる効果が高く、ロックシェッドの許容衝撃力に対し十分小さい衝撃に低減させられるが、斜面法尻に近づくとも落石の軌跡が拡がり、対策施設延長が大きくなるため、経済性に劣る。第3案は、落石減勢工の斜面中腹部設置案である。この案は、第2案に比べると、ロックシェッド手前での落石エネルギーの低減効果は小さいが、ロックシェッドの許容衝撃力を超えることはなく施工費用も従来の工法と遜色がない。

今回のように、新たな浮石が確認され、待ち受け対策する場合、一般的にその落石エネルギーに見合う防護施設を検討するところであるが、今回落石エネルギーを低下させることに主点を置き、既存施設であるロックシェッドの活用を検討した結果、第3案の設計について、検討することとした。

表-1 対策工法比較表

比較案	第1案 アンカー式落石防護柵工 (E=750kJ 対応)	第2案 落石減勢工 (法尻設置案)	第3案 落石減勢工 (中腹設置案)
横断面図			
工種	高エネルギー吸収型落石防護柵工 L=40m (10m×4 スパン、H=4.0m)	落石減勢工 L=48m (4m×12 スパン)	落石減勢工 L=24m (4m×3 スパン×2 箇所)
対策位置	待ち受け対策(法尻)	待ち受け対策(法尻)	待ち受け対策(中腹)
対策工効果	◎: 落石防護柵により落石を確実に捕捉できる	◎: 斜面法尻に設置するため、落石エネルギーの減衰効果が高い (落下衝撃力 770kN<許容衝撃力 1,764kN)	○: 第1案に比べると、落石エネルギー減衰効果は低い、ロックシェッドの許容衝撃力は満足できる (落下衝撃力 1,484kN<許容衝撃力 1,764kN)
施工性	◎: 標準工法であり実績豊富	○: 事例の無い工法であるが、人力施工が可能。	○: 事例の無い工法であるが、人力施工が可能。
施工安全性	○: 仮設対策により安全な施工が可能	○: 仮設対策により安全な施工が可能	○: 仮設対策により安全な施工が可能
維持管理性	×: 崩壊土砂が堆積することにより、防護柵の倒壊や、効果を発揮しなくなるおそれがある	○: 対策工が斜面下方にあり点検が容易	△: 対策工の点検時に斜面上方まで登る必要がある
概算工事費(直工)	29,000 千円	55,000 千円	30,000 千円
評価	×: 当該現場には不向き	△: 経済性に劣る	○: 推奨案 (十分な対策効果があり、経済性にも優れる)

2.3 落石減勢工の解析・設計

施工された落石減勢工の仕様を図-3に、落石減勢工の各諸元を表-2に示す。落石の運動エネルギーを低減させるための落石減勢工の主な仕様は以下のとおりである。

- ・設計時の数値解析モデルの対象落石はφ1.244m、想定速度23.3m/s、落石エネルギー793kJである。
- ・ポケット式落石防護網工のような網構造としつつ、下端をアンカーで固定しないことで、落石が堆積せずに通過するような構造とした。
- ・既設防護施設としてロックシェッドがあり、小規模な落石は防護できるため、落石減勢工の阻止面はφ500mmのワイヤーロープ格子状とした。
- ・落石に対して格子状のワイヤーロープが跳ね上がることを制御するための装置として、コントロールロープを設置した。
- ・衝撃・構造解析ソフトウェア Ansys LS-DYNA を用いた数値解析により、落石減勢工を設計した。

表-2 落石減勢工の各諸元

・支柱：H-125×125×6.5×9、長さ3m
・ネット高さ：8m、延長12m（4m×3スパン）
・阻止面：ワイヤーロープφ500格子状 ネット部φ16
・吊りロープ・横ロープ・コントロールロープ：φ18
・金網：φ4.0（鋼線：結合コイルでワイヤーロープと連結）

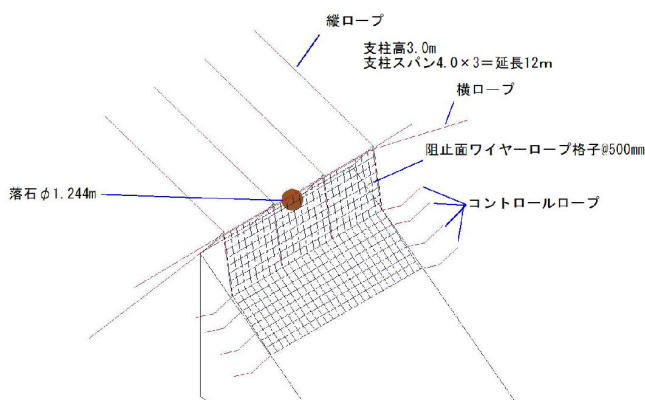


図-3 落石減勢工の仕様

3. 落石減勢工の効果検証

3.1 小規模落石実験の概要

落石減勢工は、まだ全国的に施工例がなく、落石の減勢機構が確認されていない状況にある。そこで、落石減勢工の挙動を確認するとともに、落石の運動エネルギーを低下させる機構を詳細に調べることを目的に、実施工現場にて小規模落石実験を行った。

小規模落石実験は、落石減勢工の上方斜面にある小規模

な岩石を落下させ、落石減勢工に衝突させることで効果を確認した。実験に際し、動画および静止画像による落石の軌跡を用いて落石の運動エネルギー等の解析検証を行った。速度については、落石減勢工の横に設置した高速度カメラにより解析した。表-3に実験対象のうちの代表的な3つの落石源、図-4、図-5に落石源位置図及び経路図、実験概要断面図を示す。

本実験では、設計時の対象落石より小規模な落石を対象として実験を実施し、挙動を確認した。

表-3 実験対象の落石源

No.	種類	安定状態	減勢工までの比高(m)	高さH(m)	幅W(m)	奥行L(m)	落石の体積(m ³)	減勢工までの平均勾配(度)	形状	重量(kN)
A	転石	2	13.3	0.50	0.50	0.90	0.23	34	角	5.9
B	転石	2	16.4	0.70	0.50	0.40	0.14	33	角	3.6
C	転石	2	14.3	0.40	0.80	0.50	0.16	36	角	4.2

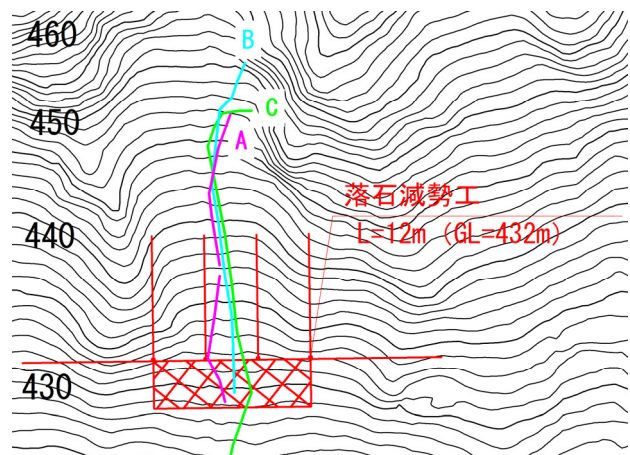


図-4 落石源位置図及び経路図

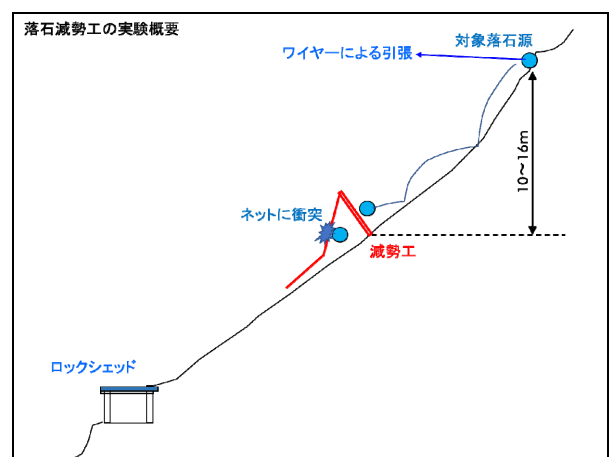


図-5 実験概要断面図

3.2 落石実験結果と考察

実験結果を表-4に示す。各部材損傷の有無，落石減勢工の衝突前後の速度および落石エネルギーについて，実験結果を考察した。以下に結果をまとめる。

- 落下した落石は， $6.52 \sim 7.29 \text{ m/s}$ で落石減勢工に衝突し，速度から算出した落石減勢工衝突時の落石エネルギーは $9.9 \sim 12.7 \text{ kJ}$ であり，大半が落石減勢工にて捕捉された。
- 落石 No. A は写真-3に示すように，捕捉時の落石減勢工は落石の衝突により阻止面が変形し，両サイドに設置したコントロールロープに張力の作用が確認された。落石は，落石減勢工衝突後，地面に落下したのち停止した。No. B も同様の挙動を示した。
- 阻止面をくぐり抜けた落石(No. C)は，落石の衝突により落石減勢工阻止面が変形した後，ワイヤーロープ 500 mm 格子状の間をくぐり抜ける際に減速した後，斜面下のロックシェッドまで落下し停止した。くぐり抜けた落石は短辺が 0.5m 未満であり，ワイヤーロープ格子より小さいものであった。落石 No. C の落石減勢工衝突前後の状況写真を，写真-4～写真-5に示す。
- 部材の損傷は，衝突による支柱の軽微な変形およびワイヤーロープの金具のずれが確認されたが，構造系に大きな損傷はなかった。落石減勢工は落石が堆積せずに通過するような構造とし，減勢させる目的であったため，部材の損傷は少なかったことが考えられる。

表-4 落石減勢工の解析結果一覧

落石 No.		No.A	No.B	No.C
高さ×幅×奥行 (m)		0.50×0.50×0.90	0.70×0.50×0.40	0.40×0.80×0.50
重量 (kN)		5.9	3.6	4.2
比高 (m)		13.3	16.4	14.3
検 証 結 果	落石挙動 (衝突時)	逆回転	逆回転	くぐり抜け
	損傷	ロープ 支柱	金具ずれ 軽微な変形	金具ずれ なし
	落石減勢工衝突前実測速度 (m/s)	6.52	7.29	7.13
	落石減勢工衝突後実測速度 (m/s)	捕捉	捕捉	5.68
	衝突時の落石エネルギー (kJ) ※	12.7	9.9	10.8



写真-3 落石減勢工衝突時の状況 (落石 No. A 捕捉時)



写真-4 落石減勢工衝突前 (落石 No. C)



写真-5 落石減勢工衝突後 (落石 No. C)

落石速度の推移を図-6に示す。図-6は，落石減勢工に接触する直前からの落石速度の時間的変化を表したものである。本実験においては，いずれも落石が落石減勢工に接触すると，落石速度が低下し，衝突前速度が速いほど，減速効果は高い。図中の黒丸は，落石減勢工にて捕捉された落石を示す。捕捉された落石は，地面との衝突により速度が低下し，その後停止した。一方，阻止面をくぐり抜けた落石は，落石減勢工衝突時に減速し，落石減勢工衝突時(阻止面くぐり抜け時)の20%程度の減速効果が確認された。

また，落石減勢工捕捉時(落石 No. A)と落石減勢工くぐり抜け時(落石 No. C)の落下時の挙動を図-7，図-8に示す。捕捉時の挙動は，落石減勢工衝突により地面に衝突し停止していることが確認された。一方，くぐり抜けた際の挙動は，落石減勢工横ロープにより跳躍していることがわかる。

本実験で得られた知見を以下にまとめる。

- 落石の衝突により阻止面が変形し，コントロールロープに張力が作用する挙動が確認された。
- 衝突前速度が大きいほど，落石減勢工衝突による減速効果が大きい。

- ・地面衝突時にも減速効果が見られ、今回落石実験では、落下した落石の大半が捕捉された。
- ・阻止面をくぐり抜けた落石は、衝突による減速効果が確認された。

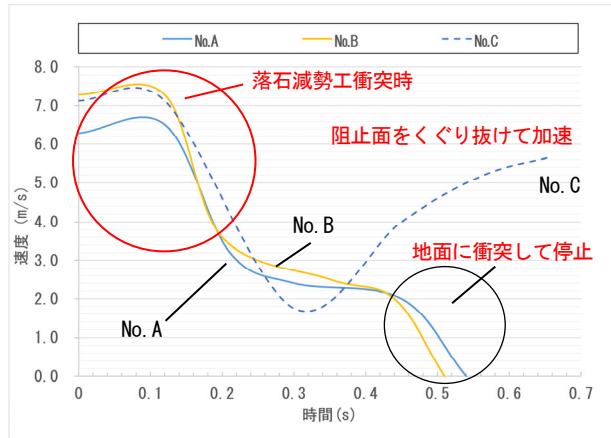


図-6 時間と落石速度推移

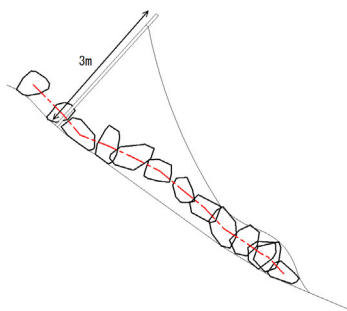


図-7 捕捉時の挙動(落石 No. A)

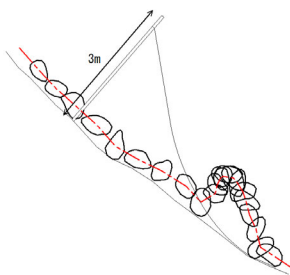


図-8 くぐり抜け時の挙動(落石 No. C)

4. おわりに

本論文では、落石減勢工の検討及び小規模落石実験による効果検証について報告した。本実験により、落石減勢工における落石エネルギーを低下させる機構について、一定の効果は確認されたと考える。ただし、小規模な落石での実験、かつ数少ない実験結果で得られた情報であるため、更なる検証が必要である。落石減勢工による落石対策は海外での採用事例はあるが、国内においての採用例はほと

んどないのが現状である。今後、実大実験による検討とさらなる解析検証を行い、落石減勢工の評価を行う予定である。

謝辞：本対策の検討及び小規模落石実験にあたり、ご尽力いただいた岐阜大学工学部沢田和秀様、国土交通省中部地方整備局高山国道事務所様、株式会社ライテック様に深く感謝を申し上げます。

参考文献(または引用文献)

- 1) 公益社団法人日本道路協会：落石対策便覧，H. 29. 4, 79p.

アンカー工事中に確認された空洞とその対処法

株式会社ウエスコ ○ 櫻 井 伸 治
株式会社ウエスコ 片 野 慎 二

論 文 要 旨

本稿は、空洞と思われる事象が確認されたグラウンドアンカー建設現場において実施した調査内容や結果の評価、対応策を報告する。掘削オペレーターからの状況聞き取りから、空洞は2箇所以上存在すると予想されていた。調査内容としては、対象箇所において、 $\phi 66\text{mm}$ オールコアボーリングを実施した。空洞部でレーザー測距計測、写真撮影を実施するため、空洞が確認された深度まで $\phi 116\text{mm}$ のケーシングで保孔した。調査の結果、空洞と予想された箇所には、高さ1.7m程度、幅2.5m程度、長さ9m程度の空洞が存在することが確認できた。また、地元住民から、当該斜面には過去に防空壕があった情報が得られ、空洞の成因についての証拠が得られた。確認された空洞は、将来的に陥没する可能性が考えられることから、閉塞することを提案した。対策工法としては、空洞残置防止の観点から、流動性の高いエアモルタルによる充填を提案した。また、アンカーの定着深度は、空洞の状況に応じて変更することとし、原則として、空洞奥側を起点に自由長部1m、定着部4.5mの計5.5m確保することを提案した。

キーワード：グラウンドアンカー工、ボーリング調査、空洞調査、防空壕、エアモルタル

ま え が き

対象現場では、のり面対策工事としてグラウンドアンカー工が施工中であった。掘削オペレーターからの状況聞き取りから、のり面上方の2箇所で、掘削中に抵抗がなくなること、グラウト注入作業で、グラウトが口元まで戻ってこない事象を確認した。以上の状況から、地盤内に空洞や軟弱有機質土層が存在しているのではないかと予想した。対策工事は、適切に完了できないことが懸念され、中断されている。原因究明と対策の立案、早期再開を目的として、調査方針を立案した。

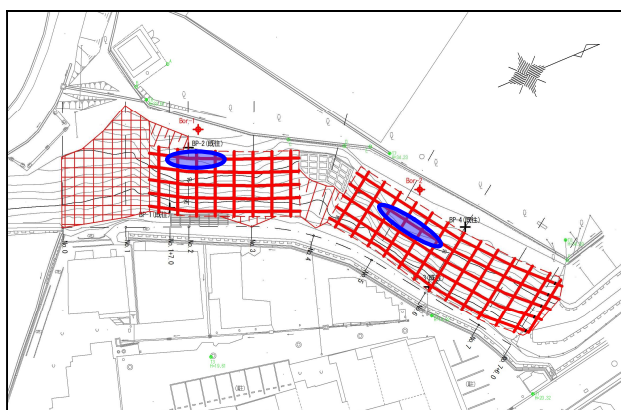


図-1 空洞が確認されたアンカー範囲

1. 調査方針について

対象の2箇所、状況確認と深度を明らかにするために、オールコアボーリングを行った。

掘削地点は、ポイントを外さないことに留意し、施工業者の立会を願い、慎重に決定した。斜面に向かって左側の

地点はBor-1、右側の調査地点はBor-2とした。

調査深度は、他の場所にも存在する可能性があるため、最下段アンカーの設置深度であるGL-16mまで確認することとした。

また、対象が空洞であった場合は、孔内の状況把握と広さの把握のため、デジタルカメラとレーザー測距計を挿入することを計画した。これらの機器を挿入するためには、空洞までは、 $\phi 116\text{mm}$ のケーシングで保孔することとした。

デジタルカメラ撮影とレーザー測距計測定は、空洞内を詳細に把握する事を目的として、深度20cm毎、角度15度ピッチでの実施とした。

ボーリング孔の埋戻しは、空洞があった場合、対応が困難であること、空洞充填時に利用できることなどの理由から、VP65の塩化ビニル管を挿入し、口元からの雨水進入を確実に防止することとした。

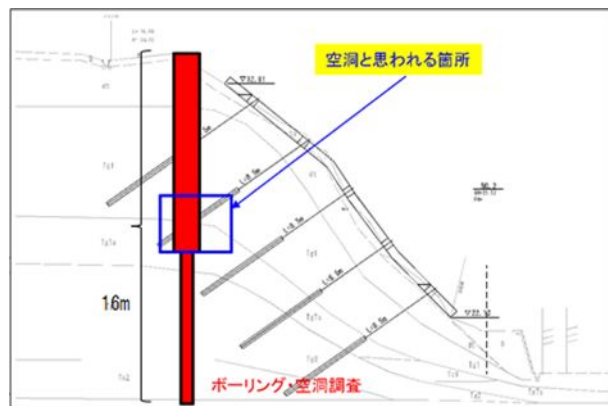


図-2 ボーリング調査計画図

2. 調査結果

Bor-1 では、GL-5.3m～-7.0m に空洞が確認され、計測の結果、高さ 1.7m、幅 2.0m～3.4m、延長 9.7m の規模であった。Bor-1 は、ボーリング孔が空洞の壁部分を削る形となり、狙いが少し外れた結果となったが、壁部にアンカーとグラウト流出跡と考えられる灰色部が認められた(図-3)。

Bor-2 では、GL-6.6m～-8.25m に空洞が確認され、計測の結果、高さ 1.65m、幅 1.8m～2.6m、延長 8.7m の規模であった。Bor-2 では、ボーリング孔が空洞の内部を貫通する形となり、狙い通りの結果が得られ、グラウトの流出跡と青色を呈したバケツが認められた(図-4)。

また、地元住民から、当該斜面には過去に防空壕があった情報が得られ、確認された規模等から整合が得られてる。

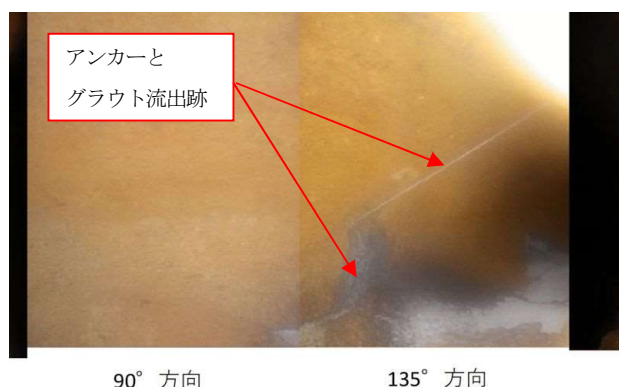


図-3 Bor-1 の空洞状況

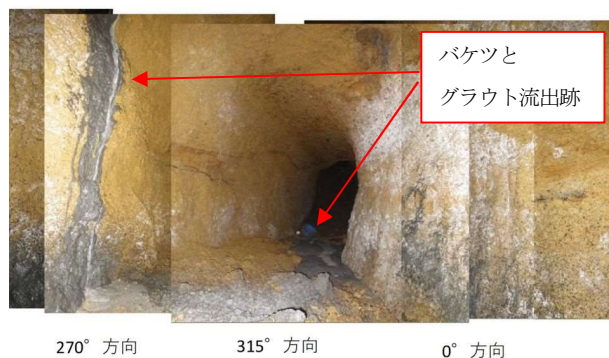


図-4 Bor-2 の空洞状況

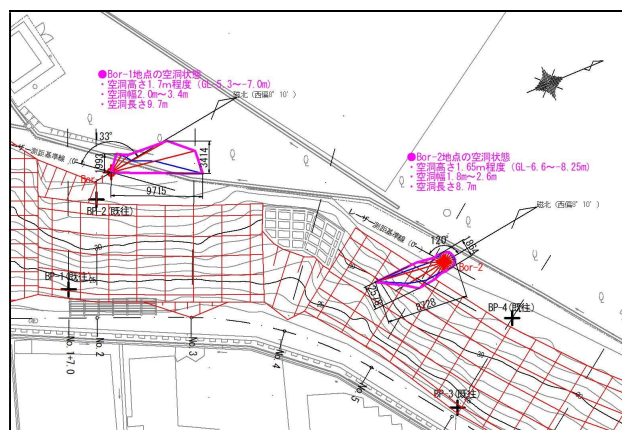


図-5 確認された空洞範囲

3. 空洞への対処法

確認できた空洞部への対処法については、地表部に陥没が発生する恐れがあることから、充填材を使用して閉塞する事を提案した。充填材としては、空洞残置防止の観点から、流動性の高いエアモルタルの採用を提案した。エアモルタルとは、水を加えてスラリー状にしたモルタルに起泡剤を加えることにより、無数の泡を発生させたモルタルであり、埋設管等の隙間の空洞充填として一般的に利用されている。

エアモルタルの充填は、直径 50 mm の塩化ビニル管があれば可能であるため、ボーリング孔の利用を提案した。

エアモルタルの量は、測定の結果から、Bor-1 地点で 44.5 m³、Bor-2 で 31.6 m³ となった。しかし、この充填量は、観測できた部分の体積であるため、実際には増加する可能性があることを申し伝えた。

4. アンカーの定着長の提案

グラウンドアンカーは地山に確実に定着させる必要があるが、エアモルタルの周面摩擦抵抗の設計値が決定できない問題があった。このため、空洞が確認された場合は、空洞奥側の地山境界深度を起点として、5.5m (自由長部 1m+定着部 4.5m) 分掘削を延長して定着させることを提案した。

あ と が き

以上の提案に従って工事を進めた結果、のり面対策工事は無事竣工することができた。実際に施工したエアモルタル量は、提案した量とおおよそ同じであった。

また、本案件は、12月と繁忙期中での出来事であり、工事の緊急対応であったため、レーザー測距計とデジタルカメラを用いたハンドメイドの計測であった。今後、同様の空洞調査を行う機会があれば 3D レーザースキャナーを用いて空洞内の計測を行いたい。

地中レーダを用いた埋設管探査事例

株式会社ウエスコ 田山 良一
株式会社ウエスコ ○上杉 耕平

論文要旨及びキーワード

本稿は地中レーダを用いた埋設管探査の事例報告である。工場敷地内に敷設された埋設管に対して、3Dレーダ探査機にてその位置と深度を推定した。新設管敷設時、実際に確認された既設埋設管の位置と、探査結果の比較により、本調査で把握できなかった部分を整理し今後の埋設管探査における課題を検討する。

キーワード：地中レーダ探査、埋設管探査

まえがき

本調査の対象地は、製薬工場敷地内である。工場の改修に伴う掘削工事に先立って、地下埋設物の位置把握が必要であった。現地のマンホールより、排水管と電力線の存在が想定されるものの、管理図面が古く、地下埋設物の正確な位置関係が不明瞭な状態であった。

本調査では、地中レーダを用いて調査範囲を面的に漏れなく確認し、埋設物の位置と深度を推定した。



図 1 調査対象地周辺状況¹⁾

1. 地中レーダ探査の概要

レーダとは、目標物に電波を発射し、反射波が戻ってくるまでの時間や反射波の強さを測定することで、目標物の位置や性質を知ることができる装置である。

地中レーダ探査は、地中に向けて電波を発射することで、非破壊で地中の情報を取得することができる探査手法であり、地中に発生した空洞の抽出や、既設の埋設物の位置確認等に用いられている。

2. 地中レーダの原理

アンテナから発射された電磁波は地中を伝播し、地層境界や埋設物など、異なる物質の境界で反射する。

地表に到達した反射波を受信することで、その往復時間から反射物までの距離（深度）を求められ、またアンテナを地表面で移動することにより、平面的な位置を求められる。

さらに、反射波の振幅より反射物の電気的性質を知ることができる。境界を構成する物質の比誘電率 ϵ_1 、 ϵ_2 で表される反射率 R が大きいほど振幅の大きな反射波が発生し、探査記録上ではより明瞭な反応として現れる。

したがって、土中に存在する空洞（空気）や金属など、周囲の土砂との比誘電率の差異が大きい物質ほど、相対的に明瞭な反射波を得ることができる。

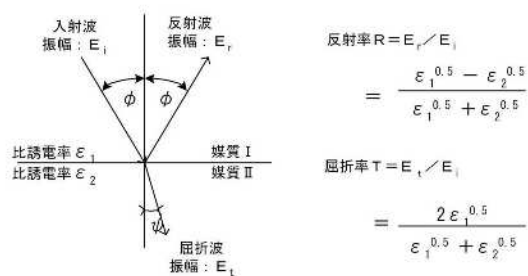


図 2 境界における電磁波の反射と屈折²⁾

表 1 主な材料の比誘電率、比抵抗²⁾

材料名	比誘電率	比抵抗(Q m) [※]	備考
アスファルト	4.5~9	数 1000~数 10000	材質、含水条件によって変化
コンクリート	5~7	50~200	同上
碎石	7.5~18	10~数 1000	種別、含水条件によって変化
土砂	10~36	20~数 1000	同上
空気	1	∞	

3. 調査方法

本調査では、以下の手順で実施した。

- ①管理図面等の収集、工場関係者への聞き取り。
- ②現地踏査により、マンホールや側溝など、地表から埋設位置を推定できるものを整理。
- ③マンホールの蓋を開け、埋設管の深度、管径、本数、大まかな接続方向等を確認。
- ④地中レーダを用いて、調査範囲内を漏れなく測定。
- ⑤取得したレーダデータを解析し、埋設物と思われる反応を抽出、現地へマーキング。

また、レーダ探査には以下の機材を使用した。

○Stream DP(IDS GeoRadar 製)

- ・中心周波数：600MHz
- ・実用探査深度 1.5~2.0m 程度
- ・チャンネル数：水平 11ch、垂直 19ch
- ・有効探査幅：83cm



図 3 レーダ探査状況

4. レーダ探査結果

表 2 にレーダ記録による深度別の水平断面を示す。

レーダ記録は、濃い青色に近いほど弱い反射、濃い赤色に近いほど強い反射を示している。GL-0.00m の断面では、金属であるマンホール蓋とグレーチングの位置が赤色～緑色の明瞭な反応として現れている。

各深度のレーダ記録より、埋設管と思われる平面的に

連続した強い反射を抽出した。

調査範囲の一部については、土の状態等により、埋設管の反射が弱く（見えなく）なっていると推定されたため、マンホールとの位置関係や周囲の反射との連続性から見えない部分を推定、補完した。

表 2 レーダ記録（深度別水平断面）

測定深度	レーダ記録（水平断面）
GL-0.00m	
GL-0.60m	
GL-0.90m	
GL-1.15m	
GL-1.40m	

5. 掘削結果との比較

本調査後、調査範囲の一部で埋設管敷設工事が行われ、既設埋設管の位置を確認することができた。

図 4 に示す掘削範囲においては、深度 GL-0.6m 付近に既設給水管、GL-0.9m 付近に既設電力線が確認された。

給水管については概ね探查結果どおりの位置、深度であった。電力線については、土の状態等によりレーダ探査で明瞭な反射を取得できなかった範囲であったが、マンホール位置等から当該方向にも延伸している可能性を想定していた。今回の掘削範囲については、概ねレーダ探査で推定したとおりの結果となった。



図 4 掘削による埋設管確認状況

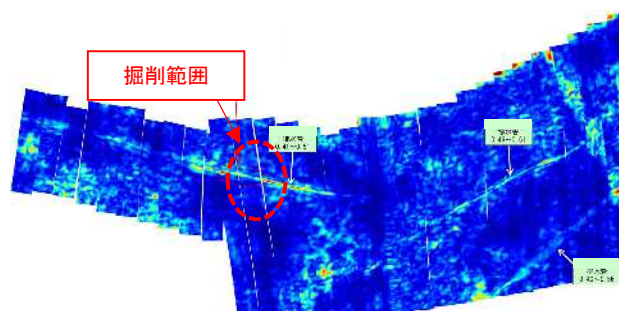


図 5 既設給水管の反射 (レーダ記録 GL-0.60m)

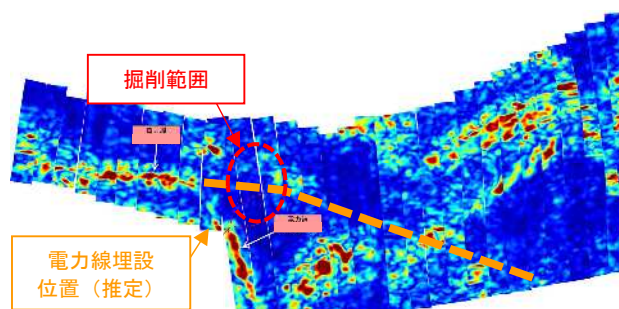


図 6 既設電力線の反射 (レーダ記録 GL-0.90m)

6. 今後の課題

今回、掘削で確認できた埋設管については、概ねレーダ探査で想定した位置、深度のとおりであった。

しかし前述のとおり、一部明瞭な反射が得られない範囲が存在した。明瞭な反射が得られなかったのは、改修工事の影響で調査範囲の土が湿潤状態であり、土中を伝播する電磁波が著しく減衰したこと等が原因と考えられる。調査実施に先立ち、近接する工事状況をよく確認しておく必要があると考える。

また電力線について、複数の管が密集している箇所では、近接する反射がすべて一塊になって現れるため、レーダ記録のみでは管それぞれの位置や深度を読み取ることが困難であった。より精度よく探査を行うためには、埋設管の管理図面等、調査前の資料収集が非常に重要であると改めて感じた。

あとがき

本稿では、地中レーダを用いた埋設管探査の事例を報告した。

地中レーダを用いれば、非破壊で埋設管の位置を調査できるが、現地の状況等により、常にすべての情報が得られるわけではない。地中レーダが適用できる範囲や、測定障害となる条件を関係者で共有し、データの精度向上に努める必要があると感じた。また、取得したレーダデータの解析精度を向上させるため、可能な限り事前の情報収集を行うことが重要である。

本事例が今後の埋設管探査の一助になれば幸いである。

最後に、本稿の作成にあたりご指導、ご助言を賜った方々に、心より御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 地理院地図 (2020 年撮影), 国土地理院
- 2) 路面下空洞探査技術マニュアル (案), 路面下空洞探査車の探査技術・解析の品質確保コンソーシアム, 平成 29 年 9 月, p. 3

多数の地質リスク（膨張性地山，地すべりほか）が想定される

地山における山岳トンネル詳細設計

日本工営株式会社　○清　水　葉　平

日本工営株式会社　横　山　真　一　郎

日本工営株式会社　藤　原　勇　輝

日本工営株式会社　山　本　啓　介

日本工営株式会社　田　中　秀　輝

論文要旨

近年，福岡市地下鉄工事での陥没事故や，リニア中央新幹線建設工事での水利問題等により顕著化するトンネル工事に関わる地質リスクに対し，調査・設計段階で適切な対応を図り，事業の安全性や効率性等を確保することが求められている。

本稿では，坑口部の地すべりや地山の膨張性など多数の地質リスクが想定される地山における新設山岳トンネル（NATM）の詳細設計時において，各種リスクへの対応を図った成果ならびに知見について述べる．具体的には起点側坑口付近で確認された地すべりブロックに対し，追加調査・観測により地すべり性状を把握の上，三次元安定解析による坑口検討を実施した．一般部を中心に熱水変質作用を受けた火山岩が分布し，X線回析試験や浸水崩壊度試験等により膨張性地山と判断され，掘削時の内空変位抑制効果が期待できる掘削工法ならびに補助工法を選定した。

キーワード：山岳トンネル設計，地質リスク，キャップロック構造，地すべり，膨張性地山

まえがき

山岳トンネルは地中の線状構造物であることから，トンネル全線にわたり詳細な事前調査を実施することが難しい．また，トンネル周辺の地質性状や地下水の状況は複雑で不均質であり，その不確実性が大きな課題である．このような地質の不確実性は，事業全体におけるコスト増大や，事業の遅延，人的被害の発生など，安全性や効率性に関するリスク要因となる．そのため，計画段階より地質の不確実性とその影響を正しく認識したうえで，調査・設計を実施し，施工時のリスク要因を極力低減することが必要である．

近年，福岡市地下鉄工事での陥没事故や，リニア中央新幹線建設工事での水利問題など，山岳工法（NATM）に関する社会的影響，ならびに注目度が増しており，地質リスクを適切に評価し，事業の安全性や効率性等を確保することが求められている．そのような情勢を踏まえ，国土交通省ならびに土木研究所より令和2年3月に「土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン」¹⁾が策定され，今後さらに地質リスクへの対応の重要性が高まるものと思われる．

本稿では，新設山岳トンネル（NATM）詳細設計段階において，事前に想定されていた地質リスクに対し，適切な調査・設計によるリスクへの対応を行った成果，ならびに知見について共有することを目的とする．

1. 業務概要

本業務の対象トンネルは，山陰近畿自動車道「竹野道路」に位置する延長445.0mの山岳トンネルである．竹野道路は，広域高規格道路として，災害時，大雪時の安全な交通を確保するとともに，公立豊岡病院へのアクセス向上，観光の促進，地域産業の活性化を目的とした整備路線である．

表 1 業務概要

業務名	(国)178号 竹野道路 トンネル詳細設計業務(5号トンネル)
発注者	兵庫県 但馬県民局 豊岡土木事務所 竹野道路課
業務項目 (概要)	【当初項目】 ・トンネル詳細設計 1式 ・ボーリング調査 (トンネル) N=6本 (鉛直4本，水平2本) ・弾性波探査 1式 【提案実施項目】 ・電気探査 (比抵抗二次元探査) 1式 ・室内試験(粉末 X 線回析試験 (不定方位法)，陽休/交換容量試験 (CEC 試験)，浸水崩壊度試験) 1式 ・ボーリング調査 (トンネル) N=2本 (鉛直：BV-5，6) ・ボーリング調査 (地すべり) N=2本 (鉛直：BV-7，7') ・地すべり観測 (孔内傾斜計，水位計) 1式 ・地すべり三次元解析・詳細設計 1式 等

2. 業務着手段階における地質リスク

本路線では，過年度業務にて地質リスク検討業務が実施されており，本業務での調査・設計に際して以下の地質リスクに対し留意する必要があった．

(1) キャップロック構造による地質構造把握の困難性
地表地質踏査により、当該地山は北但層群(比較的軟質)の上部に玄武洞玄武岩(硬質)が分布する「キャップロック構造」をなすことが想定された。キャップロック構造は、地山上部層と下部層の地質特性の違いにより、地質工学的特徴が大きく異なる構造を指し、一般的なトンネル地質調査手法である弾性波探査での調査精度の確保が困難である。そのため、下部の北但層群(トンネル計画高付近)の地質構造、ならびに断層や貫入岩等の弱層の推定が課題であった。

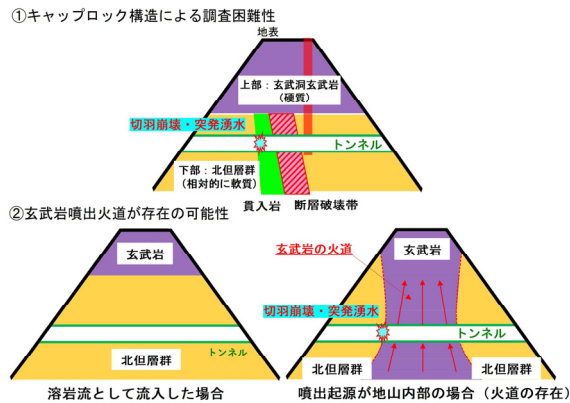


図1 キャップロック構造地山における地質リスク

(2) 起点側坑口付近の地すべり地形
起点側坑口付近の斜面において、防災科学技術研究所による地すべり地形分布図にも記載がある地すべり地形が判読されている。そのため、坑口切土やトンネル掘削による地すべり土塊への影響が課題であった。

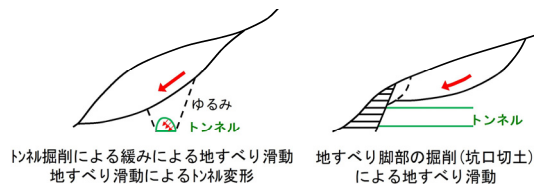


図2 地すべり部のトンネル施工における地質リスク

(3) 変質帯の分布
地表地質踏査により終点側坑口付近で流紋岩の変質帯が確認されている。一般に変質帯は岩質の脆弱化が進行しているほか、膨張性鉱物の含有リスクもあることから、切羽崩壊や地山の押出し、盤ふくれ等の要因となる可能性があり、それらへの対応が課題であった。

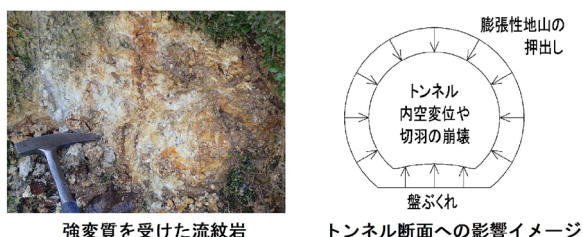


図3 変質帯のトンネル施工における地質リスク

3. キャップロック構造を踏まえたトンネル地質調査

(1) 調査方法

玄武岩の地質工学的特性や層厚、トンネル計画高付近の北但層群の地質構造、断層や貫入岩に起因する弱層の把握を目的に、表2に示す複数の地質調査手法の組合せによるトンネル地質調査を実施した。

表2 本業務で実施したトンネル地質調査項目

手法	目的
地表地質踏査	・玄武岩や下部層(北但層群)の分布(露頭)状況、断層破砕帯の確認。
ボーリング調査	・玄武岩の分布範囲中央部における鉛直ボーリング(BV-6:提案実施)にて、玄武岩の地質工学的特性や層厚、北但層群の地質構造、および玄武岩噴出火道の存在有無の確認。 ・他鉛直・水平ボーリングにて、トンネル計画高付近の地質構造の確認。
弾性波探査 (トモグラフィ解析)	・地山の弾性波速度により、地山性状(硬さ、風化・亀裂状況等)や断層等の弱層の確認。 ※キャップロック構造の場合、下部層の地質構造の把握が困難である。
電気探査 (比抵抗二次元探査)	・キャップロック構造の影響を受けない電気比抵抗分布により、下部層分布状況、断層破砕帯等の弱層の分布、地下水状況等の確認

(2) 調査結果

本トンネルの地質構造について、複数の地質調査手法を的確に組合せることで、以下の通り把握できた。

① ボーリング調査結果(BV-6)により、地山頂部に分布する玄武岩(Gba)の岩相は、上部の新鮮堅硬で亀裂が発達する「塊状部」と、下部の脆く一部土砂状を呈する「自破砕部」に区分された(図4)。また、電気探査で得られた比抵抗値とコア状況からも同様の相関が認められた。玄武岩の自破砕部が広く分布することから、キャップロック構造による弾性波速度層の逆転は生じず、北但層群の弾性波速度値を評価することができた。

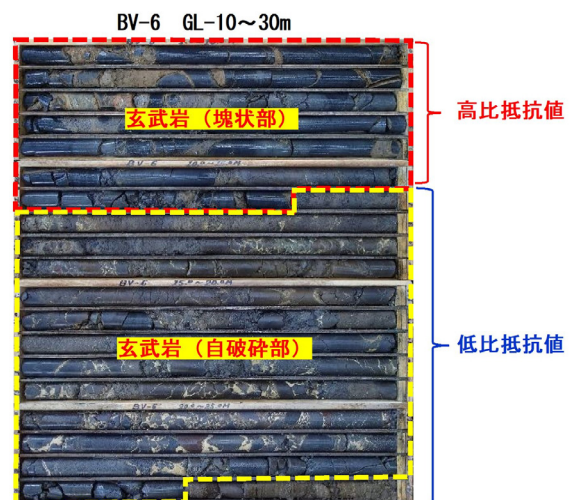


図4 BV-6 玄武洞玄武岩(Gba)の岩相状況

- ② BV-6 ならびに各種物理探査により、懸念された火道については確認されなかった。比抵抗二次元探査では、塊状部が最大 $1,000 \Omega/m$ 程度の高比抵抗地を示す一方、自破碎部は土砂部や一部の粘土薄層による低比抵抗値 ($100 \Omega/m$ 程度) が検出され、岩相と比抵抗値の関係性が指摘された。一軸圧縮強度は、塊状部で 316.0 MN/m^2 と非常に硬質であった。ただし、いずれの岩相の玄武岩もトンネル切羽断面およびトンネル計画高+1.5Dの範囲には出現しない。
- ③ トンネル計画高付近は、北但層群の砂岩泥岩礫岩互層 (Hal) の上位に流紋岩 (Hrhy) ならびに松脂岩 (Hrhy-p) が分布する。流紋岩ならびに松脂岩は、熱水反応に伴い粘土化した白色変質部 (第5章参照) と、新鮮な非変質部に区分できた。非変質部の流紋岩は、一軸圧縮強度が平均 30.9 MN/m^2 と中硬質で、弾性波速度が $3.4 \sim 3.6 \text{ km/s}$ 程度と比較的良好な地山と評価された。
- ④ 地形判読により複数のリニアメントが確認され、ボーリング調査や物理探査によりトンネルに影響する3つの断層の存在が示唆された。その内 F3 断層は、弾性波探査トモグラフィ解析による速度コンターの落ち込み、ならびに電気探査による比抵抗値のギャップから、測点 No.13 付近において終点側へ高角度に傾斜する断層破碎帯が推定された (図5)。

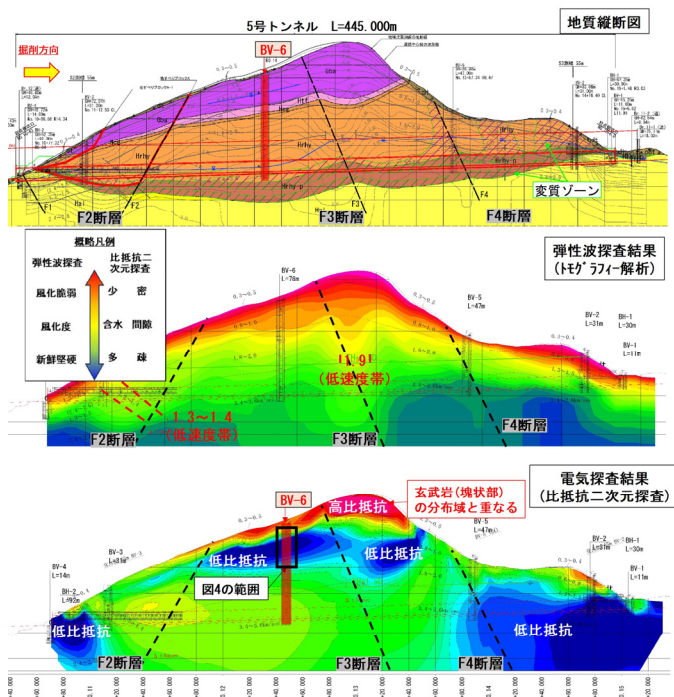


図5 調査結果縦断面図

4. 起点側坑口付近の地すべりへの対応

(1) 地すべり調査・観測

ボーリング調査に先立ち、机上による地形判読、及び地表地質調査を実施した。その結果、当該地山中央部の山稜において、起点側に傾斜する幅約 300m の明瞭な滑落崖と地すべりブロックが認められた (A ブロック)。さらに、この地すべりブロック側部において、複数の小規模な地すべりブロック (A-1, A-2 ブロック) が確認された (図6)。このうち A-1 ブロックは起点側トンネル坑口付近に位置し、トンネル施工による不安定化を招く恐れがある。A-1 ブロックが滑動した場合、A-2 ブロックの不安定化に加え、末端抵抗領域を除荷された A ブロックの滑動を誘発するリスクが懸念された。

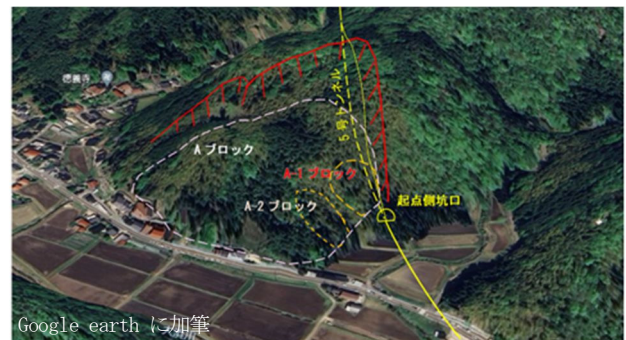


図6 当該トンネル周辺の地すべり

そのため、トンネル軸線が通過する A-1 ブロックを対象に、地すべりブロック範囲、すべり面深度や性状、土質定数の把握等を目的に地すべり調査を行った (図7)。調査の結果、トンネル掘削の影響範囲内 (2D ※D: 掘削径) に地すべりブロックが位置することが確認された。トンネル掘削による緩み影響範囲が地すべり滑動を誘発する可能性があるため、地すべりへの緩み影響を考慮した地すべり安定解析を実施の上、地すべりを考慮した坑口検討を行う必要があると判断した。

また、地すべり調査と併せて、調査孔を用いた孔内傾斜計 (BV-7)、ならびに地下水位観測に (BV-7') による地すべり観測を実施している。本業務での観測期間 (2023.8~2024.3) において明瞭な地すべり変動は確認されていないが、地すべり滑動による事業リスクを勘案し、各事業段階における継続的な地すべり観測計画を立案している。

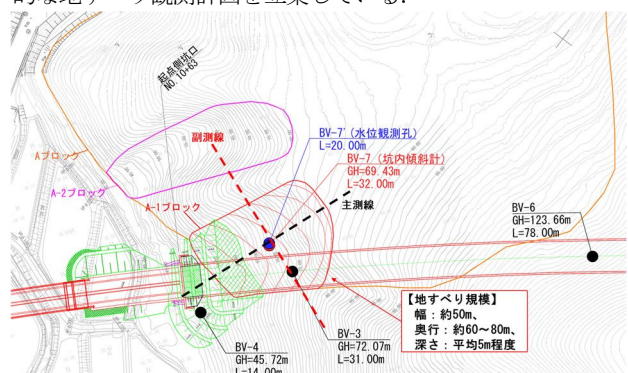


図7 A-1 ブロック地すべり調査結果

(2) 地すべり対策を踏まえた坑口位置選定

A-1 ブロックの影響が懸念される起点側坑口計画について、地すべり対策案とそれに適するトンネル坑口案の組合せにより坑口位置を決定した(図8)。

まず1次選定として、地すべり対策工検討を行った。今回の場合、トンネル軸線と地すべりのすべり方向が斜交していることから、トンネル掘削に伴う地山の緩みによるすべり面強度の低下を三次元的に反映し、合理的かつ効果的なトンネル掘削による影響解析が可能な三次元安定解析(修正Hovland法)が有効であると考え、検討手法に採用した。地すべり対策工は、抑制工として押さえ盛土工、抑止工として垂直縫地工、アンカー工を抽出し、トンネル掘削により低減した安全率に対し、計画安全率1.2を満足する必要抑止力を算出の上、各対策工の対策規模・規格を選定した(図9)。

次に1次選定で選定した各種地すべり対策工を踏まえ、トンネル坑口位置比較検討(2次選定)を行った。坑口位置は、地すべり対策工ですべりに対する安全率を確保した上で、坑口切土による地すべり末端部の掘削を生じない位置を基本に比較案を抽出した。比較検討の結果、施工性、維持管理性、経済性の観点で優位となる、第1案:押さえ盛土案(No10+63.0)を選定した(表3)。押さえ盛土について、標準勾配での押さえ盛土では、トンネル延長が長くなり隣接橋台への影響が懸念されるほか、押さえ盛土区間のトンネル掘削には掘削範囲の改良を要する。そのため、ソイルセメントによる急勾配盛土を採用することで、地すべり対策工規模の削減やトンネル延長の短縮により、約1億円のコスト縮減が図れた。

起点側坑口部の押さえ盛土による地すべり対策に加え、A-1ブロック直下のトンネル掘削となるため掘削補助工法を計画した。補助工法は、トンネル掘削に伴う地山の緩みに起因した地すべり誘発抑制、ならびにトンネル切羽の安定化を目的として地山先行変位抑制効果のある長尺鋼管先受け工を地すべりブロック貫通までの区間で計画した。

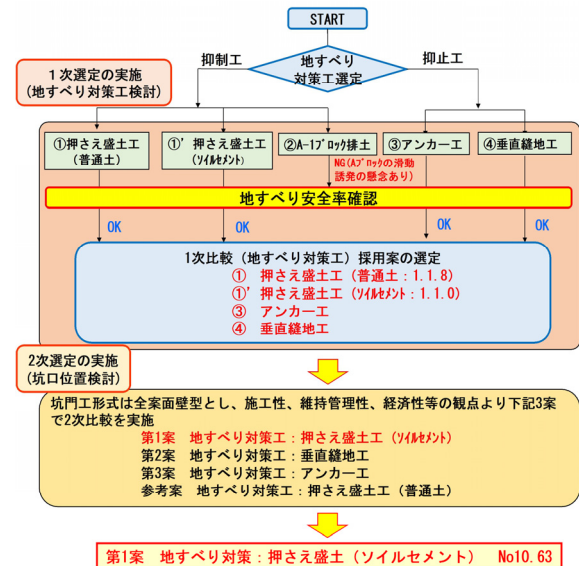


図8 地すべりを踏まえた起点側坑口計画検討フロー

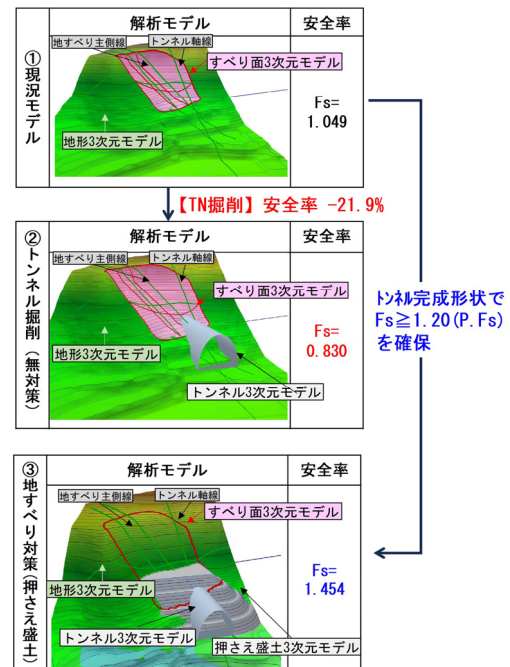


図9 三次元安定解析の結果

表3 起点側坑口位置比較表

	第1案: 押さえ盛土工(ソイルセメント) No. 10+63 (±0.0m)	第2案: 垂直縫地工 No. 10+65 (-2.0m)	第3案: アンカー工 No. 10+65 (-2.0m)	第4案: 押さえ盛土工(普通土) No. 10+48 (+15.0m)
概要図				
地すべりへの影響	掘削前に押さえ盛土を施工するため、地すべり土塊の安定性を確保。 坑口仮設切土が生じるが、地すべり土塊への影響を回避。	掘削前に垂直縫地工を施工するため、地すべり土塊の安定性を確保。 坑口仮設切土が生じるが、地すべり土塊への影響を回避。	掘削前にアカー工を施工するため、地すべり土塊の安定性を確保。 坑口仮設切土が生じるが、地すべり土塊への影響を回避。	掘削前に押さえ盛土を施工するため、地すべり土塊の安定性を確保。 坑口仮設切土が生じるが、地すべり土塊への影響を回避。
施工性	他家と比べ大がかりな仮設工は不要であり施工性が良い。	仮設足場が必要で、縫地工の数が多く、施工性に劣る。	仮設足場が必要で、アカー工を起伏に富む現況斜面で行うため施工性に劣る。	他家と比べ大がかりな仮設工は不要であるが、トンネル掘削範囲の改良が必要。
維持管理性	盛土斜面が発生するが維持管理は容易。	縫地工の数が多く、変状管理等の維持管理面に劣る。	アカー工の点検や緊張管理等、定期的な維持管理が必要で、維持管理面で劣る。	盛土斜面が発生するが維持管理は容易。
経済性	◎	△	○	△
評価	◎ (選定)	△	○	△

5. トンネル計画高付近で出現する変質帯への対応

(1) 変質帯の分布範囲と性状

変質帯の分布状況について、ボーリング結果ならびに地表地質踏査により、流紋岩(Hrhy)と砂岩泥岩礫岩互層(Hal)に挟まれた松脂岩(Hrhy-p)を中心に、層厚10~20m程度でトンネルルートに沿うように分布すると推定した(図13)。

この変質帯は、熱水により形成されたものと推定され、肉眼では鮮やかな灰白~淡緑灰色を呈し、粘土化が著しく進行している。一軸圧縮強度は1.41 MN/m²と小さく、軟質で指圧により容易に変形する状態である(図10)。変質帯がトンネル計画にあたる測点No.12+80~No.14の区間では地山強度比が2以下となり、掘削に伴うスクィージング(地山の押出し)が生じる可能性のある地山であることが示唆された。

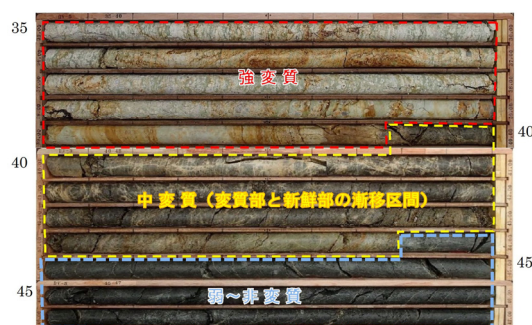


図10 BV-5 松脂岩(Hrhy-p)の変質状況

(2) 室内試験による地山の膨張性評価

膨張性鉱物(スメクタイト)の含有有無およびスレーキング特性を把握するために、X線回折試験、CEC試験、浸水崩壊試験を実施した。各試験結果より、本トンネルに分布する流紋岩と松脂岩の変質帯では、普遍的にスメクタイトが含まれていることが明らかとなったほか、浸水崩壊試験ではD判定とスレーキングによる岩石の脆弱性が指摘された。

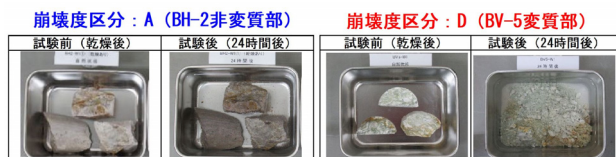


図11 浸水崩壊試験結果

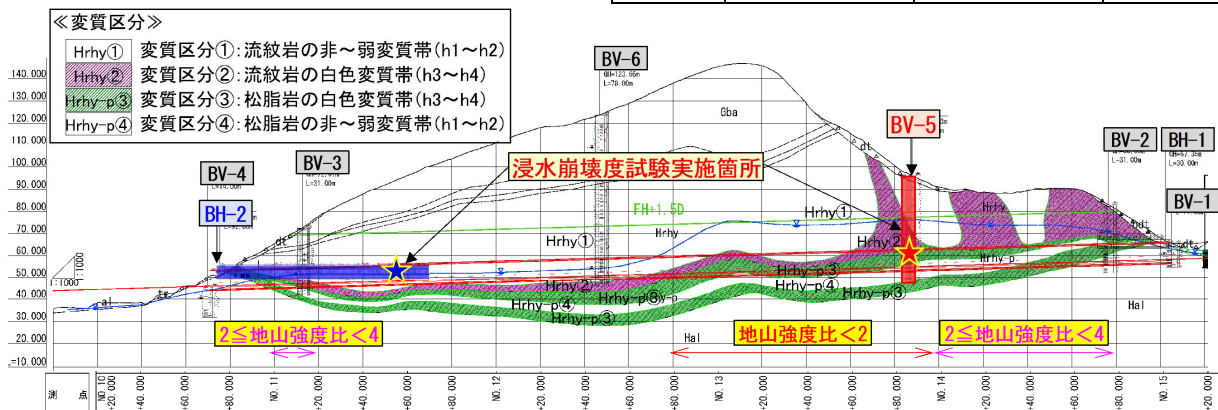


図13 変質帯分布縦断面図

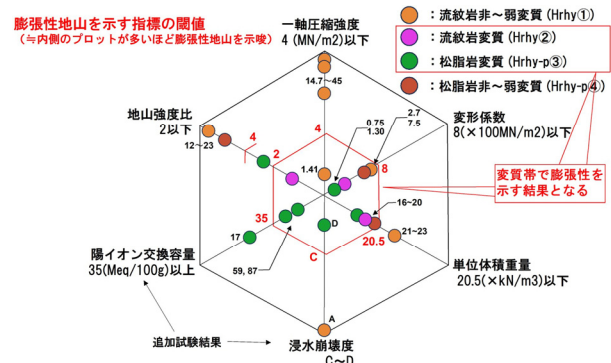


図12 当該地山における膨張性判定結果

(3) 膨張性地山区間における設計

膨張性地山区間における施工時ならびに供用後のリスクとして以下3点を抽出し、それらへのリスク低減に資する設計を行った。

- ① 掘削に伴い地山周辺に生じた応力が地山強度を超過し、地山が塑性流動化するスクィージング現象による内空断面縮小、ならびに支保構造の破壊
- ② 膨張性鉱物が吸水膨張するスウェリング現象による掘削時の影響、ならびに供用後における長期的な地山の劣化や地下水位の変化によるインバートの破壊
- ③ 切羽崩壊による作業員の被災

表4 類似事例の収集結果

トンネル名	地質	掘削工法	主な対策工
盃山トンネル (Ⅱ期線) H14.3	流紋岩(変質あり) 流紋岩質凝灰岩 玄武岩	上半先進ベンカット 工法	長尺鏡ぶれ 鏡吹付コンクリート 長尺鋼管先受工 インバート底面吹付 インバート鋼製ストラット
城山トンネル H30.9	新第三紀泥岩 凝灰岩 ※浸水崩壊度D	補助パン付全断面 掘削工法(早期閉合)	長尺鏡ぶれ 鏡吹付コンクリート 長尺鋼管先受工 インバート底面吹付 インバート鋼製ストラット
佐野トンネル R3.10 ※近傍TN	白色凝灰岩 未面結礫岩 泥岩	上半先進ベンカット 工法 ※一部下半仮インバート 早期閉合を併用	長尺鏡ぶれ 鏡吹付コンクリート 長尺鋼管先受工 注入式先受け工 インバート底面吹付 (上半, 下半)

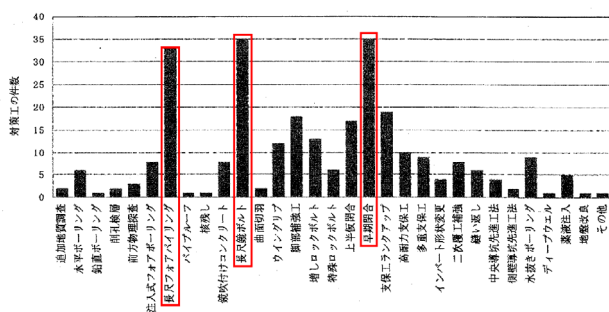


図 14 膨張性地山における施工段階の対策工²⁾

設計は、標準支保パターンを用いた標準的な設計を基本に、近傍トンネルや類似地質の施工事例(表4, 図14)等を参考に、「インバートを含めた支保の剛性を高めること」、「早期閉合を行うこと」、「地山を極力緩めないこと」を基本原則とし、膨張性地山におけるリスク低減を図った。

- ① 変形余裕量を考慮した DII パターンを採用するとともに、供用後の長期的な耐久性向上を目的にインバート剛性ストラットを計画(図15)。
- ② 地山変位や内空変位抑制として、早期に全断面を閉合する「補助ベンチ付全断面工法+一次インバート早期閉合」を採用(図16)。
- ③ 長尺鋼管先受け工や長尺鏡ボルトを採用し、先行変位の抑制を図るとともに、切羽付近の施工安全性を確保。

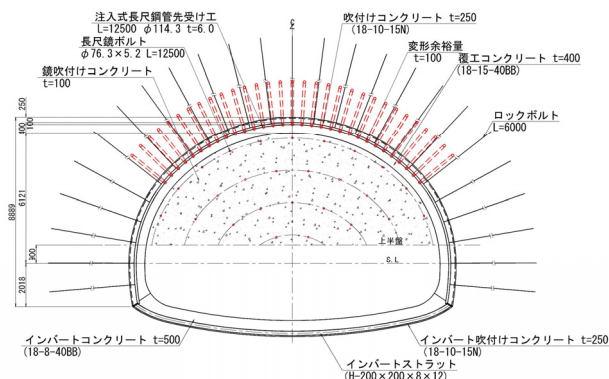


図 15 膨張性地山区間の支保パターン

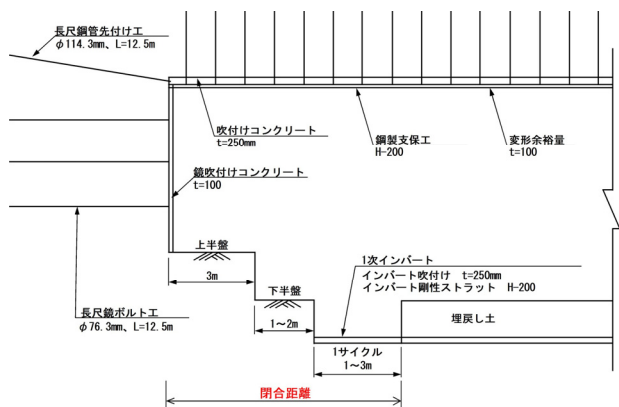


図 16 早期閉合

前述した通り、本業務では標準支保パターンを用いた標準的な設計を基本に、近接トンネルや類似地質の施工事例を参考に設計を行っている。そのため、施工時の地山状況の観察や計測工結果を主体とした調査結果に基づく総合的に適切な地山の評価を行い、地山の条件に最も適した支保パターンにて施工することが重要であると考えた。したがって、本業務において図17に示すB計測を立案するとともに、前方地山の予測精度向上を目的に施工段階における先行ボーリング、坑内弾性波探査、各種削孔検層等の切羽前方探査を提案することで、施工時のリスク要因の低減し、事業の安全性や効率性確保に資する当初設計を行った。

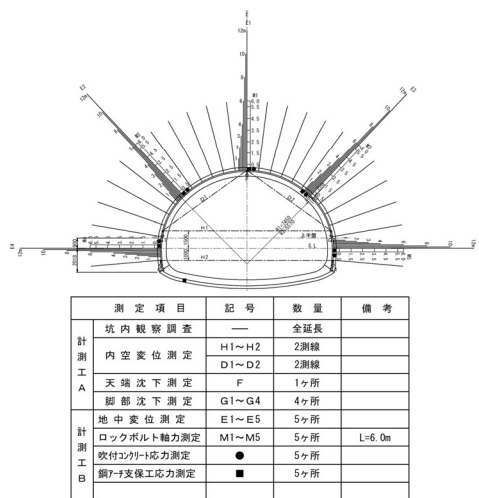


図 17 膨張性地山区間の計測計画

6. まとめ

業務着手段階において設計分野、地質・地盤分野、防災分野等の各専門技術者によるリスク把握を行うとともに必要に応じた追加調査等を提案することで地質リスクとその特性を正しく認識することができた。その結果、フロントローディングとして設計段階で地質リスクに対して綿密に対応し、施工時の安全性確保、ならびに事業遅延リスクの回避を図った。

今後の展望として、更なる地質リスクマネジメント体系の整備と技術の向上に取り組む必要があると考える。本業務で得た知見を基に、他業務への展開を図りたい。

謝 辞

本業務の遂行にあたりご指導・ご鞭撻いただいた関係者の皆様、ならびに本論文の投稿に際し、ご快諾頂きました兵庫県 但馬県民局 豊岡土木事務所 竹野道路課の皆様に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省：土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン, R2.3.30
- 2) 公益社団法人 土木学会：トンネルライブラリー-32 実務者のための山岳トンネルのリスク低減対策, R2.5

社会実験を通した御堂筋における 効率的なカーブサイドマネジメントの検証

(株) オリエンタルコンサルタンツ ○久谷 真輝

八木 彰一

吉川 令

Intelligence Design (株) 末廣 大和

論文要旨

大阪市では御堂筋において人中心の空間拡大のために、継続的に側道歩行者空間化等の道路空間再編を進めている。側道閉鎖に伴い、各街区の本線側緑地帯部に設置した駐停車スペースごとに交通誘導員を配置し、荷捌き車両等のマネジメントを実施している。その中で、交通誘導員の配置体制の効率化や機能強化などの課題に対して、AIカメラやナッジ理論を活用した省力化や啓発力強化などの交通誘導支援の効果を検証した。その結果、巡回型配置体制への移行可能性や啓発円滑化など実装に向けた方向性が確認できた。

キーワード：御堂筋、AI カメラ、ナッジ理論、啓発円滑化

まえがき

近年、全国的な中心市街地活性化の動きや、人口減少による自動車交通量減少等の状況等の観点から、道路には従来の通行機能に加え、賑わい空間の創出、安全安心、新モビリティの通行に対応した機能が必要になるなど、人中心に関するニーズが高まり、令和2年11月には歩行者利便増進道路制度(ほこみち制度)が創設された¹⁾。令和6年3月時点では、全国の鉄道駅周辺や市街地中心部で139路線が指定されており、ほこみちがある市町村数は58箇所となっている²⁾。

国はさらなる人中心の道路空間の実現に向け、路肩(カーブサイド)の柔軟な活用、さらには道路全断面において、歩行者優先で通行できる道路などの観点で空間の創出について検討を始めている³⁾。そこで、大阪市で継続的に実施している御堂筋道路空間再編事業の中でも、カーブサイドマネジメントの観点を取り入れ、路肩本来の機能を保持し、歩行者や車両の安全な通行の確保を前提とした整備を進めることとした。

1. 御堂筋の現状及び課題

大阪市は、御堂筋において車中心から人中心のストリートへと空間再編をめざす「御堂筋将来ビジョン」を平成31年3月に策定し、現在、将来ビジョン実現に向けたファーストステップとして、新橋～難波交差点間において側道閉鎖を行った。側道閉鎖に伴い、沿道の荷捌きや一般車の停車ニーズに対応するため、本線側緑地帯部を切り欠き、駐停車スペースを設置した。従来の側道利用状況と適切利用による運用を考慮すると、本線へ支障が出る可能性があるため、交通誘導員を一部を除き常駐させている(図1)。

令和4年10月のアクセススペース7箇所の車種別の停車時間を図2に示す。9割以上の車両が5分未満のルールを順守しており、15分以上の悪質な長時間駐車を行っている車両はおよそ3%となっていたことが明らかとなった。これより、アクセススペースにおいて交通誘導員を常駐させる必要性が少なくと考えられるため、巡回型配置体制の対応可能性を考えた。また、ルールを順守していない約1割の車両に対する対策も別途講じる必要がある。

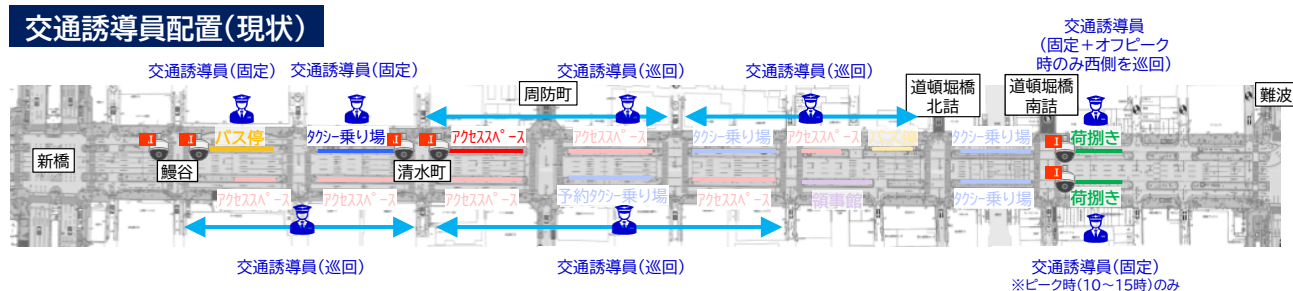


図1 交通誘導員配置(現状)

交通誘導員の配置体制の効率化を考える上で、問題事象が発生している箇所をリアルタイムで把握することが必要である。そこで、御堂筋上の既設カメラにエッジ処理による違反検知機能を付加し、問題事象が発生した場合に交通誘導員が対応できるような仕組みづくりを検討した。

しかし、各箇所に常駐せず、長時間駐車等の問題事象が発生した際に、常駐していない交通誘導員からの啓発に対して、ドライバーからの理解がされにくいと考えられる。そのため、交通誘導員が啓発時に根拠となるデータ等を提示できるようにするなど啓発効力の強化をする必要がある。

また、交通誘導員が現場に向かうまでの時間や夜間等の交通誘導員不在時における啓発機能として、ドライバー心理に働きかけるナッジ理論の活用を検討した。

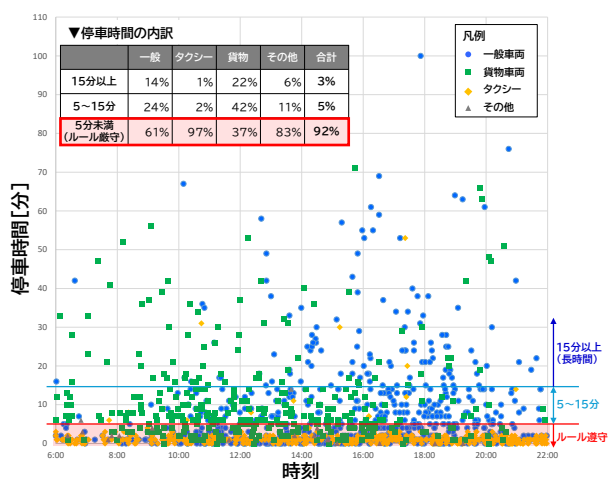


図2 アクセススペースにおける車種別の停車時間

表1 課題と解決策

課題	解決策
①交通誘導員の効率化	AI カメラを活用した違反車両検知及び交通誘導員へのアラート通知
②不適切利用を行う車両に対する啓発効力の強化	ナッジ理論の活用
③交通誘導員不在時における啓発機能の代替	



図3 AI カメラの設置状況

2. 解決策

2-1 AI カメラを活用した違反車両検知及び交通誘導員へのアラート通知

御堂筋では、駐停車状況の監視をするため、荷捌きスペースなどの箇所カメラを設置している。このカメラで AI により違反車両を自動的に検知し、アラート発報できるようにすればよいと考えた。そこで、交通誘導員にタブレット端末を携行させ、違反車両の検知結果及び必要な行動等を通知することで、交通誘導員配置を全箇所巡回型に変更し、配置体制の効率化及び啓発効力の強化を検証した。なお、実験期間は令和6年2月1日から現在まで継続して実施している。

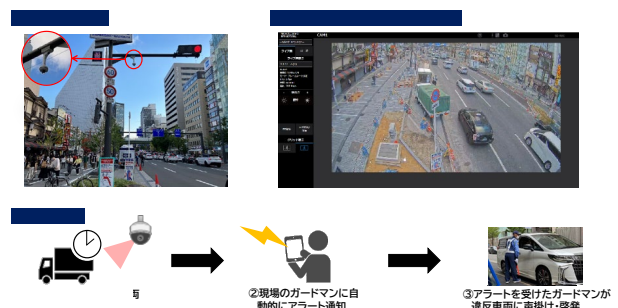


図4 運用イメージ



図5 タブレットへの通知・指示内容

表2 アラートの通知内容

確認用	停車時間の証拠として活用するためのアラート（メールは送信されるが通知はこない）
移動	証拠が必要になった際に、提示する等して使用する
声かけ	長時間停車をしている車両があるので、該当の車両に向かう
	長時間停車をしている車両に声かけを実施する

表3 アラートの通知設定

対象箇所	対象車種	停車時間				
		1分	5分	10分	15分	30分
バス停	バス以外	声かけ	声かけ	—	—	—
アクセス	全て	確認用	移動	声かけ	声かけ	声かけ
荷捌き	全て	確認用	—	移動	声かけ	声かけ

実験時の交通誘導員配置(AIカメラ併用)

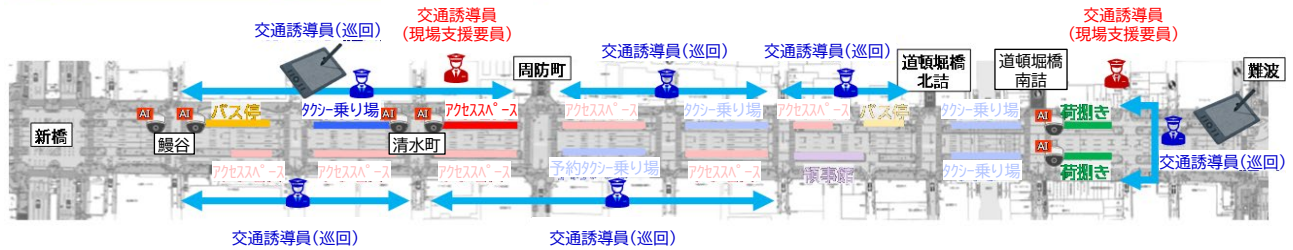


図6 交通誘導員配置(実験時)

2-2 ナッジ理論の活用

ナッジ (nudge) とは、「肘でそっとつつく、行動をそっと後押しする」という意味で、経済的なインセンティブや行動の強制をせず、行動変容を促すものであり、多様な主体が利用する御堂筋において、利害関係者への影響を最小限にするためにこの手法を選定した。

前述の AI カメラのアラート通知で効率的に交通誘導員が巡回した場合においても、交通誘導員が現場に到着するまでの間にタイムラグが発生してしまうため、バス停やタクシー乗り場への短時間違法停車や交通誘導員が巡回できない夜間への対応が難しい。このように、AI カメラのアラートで対応できない部分について、ナッジ理論を用いた誘導・啓発(以下、ナッジ誘導)でドライバー心理に働きかけることで、駐車スペースの適切利用の促進を検証するために、令和6年2月1日から2月29日までの1か月間実験を実施した。

なお、現場やカメラ映像を確認した結果、ドライバーが端に寄って迷惑を最小化しようとする心理からか、駐車帯の最後部または最前部において長時間駐車が発生しやすく、本線へのはみ出しについては、駐車帯が満車の場合に、無理に後方に停車する際に発生しやすい傾向にあった。以上を踏まえ、いずれの不適切利用も発生しやすい清水町交差点南東アクセススペース(シャネル前)の後方部を実験箇所とした。

啓発方法としては、本線へはみ出した停車や長時間停車を抑制するために、不適切利用をしたドライバーが心理的に居づらい「違反」や「警告」を強く想起させる色や点滅等をする必要があるため、時間経過とともに光り方を変化させることのできる IoT ライトを用いた。

啓発の流れを図9に示す。車両が停車時にドライバーが自身の行動に対して啓発されていることを認識できるよう、停車後すぐに発光した(5秒で停車と判断)。本線へはみ出した停車車両については、停車した時点で不適切利用と認められるため、警告のイメージがある橙色に点灯し、退去を促した。また、本線へはみ出していない車両については、5分まではルール内となるため、青色に点灯し、5分を経過した時点で橙色に変更した。その後、10分で遅い点滅、15分で速い点滅に変更し、長時間停車車両に対する啓発を実施した。

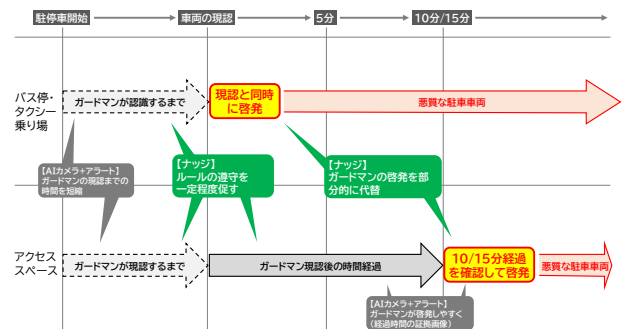


図7 AI カメラアラート通知とナッジ誘導の役割分担

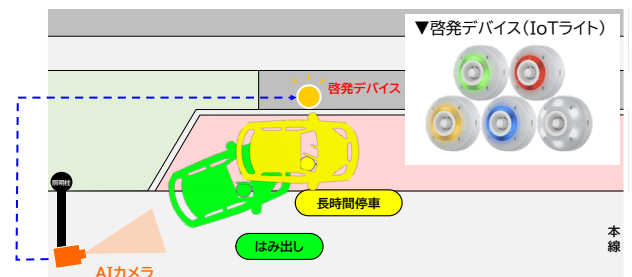


図8 ナッジ誘導の実験イメージ

表4 IoT ライトの設定

	仕様	実験時の設定
色	5色(赤/橙/緑/青/白)	・ルール内: 青色(許可) ・ルール外: 橙色(違反)
点滅	3段階の速度(速/中/遅)	・5分~: 点滅(遅) ・10分~: 点滅(速)
輝度	5段階(1: 暗 ~ 5: 明) ※時刻と同期して自動調整	・昼間: 4→5 ・夜間: 2→3

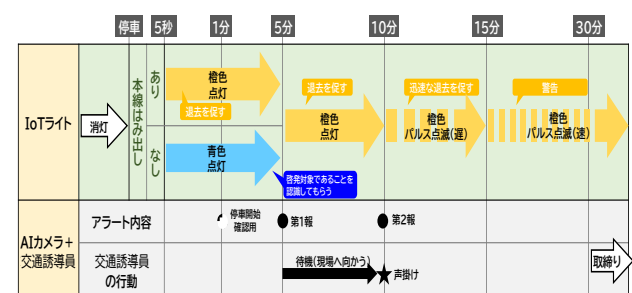


図9 啓発の流れ

3. 検証結果

3-1 不適切利用・交通影響の減少効果

(1) 長時間停車・誤進入の減少効果

AIカメラによる検知結果から、誤進入や長時間停車の減少効果を確認した。なお、実験前の期間については、1/24(水)以降のデータを使用した。

各箇所におけるアラート件数の推移を図10に示す。バス停においては1分アラートの件数はほとんど変化はないが、5分アラートの件数が減少したことから、誤進入の件数に変化はないが、ルール内で停車する車両が増加していると考えられる。ナッジ誘導も同時に実施したアクセススペースでは、10,15,30分のアラートが減少傾向となっているため、長時間停車が減少して適切利用が促進された。荷捌きスペースは東西ともに、顕著な変化は見られなかった。

また、5分以上停車している違反車両の停車時間別割合を算出した結果、ナッジ誘導中は5～15分の停車台数の割合が減少した(図11)。このことから、ナッジ誘導は15分以上の悪質な長時間停車への効果は薄い、5～15分停車の比較的軽微な時間超過車両に対して効果的であるといえる。

(2) はみ出し停車時間の減少効果

本線へはみ出して停車する車両に対するナッジ誘導の効果を検証するために、実験前と実験中のはみだし停車車両の平均停車時間を比較した。なお、比較にあたり、ナッジ誘導の啓発履歴から最もはみ出し車両への啓発回数が多い1日を実験中の値とし、実験前の値は同曜日の1日を選定した。

また、はみ出しの危険性が低い夜間を避けた日中(10時～19時)で比較した。表5に示す結果より、はみ出し車両の平均停車時間は、実験前で3分20秒、実験中で3分54秒となっており、大きな変化はなく、ナッジ誘導がはみ出し停車時間に効果的に働いたとはいえなかった。

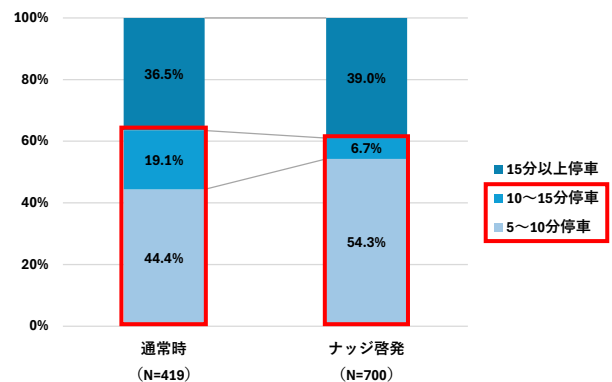
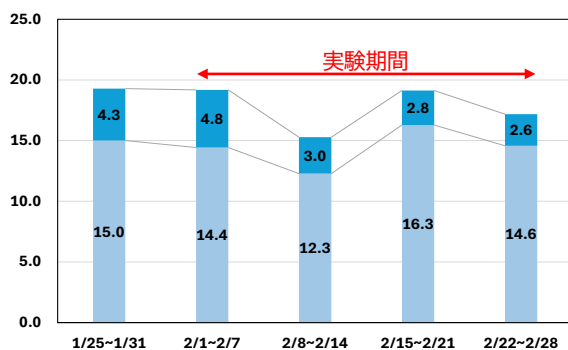


図11 5分以上停車している違反車両の停車時間別割合

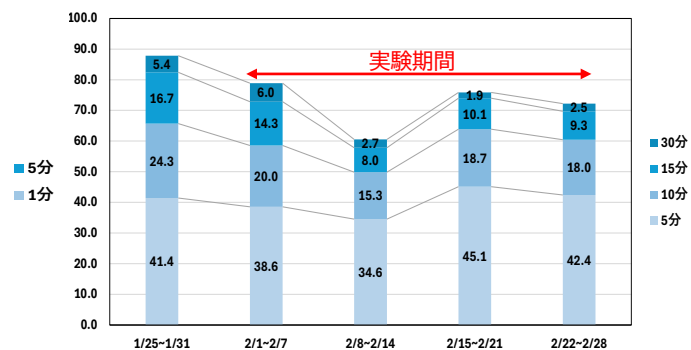
表5 はみ出し停車時間(実験前・実験後)

	日時	平均停車時間
実験前	1月12日(金) 10:00～19:00	3分20秒(10件平均)
実験中	2月16日(金) 10:00～19:00	3分54秒(18件平均)

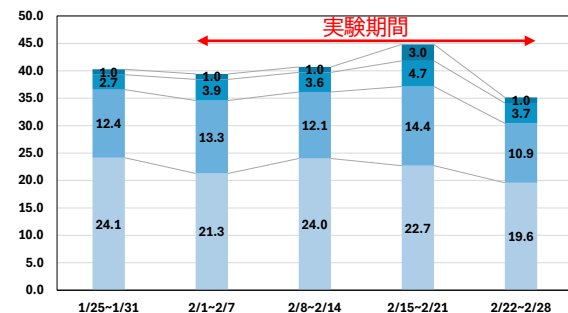
▼バス停(鰻谷交差点 南東)



▼アクセススペース(清水町交差点 南東)



▼荷捌きスペース(道頓堀橋南詰交差点 南東)



▼荷捌きスペース(道頓堀橋南詰交差点 南西)

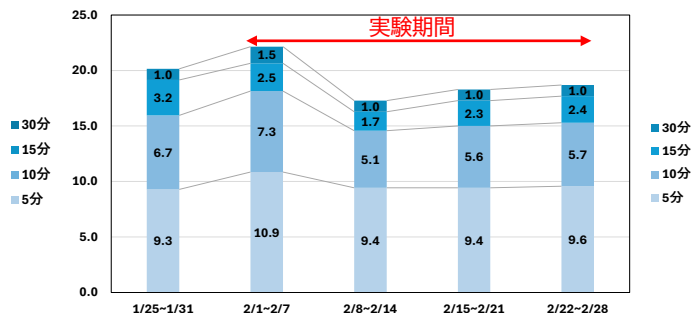


図10 各箇所におけるアラート件数(週推移)

3-2 交通誘導員の効果的・効率的な運用可能性

(1) 声かけ回数の変化

違反車両に対するアラート通知により、交通誘導員が不適切利用車両に対して声かけ割合が向上したかを啓発実施前と啓発実施中を比較し、検証した。

検証にあたり、啓発実施前はアラート件数が多くなるピーク時間帯の4時間で、最もアラート件数が多い1日の声かけ回数及びアラート回数を確認した。比較対象の啓発実施中は啓発実施前と同時時間帯の最もアラート件数が多い1日を確認した。また、アクセススペースについては、交通誘導員のシフトや曜日変動も踏まえ、実験期間後半の同じ曜日でも確認した。なお、アラートは各検証箇所で行った声かけのタイミングとなるアラートをそれぞれ数えた。

その結果を表6に示す。

バス停において、平日はアラート件数に対する声かけ回数の割合（以下、声かけ割合）が実施中が実施前と比べて減少している。このことから、交通誘導員にアラート通知がされ、現場に到着するまでの短時間で違反車両がバス停から発進し、交通誘導員の啓発が間に合っていないと考えられる。休日（実施中）は声かけ割合が高く、10割を超過しているため、悪質な長時間停車車両に対して複数回声かけをしていると考えられる。このことから、悪質な車両に対しては交通誘導員からの声かけ以外の啓発方法の必要性が伺える。

アクセススペースにおいて、平日の実施中はアラート通知後も声かけの実施がされていなかった。休日では、実施前と比べて実施中の声かけ割合が多くなっていったため、啓発効果が見込めた。そこで、より声かけを行いアクセススペースの適切利用を促す運用を図るために、交通誘導員がすぐに気づくことができる形での通知方法への改善が必要と考えられる。

荷捌きスペースは、バス停やアクセススペースと比べるとアラート件数及び声かけ回数も少なくなっているため、ある程度適切な利用がされていると考えられる。

(2) 交通誘導員へのヒアリング

取組の効果や課題を確認するために、配付したタブレット端末を携行している交通誘導員に、タブレット端末の運用状況や効果的な使い方についてヒアリングを行った。

表7にヒアリング結果の概要を示す。荷捌きスペースにおいて、荷捌き実施の特性上、運転手の不在や悪質な長時間停車が少ないという現状から、15分での声かけが難しかった。一方で、ドライバーが15分以内利用などのルールを理解してきており、大きなトラブルもなく運用できていた。タブレット端末については、停車時刻の証拠が残るため強く注意することができ、啓発効力の強化を確認することができた。またアクセススペースにおいては、ナッジ誘導のライトが停車時間を示すため、啓発時の証拠として活用できていた。課題としては、周囲の音が大きく、メールの通知に気づきにくいことが挙げられた。

表7 交通誘導員へのヒアリング結果概要

日時	令和6年2月16日 17:00~18:00
場所	道頓堀橋南詰交差点 南東 荷捌きスペース 清水町交差点 南東 アクセススペース
結果概要	<p>【道頓堀橋南詰交差点 南東 荷捌きスペース】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・利用者が利用ルールに慣れてきており、大きなトラブルは起きていない。 ・荷捌き利用車は、荷物を配達するという目的を果たすと直ぐに移動している。 ・アラート通りに車両が移動していないが、画像が証拠として利用できるため、啓発がしやすい。 ・周囲の音が大きく、メールの通知に気づきにくい。 <p>【清水町交差点 南東 アクセススペース】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アラート通りに車両が移動していないが、画像が証拠として利用できるため、啓発がしやすい。 ・IoTライトも光っているため、時間が分かりやすく、啓発時の証拠として活用できている。 ・IoTライトの現在の光り方では位置がずれるため、啓発されたことに気づかないため、赤色の光やサイレンの方がよいと考える。

表6 各箇所における声かけ回数とアラート件数

箇所		平日		休日	
		実施前	実施中	実施前	実施中
バス停 (鰻谷交差点 南東)	①声かけ回数	10	4	0	15
	②アラート件数(1分)	11	12	9	8
	声かけ割合(①/②)	90.9%	33.3%	0.0%	187.5%
アクセススペース (清水町交差点 南東)	①声かけ回数	5	0	7	9
	②アラート件数(10分)	8	16	32	24
	声かけ割合(①/②)	27.8%	0.0%	21.9%	37.5%
荷捌きスペース (道頓堀橋南詰交差点 南東)	①声かけ回数	0	1	0	1
	②アラート件数(15分)	8	10	5	8
	声かけ割合(①/②)	0.0%	10.0%	0.0%	12.5%
荷捌きスペース (道頓堀橋南詰交差点 南西)	①声かけ回数	0	0	0	0
	②アラート件数(15分)	4	8	4	4
	声かけ割合(①/②)	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

表8 ドライバーへのヒアリング結果概要

日時	令和6年2月26日 13:00~19:00
場所	清水町 南東 アクセススペース 周辺道路
結果概要	<ul style="list-style-type: none">・停車中に自身が啓発対象だとわかった場合もあるが、ライトには気づいたものの自分ではないと思う場合もあった。・ライトが光ることにより、周囲や警備員の視線が気になる場合もあった。・歩行者等からの視線を車両内では感じない。なお、ライトの光り方がより強ければ感じる可能性がある。・ライトは御堂筋本線の走行時あまり気にならなかった。・看板等の補足情報の必要であると思う。・ライトの取組は上質な啓発方法であると思う。・色や光り方について、赤色等の目立つ色が良い。・他の啓発方法として、反則切符や停車時間をカウントする電光掲示板などが挙げられた。

(3) ドライバーへのヒアリング

ナッジ誘導のドライバーからの認知状況を確認するために、3名のモニターに実際に走行・停車してもらい、ヒアリング調査を行った。

表8にヒアリング結果の概要を示す。停車時にドライバー自身が啓発対象であるとわかる場合もあったが、ライトには気づいたものの自身が啓発されていると認識してしまう場合があった。そのため、自身が啓発対象であることを認識できるような啓発が必要であることがわかった。ライト自体については、啓発効果自体は高くないが、周囲の人に見られることで、効果が向上する可能性が示唆された。また、ライト設置による本線走行時の影響は少ないが、夜間は輝度によって目立ちすぎるため、注意が必要である。なお、ライト自体は高質な空間に馴染んでおり、御堂筋に相応しいという評価であった。

4. まとめ

AIカメラを活用した交通誘導員の啓発支援によって、バス停やアクセススペースで誤進入や長時間停車の減少が確認された。アラート通知が証拠となるため、声かけがしやすいという交通誘導員からの意見から、啓発効力の強化に関する支援効果はあることが明らかとなった。なお、精度面の課題はあるが、違反車両の検知やアラート発報は一定程度の水準で機能できており、交通誘導員の巡回型配置への移行可能性を確認できた。一方で、荷捌きスペースでは現場の運用ルールが自然に確立されつつあり、支援の効果は大きくなかった。また、交通誘導員によって声かけの頻度や巡回のペースが異なるため、声かけ頻度の向上はあまり確認できなかった。

アクセススペースにおいてIoTライトを用いた啓発を実施し、一部の長時間停車(5分以上)に対して適切利用の促進を図ることができた。特に、長時間停車のうち比較的軽微な5~15分の停車車両の割合が減少したことから、ナッジ誘導は軽微な不適切利用を行っていた時間超過車両に対して効果

的に働いたのではないかと考えられる。また、交通誘導員も含め、周囲からの目線が気になることで、効果的に退去を促すことができる可能性も示唆された。加えて、交通誘導員にとっても停車時間が分かりやすく表示されるため、声かけがしやすかったという意見もあった。取組自体もドライバーヒアリングから上質なものであったとの評価を受けており、御堂筋に相応しい啓発方法であると考えられた。一方で、はみ出し停車車両についてはあまり効果が見られなかったが、本線の安全性や円滑性を低下させる恐れがあるため、引き続き対応の検討が必要である。また、ライトの光り方については、橙色で比較的緩やかな点滅であり、警告のイメージが十分に伝わりにくかったため、色や光らせ方の工夫やライト以外の啓発方法も検討する必要がある。

5. 今後の展開

今後は、精度等の技術的な面も改善し、他の停車帯へのIoTライトの導入やAIカメラ設置数の増加などにより、より現場に適応した支援を行うことで、交通誘導員の効率的な配置体制への移行をめざす。また、御堂筋上ではアクセススペースを複数箇所を設置しており、アクセス交通への対応は一箇所ではなく、複数箇所を一体的に考慮する必要がある。そのため、今後の交通誘導員やAIカメラ等を活用した運用管理についても、今後の整備状況を踏まえた将来形を描き、整備の進捗に合わせて展開していく必要がある。

参考文献

- 1) 国土交通省：「居心地が良く歩きたくなる」まちなか創出に向けた 道路空間利活用に関するガイドライン，2022。
<https://www.mlit.go.jp/report/press/content/001479228.pdf>
- 2) 国土交通省：ほこみち指定箇所一覧，2024。
<https://www.mlit.go.jp/road/hokomichi/pdf/ichiran.pdf>
- 3) 国土交通省：道路空間の利活用について。
<https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/content/001493908.pdf>

令和4年8月豪雨で被災した国道8号線の早期復旧への取り組みについて

(株)修成建設コンサルタント
沙海 拓真

論文要旨

本業務では、令和4年8月5日の豪雨により発生した国道8号の法面崩壊・土石流出等の被害箇所について、被災状況、ドクター診断資料作成、測量業務、地質調査業務、災害復旧設計をとりまとめたものである。

キーワード：道路防災、災害復旧、災害調査、道路防災点検、道路防災ドクター

1. まえがき

我が国では、豪雨や地震等に伴う土砂災害は、過去10年(平成25年～令和4年)の平均で、1年間に約1,440件発生¹⁾しており、今後も同様な災害が発生されると想定される。

本論文では国道8号の法面崩壊・土石流出等の災害時において、災害時の初動から恒久対策設計までを取りまとめたものである。

2. 現地概要

2.1. 被災概要

- 被災箇所：福井県南越前町大谷地内
一般国道8号 446.1kp～448.8kp区間
- 被災日：令和4年8月5日 5:30～9:00
- 被災雨量：最大時間雨量31mm、最大連続雨量97mm

2.2. 地形地質

業務地の基盤は中生代ジュラ紀湯尾コンプレックスの泥質混在岩(砂岩などの岩塊を含む泥岩)である。また、周辺には地すべり地が複数存在し、風化浸食の影響を受けやすい脆弱な地盤といえる。

2.3. 被災位置図

令和4年8月5日の豪雨により、法面崩壊・土石流出等計6箇所が同時に被災、被災時には通行止めが発生した。被災状況の全体図を下記に示す。



①大谷第1トンネル敦賀側



⑤大谷第5トンネル敦賀側

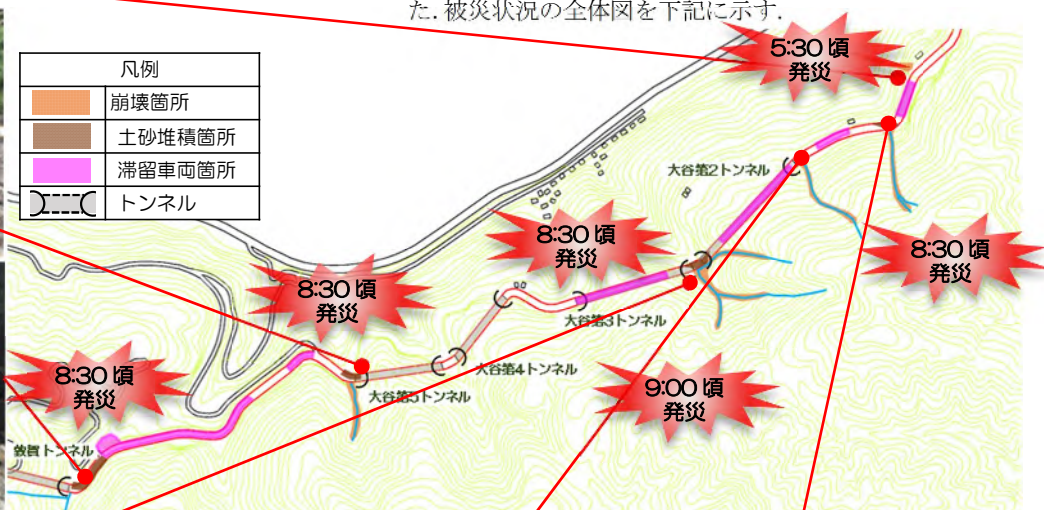


⑥敦賀トンネル福井側



④大谷第2トンネル敦賀側

凡例	
	崩壊箇所
	土砂堆積箇所
	滞留車両箇所
	トンネル



③大谷第2トンネル福井側坑口



②大谷第2トンネル福井側100m手前

図-1 被災状況

2.4. 被災時・被災後の対応

被災時通行止めから解除(片側交互交通)に向けた対応、全面交通開放に向けた対応について、以下に時系列に示す。

【被災時の対応】

大谷第1トンネル敦賀側で発生した斜面崩壊により、8号通行車両が滞留した。渓流からの土砂流による2次被害が予測されたため、交通誘導してトンネル内に待機させた。

【通行止め解除に向けた対応】

以下の対応を約2日で対応した。

- ①被災現場対応: 災害時に現場待機して状況把握・報告
- ②UAV撮影: ドクター診断に向けて被災状況を確認
- ③ドクター資料作成、説明:

現場、社内技術者の協働により作成

- ④災害状況調査(渓流調査):

通行止め解除に向けて被災現場の安全性を確認

- ⑤法面観測(伸縮計):

通行止め解除に向けて道路の変状を確認

【全面交通開放に向けた対応】

以下の対応を約20日で対応した。

- ①測量・調査: 応急復旧設計に必要な地形・地質を確認
- ②応急復旧設計: 交通開放に向け、道路の補強設計を実施
- ③法面観測(トータルステーション):

全面交通開放に向けて道路の変状を確認

- ④施工調整会議(遠隔臨場):

工事を迅速に進めるため遠隔臨場で施工を調整

3. 調査内容

3.1. 現地踏査・UAV撮影

道路斜面が幅約11.0m、深さ約3.0mで崩壊(写真④)。崩壊に伴い、電柱やCCTVごと崩壊している(写真③)。被災時には多量の路面表面水が崩壊法面に流出、崩壊要因の1つと考えられる(写真①、②)。

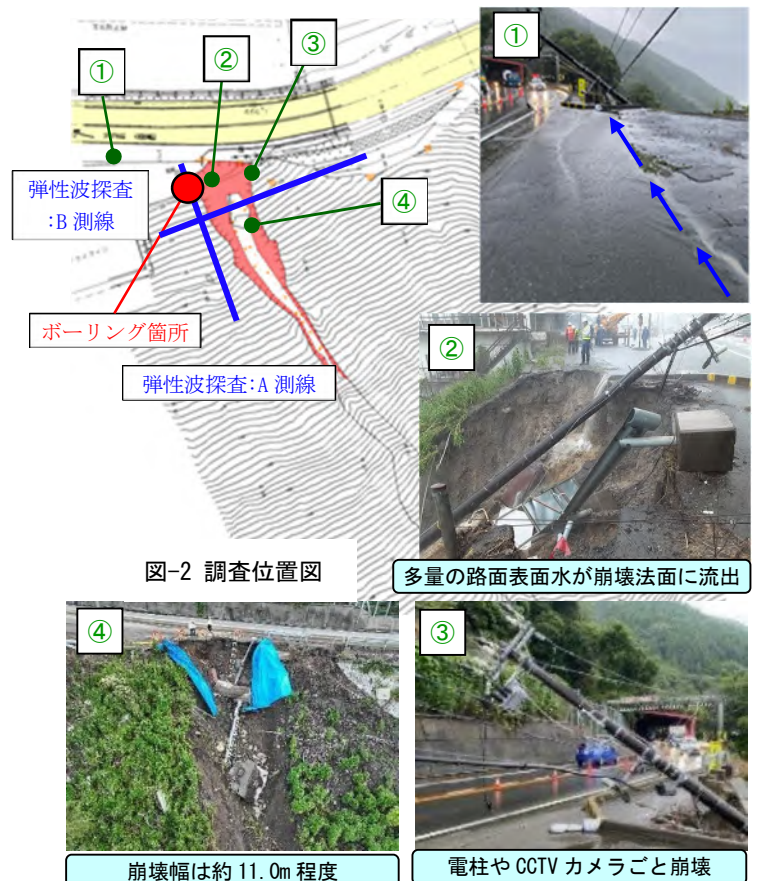


表-1 災害対応工程表

項目	8月		9月		～12月
	10日	20日	10日	20日	
国道8号交通規制	全面通行止め	片側交互通行	全面開通		
災害待機	8/3～8/5		9/5: 台風11号待機		
災害発生 計6箇所被災	8/5				
①被災現場対応	8/5				
②UAV動画撮影	8/6				
③ドクター資料作成	8/5～8/6(ドクター診断)				
④被災状況調査(渓流)	8/5～8/9				
⑤法面観測(伸縮計)	8/8～8/10				
①測量調査	8/8～8/10				
①ボーリング調査	8/8～8/10				
②応急復旧設計	8/6～8/10				
③法面観測(ターゲット)		8/20～8/29			
恒久対策設計					設計書: 12月末納品
弾性波探査			9/14		
④打合せ 遠隔臨場					
応急対策工事					
崩土撤去・法面整形	8/12				
モルタル吹付	8/13～8/15				
鉄筋挿入	8/13～8/20				
法枠設置		8/22～8/29			

3.2. 地質調査

□ボーリング調査結果

設計に必要な地質特性を把握するため実施

【GL -0.00~-5.80m】

- ・砂質土よりなる「崖錐堆積物」が約6.0mと厚く分布
- ・平均N値は8程度

【GL -5.80m~-12.50m】

- ・「砂岩などの岩塊を含む泥岩」で構成
- ・平均N値は20程度,D級岩盤が主体,RQDは0%と強風化しており土砂化

□弾性波探査結果

斜面の緩み層の深度・範囲を把握するため実施

【第1速度層】:速度値は0.3~0.5(km/sec)

- ・ボーリング結果の「崖錐堆積物」

【第2速度層】:速度値は0.3~0.5(km/sec)

- ・ボーリング結果の「砂岩などの岩塊を含む泥岩」

【第3速度層】:速度値は0.8~1.0(km/sec)

- ・風化岩(DH~CL級)と推定

【第4速度層】:速度値は1.0~1.8(km/sec)

- ・軟岩I相当の岩盤と推定

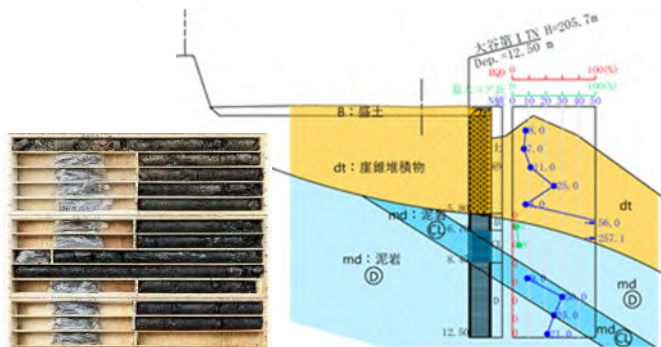


図-3 地層断面図

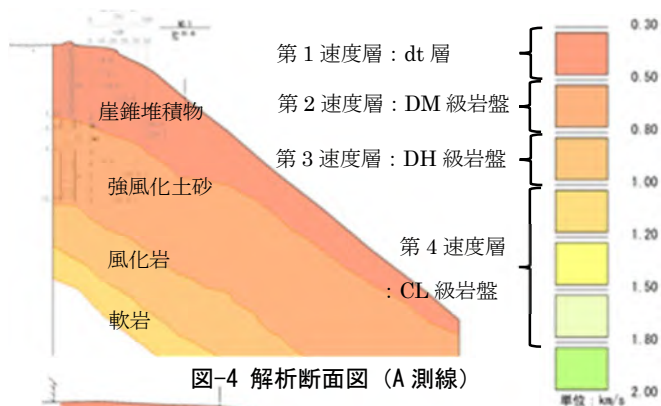


図-4 解析断面図 (A 測線)

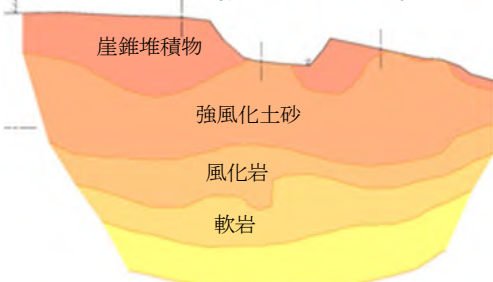


図-5 解析断面図 (B 測線)

3.3. 法面観測

片側通行開放から応急対策工事までの期間中および応急対策工施工後約1か月の間,事務所に警報がくるリモート管理型の変位計測機を設置した.警戒値を2.0mmとし,警戒値を超えた場合,現地確認を実施し,通行規制の必要性を検討する方針とした.

4. 対策工の設計

対策工として,全面交通開放にむけた応急復旧対策設計及び,恒久対策設計として崩壊箇所と同様の崩壊が発生するリスクが高い隣接区間の対策設計を実施した.

4.1. 応急対策の検討

①崩壊のメカニズム

【素因】

- ・湧水や表面水が浸透しやすい崖錐層が厚く堆積
- ・現地状況より表面水が集まる地形である

【誘因】

- ・豪雨による斜面の雨水浸透・表面水が法面に流出
- ・崖錐層が飽和状態となり,強度が劣化し崩壊

【崩壊形態】

- ・当該箇所の表層崩壊は,幅11.0mに対し,長さが60mと長い,初期崩壊として円弧すべりが発生し,すべり崩壊による影響で斜面下部の表層崩壊が発生したと考えられる.

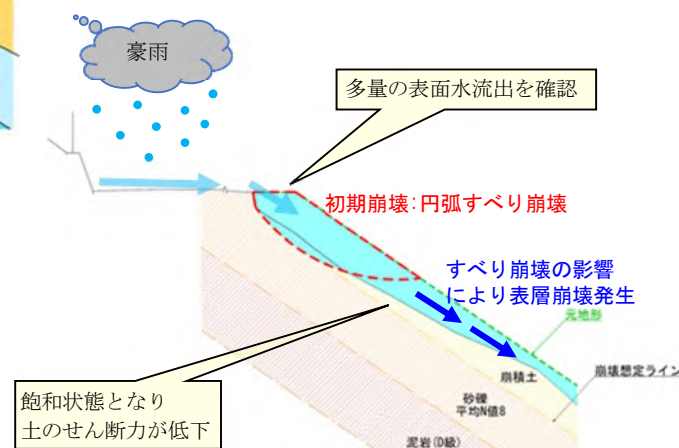


図-6 崩壊メカニズムのイメージ

②対策工の方針

《対策工の目的》

- ・ 崩壊した不安定斜面の安定確保

《現場条件》

- ・ 施工時に国道 8 号の通行止め回避
- ・ 1 日でも早い交通開放

□ 想定すべり線

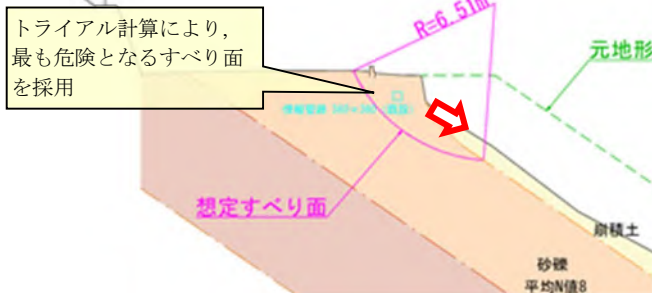


図-7 崩壊モデル

《対策案の選定(一次)》

第 1 案:土留工(H 鋼横矢板)・・・棄却

- ・ 土留工により不安定斜面のすべり力を抑制
- ・ クレーン施工時電線に干渉
- ・ 電柱移設協議のための時間を要し、製品調達に約 1 か月の時間を要するため棄却

第 2 案:鉄筋挿入工・・・採用

- ・ 補強材(鉄筋)を挿入することにより、すべり力を抑制
- ・ 資材調達が容易で第 1 案に比べ早期交通開放が可能のため採用

《対策案の選定(二次)》

第 2-1 案:吹付法砕工・・・棄却

- ・ 表層崩壊防止のため吹付法砕工
- ・ 比較の結果、第 2-2 案に比べ交通開放に時間を要するため棄却

第 2-2 案:受圧板+吹付法砕工・・・採用

- ・ 反力体は受圧板
- ・ 表層崩壊防止のため吹付法砕工設置(開放後)
- ・ 施工手順は第 2-1 案より多く施工日数も多い
- ・ 受圧板設置段階で交通開放可能でき、第 2-1 案より早期交通開放が可能のため採用



図-8 応急対策工(施工時)

4. 2. 恒久対策工の検討

①対策工の方針(斜面対策)

現地状況より、以下の工区に分けて設計する方針とした。



図-9 工区位置図

【工区①:応急対策箇所の隣接斜面】

・ 現地状況

応急対策箇所に隣接する法面は、崩壊箇所と同様の地盤・地形条件である。そのため、同様の崩壊リスクがある。

・ 対策工の方針

8 月豪雨時の崩壊形態より、崩壊モデルを想定し、想定した崩壊規模を抑止可能な工法を検討する。

【工区②:応急対策箇所の下側斜面】

・ 現地状況

応急対策箇所の下側斜面は幅約 11m で崩壊し、凹形状となっている。また、土質調査結果より、緩い層が残っている。

・ 対策工の方針

今後の降雨による浸食崩壊が懸念され、応急対策工の安定性低下につながる。

現地状況より、崩壊により大部分の緩み層は崩れ落ちたが、一部、残っているため経験的手法²⁾より、鉄筋挿入工(2.0m)を設置する計画とする。

②崩壊モデルの想定(工区①)

工区①については、崩壊規模が豪雨時に発生した崩壊と同程度と想定される。そのため、災害時のすべりを想定。その後、想定したすべり面より、工区①のすべり面を想定した。

水位についても同様、災害時の水位より想定する方針とした。ここで災害時の水位は土質調査より得られた定数($\phi=32^\circ$, $C=0\text{kN/m}^2$)を用いて現況安全率 $Fs=0.95$ ³⁾とし、水位をトライアル計算により算出した。

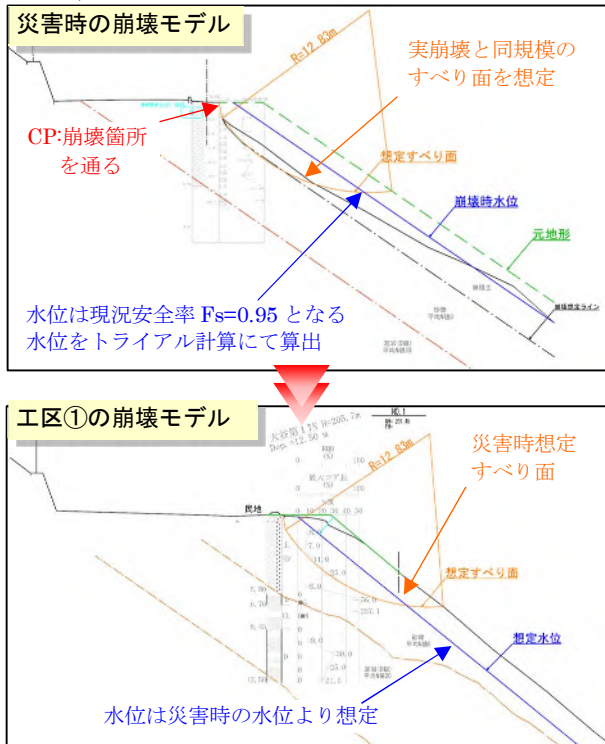


図-10 崩壊モデル

③対策工の抽出

想定した崩壊規模を抑止できる工法を切土工・斜面安定工指針のフロー及び選定表より抽出する⁴⁾。フローより選定した中で、杭工は地すべりなど大きな抑止力に抵抗する場合な工法であり、当該地の崩壊状況と異なるため適用外とする。また、吹付砕工・場所打ちコンクリート砕工は斜面全体のすべりを抑止できないため適用外とする。また、反力体は表層崩壊防止可能な法砕工とする。

第1案: グラウンドアンカー+吹付法砕工

第2案: 鉄筋挿入工+吹付法砕工

④対策工の比較検討

先述した工法の中で比較検討した結果、経済性・施工性に優れる「第2案:鉄筋挿入工+吹付砕工」を採用した。

⑤施工計画(斜面対策)

鉄筋挿入工は足場を設置して施工する計画とし、削孔機の上下移動はドライブインの前の広場に 60t 吊りラフタークレーンを設置する計画とした。

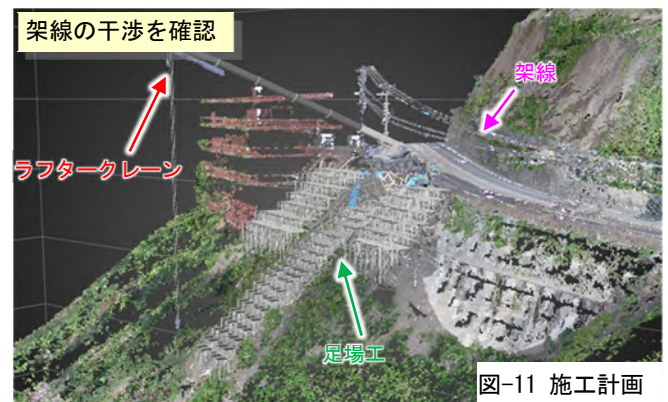


図-11 施工計画

⑥対策工の方針(排水対策)

崩壊要因の1つとして、道路からの表面水の流出が挙げられるため、路面の排水対策を行う必要がある。

現地調査より、ドライブイン前の柵に既設横断管($\phi 300$)を確認、現況水路には蓋がかかっており、20mに1箇所(計2箇所)にグレーチング蓋が設置されており部分的に集水できる構造となっているが、縦断勾配が4.25%と急なため、表面水は用地境界付近(サグ部)を通り崩壊箇所へ流れていると考えられる。そのため、表面水の排水対策は以下の方針で対策することとする。

□既設柵より北側

北側から流れてきた表面水を集水できるよう、用地境界付近から既設柵間に水路(グレーチング蓋)を設置する計画とする。

□既設柵より南側

北側から流れてきた表面水を集水できるよう、用地境界付近から既設柵間に水路(グレーチング蓋)を設置する計画とする。

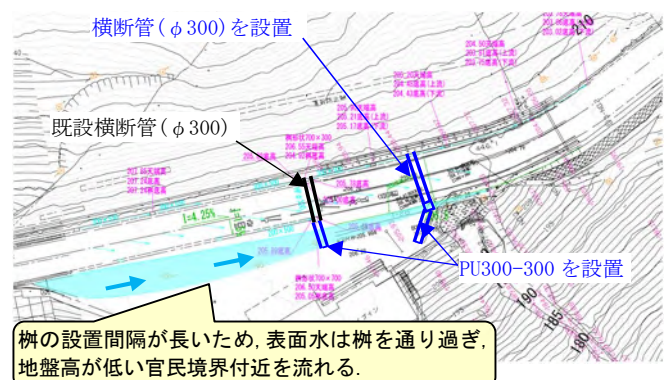


図-12 排水計画イメージ図

5. 設計図面

平面図,標準横断面図を以下に示す。

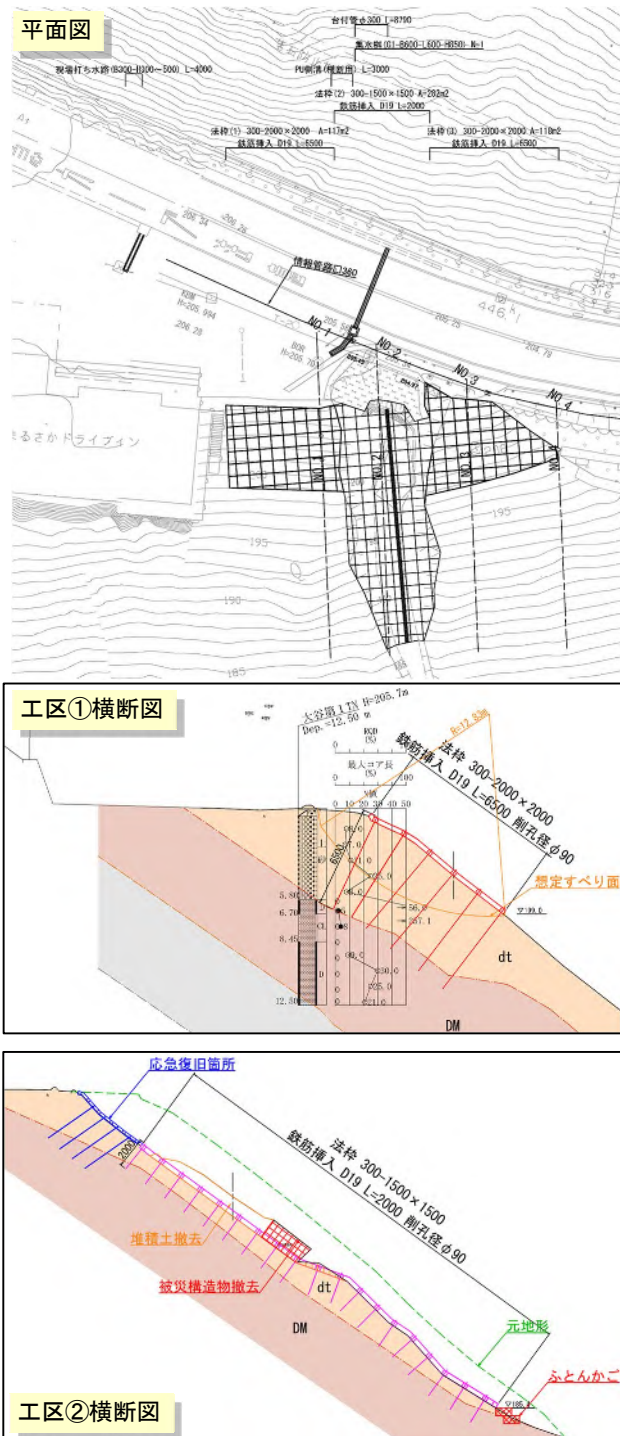


図-13 対策工計画図面

6. 施工状況

対策工の施工完了写真を示す。



図-14 対策工全景

7. 考察

令和4年8月豪雨により,斜面崩壊が発生した。崩壊のメカニズムとしては,集水地形であり,豪雨及び表面水の流出により,崖錐堆積層が飽和状態となりせん断抵抗角が低下し,崩壊に至ったと考えられる。

崩壊要因の1つとして,道路表面水の流出があり,流出要因としては既設アスカーブの破損,集水樹の設置不足であった。本事例のように,排水処理不足による崩壊は維持管理による点検で未然に防ぐことが可能であると思われる。維持管理による事前の補修を行う必要があると考えられる。

また,本事例箇所は防災カルテ点検の該当箇所ではないため,排水施設損傷の発見ができていなかった,そのため,総点検を実施し同様のリスク箇所の抽出が望まれる。

8. あとがき

本災害で提案・実施した取り組みについて,同様な災害が発生した際,本論文が早期復旧を行う上で,防災技術者の手助けとなれば幸いである。

最後になりましたが,本論文を作成するにあたり,多大なるご協力を頂きました関係者の方々に深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省: 令和6年版国土交通白書, P217
- 2) NEXCO: 切土補強工法設計・施工要領, 平成19年1月, P44
- 3) NEXCO: 切土補強工法設計・施工要領, 平成19年1月, P29
- 4) 道路土工 切土工・斜面安定工指針, 平成21年6月, P198, 199

道路トンネルのコンクリート舗装における 路面の滑りについての維持管理計画の作成

(株)長大 阿 部 一 馬

論 文 要 旨

現在の「道路トンネル定期点検要領(H31.3)」におけるトンネル内の路面の変状確認は、「ひび割れ」、「段差」、「盤ぶくれ」、「沈下」、「変形」、「滞水」、「氷盤」の路面本体に対しての健全性の評価である。トンネル内の舗装については「舗装点検要領(H29.3)」に基づき「ひび割れ」、「わだち掘れ」、「IRI」の健全性評価を行っているのみである。現在、トンネル内の舗装に対して、上記の2つの要領に基づく点検ではスリップ事故の要因となる「路面の滑り」に対する評価方法は含まれていない。

本維持管理計画はトンネル内の路面において、スリップしやすいと考えられる「コンクリート舗装」を対象に、事故対策の観点から「すべり抵抗値」に対して測定・判定を行い、補修手順等を計画することで道路利用者に対して安全な道路空間を提供することを目的として作成した。

キーワード： トンネル維持管理、すべり抵抗値、スリップ事故、コンクリート舗装

背 景

近年、紀勢国道事務所管内の自動車専用道路で事故が多発しており、そのうちの7割の事故がトンネル内で発生している。事故の要因の1つが「すべり抵抗値の低下」によるスリップ事故とされており、実際に「すべり抵抗値」を測定した箇所では、基準値を下回っている箇所が有り、スリップが発生しやすい状況にある。

1. 課題

道路維持管理は、直轄で管理する一般国道、高速自動車国道及び自動車専用道路（以下、「高速道路」）を常時良好な状態に保ち、一般の交通に支障を及ぼさないことを目的として実施するものとされている。このため、トンネル内の舗装においては「道路トンネル定期点検要領 平成31年3月」（以下、「定期点検要領」）及び「舗装点検要領 平成29年3月」（以下、「舗装点検要領」）に基づき、点検・診断・措置・記録を行い、舗装を良好な状態に保持するための対策を行っている。

しかし、定期点検要領における路面の変状確認は、「ひび割れ」、「段差」、「盤ぶくれ」、「沈下」、「変形」、「滞水」、「氷盤」の路面本体の健全性評価であり、トンネル舗装面は別途、舗装定期点検に基づき、「ひび割れ」、「わだち掘れ」、「IRI」の健全性評価のみとしており、交通事故の要因となる「路面のすべり（スリップ）」に対する評価項目が含まれていない。

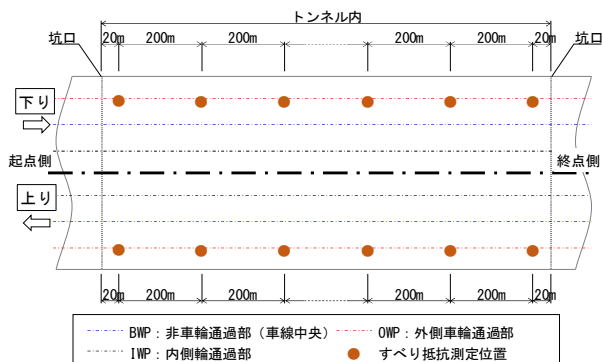
本維持管理計画ではトンネル内の路面において、スリップしやすいと考えられる「コンクリート舗装」を対象に、舗装定期点検における点検項目とは別に、事故対策の視点から「すべり抵抗値」に対して点検・診断を行い、道路利用者に対して安全な道路空間を提供するものである。

2. 点検内容と測定方法及び頻度

2. 1. 実施方針

- (1) トンネル内のコンクリート舗装における路面のすべりの測定については、2. 2. 測定方法の選定より、スキッドレジスタンスにより得られる「すべり抵抗値（BPN）」を用いる。
- (2) 測定箇所及び間隔は、縦断方向では、舗装施工管理要領（R2.7）に基づき、すべり抵抗値は、1車線200m間隔で測定を行うものとする。横断方向の測定位置は、舗装試験法便覧に基づき、原則としてOWP（外側車輪通過位置）とする（図-1参照）。なお、事故が多く発生している箇所や急挙動などの情報に基づき、適切な箇所を選定して測定を行うものとする。また、測定値は全て路面が湿潤時のものとする。
- (3) 具体的な測定方法は、「スキッドレジスタンスによる測定」を行うものとし、具体的な測定内容は後述する測定方法に準ずるものとする。
- (4) 定期点検要領及び舗装点検要領では、5年間で管内の施設の点検を実施する計画となっている。路面の

すべりについても、路上工事縮減や経済損失の抑制等の観点から同様に点検頻度は5年に1回とし、道路トンネルの定期点検(5年毎)に合わせて実施することを基本とする。ただし、事故発生 の頻度が高い等の現地状況に応じて、適宜調査を実施する。



図ー1 トンネル内におけるすべり抵抗測定位置

2. 2. 測定方法の選定

路面のすべりを測定する方法は、国土技術政策総合研究所が所有するすべり抵抗測定車または当該車両との相関が確認されているすべり抵抗測定車により行う方法とスキッドレジスタンステスト、DFテストがある。しかし、すべり抵抗測定車は、大型車両で台数も少なく高価であるため初期投資が大きく、維持管理を行う上では実用には向かない。また、DFテストは、わだち掘れ等より路面が平坦でない場合測定を行えない。そのため、本計画では測定方法は表ー1に示す「スキッドレジスタンス」によるすべり抵抗の測定を行うこととする。

表ー1 路面のすべりに関する測定方法

測定方法	特徴	日作業量	評価
すべり抵抗測定車	・車両制動時のすべり抵抗を直接測定するため、長距離の連続測定は困難。 ・車両台数が少なく、費用も高いため実用性が低い。	—	△
スキッドレジスタンステスト	・振り子式測定器であり測定が容易で、路面の状況把握に利用可能。 ・他と比べて費用が安価。	16	◎
DFテスト	・動摩擦係数が把握できる ・国際的な指標として実績。 ・わだち掘れ等がある場合、測定が困難。 ・振り子式と比べて高価。	16	○

2. 3. 測定方法

2. 3. 1. 測定面の準備

測定面は、ごみや砂を除去するためブラシと清浄な水を用いて十分洗浄する。

測定位置は車輪の通過頻度の最も大きい部分(外側車輪通過位置)とする。

2. 3. 2. 測定器の準備

(1) 水平調整

水平調整ねじのみを用いて、気泡が水準器の中心に位置するように水平に設置する。

ただし、スイングの方向と垂直方向の測定面の傾きとテストの傾きが大きく異なると、スライダースイングさせたとき、スライダー以外の箇所が測定面に接触することがあるため、スイングの方向と垂直な方向は測定面の勾配と並行になるよう設置してもよい。

(2) ゼロ点調整

振り子がドラッグポインターをゼロ点に運ぶように摩擦リングを下記方法で調整する。

- ① 締付けノブをゆるめ、垂直高さ調整ノブを回し、振り子をあげ、試験面上をスライダーが自由にスイングできるようにし、締付けノブを固定する。
- ② 振り子をリリース位置におきドラッグポインターを振り子アーム上に留まるまで左回りに回転させる。
- ③ リリースボタンを押し、振り子をはなす。
- ④ ドラッグポインターの指す目盛を記録する。
- ⑤ 目盛がゼロでないならば締付けリングをゆるめ、わずかに支持軸上の摩擦リングを適当に回転させ、再び締める。
- ⑥ 以上の調整を繰り返し、ゼロ点に運ぶように摩擦リングを調整する。

(3) 接地高さの調整

接地長が124～127mmの間になるように下記方法で調整する。

- ① 振り子をフリーに下げておきスペーサーをリフティングハンドルの調整スクリューの下にはめる。
- ② スライダーの端が丁度試験面に接するように振り子を下げ、締付けノブを固定しリフティングハンドルを上げスペーサーをはずす。
- ③ リフティングハンドルによってスライダーをあげ、振り子を右に動かし、スライダーを下げる。
- ④ 振り子のスライダーの端が試験面に接するまで徐々に左に動かし、接地長さを測るためにスライダーの向きにスイングの方向と平行に定規をおく。
- ⑤ スライダーを上げリフティングハンドルを用い、振り子を左に動かす。

- #### (4) 測定手順

- ⑥測定は4回繰り返し行い、1回目を除いた3回の目盛の読みをBPN単位で記録する。

注 2) BPN とは British Pendulum (Tester) Number の略である。

注 4) 測定値が大きく変動する場合、変動が小さくなるまで繰返し測定を行い、変動が小さくなった後に 3 回の測定値の読みを記録する。

注 5) 1 回目の測定は使用しないため、目盛の読みを記録しなくてもよい。

3. 結果の記録

すべり抵抗値（BPN）は4回測定を行った内、1回目を除いた3回の測定値を算術平均し、整数に丸めた値を用いる。

路面温度が1～35℃の範囲にある場合、20℃の時のBPN
への換算式は、下記式による。

$$C_{20} = -0.0071t^2 + 0.9301t - 15.79 + C_t$$

C20 : 20°Cに補正した BPN

Ct: 路面の表面温度 $t^{\circ}\text{C}$ の時の BPN

t: 路面の表面温度 (°C)

[illegible]

図-2 試験結果データシート

4. 維持管理（修繕）基準と対応内容

4. 1. 維持管理（修繕）基準の設定

振り子式スキッドレジスタンステストの測定結果から得られる「すべり抵抗値 (BPN)」について、維持修繕の基準値は表-2 に示す。

下表に示すべり抵抗値（BPN）の基準値はそれぞれ修繕の目安とし、一般に事故率が上がるとされている値を記載している。対策区分がⅡa 以上となる値が測定された場合には、応急対策を実施し、早急に恒久対策を実施することが望ましい。

表-2 路面のすべりに関する測定方法

維持管理（修繕）基準 判定区分		対策の内容		すべり抵抗値（BPN）
出来形基準				60 以上
対策不要		I	なし	58 以上
継続監視		II b	継続監視	58 未満
応急 対策	恒久 対策	II a	応急対策後、計 画的に恒久対策 を検討する (5 年以内)	45 未満
		III～IV	応急対策後、早 急に恒久対策を 検討する (5 年以内)	29 未満

4. 2. 補修優先度の設定

紀勢国道事務所管理の道路トンネルについて、すべり抵抗値の測定及び補修作業の実施についてのフローを図－3に示す。

また、補修の優先度については、表－3に示すすべり抵抗値(BPN)、累計事故件数、道路線形(曲線半径、縦断勾配)の条件から0～100までの数値で優先度を示す指標を用い、補修優先度が高い施設から補修を実施する方針とする。設定条件については次頁に記載する。

基本は5年毎に実施する定期点検時にすべり抵抗値を測定し、補修優先度評価指標に応じて補修対策を実施する。

定期点検前にスリップ等のすべり抵抗が関与すると想定される事故が発生した場合には、早急にすべり抵抗値を測定し、補修優先度評価指標に応じて補修対策を実施する。

トンネル内の補修範囲については、すべり抵抗測定値や事故発生位置等の現地状況を考慮して設定する。

- ※1 W1：項目間の重み
- ※2 W2：項目内の重み
- ※3 すべり抵抗値(BPN)：測定値(最小値)
- ※4 累計事故発生件数(過去10年間)
- ※5 道路線形(条件A:曲線半径1000m以下、
条件B:縦断勾配2.0%以上)

[設定条件]

- ・評価項目は条件①、②、③の順で優先度が高く設定。
- ・条件①で設定した項目間の優先度(重み)は条件②、③での評価により逆転しないよう設定。
- ・条件②で設定した項目間の優先度(重み)は条件③での評価により逆転しないよう設定。
- ・合計点数の高いものほど優先度が高くなる。

4. 3. 対策方針

すべり抵抗値に応じて、以下の「応急対策(恒久対策実施までの当座の対策)」及び「恒久対策」に示す対策等を実施する。

(1) 応急対策

大規模な交通規制を必要としない以下の速度抑制及び視線誘導の対策を行うものとし、下表の対策事例を参考に適切な箇所における応急対策を検討する。

表－4 トンネルの応急対策(事例)

対策種別	実施場所	応急対応(事例)
速度抑制	トンネル入口 非常駐車帯部	SL看板「トンネル内事故多発」2枚 SL看板「速度注意」2枚
視線誘導	トンネル内	視線誘導標の設置 (路肩縁石側面/監査路防護柵/監査路側面)

図－3 路面のすべり抵抗値測定・補修フロー

表－3 補修優先度評価指標の算出表

評価項目	重み付け				
	W1※1	W2※2			
条件①※3	51	分類	$x < 29$	$29 \leq x < 45$	$45 \leq x$
			Ⅲ, Ⅳ	Ⅱa	Ⅱb, Ⅰ
条件②※4	33	分類	$3 \leq y$	$1 \leq y \leq 2$	$y = 0$
		重み	1.0	0.5	0.0
条件③※5	16	分類	A かつ B	A または B	該当無
		重み	1.0	0.5	0.0
合計	100				

表－5 応急対策案

SL 看板	視線誘導材 路肩縁石側面	視線誘導材 監査路防護柵	視線誘導材 監査路側面

(2) 恒久対策

せなどで実施可能な「速度抑制」、「すべり止め」、「はみ出し防止」等の対策を行うものとする。

路面のすべり抵抗を回復するための恒久的な措置としては、トンネル断面の建築限界を考慮して粗面処理工

法を基本とする。粗面処理工法には、切削歯の付いた円筒ドラムを高速回転させるダイヤモンドグラインディング工法(DG工法)、鉄球を連続で舗装面に打ち付けるショットブラスト工法(SB工法)、超高压水を舗装面に回転噴射するウォータージェット工法(WJ工法)がある。施工後の耐久性の観点からSB工法(3~4年)やWJ工法(3~4年)と比較して、DG工法(10年程度)が優れるため本計画ではDG工法を恒久対策工法として提案した。

表-6 トンネルの恒久対策(事例)

対策種別		実施場所	恒久対策(事例)
すべり止め		TN内	舗装粗面処理工法(SB工法、WJ工法、DG工法)
その他	速度抑制	TN入口	注意喚起看板(連続看板)、段差舗装
	はみ出し防止	TN内	ドットライク、視線誘導路面標示(矢印)
	視線誘導標	TN内	視線誘導標(ビームリ)

表-7 恒久対策案(その他)

注意喚起看板 ※連続看板	パノラマカラー ※矢印を文字 に変更	段差舗装	ドットライク、 視線誘導 路面標示
			

あ と が き

本研究の遂行にあたり、貴重なご助言を賜りました紀勢国道事務所職員の皆様に深く感謝申し上げます。また、実地調査やデータ収集にご協力いただいた株式会社土木管理総合試験所の皆様に心より感謝いたします。

本研究の成果をもとに、将来的にはトンネル内路面のすべり抵抗測定方法の標準化と、そのデータを活用した予防措置や事故防止策の開発を目指しております。また、今後は異なる舗装材や地域特性に応じた調整も行い、より汎用的かつ実用的な対策を構築することを目指して参ります。結果として、道路利用者に対する安全性の向上と、交通事故の更なる低減に貢献できるよう、持続的な研究活動に努めてまいります。

参 考 文 献 (または引用文献)

- 1) 東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社, 舗装施工管理要領, R.2.7, p.

II-37

- 2) 舗装試験法便覧
- 3) 市原薫・小野田光之, 新訂版 路面のすべり一道路・滑走路・床面一, 技術書院, S.61.11, pp.115~119
- 4) 基礎地盤コンサルタント(株)半澤孝樹・萩原協仁, トンネル業務における「すべり抵抗値」測定を用いた評価事例, 「技術フォーラム 2016」熊本, 一般社団法人全国地質調査業協会連合会
- 5) 大堀太千男, イタルダ・インフォメーション2007 No.67, (財) 交通事故総合分析センター, 2007.4, pp.4~5
- 6) 技術支援課 狭間博・峰岸順一, 3. トンネル内コンクリート舗装路面におけるすべり抵抗性の評価検討, 都土木技術支援・人材育成センター年報, H29, pp.27~36

都市計画立案時における AI 活用の可能性に関する一考察

三井共同建設コンサルタント株式会社 ○原田 紹臣
石原 孝雄
影山 博幸

論文要旨

良好な都市景観を形成しようとする場合、一般的に、住民が望む都市機能などを反映させた国土や都市の形成が重要であると考えられている。このような中、2023年7月に第三次の国土形成計画（全国計画）が閣議決定され、今後、この計画を踏まえた各地域における地方計画等の都市計画の見直しが求められている。そこで、本研究では、人間中心設計の観点から住民の意見や要望に配慮した国土形成に向けて、社会資本に関する既往の国民アンケート調査結果を用いて、一般的に客観性や再現性において期待されている近年の AI 技術等を活用して検討し、これらの適用性について考察した。

キーワード：AI、大規模言語モデル、都市計画、都市景観、人間中心設計

まえがき

コンピューターやテクノロジーの世界において多大な功績を残したSteve Jobs¹⁾は「コンピューターは、人類がこれまで考え出した道具の中で最高傑作だと思う。人類の知能によつての自転車のようなものだ」と明言しており、これらの分野の技術は現在の我々の活動において重要な役割を果たしている。また、1956年に米国ダートマス大学で開催された研究集会（Dartmouth Summer Research Project on Artificial Intelligence）において、新たに、人工知能（AI：計算機による複雑な情報処理）の用語が定義され、主に、情報理論に基づく脳の機能の把握やチェスをプレイするプログラム等が議論された²⁾。近年、これらの研究成果を受けて、急速に発達しているビックデータと大規模かつ高精度な情報処理技術の組み合わせによって、革新的で実用的な応用（例えば、大規模言語モデルAI^{例えば、3)}）が種々に提案されており、土木分野における活用が期待されている⁴⁾。

この様な中、2023年7月に第三次の国土形成計画（全国計画）⁵⁾が閣議決定された。この計画は、国土形成計画法（昭和25年法律第205号）に基づいたものであり、「時代の重大な岐路に立つ国土」として、人口減少等の加速による地方の危機や、巨大リスクの切迫、気候危機、国際情勢を始めとした諸課題に対する危機感を共有し、こうした難局を乗り越えるため、住民等と連携していくことを前提とした総合的かつ長期的な国土づくりの方向性を定めている。なお、計画において目指す方向性として、活力ある国土、安心・安全な国土、個性豊かな国土づくりが示されており、特に、今回の改訂においては、デジタルの徹底活用や地方の豊かさ、都市の利便性等が重要なテーマとして挙げられている⁶⁾。今後、この国

土形成計画（全国計画）を踏まえた各地域における景観形成などに配慮した個性豊かな地方計画（広域地方計画）やその他の関連する都市計画の見直しが求められる。

これらの古くて新しい課題に対して、これまで、都市景観に関するコンセプトの在り方や、修景デザイン法、景観シミュレーション法などに関して様々に議論されている^{6),7),8)}。ただし、一般的な住民が都市に求める機能（コンセプト）や景観等に対して考慮するとともに、説明責任の観点からの客観性や再現性が期待される汎用性のある手法の提案に関して、更なる議論が必要であると考えられる。

そこで、本研究では、前述のデジタルを徹底活用した住民の意見や要望に配慮した今後の国土形成に向けて、一般的に客観性や再現性が期待される近年のAI活用の可能性について試行的に検討し、ユーザ（住民）に配慮した人間中心設計の観点^{9),10)}から考察する。具体的には、既往の国民アンケート調査結果¹¹⁾を用いた都市計画のコンセプトや都市景観の検討時におけるAIの活用について試行的に検討し、その適用性や今後の展望について考察する。

1. AI 活用による住民の意見や要望に配慮した国土や都市形成に向けた試行的検討

AI活用による住民の意見や要望に配慮した国土や都市形成に向けて試行的に検討した内容について、以降に示す。

(1) 検討概要

今後の地域毎における国土や都市形成に向けた計画の立案に際して、それぞれの地域に居住する住民の意見や要望に配慮⁷⁾した検討が重要であると考えられる。その場合、アン

表－1 自由記述された文章の処理における課題¹²⁾

課題の内容	
i)	記述した個人によって文体が異なる。
ii)	冗長な言い回しや倒置した表現が見られる。
iii)	修辭句や形容詞が多数用いられており、問題点の量的評価が曖昧である。
iv)	意見、感想、提案など雑多な内容が一文中に混在している。

ケート調査等による客観性を考慮した幅広い観点からの意見の収集、集約が有効である¹¹⁾。ただし、選択的に回答内容が示されるアンケート調査（選択方式）では、自由な発想による回答が制限されるなど、限られた情報しか入手できない¹²⁾。一方、自由記述文による回答方式は、回答に対する限定が少ないことから、自由な発想や主張が盛り込まれており、問題に対する認識を深め、新たな解決案を産み出すための貴重な提言が含まれていることが多い。しかしながら、自由記述文の分析には多大なコストを要するとともに、人の判断による作業は主観的な分析結果を招くという懸念が指摘されている¹³⁾。また、これらの回答結果は、整理されない情報源として存在することが多く、有効に反映されていないことが指摘されている¹²⁾。この要因の一つとして、表－1に示す点から、自由記述文による回答は客観的な集計や統計的な処理が難しく、多量のデータを分析することは困難であると考えられる。さらに、分析に際して、必要とする情報に対して不要な成分が多くなり、この不要な成分の排除において必要な情報も併せて棄てられることが懸念されるため、一般的に、回答された自由記述文が十分に活用されなかったものと考えられる。

これまで、自由記述文の分析方法に関して、古くはKJ法¹⁴⁾、近傍法¹⁵⁾、無制限カテゴリ選択によるコード化手法¹⁶⁾、KW分類法¹⁷⁾が提案されている。ただし、これらの手法の多くは、作業量が多くなる傾向があるとともに、分析者の資質や作業過程において選択された手法（例えば、コーディング手法）の違いが、最終的な解釈（分析結果）に影響を与えることが懸念される。

一方、テキストマイニング¹⁸⁾を用いた分析手法が提案されている。なお、テキストマイニングとは、大量の文章（テキスト）から知見を抽出（マイニング¹⁹⁾）する技術の一つであり、質的研究と量的研究の両方の性質を併せ持つ手法である。また、作業をシステムに委ねることによって再現性が保証され、分析結果の客観性が高まるとされている²⁰⁾。ただし、文脈が消失することで誤った解釈をする可能性等の課題について、指摘されている。また、テキストマイニングを用いたアンケート解析（共起ネットワーク分析および対応分析）等の検討事例^{18),21)}における分析結果では、定量的な評価に基づ

きながら、最終的には定性的に可能性を示唆する程度の考察であるとともに、作業における分析手法の使い分けや組み合わせの違いが与える影響等が懸念される。これらより、自由記述で回答された文章のコーディング等の分析において誤差が少なく、分析手法の違いによる影響を受けずに、客観性や再現性の高い自由記述回答文に対する簡易な分析手法の提案が望まれる。

近年において急速に発展し、その高い性能と利便性により世界中で着目されているAIの一つであるChatGPT/GPT-4³⁾を用いた活用事例が報告されている。GPT-4 (Generative Pre-trained Transformer) は自然言語を生成する言語モデルであり、高度な知識を持つ人のように振る舞って対話を行うとともに、文章を生成することも可能であり、従来までの予め用意された回答を単純に返すような会話型AIではないとされている。特に、この中で採用されているTransformerモデル²²⁾は、従来のリカレント・ニューラル・ネットワーク (RNN) や畳み込みニューラルネットワーク (CNN) が一体として設計されており、エンコーダとデコーダの各層に自己分析機能（セルフ・アテンション）が導入されている。この導入により、入力シーケンス内の異なる位置の情報を効果的にモデリングが可能となり、離れた依存関係に対して学習する効率が向上し、主に、機械翻訳としての高い性能を示すことが知られている。また、大規模自然言語モデルの対話テキストをデータとして、人によるフィードバックを用いた機械的な強化学習(Reinforcement Learning from Human Feedback: RLHF) によってファインチューニング（微調整）が実施され、人の指示、嗜好に合った応答を返せるように開発されている³⁾。なお、文章生成機能を活かしたグループディスカッションでの利用²³⁾や高度な検索機能を活かした知財情報調査²⁴⁾、また、食材画像からの複雑な食品のレシピ生成²⁵⁾等が報告されている。さらに、筆者らは、地域活性化に向けた地場商品の開発において、アンケート回答者からの意見や要望（自由記述文）の分析に際して、GPT-4を用いた客観性や再現性について検証し、その有効性について示唆を得ている⁴⁾。

近年、モデル・サイズやデータセット・サイズ、トレーニングに使用される計算量に着目し、最小の計算負荷でスケールリングされた性能を有するGPT-4が提案された³⁾。その際、モデル性能に関して、主にモデルのスケールに依存することが定量的に示されているとともに、オーバー・フィッティング、トレーニング曲線、サンプル効率等について改良が加えられている²⁶⁾。さらに、テキストから画像を生成する機能を有するAIの一つであるDALL-E³⁾との連携により、土木計画や都市開発分野における活用も期待できると考えられ、GPT-4やDALL-E3の適用性に関する試行的な検討を踏まえた新たな検証が望まれる。

そこで、人間中心設計（ユーザやタスク、環境に対する明

表－2 重要な社会基盤整備の捉え方に関する質問内容¹¹⁾

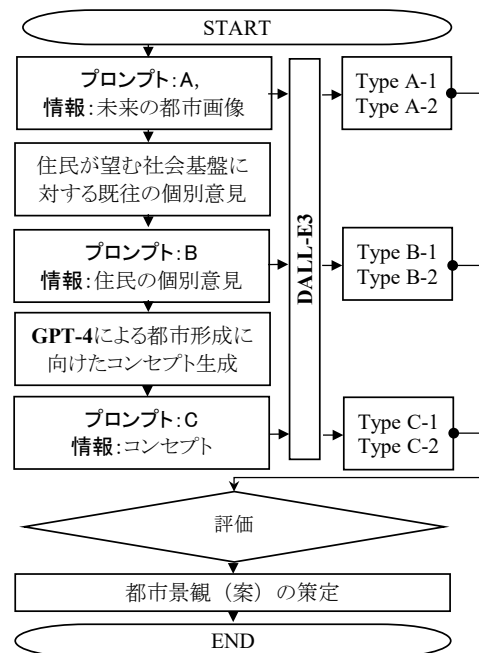
質問文	
Q1	(前質問内容:あなたの住む地域が(2050 年前後を想定)どのような社会になって欲しいですか?)
	そのためには、どのような社会基盤(例えば、防災施設や交通機関、情報通信施設など)の整備が重要だと思われますか?

確な理解をもとにデザイン)の観点からの国土や都市形成に向けた計画の立案において、住民の意見や要望を反映させる手法の提案を目的に、これらのAIを試行的に用いて検討し、これらの可能性に関して考察する。

(2) 大規模言語モデル(GPT-4)の活用による住民の意見等に配慮した都市コンセプト立案の試行的検討

人間中心設計の観点からのAIを活用した客観的な各地域における国土や都市形成に向けて、まず、住民の意見や要望を踏まえた都市のコンセプト(目標)について、試行的に検討する。ここで、近畿における都市間の比較による試行的な検証のため、一般的に地域特性が異なる傾向であった大阪府(大都市)と滋賀県(地方都市:地方中核都市)を対象に分析する。なお、住民の意見や要望については、アンケート調査結果¹¹⁾の中から、「重要な社会基盤整備(表－2:Q1)」に対する回答結果(自由記述文)について、都道府県毎に整理して用いるものとし、まず、大規模言語モデルAIの一つであるGPT-4²⁶⁾を用いて、これらの内容を分析(要約)させて、都市コンセプトを試行的に立案する。なお、分析に際して入力したプロンプト(指示文)を表－3に示す。表－3に示すとおり、大阪府と滋賀県に対するプロンプトの基本構成は同じとし、アンケート調査¹¹⁾で回答された表－2に示す都道府県毎の回答結果(自由記述文)を、それぞれ末尾に入力する。

表－2に対して、表－3に示すプロンプトで得られた大阪府および滋賀県民が要望していると考えられる国土や都市形成に向けた計画立案時の主なコンセプトを、表－4および表－5にそれぞれ示す。表－4に示すとおり、大阪府民が要望するコンセプトは、主に、防災やインフラ、環境の社会や国土形成に関する項目に対する内容が多い傾向あった。一方、表－5に示すとおり、滋賀県民が要望していると考えられる都市形成に向けたコンセプトは、主に環境に関する社会や国土形成や、その他、幅広い観点からの内容のコンセプトであった。ここで、アンケート調査¹¹⁾(表－2)の回答結果における個別の意見や要望の入力方法に関して、入力順番を変更しても、殆ど同じ回答を得られており、客観性や再現性について検証している。また、表－4や表－5に示す分析結果については、質問(Q1,表－2)で得られている内容に基づいて、概ね回答されていること(hallucination有無)が確認されている。



図－1 DALL-E3による都市景観生成に関する検討の流れ

今後、住民における現在の社会や国土形成状況に対する意見や要望に配慮した各地域における国土や都市の計画策定に向けて、これらの基本となる都市コンセプトの立案時における大規模言語モデルAI(例えば、GPT-4³⁾)のデジタル活用による客観的な検討が期待される。

(3) 画像生成AI(DALL-E3)の活用による住民の意見や要望に配慮した都市景観形成に向けた試行的検討

次に、これまで定性的に検討されてきた都市景観デザインやイメージについて、画像生成AIの一つであるDALL-E3²⁷⁾を用いて、同様に、大阪府(大都市)と滋賀県(地方都市)を対象に、試行的に検討する。検討に際して入力したプロンプトを表－6に示す。表－6に示すとおり、プロンプトA(A-1, A-2)では、住民の意見については考慮せずに、GPT-4に内在する情報「未来の都市画像」の生成を要求し、プロンプトBおよびCでは前述までの住民の意見や要望(表－2:Q1)を考慮したプロンプトとしている。ここで、プロンプトBは直接的にアンケート調査¹¹⁾で得られた自由記述文結果(Q1)を基礎情報として与えており、プロンプトCはGPT-4による分析で得られた都市コンセプトを基礎情報として間接的に与えて生成し、それぞれ都市景観の画像の違いについて比較している。これらのプロンプトの概要について図－1に整理して示す。

表－5に示すプロンプトにより、大阪府および滋賀県に対して新たに生成させて得られた都市景観(鳥瞰図, 画像)を、図－2(左右)にそれぞれ示す。図－2(左:A-1)に示すとおり、プロンプトA-1(表－5)では、一般的なSFや映画で使用すると考えられる近未来の画像が生成されている。一

表－3 GPT-4³⁾を活用した自由記述文(意見)の分析におけるプロンプト(指示文)

	プロンプト
プロンプト a	次の大阪府の一般住民が望む社会基盤の整備に関する意見です。今後の都市計画におけるコンセプトを簡単に要約してください。 【大阪府の一般住民が望む社会基盤の整備に関する意見】※以降に、意見を入力
プロンプト b	次の滋賀県の一般住民が望む社会基盤の整備に関する意見です。今後の都市計画におけるコンセプトを簡単に要約してください。 【滋賀県の一般住民が望む社会基盤の整備に関する意見】※以降に、意見を入力

表－4 GPT-4³⁾を活用した自由記述文(意見)の分析結果(プロンプト a: 大阪府民の意見や要望に配慮した都市のコンセプト)

コンセプト	内 容
バリアフリー環境の拡充	よりアクセスしやすい公共空間の実現
河川・建築物の防災強化	自然災害に対するより良い備え
交通手段の快適性向上	公共交通などの利便性と安全性の改善
若者と子育て家庭向けの施策	子育てしやすい環境の整備
木造密集地域の解消	火災リスクの低減と都市計画の改善
防災施設の整備と強化	災害への備えと対応能力の向上
交通機関の充実と改善	より効率的で安全な交通ネットワークの構築
災害対応のインフラ整備	緊急事態への迅速な対応を支える施設の整備

表－5 GPT-4³⁾を活用した自由記述文(意見)の分析結果(プロンプト b: 滋賀県民の意見や要望に配慮した都市のコンセプト)

コンセプト	内 容
自然資源(琵琶湖)の保全	環境保護の重要性
都市デザインの見やすさ	わかりやすい街づくり
現状維持	一部の市民は現状に満足している
公共交通の充実	より効率的な移動手段の提供
老朽化対策	安全性と信頼性の保持のためのインフラ更新
ライフラインの維持と信頼性のある情報提供	緊急時のサービスと情報の確実性
ハードとソフトのインフラのバランス	物理的な施設とコミュニティプログラムの均衡
適正価格の交通機関	手頃な価格の交通手段と土地利用の自由

表－6 DALL-E3^{3),27)}を活用した今後の都市計画に向けた都市景観画像生成時におけるプロンプト(指示文)

	プロンプト
プロンプト A-1	大阪府の未来の都市画像を生成してください。
プロンプト B-1	次の大阪府民が望む社会基盤の整備に関する意見を考慮した都市景観の画像を生成してください。 【大阪府の一般住民が望む社会基盤に関する意見】※以降に、意見を入力
プロンプト C-1	次の大阪府民が望む都市計画のコンセプトを考慮した都市景観の画像を生成してください。 【都市計画のコンセプト】※以降に、表－4または表－5などの内容を入力

方、Type B-1やC-1は、GPT-4に内蔵された情報の中から、大阪市内を流下する淀川(河川)を引用したと推測される都市景観が生成されている。ここで、Type B-1およびC-1は淀川を中心とした高層建物等で形成されたリバーフロントの類似した景観画像となっており、定性的ではあるが、Type C-1(コンセプト)により生成された都市景観は、Type B-1と比較して、区画等の再編(例えば、建物群の配置や区画道路の有無や形状)による違いが見られる。

一方、図－2(右)に示されるとおり、Type A-2やB-2、

C-2の全ての画像に共通して、GPT-4に内蔵された情報の中から、滋賀県大津市における琵琶湖湖畔を引用した都市景観と考えられ、Type A-2は地域の観光名所(旧城)と近未来の都市を融合させた都市景観が生成された。また、Type B-2では、現在の当該地域(大津市街)に見られる景観が考慮された鳥瞰図が生成され、Type C-3では、都市のコンセプトに準じて大規模に区画等が再編された都市画像が生成されている。これらより、プロンプトの違いにより、生成される都市景観の鳥瞰図が異なることが分かった。



図－2 DALL-E 3^{3),27)}で生成した今後の大都市における都市景観（左：大阪府，右：滋賀県）の鳥瞰図

表－7 生成した都市景観に対するアンケート調査内容

質問文
別紙(大都市または地方都市)に示す，将来，あなた(回答者) Q2 が住みたいと思う街に該当する「景観イメージ」が含まれるグル ープ(タイプ)は？(選択方式)

ここで，これらの生成された都市景観（図－2）の違いに対する評価として，新たに，一般住民（20歳から70歳までの男女50名）を対象に，表－7に示すアンケート調査（Q2）を実施して分析した。図－2（左：大阪府，右：滋賀県）を対象に，表－7に示すアンケート調査の結果を，図－3（左右）にそれぞれ示す。図－3（左）に示すとおり，大都市（大阪府）の都市景観においてはプロンプトC（コンセプト）による景観画像が高評価である一方，地方都市（滋賀県）の都市景観においてはプロンプトB（意見や要望を直接入力）が高評価であり，顕著に回答の傾向が異なる興味深い結果が得られた（図－3：右）。これらの結果から，大都市では比較的

に大規模に再編された都市景観が高く評価され，地方都市では現在における地域の都市景観（例えば，建物群の配置や区画道路の形状）を保持した景観が望まれていることが示唆された。一方，プロンプトAに対して評価した回答者は，40歳までの若年層に限定されていた。今後，これらの評価や生成される画像の違いについて，更なる検証が望まれる。

なお，今回の試行的な検討の結果より，これらのAIを活用した国土や都市の形成計画策定におけるプロンプトの重要性について示唆された。

(4) 今後の展望

本検討では大阪府と滋賀県を対象に，試行的にAI活用に関して検証した内容であり，今後，全国の都道府県を対象に検討し，更なる検証を行う予定である。また，今回の検討では，一部，GPT-4やDALL-E3に蓄積された情報（現在の都市景観や地域特性）に影響を受けて生成されたものと考えられる。

そこで，今後，更に地域特性（例えば，現存する建物特性）

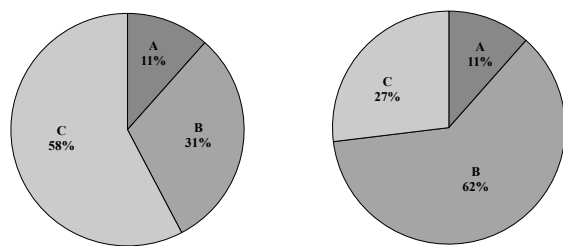


図-3 景観画像への回答結果 (左:大都市, 右:地方都市)

を考慮するため、PLATEAU都市モデル²⁸⁾を活用した検討が望まれる。具体的には、対象とする地域の詳細なPLATEAU都市モデルを追加情報として機械学習させた場合の違いや適用性について、検証して行く予定である。

あとがき

本研究では、住民の意見や要望に配慮した国土形成に向けて、近年のAI活用(デジタル技術)の可能性について試行的に検討し、人間中心設計の観点から考察した。今後の大都市や地方都市における景観に関して、近年の画像生成AI(DALL-E3)技術を用いた試行的な検討により、新たな可能性や今後の課題について示した。

参考文献

- 1) Isaacson, W.: Steve Jobs, Simon & Schuster, 2011.
- 2) 辻井潤一: 人工知能の本, 日刊工業新聞社, 2016.
- 3) Open AI ; <https://chat.openai.com/>
- 4) 原田紹臣, 櫻井崇光, 石原孝雄, 家戸敬太郎: ChatGPTを活用した地場商品開発の実践的取り組み, AI・データサイエンス論文集, Vol. 4, No. 3, pp. 233-244, 2023.
- 5) 内閣官房: 国土形成計画(全国計画), 2023.
- 6) 柿添 蓮, 幕田早紀, 豊川斎赫: 東京都心部における景観形成と景観保全に関する研究, 日本建築学会計画系論文集, Vol. 88, No. 812, pp. 2771-2781, 2023.
- 7) 土井幸平: 都市計画と景観, 調査研究情報誌, No. 8, pp. 5-11, 2002.
- 8) 小浦久子, 紙野桂人: 都市空間における景観のまとまり構造に関する研究, 都市計画論文集, Vol. 30, 1995.
- 9) 原田紹臣, 山田菊子, 水山高久, 武井千雅子: 人間中心設計に基づく気象情報の高度化- iHazard map project, 土木計画学研究発表会・講演集, Vol. 68, 10p., 2023.
- 10) 原田紹臣, 山田菊子, ら: 人間中心設計(HCD)に着眼した舗装の要求性能に関する基礎的な検討, 土木計画学研究発表会・講演集, Vol. 67, 9p., 2023.
- 11) 一般財団法人 国土技術研究センター: 社会資本に関するインターネット調査2021 報告書, 46p., 2021.
- 12) 今 尚之, 中岡良司, 伊藤昌勝, 佐藤馨一: KW 分類法を用いた自由記述文データベースによる意識

分析手法, 土木情報システム論文集, Vol. 4, 1995.

- 13) 大井 紘, 宮本定明, 阿部 治, 勝矢淳雄: 生活環境に関する住民認知の広がりや構造, 土木学会論文集, Vol. 389, IV-8, 1988.
- 14) 川喜多二郎: 発想法, 中央公論社, 230p., 1987.
- 15) 中岡良司, 森 弘, 佐藤馨一ら: 文献データベースにおけるキーワード分析の適用, 土木情報シンポジウム講演集, Vol. 16, pp. 181-188, 1991.
- 16) 豊田秀樹, 前田忠彦: 大学入試方法の改善に関する進路指導担当教員からの自由記述意見の分析, 行動計量学, Vol. 21, No.1, p. 76, 1994.
- 17) 乾 裕子, 村田真樹, 井佐原均ら: 表層表現に着目した自由回答アンケートの意図に基づく自動分類, 自然言語処理, Vol. 10, No. 2, pp. 20-42, 2003.
- 18) 西村奏咲, 清水 忠: テキストマイニングを用いたアンケート解析, 薬学教育, Vol. 5, pp.1-5, 2021.
- 19) 石田基広: Rによるテキストマイニング入門, 森北出版, 183p., 2017.
- 20) 大隅 昇, Lebart, L.: 調査における自由回答データの解析 - InfoMiner による探索的テキスト型データ解析, 統計数理, Vol. 48, No. 2, pp. 339-376, 2000.
- 21) 西尾敏和, 塚田伸也, 森田哲夫, 湯沢 昭: テキストマイニングによる富岡製糸場の世界遺産登録前における観光まちづくりの把握, ランドスケープ研究, Vol. 79, No. 5, 2016.
- 22) Vaswani, A., Shazeer, N., Parmar, N., Uszkoreit, J., Jones, L., Gomez, A.N., Kaiser, L. and Polosukhin, L.: Attention is all you need, *Advances in Neural Information Processing Systems*, Vol. 30, pp. 5998-6008, 2017.
- 23) 尾関基行, 山本あすか: 遠隔グループディスカッションでの ChatGPT の利用に関する一検討, 日本教育工学会研究報告集, Vol. 1, A13, 2023.
- 24) 大瀬佳之: AI サービスを活用した知財情報解析を含む競合調査の提案, 情報の科学と技術, Vol. 73, No. 5, pp. 187-191, 2023.
- 25) Noever, D., and Noever, M.: The multimodal and modular AI chef: complex recipe generation from imagery, *Computation and Language*, 21p., 2021.
- 26) OpenAI: GPT-4 Technical Report, 100p., 2023.
- 27) Shi, Z., Zhou, X., Qiu, X. and Zhu: Improving image generation with better captions, *Computation and Language*, 19p., 2020.
- 28) 内山裕弥: 3D 都市モデルの整備・活用・オープンデータ化プロジェクト, 区画整理, Vol. 64, No. 5, pp. 14-20, 2021.

南海トラフ地震に備えた進出拠点の運用に関する

対応力向上を目的とした訓練の実施

(株)建設技術研究所 ○ 鎌 田 一 輝
山 本 健 吾
藤 田 輝
小 川 和 馬

論 文 要 旨

進出拠点は、南海トラフ地震発生時、災害対策車両が活動拠点へ移動する際の目標地点として想定されており、その運用に関する実効性を向上させていくことが必要となる。

本論では、進出拠点の運用に関する対応力向上を図ることを目的に、災害対策車両の応援派遣に係る情報伝達や受入・出動管理を実践する訓練を実施した。また、訓練に参加できない職員のために、訓練の様子等を取りまとめた動画を作成し、対応力向上を支援した。

キーワード：南海トラフ地震、進出拠点、訓練

ま え が き

南海トラフ地震は、西日本を中心に東日本大震災を超える甚大な人的・物的被害が発生するとされている¹⁾。大阪平野および紀伊半島沿岸部における津波や、密集市街地における火災等が予想される中、内閣府、国土交通省および自治体等、各機関では災害対応に関する計画策定や訓練が進められている。

国土交通省の取組の一つとして TEC-FORCE による災害対応が挙げられる。TEC-FORCE は、全国の地方整備局等の職員で構成される「緊急災害対策派遣隊」を示し、被害状況の迅速な把握、災害対策車両を用いた被災地の早期復旧等を実施する。南海トラフ地震が発生した際には、全国から近畿地方へと災害対策車両と共に TEC-FORCE が集結し、災害対応にあたる。

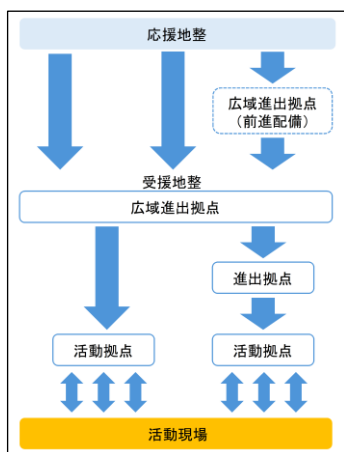


図 1 各拠点と活動現場の関係

近畿地方整備局では、TEC-FORCE 活動を円滑に実施するために、「南海トラフ地震における TEC-FORCE の活動計画(案)」を策定し、TEC-FORCE の派遣計画や、拠点について検討を進めている。

拠点に関しては、広域進出拠点、進出拠点および活動拠点の三種類を設置(図1)している²⁾。各拠点においては、TEC-FORCE 隊員および災害対策車両に対して迅速な派遣指示等を行う必要がある。特に進出拠点は応援地整の災害対策車両が派遣される際の目標地点となっており、近畿地方整備局災害対策本部(以下、「本局災害対策本部」と称す)と応援地整の災害対策車両の到着予定台数等について情報を共有しながら運用していく必要がある(図2)。そのため、進出拠点と本局災害対策本部間の情報共有内容やタイミングに関して、実効性を向上させていく必要がある。

本論では、進出拠点の運用に関する対応力向上を目的に実施した、災害対策車両の応援派遣に関する進出拠点と本局災害対策本部の情報共有訓練について報告する。

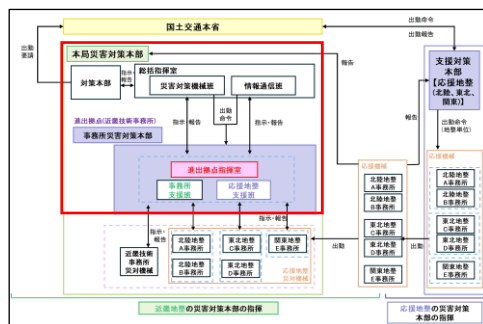


図 2 進出拠点を含めた関係機関との指揮命令系統

1. 進出拠点訓練

(1) 訓練目的

南海トラフ地震発生時の災害対策車両の応援派遣に係る情報伝達や受入・出勤管理を本局災対本部と進出拠点において実践し、進出拠点運用に関する対応力向上を図ることを目的とする。

(2) 訓練内容

1) 想定災害と応援派遣の流れ

内閣府中央防災会議が平成24年8月29日に発表した「南海トラフ巨大地震の被害想定」を外力とし、近畿地方整備局管内の被害が最大となるケースを想定する。

本想定においては、地震および津波による被害が多数発生し、近畿地方整備局管内に対して、各地方整備局からの応援派遣が実施されることが想定される(図3)。

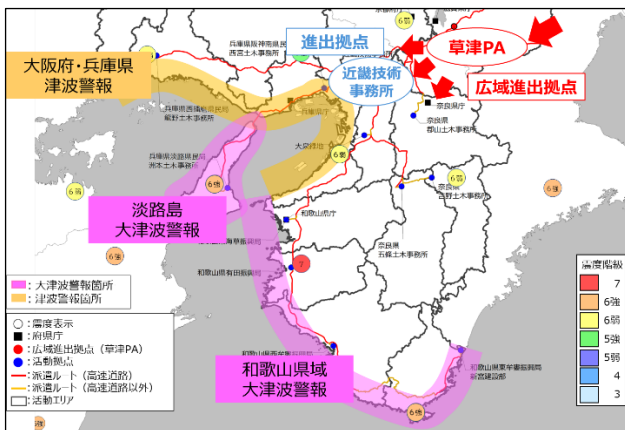


図3 近畿地方における想定災害と応援派遣の流れ

2) 訓練のポイント

・進出拠点運用マニュアル(案)の検証

進出拠点における実施事項が整理されたマニュアルに基づいた訓練を実施することで、マニュアルの検証と運用上の課題の抽出を行う。また、抽出した課題を踏まえマニュアルの改善を図る。

・進出拠点の屋内・屋外を活用した実動訓練

進出拠点として活用される近畿防災・技術センターは令和6年3月に概ね整備が完了した。そこで屋内では進出拠点と本局災対本部の情報共有を実施し、屋外では応援地整の災害対策車両の誘導・受入手順確認のため、災害対策車両を実際に走行させる実践的な訓練内容とした。

3) 訓練の対象範囲(時系列)

発災後からの対応は以下のとおりとなる。

・発災直後～30分

事務所災害対策部の体制を構築する。

・30分～18時間

主に、本局災対本部と応援地整の災害対策車両派遣に関しての情報共有や、現場オペレータ等への派遣指示を行う。

・18時間以降

到着する応援地整の災害対策車両を順次派遣指示し、本局災対本部と情報共有を実施する。

以上を踏まえ、本訓練では、進出拠点と本局災対本部において密な情報共有が必要となる、発災後約30分から約18時間までの時間を主な訓練対象とする。

4) 訓練参加機関

訓練には、本局災対本部および進出拠点において、災害対策車両の応援派遣に関連する主要な部署が参加する(表1)。

表1 訓練参加機関と役割

参加機関	役割	実施場所
近畿技術事務所	技術活用・人材育成課 ↳ 事務所支援班 ↳ 応援地整支援班	近畿防災・技術センター
	防災・技術課 情報班	
本局	施工企画課 本局災害対策機械班	本局災害対策室
	防災グループ 本局災害対策本部	

5) 訓練シナリオ

進出拠点運用マニュアル(案)に基づき、設定する。

①進出拠点指揮室の設置

②進出拠点指揮室の体制構築

③災害対策車両の受入れ準備

④災害対策車両の受入れ・出勤指示

各訓練項目の中で、「被害状況の調査・収集」、「会議スペースの確保」など、発災時に担当部署のみで実施する項目は状況説明のみとし、本局災対本部や現場オペレータとの情報共有・指示等に重点を置いた訓練シナリオとする。

(3) 訓練実施

実際の発災を想定し、以下の点に留意して訓練を実施した。

1) 実施場所

遠隔地でリアルタイムの情報共有を実施するため、本局災対本部と進出拠点の二箇所で行った(図4)。

2) リアルタイム中継

本局災対本部と進出拠点における対応状況を相互に把握できるようにするため、Teamsによるweb会議を活用し、リアルタイムで映像を共有した。また、災害対策車両出勤等の様子を本局災対本部においても把握するため、駐車場への固定カメラの設置および事務局によるビデオカメラを用いた配信を実施した(図5)。

3) 情報共有

本局災対本部と進出拠点における情報のやり取りは、場面や情報に応じてツールを使い分けた(「電話」、「メール」および「電話とメールの併用」)。



図 4 訓練状況（本局災対本部と進出拠点の情報共有）



図 5 訓練状況（進出拠点における災害対策車両の受入れ）

(4) 訓練により得られた課題と対応方針

訓練後に実施した意見交換および訓練内容に関するアンケートから課題を整理し、対応方針をとりまとめた。対応方針は、令和5年度に対応するもの（様式やマニュアルの修正・改良により完了するもの）と令和6年度以降に検討が必要なもの（関係部署との調整等が必要なもの）に分類し、計画的に実行できるよう整理した。

特に意見が多く挙げられた三つの観点について、以下に課題と対応方針を示す。

1) 「情報共有」

- ・進出拠点と本局災対本部の指揮系統に関する具体化
⇒[R6以降に実施]進出拠点と本局災対本部の指揮系統に関して、本局の担当者を明確化する。
- ・進出拠点と本局災対本部の情報共有頻度
⇒[R6以降に実施]進出拠点の様子を継続配信する等、進出拠点と本局災対本部の情報共有頻度を検討する。

2) 「様式・マニュアル」

- ・「近畿技術事務所受入および出勤管理様式」と「到着・受付出発管理様式」更新の必要性（様式同士の連携やTECアプリとの突合が困難）
⇒[R5に実施]相互の情報の流し込みが誰でもスムーズにできるように、様式を改良する（「到着予定日時」列の追加）。また、TECアプリとの突合ができるように、「TECアプリ班名」列を追加する。

- ・応援地整の集結状況を報告するルールの充実

⇒[R5に実施]進出拠点運用マニュアルに反映する（表2）。

3) 「進出拠点の運営方法」

- ・近畿技術事務所における受け入れルール検討の必要性
⇒[R5に実施]進出拠点運用マニュアルに反映する（車両の誘導等に必要な人員について追記）。

表 2 マニュアル更新箇所（抜粋）

更新内容	・応援地整の集結状況を報告する行動項目を追加		
更新前	内 容	近畿技術事務所敷地内に車両誘導員を配置し、応援部隊の災害対策用機械等の受入れを行う。	チェック 着手 完了 □ □ ○ 時 ○ 時
	①	車両誘導員を配置する。	□ □ ○ 時 ○ 時
	②	到着車両を進出拠点駐車スペースへ誘導する。	□ □ ○ 時 ○ 時
	③	進出拠点駐車スペースが満車となる場合、事務所敷地内臨時駐車スペースへ誘導する。	□ □ ○ 時 ○ 時
	④		□ □ ○ 時 ○ 時
更新後	内 容	近畿技術事務所敷地内に車両誘導員を配置し、応援部隊の災害対策用機械等の受入れを行う。	チェック 着手 完了 □ □ ○ 時 ○ 時
	①	車両誘導員を配置する。	□ □ ○ 時 ○ 時
	②	到着車両を進出拠点駐車スペースへ誘導する。	□ □ ○ 時 ○ 時
	③	進出拠点駐車スペースが満車となる場合、事務所敷地内臨時駐車スペースへ誘導する。	□ □ ○ 時 ○ 時
	④	災害対策用機械等の受入れが完了したら、受入および出勤管理様式を用いて本局へ報告する。	□ □ ○ 時 ○ 時

応援地整の集結状況を報告するルールに関して調整が必要という意見を踏まえ、行動項目を追加

2. 訓練動画作成

(1) 作成目的

進出拠点運用に関する対応力向上においては、訓練に参加できない職員へのフォローも必要である。そこで、訓練に参加できない職員への学習手段の一つとして、訓練動画を作成した。動画作成に際しては、訓練の様子に加え、災害対応のポイントや留意点をとりまとめることで、実践的な内容とした。

(2) 動画の構成と内容


訓練に参加できない職員が見ることを想定し、冒頭に訓練の概要の説明、続いて訓練の様子や進出拠点の設置・運営のポイントを説明する構成とした（表3）。訓練の様子を詳細に伝え、実際の職員の動きをイメージしやすくするため、訓練時の職員の動きを映した動画も挿入した（表4）。

表 3 訓練動画の構成


項目	概要
オープニング	動画の内容について説明
訓練概要	進出拠点の役割、近畿防災・技術センターの紹介、訓練の目的、訓練の流れについて説明
訓練の様子	「進出拠点設置・運営訓練」の写真や映像をベースに、南海トラフ地震の発生から応援派遣車両の受入・出勤までの一連の流れの紹介
進出拠点の設置・運営のポイント	「進出拠点設置・運営訓練」の写真や映像をベースに、進出拠点の設置・運営の6つのポイントの説明
エンディング	エンディングメッセージおよびエンドクレジットの表示

表 4 訓練動画(抜粋)


オープニング



「進出拠点とは」



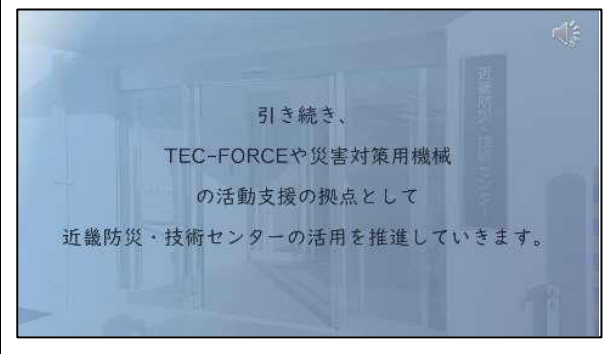
南海トラフ地震の発生



駐車場への誘導



エンディングメッセージ



あ と が き

本論では、南海トラフ地震発生時に円滑な運営が必要となる進出拠点の運用時の対応力向上を目的とした訓練について紹介した。訓練を通して、進出拠点の運営方法や様式・マニュアル等に関する課題が挙げられた。これらの課題は、進出拠点の円滑な災害対応につなげるため、引き続き解消していく必要がある。

また、訓練に参加できない職員への学習手段の一つとして作成した訓練動画は、今後、近畿地方整備局や進出拠点の職員だけでなく、応援地方整備局の職員へも展開することが望ましい。進出拠点の留意事項を理解することで、応援地方整備局の行動も明確になり、より円滑な災害対策車両のオペレーションに繋がると考えられる。

本稿の作成にあたり、近畿技術事務所の皆様には、訓練の開催に際して多大なるご支援を賜り、また訓練記録の使用を快く許諾していただきましたことに、深く感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 国土交通省 南海トラフ巨大地震対策計画
近畿地方地域対策計画(案)第1版,平成26年4月
- 南海トラフ地震における TEC-FORCE の活動計画(案),
近畿地方整備局,令和6年

G I S を活用した開発条件の検討と適地選定

株式会社オオバ 大阪支店まちづくり計画部 伊勢 聡史

論 文 要 旨

少子高齢化やそれに伴う人口減少が急速に進みつつある地方都市においては、持続可能な都市経営に向けて地域経済の活性化等に資する土地利用を推進することが重要である。土地利用を推進する企業誘致等の施策を進めるための基礎的資料として、開発困難地の条件と施設立地に有利な土地条件を設定し、受け皿となる開発適地を選定・可視化することが求められる。

本稿では、開発適地選定にあたり設定すべき諸条件の検討内容と、作業の効率化・負担軽減を図る GIS を用いた開発適地選定の手順を示した。

調査の結果、GIS による開発適地選定によって作業の効率化・負担軽減が図れたものの、GIS データ化されていない諸条件の考慮が個別に必要な点や、目視による評価や判断と手作業を必要とする点が残され、今後の改善が求められる。

キーワード：適地選定、開発適地、GIS、作業効率化

ま え が き

少子高齢化やそれに伴う人口減少が急速に進みつつある地方都市においては、持続可能な都市経営に向けて地域経済の活性化や新たな雇用の創出、住民の暮らしの向上に資する土地利用を推進することが重要である。

土地利用を推進する企業誘致等の施策を進めるための基礎資料として、開発適地の可視化が重要であるが、開発適地の可視化には、開発困難地の条件と施設立地に有利な土地条件の把握が必要である。

また、それら条件を考慮して開発適地を抽出する手順では、扱う資料の種類や量が多く、作業量が膨大となる懸念がある。

本調査では、開発困難地の条件と施設立地に有利な土地条件を整理するとともに、GIS を用いた開発適地選定の手順を検討し、作業量を軽減しながら、開発適地を選定することのできる方法を示すなかで、明らかとなった課題について述べる。

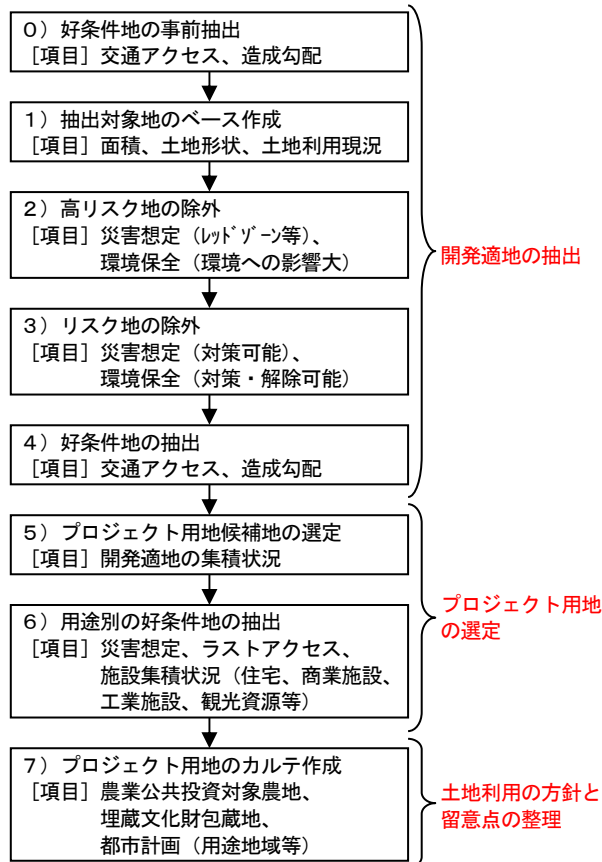
1. 調査概要

本稿は、奈良県全域を対象とし、開発適地の抽出に係る各種条件を検討・設定し、GIS を用いて開発適地の抽出・可視化するとともに、(ア)工業・産業用施設、(イ)商業施設、(ウ)観光レクリエーション施設の立地に適したプロジェクト用地の選定を目的とする調査業務にて検討した内容や調査手順・調査結果を整理、編集して執筆している。

2. 適地選定の手順

(1) 開発適地抽出及びプロジェクト用地選定の手順

本調査における適地選定の手順を、図－1 に示す。



図－1 適地選定の手順

(2) 好条件地の事前抽出による作業の効率化

1) 抽出対象地のベース作成では、開発適地の抽出の対象とする土地（以下、「抽出対象地」とする。）を目視

によって設定することとした。

本研究の対象地である奈良県全域に対して、目視による抽出対象地の設定作業を行うには膨大な時間がかかり、明らかに開発に不利な土地条件である土地を抽出対象地として設定することが非効率であることから、1) 抽出対象地のベース作成の前に、0) 好条件地の事前抽出を行うこととした。

(3) 2段階の「リスク地の除外」

2) 高リスク地の除外と、3) リスク地の除外は、どちらも開発困難地の条件を設定し、除外する手順であり、それら条件にあてはまらない土地を次の手順へ進めることとした。

それぞれの手順で設定した条件の違いについて、2) 高リスク地の除外では、災害レッドゾーンや保安林等、人命の確保・自然環境等の保全の観点から開発してはいけない又は開発すべきでないとする土地条件を設定しているのに対し、3) リスク地の除外では、災害イエローゾーンや農業振興地域農用地区域等、現状は開発できない又は開発すべきでないものの、対策を講じることで開発が可能である土地条件や今後の行政判断による規制解除が不可能でない土地条件を設定している。(詳しい条件については、3. 各手順の条件設定を参照のこと。)

2) 高リスク地の除外で設定する条件に比べると、3) リスク地の除外で設定する条件は対策・解除が可能であり、開発の困難さが低い。本調査では、2) 高リスク地の除外と3) リスク地の除外を行い、残った土地が多かったことから、両方の条件にあてはまらない土地のみ次の手順へ進めることとしたが、3) リスク地の除外によって土地が残らない場合では、3) リスク地の除外の条件設定を変更することや、4) 好条件地の抽出を先に行ったうえで判断する等の手順の変更が考えられるため、2段階に手順を分けている。

(4) 2段階の「好条件地の抽出」

4) 好条件地の抽出と、6) 用途別の好条件地の抽出は、どちらも施設立地に有利な土地の条件を設定したものである。

それぞれの手順で設定した条件の違いについて、4) 好条件地の抽出では、アクセス条件や造成効率といった本調査の対象施設の種類に関わらず、一般的に施設立地に有利な土地条件を設定しているのに対し、6) 用途別の好条件地の抽出では、特定の施設の集積状況等の対象施設に応じて立地に有利な土地条件を設定している。

(詳しい条件は3. 各手順の条件設定を参照のこと。)

2段階に手順を分けた意図として、本調査は最終的に対象施設のプロジェクト用地の選定を目的としている

が、対象施設以外の施設立地を検討する際の資料としても利用できるような調査手法・調査結果を示すことが、本調査の今後の活用に際し、望ましい。このことから、4) 好条件地の抽出では、施設立地を検討する際に一般的に望ましい土地条件を設定し、その条件にあてはまる土地を本調査における「開発適地」として抽出した。また、6) 用途別の好条件地の抽出では、本研究の対象施設の立地に有利な土地条件を設定し、その条件にあてはまる土地を「プロジェクト用地」として選定した。

3. 各手順の条件設定

0) 好条件地の事前抽出

本手順では、1) 抽出対象地のベース作成の作業の効率化を図るため、調査の対象地である奈良県全域に対し、開発に際し最低限求められる土地条件を設定し、満たす土地をGISの自動処理により抽出した。

好条件地の事前抽出の設定条件を、表-1に示す。

表-1 好条件地の事前抽出の設定条件

項目	土地条件	データ入手先
アクセス条件	・インターチェンジから2km以内(郡山ICは4km以内) ・幹線道路(重要物流道路、緊急輸送道路、自動車専用道路)の沿道1km以内 ・鉄道駅から1.5km以内のいずれかに該当する土地	国土数値情報ダウンロードサイト、国土交通省
造成効率	・現況の地形勾配が15度以下の土地	基盤地図情報ダウンロードサイト、国土地理院

アクセス条件については、4) 好条件地の抽出で考慮するアクセス条件の約2倍の距離とすることで、1) 抽出対象地のベース作成の作業効率を上げつつ、対象範囲を狭めすぎないようにしている。

造成効率については、傾斜区分による可住地/非可住地の考え方¹⁾に基づき、可住地とされる地形勾配15度以下を条件とした。また、地形勾配は一辺20mのメッシュを用い、周囲8マスとの高低差の絶対値の平均を高さとし、水平距離を20mとしたときの傾斜角度を算出した。

地形勾配の算出方法を、図-2に示す。

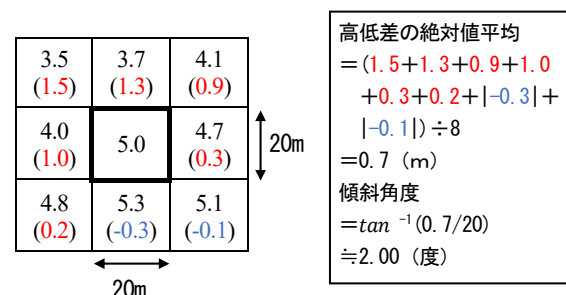


図-2 地形勾配の算出方法

1) 抽出対象地のベース作成

本手順では、以降の手順において扱う抽出対象地を、面積や土地形状、土地利用現況の条件を設定し、目視による判断を行い、手作業で作成した。

抽出対象地のベース作成の設定条件を、表－2に示す。

表－2 抽出対象地のベース作成の設定条件

項目	土地条件	データ入手先
面積	・1 ha 以上のまとまった土地 (目視による判断)	—
土地形状	・整形な土地 (目視による判断)	—
土地利用現況	・農地、空地 (目視による判断)	地理院タイル：全国最新写真(シームレス)、 国土地理院

面積については、事業者へのヒアリングにて工場・倉庫・産業用施設の用地の区画規模は約1 haを要するとの言説があり、また、奈良県のショッピングセンター²⁾の敷地面積の7割以上が1 haを超えていることから、1 ha以上を条件とした。

目視による判断に至った経緯について、1 ha以上の土地の抽出をGISによって機械的に行う方法を試みたが、明らかに不整形で開発に非効率な土地が抽出されてしまうことや、直近の都市計画基礎調査における土地利用現況調査が古く、現在の土地利用が異なっている場所があることから、0) 好条件地の事前抽出の結果と航空写真を用いながら、土地形状・土地利用現況を目視によって判断することとした。

2) 高リスク地の除外

本手順では、開発困難地の条件のうち、人命の確保・自然環境等の保全の観点から、開発してはいけない又は開発すべきでないとする土地条件を設定し、除外した。

高リスク地の除外の設定条件を、表－3に示す。

表－3 高リスク地の除外の設定条件

項目	土地条件	データ入手先
災害の危険性が高い区域 (レッドゾーン)	・土砂災害特別警戒区域 ・地すべり防止区域 ・砂防指定地 ・急傾斜地崩壊危険区域 ・災害危険区域 ・浸水被害防止区域	県提供資料
対策が困難な浸水想定区域	・想定最大浸水深3 m以上の区域	県提供資料
環境への影響が大きい保全系の規制区域	・自然公園特別地域 ・保安林、保安施設地区(予定を含む) ・原生自然環境保全地域・特別地区 ・近郊緑地保全区域 ・世界遺産構成資産(コアゾーン) ・歴史的風土保存区域、歴史的風土特別保存地区 ・伝統的建造物群保存地区 ・風致地区 ・重要文化財、史跡名勝天然記念物	県提供資料

土地条件については、立地適正化計画の居住誘導区域に含めてはならない区域を基に、災害リスクの高い区域や自然環境・歴史環境由来の保全区域等とした。

市街化調整区域や農業振興地域農用地区域等の人為的な計画由来の規制区域は、都市計画の変更や制度に基づいた計画的な開発手続き・解除手続きにより開発可能になることから、本手順の条件からは除外した。

3) リスク地の除外

本手順では、開発困難地の条件のうち、現状は開発できない又は開発すべきでないものの、対策を講じることで開発が可能である土地条件や今後の行政判断による規制解除が不可能でない土地条件を設定し、除外した。

リスク地の除外の設定条件を、表－4に示す。

表－4 リスク地の除外の設定条件

項目	土地条件	データ入手先
災害の危険性がある区域(イエローゾーン)	・土砂災害警戒区域	県提供資料
対策がやや困難な浸水想定区域	・想定最大浸水深1 m以上3 m未満の区域	県提供資料
保全対策や解除が不可能でない規制区域	・農業振興地域農用地区域 ・世界遺産緩衝地帯(バッファゾーン) ・景観形成重点地区(各市町の景観計画) ・県条例に基づく自然環境保全地域、景観保全地区、環境保全地区	県提供資料

土砂災害警戒区域は、都市計画法第34条に基づく都道府県知事による開発許可の判断があれば開発可能であるが、令和4年の同法改正によって開発許可が厳格化されていることに留意する必要がある。

想定最大浸水深1 m以上～3 m未満の区域は、盛土造成や1階ピロティ利用等による対策・対応が可能であるものの、事業者へのヒアリングでは造成コストや発災後の事業継続性の観点から浸水深1 m以上の土地は施設立地を避けるとの言説があったため、この条件とした。

農業振興地域農用地区域は、保全が原則であるが、農村地域への産業の導入の促進等に関する法律(農村産業法)の活用等、都市計画と農政の総合的な調整の中で開発できる場合がある。

上記およびその他、本手順における設定条件は、基本的に開発が望ましくない区域として指定されていることから、可能な限り本手順の条件に該当しない土地を優先して、開発適地として判断すべきである。

4) 好条件地の抽出

本手順では、3) リスク地の除外を経て残った抽出対象地に対し、一般的に施設立地に有利な土地の条件を設定し、開発適地を抽出した。

好条件地の抽出の設定条件を表－5に示す。

表－5 好条件地の抽出の設定条件

項目	土地条件	データ入手先
アクセス条件	・インターチェンジから1km以内(郡山ICは2km以内) ・幹線道路(重要物流道路、緊急輸送道路、自動車専用道路)の沿道500m以内 ・鉄道駅から800m以内 のいずれかに該当する土地	国土数値情報 ダウンロード サイト、国土 交通省
造成効率	・現況の地形勾配が約5.7度(10%)以下の土地	基盤地図情報 ダウンロード サイト、国土 地理院

アクセス条件のうち、「インターチェンジから1km以内(郡山ICは2km以内)」と、「幹線道路の沿道500m以内」については、都市計画法第34条第14号に基づき設置される奈良県開発審査会にて提案することができる基準³⁾において、特定流通業務施設や工場の立地基準として示されている距離を参考とし、設定した。また、「鉄道駅から800m以内」については、立地適正化計画における都市分析において、駅勢力圏として用いる距離を設定した。

造成効率については、大きな造成や迂回を伴わず、縦横に道路整備が可能な地形の条件として設定した。

5) プロジェクト用地対象地の選定

本手順では、4) 好条件地の抽出を経て抽出した開発適地から、その集積状況を総合的に判断し、プロジェクト用地候補地を40地区選定した。

プロジェクト用地候補地を選定した理由は、プロジェクト用地の選定の作業効率化のためであり、ここでは対象施設の用途に関わらず一律で選定することとし、対象施設の用途別の立地に有利な土地条件の設定による選定は次の手順で行うこととした。

プロジェクト用地対象地の選定条件を表－6に示す。

表－6 プロジェクト用地対象地の選定条件

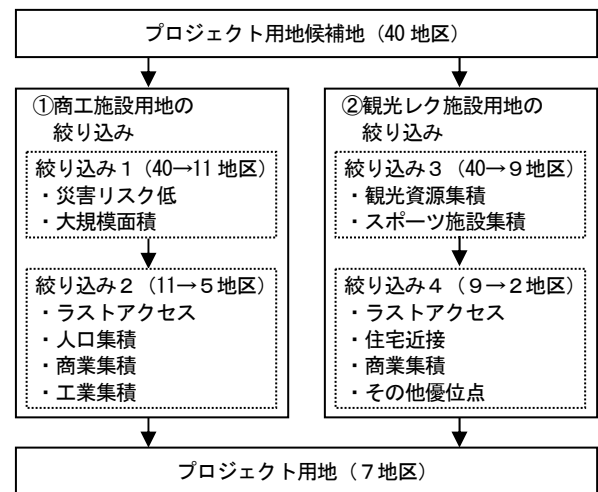
項目	選定条件	データ入手先
集積状況	・1つの土地の面積が大きい ・土地が集積している の観点から総合的に判断	—

6) 用途別の好条件地の抽出

本手順では、プロジェクト用地候補地40地区から、本調査の対象施設の立地に有利な条件を、施設用途に合わせて設定し、各施設のプロジェクト用地を選定した。

プロジェクト用地の選定では、(ア) 工業・産業用施設と(イ) 商業施設の立地に有利な土地条件による絞り込み(以下、「①商工施設用地の絞り込み」とする。)と、(ウ) 観光レクリエーション施設等の立地に有利な土地条件による絞り込み(以下、「②観光レク施設用地の絞り込み」とする。)の2つに分け、それぞれ2段階の絞り込みを行うことで、各プロジェクト用地の選定を行った。

用途別の好条件地の抽出で行ったプロジェクト用地の選定フローを、図－3に示す。



図－3 プロジェクト用地選定フロー

①商工施設用地の絞り込み

本手順では、プロジェクト用地候補地40地区から、以下の表に示す絞り込み1、絞り込み2を行い、(ア) 工業・産業用施設と(イ) 商業施設の立地に有利なプロジェクト用地を5地区選定した。

絞り込み1と絞り込み2の選定条件を、表－7に示す。

絞り込み1では、事業者へのヒアリングにて災害リスクや発災後の事業継続性を意識した立地や、交通アクセスが優良な立地にニーズがあることが分かったため、「浸水が想定されていない(想定最大浸水深が0m)こと」と、「重要物流道路の沿道500m以内であること」を選定条件とし、9地区を選定した。

また、地区面積が大きいほど、施設の拡大や展開、関連企業の新規進出等の余地があることから、災害リスク・交通アクセスの観点から選定されなかった土地のうち、「面積が100haを超える地区」である2地区を選定し、絞り込み1では計11地区を選定した。

絞り込み2では、絞り込み1で選定した11地区に対して、施設立地に有利な土地を判断するため、評価項目を4つ設定し、地区ごとに作成した簡易版カルテを比較・総合的に判断して、5地区をプロジェクト用地として選定した。

絞り込み2の項目のうち、人口集積については、事業者へのヒアリングにて、住民とのトラブルの可能性があるために住宅地と隣接する土地は望ましくないが、雇用・商圈のために住宅地がある程度近いほうが望ましいとの言説があったため、「住宅地との緩衝帯があること」と「住宅地が近傍にあること」という条件を設定した。

表－7 絞り込み1、絞り込み2の選定条件

手 順	選定条件	データ入手先
絞り 込み 1	<ul style="list-style-type: none"> ・「想定最大浸水深が0mの面積割合が99%以上」「重要物流道路沿道500m以内」をともに満たす地区（9地区） ・面積が100haを超える地区（2地区） 	<ul style="list-style-type: none"> ・国土数値情報ダウンロードサイト、国土交通省 ・県提供資料
絞り 込み 2 (右記4項目の判定結果から総合的に判断。)	<ul style="list-style-type: none"> ・ラストアクセス： 幹線道路との接道状況。 [判定基準] 優：幹線道路に接道しているもの 良：幹線道路に接道していないが引込道路があるもの 可：引込道路を通す必要があるもの ・人口集積： 地区周辺の住宅地の集積状況。 [判定基準] 優：「住宅地との緩衝帯がある」「住宅地が近傍にある」を両方満たすもの 良：「住宅地との緩衝帯がある」「住宅地が近傍にある」のどちらかを満たすもの 可：「住宅地との緩衝帯がある」「住宅地が近傍にある」のどちらも満たさないもの ・商業集積： 地区周辺の商業施設の集積状況。 主に商業施設の適性評価として、周辺の商圏規模の大きさを評価する。 [判定基準] 土地利用現況における商業用地の割合及び地区周辺の商業用地分布状況より、総合的に評価し「優」「良」「可」を判断する。 ・工業集積： 地区周辺の工業施設の集積状況。 主に工業・産業用施設の適性評価として、周辺の工業用地の規模や分布から適性を評価する。 [判定基準] 土地利用現況における工業用地の割合及び地区周辺の工業用地分布状況より、総合的に評価し「優」「良」「可」を判断する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・地理院タイル：全国最新写真（シームレス）、 ・国土地理院 ・都市計画基礎調査：土地利用現況、奈良県

②観光レク施設用地の絞り込み

本手順では、プロジェクト用地候補地 40 地区から、以下の表に示す絞り込み3、絞り込み4を行い、(ウ)観光レクリエーション施設の立地に有利なプロジェクト用地を2地区選定した。

絞り込み3、絞り込み4の選定条件を、表－8に示す。

絞り込み3では、文化歴史・観光農業体験や奈良県の農作物を楽しむことのできる主要な観光資源の集積状況や、新たに整備する施設との機能連携や相乗効果が期待できる既存の屋外・屋内運動施設の集積状況を選定条件とし、9地区を選定した。

絞り込み4では、絞り込み3で選定した9地区に対して、施設立地に有利な土地を判断するため、評価項目を4つ設定し、地区ごとに作成した簡易版カルテを比較・総合的に判断して、2地区をプロジェクト用地として選定した。

表－8 絞り込み3、絞り込み4の選定条件

手 順	選定条件	データ入手先
絞り 込み 3	<ul style="list-style-type: none"> ・地区周囲1km 圏内に存在する「主要な観光資源（観光地、道の駅、直売所）」の数が多い上位5地区 ・地区周囲1km 圏内に存在する「屋外・屋内運動施設」の数が多い上位5地区 ※重複した地区があったため計9地区。 	<ul style="list-style-type: none"> ・国土数値情報ダウンロードサイト、国土交通省 ・都市計画基礎調査：レクリエーション施設の現況、奈良県
絞り 込み 4 (右記4項目の判定結果から総合的に判断。)	<ul style="list-style-type: none"> ・ラストアクセス： 幹線道路との接道状況。 [判定基準] 優：幹線道路に接道しているもの 良：幹線道路に接道していないが引込道路があるもの 可：引込道路を通す必要があるもの ・住宅近接 地区周辺の住宅地の近接状況。 住宅地との隣接による問題（騒音や住宅地の街路の交通渋滞等）が発生しないかを評価する。 [判定基準] 地区周辺の住宅地の近接・集積状況等から総合的に評価し「優」「良」「可」を判断する。 ・商業集積 地区周辺の商業施設の集積状況。 観光施設・運動施設利用者が訪れる際に、飲食等のために立ち寄れる商業施設があるかを分析する。 [判定基準] 土地利用現況における商業用地の割合及び地区周辺の商業用地分布状況より、総合的に評価し「優」「良」「可」を判断する。 ・その他優位点 地区周辺の施設立地やアクセス性などの優位点を評価する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・地理院タイル：全国最新写真（シームレス）、 ・国土地理院 ・都市計画基礎調査：土地利用現況、奈良県 ・その他県提供資料よりGIS データ作成

7) プロジェクト用地のカルテ作成

本手順では、選定したプロジェクト用地を対象に、これまでの手順においてGISデータが入手できない等の理由から考慮できていなかった項目について、図面等を地区ごとに整理し、把握した。このとき、整理した内容とそれを踏まえて検討した各地区の土地利用の方向性、土地利用に向けて留意すべき点をまとめたカルテを作成した。

カルテ作成で考慮した項目を、表－9に示す。

表－9 カルテ作成で考慮した項目

項目	内容	データ入手先
農業公共投資対象農地	・農地法により農地転用が制限されている。	県提供資料
埋蔵文化財包蔵地	・文化財保護法により、開発の場合に届け出の提出や調査が必要となる。	奈良県遺跡地図WEB, 奈良県
用途地域	・都市計画の観点から、地区周辺の土地利用の整合性を図るために確認する。	県提供資料
都市計画道路	・地区周辺の都市計画道路の整備状況と、地区の主要な幹線道路として今後の整備の可能性を把握し、地区における公共投資の必要性等を分析する。	県提供資料

4. まとめ

本調査では、開発適地の抽出にあたって考慮すべき開発困難地の条件や開発に有利な土地条件を、国及び県が示す開発に関する指針や考え方、事業者ヒアリングから得られた情報等から多面的に検討し、広く一般的に通用する開発適地の条件設定を行うことができた。

また、開発適地の抽出作業においてはGISを活用することで、システムによる自動処理によって目視判断と手作業だけでは膨大な時間がかかる作業を軽減する手法を構築し、可視化することができた。

5. 今後の課題

(1) 必要情報のGISデータ作成、更新

本調査では基本的にGISデータとして整理されている情報を使用しており、条件設定の検討に際し、条件として候補に挙がったが、GISデータ化されていないため使用できなかったものもあった。(農地法によって農地転用が原則不許可である甲種農地、第1種農地等。)

また、適地選定にあたり条件として使用した土地利用現況については、調査年度が古くなっており、航空写真等の他の情報を用いて目視による判断を必要とした。

これら開発適性判断に重要な情報については、関係する庁内部署や組織・団体と連携し、GISデータの作成・

更新を進める必要がある。

(2) 目視判断・手作業部分におけるAI活用

1) 抽出対象地のベース作成では、土地形状や土地利用現況を目視による判断と手作業による区域の設定を行ったため、作業に時間を要した。

これらの作業については、近年の技術開発が目覚ましい画像認識AIを活用することで、情報処理の自動化と作業負担の軽減を図ることが可能になると考えられる。本研究を基にAIの活用による適地選定システムの構築について検討・研究することが重要である。

あ と が き

論文作成にあたり、調査業務においてご協力いただきました奈良県の職員の方々や事業者ヒアリングに協力いただきました事業者の方々など、数多くの関係者の皆様に厚く御礼申し上げます。

GISを用いた適地選定の手法については、本研究における検討内容や設定条件を参考に、それぞれの地域の実情や入手可能なGISデータ等からブラッシュアップしていただき、企業誘致等によって地域活力を創出していきたいとお考えの自治体の皆様に活用いただけることを願っております。

参考文献

- 1) 都市の土地利用計画のたて方：都市のガイドプラン作成調査報告書，(社)日本都市計画学会,1979.3
- 2) 全国都道府県別ショッピングセンター一覧（2020），（一社）日本ショッピングセンター協会，
https://www.jcsc.or.jp/data/pdf/2020list_of_shopping_centers.pdf（R6.8.9 確認済み）
- 3) 奈良県開発審査会提案基準14「インターチェンジ周辺等における特定流通業務施設又は工場」,奈良県

山間部のキャンプ場の設計

日本工営都市空間(株) 野 上 か さ ね
日本工営都市空間(株) ○ 村 上 瑠 都

論 文 要 旨

温暖な気候と豊かな自然に恵まれ、本州からのアクセスも良く観光地として人気の高い淡路市であるが、山間部の興隆寺地区では少子高齢化や人口減少への歯止めが課題となっており、地域活性化を目指したブランド活動が進められてきた。本業務はそのブランド活動に伴い計画された滞在型交流施設であるキャンプ場の設計を行うことを目的として令和3年度兵庫県淡路市より発注された業務である。本稿では駐車場、人道橋、テントサイトの設計のうち、テントサイトに焦点を当て、山間部ならではの検討課題と対応について述べる。

キーワード：キャンプ場、鋼製補強土壁、間伐材、工作物確認申請

ま え が き

本業務は兵庫県淡路市興隆寺地区の山間部におけるキャンプ場の設計を行うことを目的に淡路市より発注された業務である。興隆寺地区は淡路市の中央付近東寄りに位置する里山の集落であり、「興隆寺ヴィレッジ」と題した地区のブランド活動が進められてきた。当キャンプ場の整備はそのブランド活動の一つであり、自然体験ができる滞在型施設として計画されたものである。

業務遂行にあたっては、現地の地形や自然資源を活かし他に劣らぬ魅力あるキャンプ場とするための提案が求められた。

業務内容は駐車場、人道橋及びテントサイトの各設計で構成されるが、本稿では主にテントサイトを採り上げ、課題やその対応について述べる。

1. 現地の状況

現地は、淡路島東岸の国道28号線から車で20分余り上った山間部にあり、標高は177～185m付近である。(図-1)



図-1 位置図

周囲を自然豊かな山と農地に囲まれ、敷地は砂防河川の佐野川を挟んで東西に分かれており、大部分が棚田として使用されていた土地である。(図-2)

東側は約3,200㎡(15区画)のテントサイト、西側は約2,100㎡(18台分)の駐車場を整備し、人道橋で兩岸をつなぐ計画である。

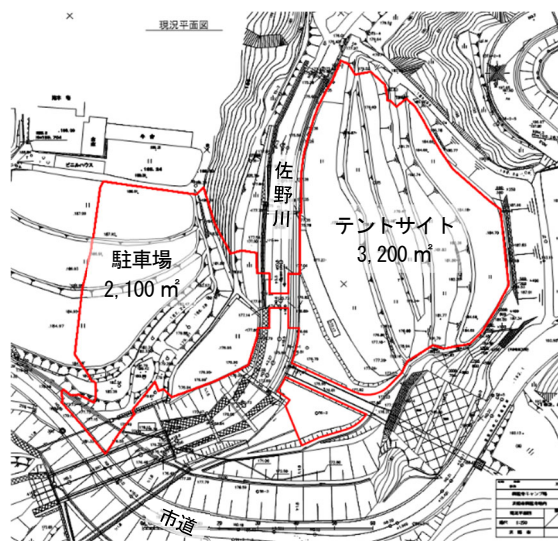
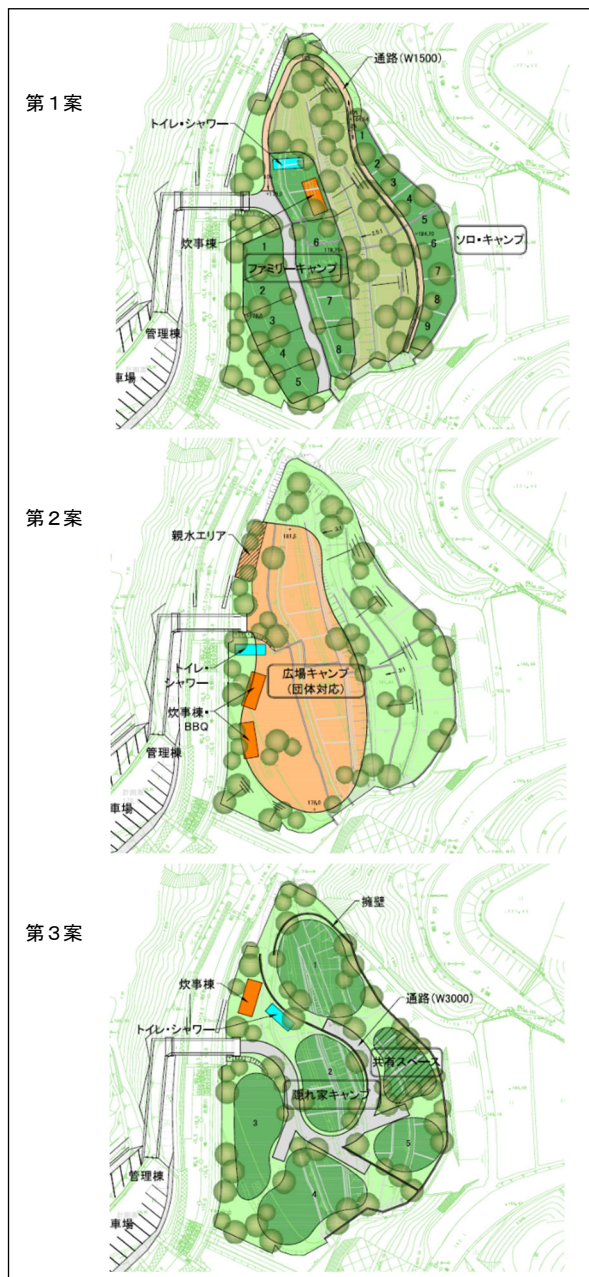


図-2 現況地形図

2. 整備イメージの選定

業務に着手してまず取り組んだのが整備イメージの選定である。里山のキャンプ場であることを踏まえ、異なるコンセプトによる以下3つの案を作成した。(図-3)

- 第1案 棚田の地形を活かしたソロ&ファミリー向けキャンプ場
- 第2案 団体にも対応できる広場のキャンプ場
- 第3案 里山の隠れ家的キャンプ場



図ー3 整備イメージ案

第1案は現況の棚田の地形を概ねそのまま踏襲しながら、带状にテント区画を整備する案である。場所により奥行の狭い区画が生じるが、造成はもっとも少ない。

第2案は一つの大きな広場と緩やかな法面を作る案である。広場は状況により区割りを変えることで団体客等にも対応でき、イベント広場としての活用も可能である。

第3案は空間をいくつかのブロックに分割し、曲がりくねった園路から各ブロックにアクセスする。利用するブロックによって眺望や雰囲気は異なり面白味のあるレイアウトである。

整備のしやすさを重視するならば、地形の改変が少ない第1案及び第2案が有利である。第3案は切盛り造成のボリュームも大きく、テント区画や園路の間に生じる段差を処理するために擁壁を随所に作らなければこのような形態にならないことが予想された。

これらの案を淡路市に提示し、整備イメージとしてどれが良いか地元住民に諮っていただいた。その結果、最も好評を得たのは第3案であった。

3. 計画条件

上記の結果を受け、テントサイトを具体的に計画するにあたって、主な条件となったのが以下の項目である。

- ①テント区画を15確保すること。
- ②通路は曲線形とし、ループ状にすること。
- ③擁壁はキャンプ場に相応しい外観とするため、壁面に間伐材を用いること。
- ④中央部を共用広場とし、トイレとシャワー室を備えたサニタリー棟を設置する空間を確保すること。(但し、サニタリー棟は別途設計)
- ⑤近傍の沢水を利用した親水施設を共用広場に作ること。

このうち、③の擁壁に関する検討は、宅地等の開発設計や市街地部の公園設計を主に行ってきた弊社所属課にとってこれまで採用したことなかった擁壁構造形式に出会う貴重な機会となったものであり、次の項にて詳述する。

最終的に①～⑤の条件より造成形状とテント区画の配置を決め、平面レイアウトを完成させた。駐車場と人道橋を含む当キャンプ場の全体像は下図のとおりである。(図ー4)



図ー4 完成時の空中写真
(淡路市提供資料に追記)

4. 擁壁の検討

テントサイト内の擁壁設計にあたっての条件は、中央部の共用広場を囲むように設置する擁壁の化粧にスギ間伐材を使い、キャンプ場の景観に相応しい外観とすることであった。

それ以前の業務においてコンクリート擁壁やコンクリート製表面パネルを用いた補強土壁の設計を行った経験はあったが、壁面について発注者からこのような要望を受けたのは初めてであった。その外観と構造のイメージについて発注者より資料提供があった。

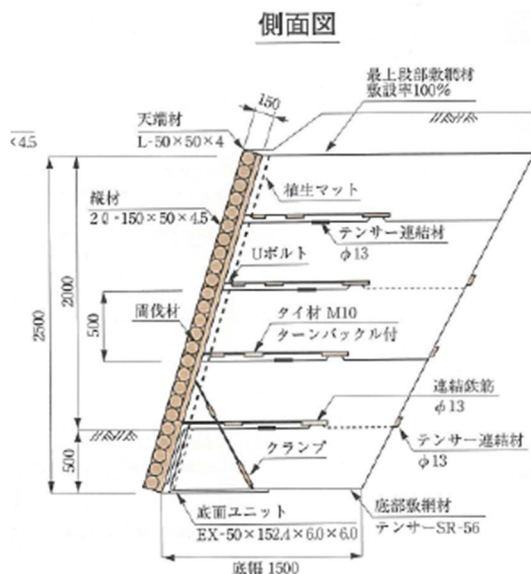
(1) 発注者からの資料提供

発注者から提供されたのは、間伐材を使用した壁面のイメージ写真と擁壁の構造標準図であった。(写真－1、図－5)

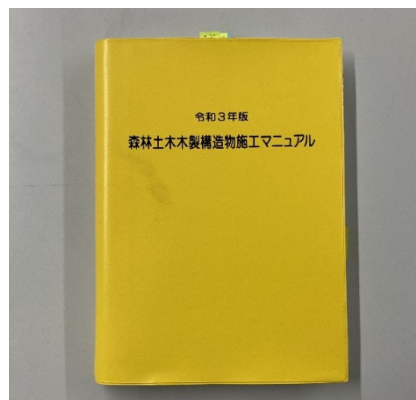
これらは初めて見る構造であり、補強土壁に近いものと思われたが出所についての情報は無く、探してみたところ「森林土木木製構造物施工マニュアル¹⁾」にたどりついた。(写真－2)ところがこの書籍には設計手法や部材についての詳細な説明は一切掲載されておらず、発行所等に問い合わせるも詳細な情報は得られなかった。



写真－1 発注者提供資料



図－5 発注者提供資料



写真－2

そこで、構造図に示されていた材料の「テンサーSR-56」に着目した。(図－6)「テンサー」とはジオグリッドの一種であり、これを手掛かりにそのメーカーを探し問い合わせたところ、ある企業が開発した鋼製補強土壁であることが判明した。



図－6 (図－5の部分拡大)

(2) 鋼製補強土壁の採用

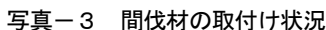
補強土壁は、背面盛土内に鋼製の帯状補強材やジオテキスタイル等を敷設することによって盛土補強効果を発揮し、盛土全体としての安定性を高めるように考案された土工構造物である。一般的に鉛直の壁面をもつ盛土を構築でき、道路擁壁として多くの実績がある。壁面にはコンクリート製パネルや鋼製パネルが用いられ、鋼製パネルの場合は植生により壁面緑化が可能である。

本業務で採用したのは鋼製補強土壁で、壁面に勾配をつけることができるタイプのものである。

壁面材及び背面補強材にはエキスパンドメタルを使用しており、摩擦抵抗と引っ張り抵抗により背面土を拘束するものである。壁面材ユニットは高さ0.6mのL字型をしており、必要な長さの背面補強材を連結する。これを背面側にずらしながら積み上げることで壁面に1:0.2の勾配をもたせ、圧迫感を軽減することができる。(図－7)

また、ずらし積みにはもう一つの利点がある。天端高が変化する区間も同じ寸法の材料で対応できることである。スギ間伐材は長さ70cm、末口径10cmとし、各段上に縦使いで取

完成した擁壁の姿を写真-4に示す。山の緑に囲まれたキャンプ場として調和のとれた景観となった。



当該鋼製補強土壁の利点は以下のような点が挙げられる。

①材料の搬入や施工が容易である。

壁面ユニットは幅 2.0m、高さ 0.6mと軽量で扱いやすく、人力で組み立てられ、背面補強材も定尺ものを取付けるだけである。

②壁面材が化粧材で覆われ無機質な部材が殆ど露出しないため景観性に優れる。

③コンクリート擁壁に比べ直接工事費は約半分となり、経済性に優れる。

④コンクリート擁壁に比べ必要地盤支持力が小さい。

比較の結果、他の構造形式より優れた点が多く、この構造を採用することとなった。(図-9)

图-9

(3) 鋼製補強土壁の留意点

擁壁は地上高2mを超えると建築基準法の「工作物」として工事に着手する前に建築主事に確認の申請書を提出し、主事の確認を受け、確認済み証の交付を受けなければならない（建築基準法第6条及び同施行令第138条第1項第5号）。

しかし、鋼製補強土壁の場合、建築基準法 142 条に定められる擁壁の構造に該当しないため、確認を受けることができない。

ないと判明した。

そのため、計画地盤高を調整し、壁面の地上高が2m以内となるよう設計を行った。

5. その他の施設整備

その他の主な施設の整備についていくつか紹介する。

(1) テント区画

テント区画は共用広場を囲むように15区画配置した。面積は1区画約70m²でややコンパクトであるが、隣接区画との間の法面と植栽が間仕切りとなり、プライベートな空間を作っている。

(2) 園路

人道橋からテントサイトの最上段まで標高差が約6mあり、テントサイトを一周するように園路を配置した結果、最大縦断勾配が12.0%となった。やや急な勾配となったが、どの区画からもサンタリー棟まで階段等を使わず到達できるように全区間をスロープとした結果である。

幅員は3m、舗装は4t程度の車両乗入れに対応したインターロッキングブロック舗装を採用し、テント区画と歩行空間をすっきりと区分している。(写真-5)



写真-5

(3) 照明施設

照明施設は園路舗装へ埋め込み式のアップライトとし、ポール照明は設置していない。これは当キャンプ場の魅力の一つである星空の鑑賞を最大限に楽しむことができるように意図したものである。園路の中心線上に直径数cmの小型ライトを一定間隔で配置し、上向きに点灯させることによって園路進行方向への誘導灯として機能する。(写真-6)



写真-6

(4) 屋外シンクと電源

利用者の利便に配慮し、急な園路を上り下りせずとも洗いが利用できるよう、区画ごとに屋外シンクを設置した。

シンクを囲うコンクリート壁の側面にコンセントボックスを取付け、家庭用コンセントと同等の1.5kWまで使用可能である。

コンクリート壁は打放しであるが、型枠にスギ板を使用し、表面に木目が出るよう外観に工夫を加えた。(写真-7)



写真-7

(5) 親水施設

当地の貴重な自然資源の一つである沢水を有効活用するため、親水施設を設置した。

共用広場に石張り水路、その流末に池を整備し、キャンプ場近傍の沢よりパイプで水を引込み小さなせせらぎとした。(写真-8、写真-9)



写真-8



写真-9

(6) 給水管・排水管の橋梁添架

水道は西側の駐車場入り口部で道路より場内へ引込むこととした。そこから東側のテントサイトへ給水するためには佐野川を渡河する必要がある。また、テントサイトで発生した排水を駐車場側の浄化槽まで流下させるためには下水管も渡河する必要がある。よって、給水管と下水管をともに人道橋に添架することとした。(写真-10)



写真-10

(7) 転落防止柵

擁壁の上や法肩など転落による危険のおそれがある区間には転落防止柵を設置した。材質はキャンプ場の景観になじむよう木製の柵を採用した。(写真-11)



写真-11

(8) 沈砂池

キャンプ場の一部が佐野川沿いの砂防指定地にかかっているため、「砂防指定地内作業技術審査指針²⁾」に従い永久沈砂池を設置した。レイアウト上、テントサイトの利用面積を圧迫しないよう、ボックスカルバートによる地下式とし、排水流末となる2カ所に設置することとした。(図-10)

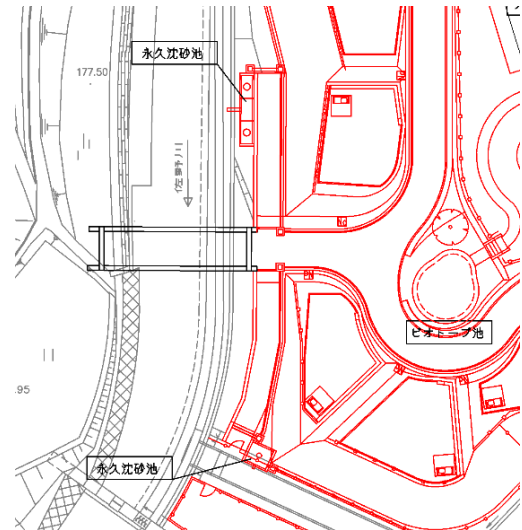


図-10

6. まとめ

本業務は山間部のキャンプ場設計とあって、現地の地形条件に加え、周辺の里山の景観との調和や地域の魅力づくり、滞在客への配慮など、多くの検討事項があった。それまで設計したことが無かった擁壁の構造や空間づくりの考え方に会える貴重な経験となり、視界が一段階広がったように感じている。今後もさまざまな業務を通じ多くの知見を得て技術者としての力量を高めていきたいと思う。

あ と が き

本稿執筆に際し当時の検討資料などを紐解くうち、改めて淡路市のご担当者及び興隆寺地区の方々への想いに触れたように感じられた。求められた条件に応じるべく一つ一つ検討作業を積み上げた当時の記憶を振り返りつつ、その主要なものについて本稿に著した次第である。

当キャンプ場は令和6年4月に無事竣工し、「興隆寺キャンプフィールド」として開業された。本業務の遂行にあたりご指導いただいた淡路市農林水産課の職員の方々及び擁壁の工法提案にご協力いただいたメーカーの方々、その他お世話になった関係各位に深く感謝申し上げる。

参考文献(または引用文献)

- 1) (一社)日本治山治水協会, 日本林道協会: 令和3年版 森林土木木製構造物施工マニュアル, p.150-151
- 2) 兵庫県県土整備部土木局砂防課: 砂防指定地内作業技術審査指針, p.12

既存水路を活用した低落差箇所における小水力発電の事業可能性検討

中央復建コンサルタンツ株式会社 ○南 勇銘
中央復建コンサルタンツ株式会社 田保 雅章
中央復建コンサルタンツ株式会社 八川 圭司

論文要旨

国内の小水力発電は、山間部の標高差が大きい地点への導入が主流であるが、低落差の地点においても導入することで地域の再生可能エネルギーのポテンシャルを最大限活用できる。そのため、低落差であるが降水量が多く年間を通じて一定の流量がある小規模水路を対象に、小水力発電の導入可能性の検討として、流況に応じた水車選定及び水車効率の検証、有効落差を最大化するための設備配置の検討を行った。

キーワード：脱炭素社会、地球温暖化対策、再生可能エネルギー、小水力発電

まえがき

脱炭素社会の実現において、化石燃料の燃焼を伴わない再生可能エネルギーの活用は有効であり、積極的な導入が求められている。再生可能エネルギーの中でも小水力発電は河川や用水路等の水の流れにより水車を回して電気エネルギーを得るもので、急流が多く雨量も多い日本には適したエネルギー源である。小水力発電について厳密な定義はないものの、一般に出力 10,000kW～30,000kW 以下を中小水力発電と呼ぶことが多く、また「新エネルギー利用等の促進に関する特別措置法」の対象では、出力 1,000kW 以下の比較的小規模な発電設備を総称して小水力発電と呼んでいる。

最近の小水力発電の技術的な動向について、大和(2014)¹⁾によると 1999 年から約 10 年間に亘って実施された国内の未利用落差発電包蔵水力調査では、図-1 に示すように落差 20m 以下の低落差の未開発地点が全体の件数の約半分を占めていることから、今後の国内小水力は、落差 20m 以下の低落差水車を中心に開発されていくことが想定されている。一方で、石丸(2013)²⁾によると小水力発電の課題として「大型水力発電の縮小版ではなく専用の機器や技術」が必要で、「落差と流量がある場所に限られ、場所ごとに経済性が大きく異なる」ことが挙げられており、低落差箇所への小水力発電導入においては対象地点に適した水車の選定と落差の最大化が課題となる。

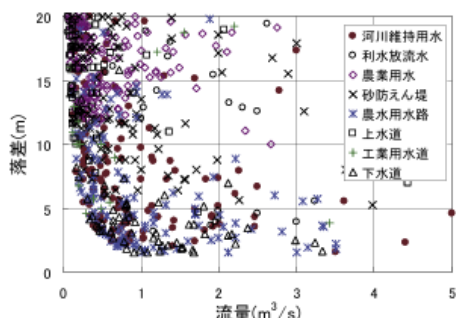


図-1 未利用落差発電包蔵水力調査の結果(大和(2014))¹⁾

そこで筆者らは、既存水路の低落差箇所を想定した小水力発電の事業可能性を検討した。具体的には、対象地点に適した水車の選定と有効落差の最大化を目的として、流況に応じた水車の選定と有効落差を最大化するための設備配置の検討を行ったものである。

1. 検討対象箇所

検討対象地域は、和歌山県内那智勝浦町の色川地区であり、年平均気温は 17℃、年平均降水量は 3,000mm 程度の高温多雨地域である。周辺は、立地条件を生かした有機農業や林業が営まれている里山環境となっている。

小水力発電の検討は、図-2 に示す和歌山県那智勝浦町色川地区を流れる太田川水系太田川に沿って水平導水される水路を対象とした。検討対象箇所は平坦地で低落差となっており、高温多雨地域を流れることから流量が年間を通じて安定している。検討対象箇所の諸元は、表-1 に示すとおりである。

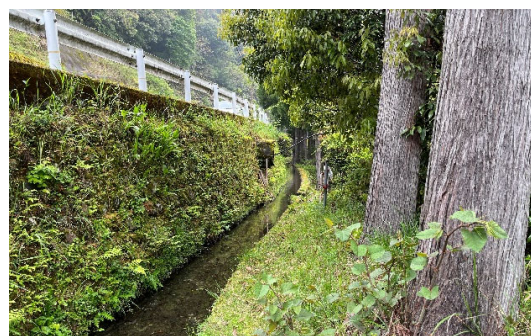


図-2 太田川に沿って水平導水される水路

表-1 検討対象箇所の諸元

項目	数 値	単 位
最大使用水量	0.25	m ³ /s
総落差	10.9	m
有効落差	10.49	m

2. 検討方法

太田川に沿って水平導水される水路への小水力発電所の導入における水車の選定と設備配置の検討の方法は、以下に示すとおりである。

(1) 水車の選定

対象地点に適した水車の選定を行うため、経済産業省資料³⁾に示されている水車形式選定図を用いて、設置箇所の有効落差及び発電に使用できる水の量(以下、「使用水量」という。)に適した水車を選定した。水車選定図は図-3に示すとおりであり、検討対象箇所の有効落差と使用水量を考慮すると、クロスフロー水車、インライン式チューブラ水車、ポンプ逆転水車の導入が考えられる。

低落差箇所での検討においては、発電容量が大きい設備の導入が難しいことや、一般的な中小水力発電に比べて最大使用流量に対する使用流量の比率である使用流量比が小さくなることを考慮する必要がある。そのため、本検討においては形式選定図に基づいて抽出した水車の候補に対して、水車最高効率と相対効率を基に選定を行った。なお、水車最高効率とは水車へのエネルギーの入力に対する出力の比の最大値のことであり、相対効率とは水車最高効率に対する実際の水車効率である。

(2) 設備配置の検討

設備配置の検討は、有効落差の最大化に考慮して適切に配置することとした。有効落差の最大化については、取水点から水車における標高差だけでなく、水車からの吐き出し口において負圧を作り出すための設備配置を検討した。

なお、検討に際しては図-4に示すような発電所の設置を想定した。水路の取水は既存の堰から行い、対象水路の流量($0.25\text{m}^3/\text{s}$)を利用し、水路と河川の放流落差により発電する設定とし、水路の水量の全量を利用できる場合を想定した。この場合における最大使用水量と有効落差等の発電所の諸元は表-2に示すとおりである。

表-2 設置を想定する発電所の諸元

項 目	数 値	単 位
最大使用水量	0.25	m^3/s
総落差	10.9	m
有効落差	10.49	m
既設水路延長	545	m
水圧管路延長	235	m
水圧管路内径	600	mm

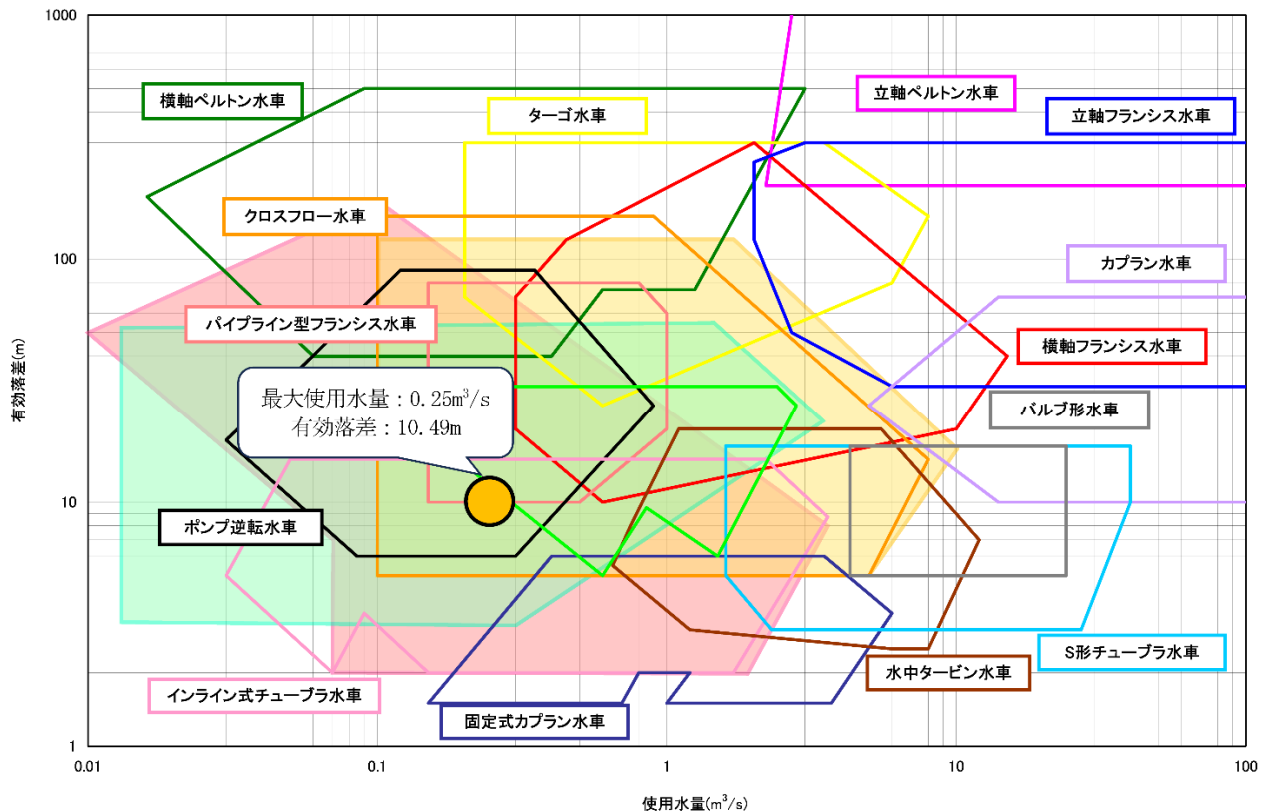
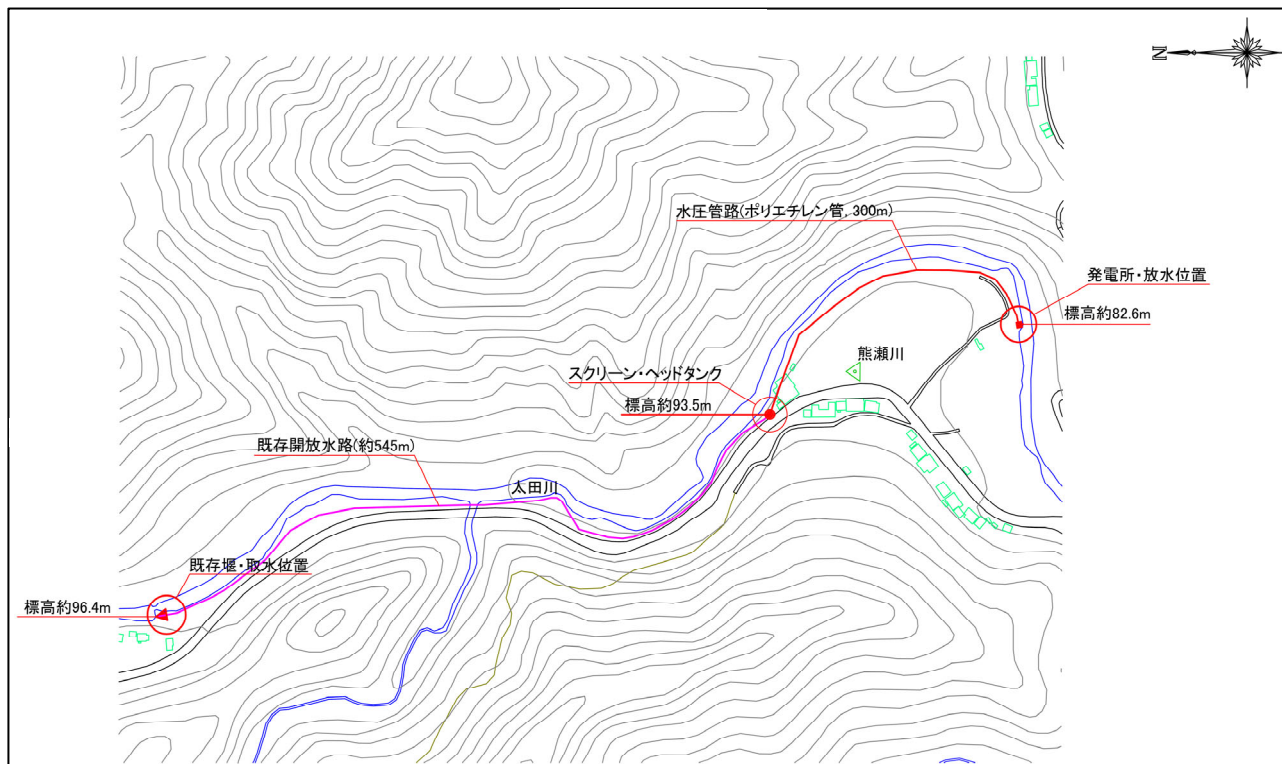


図-3 水車形式選定図³⁾



図－4 設置を想定する発電所の概略図

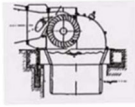
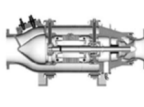
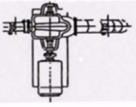
3. 検討結果

(1) 水車の選定

水車の選定に際して、表-3 に示すようにクロスフロー水車、インライン式チューブラ水車、ポンプ逆転水車の比較を行った。検討対象地点の落差及び流量を考慮すると全ての水車が適用可能であるが、インライン式チューブラ水車は構造が複雑で、検討対象箇所における事業規模に合致しないことから検討対象外とした。

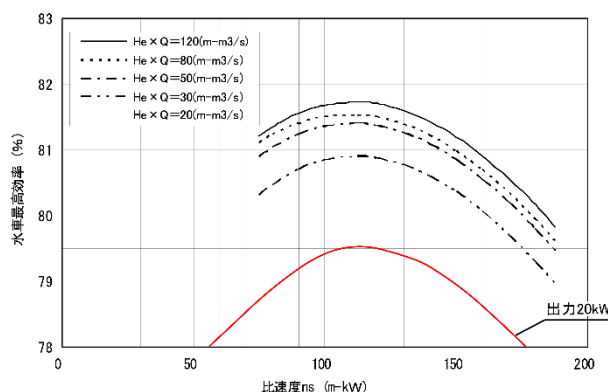
続いてクロスフロー水車、ポンプ逆転水車について、水車最高効率及び相対効率の検討を行った。水車最高効率については、導入可能な設備の規模を考慮し、発電容量が小さい場合を想定したときに最高効率がより大きい水車を選定することとした。また、相対効率については、使用流量が小さくなることを考慮し、使用流量比が小さい場合を想定した時に、より相対効率を維持できる水車を選定することとした。

表－3 水車候補の比較結果

	クロスフロー 水車	インライン式 チューブラ水車	ポンプ 逆転水車
概略図			
適用範囲	出力：10～1,000kW 程度 落差：5～200m程度 流量：0.1～8m³/s	出力：1～200kW 程度 落差：2.0～150.0m 流量：0.01～3.0m³/s	出力：1～200kW 程度 落差：6～80m程度 流量：0.02～1m³/s

水車最高効率は図-5～6 に示すとおりであり、小規模な水車として20kW クラスの水車を想定した場合の効率曲線を赤線で示している。図-5 よりクロスフロー水車では最大効率が80%程度となっているが、ポンプ逆転水車では最大効率が70%未満となりグラフの範囲外となっている。

また、相対効率は図-7～8 に示すとおりである。クロスフロー水車の相対効率は使用流量比が50%で0.9程度となっているが、ポンプ逆転水車の相対効率は使用流量比が50%で最大0.6程度となっており、使用流量比が低い場合の相対効率は、クロスフロー水車の方がポンプ逆転水車より高くなっている。以上より、低落差箇所では小規模施設かつ使用流量比が低くなることを考慮して、水車はクロスフロー水車が適当であると考えた。



図－5 一般的なクロスフロー水車の水車最高効率³⁾

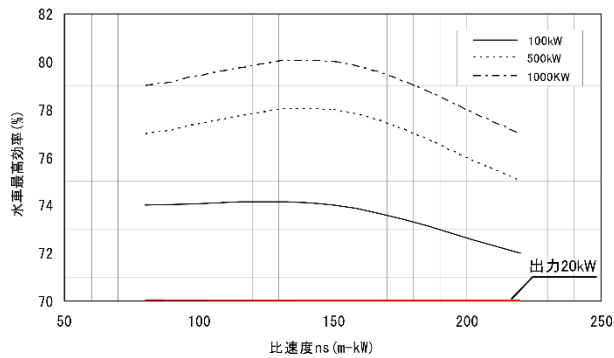


図-6 一般的なポンプ逆転水車の水車最高効率³⁾

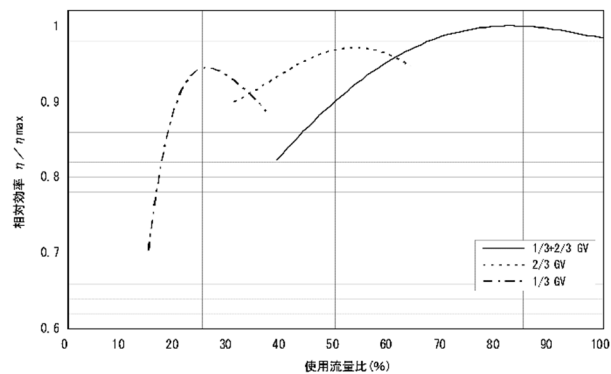


図-7 一般的なクロスフロー水車の相対効率³⁾

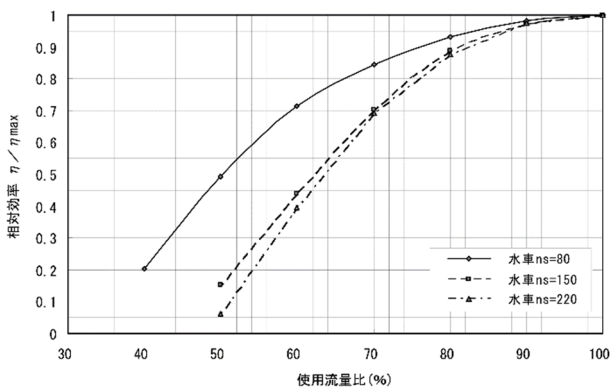


図-8 一般的なポンプ逆転水車の相対効率³⁾

(2) 設備配置の検討

有効落差を最大化するための設備配置の検討結果は、図-9に示すとおりであり、水車発電機器と解放水路の配置図を示している。ヘッドタンクから流下してきた水は水車発電機器でエネルギーを取り出した後、解放水路から太田川に放水される仕組みになっている。有効落差を最大化するためには、水車発電機器からの水の吐き出し口における負圧を作り出す必要があるため、水車発電機器から解放水路水面までの間を管（スカート）で接続することとした。これにより、水車発電機器から解放水路における大気圧と水圧の圧力差が生じ、有効落差をより大きくすることができる。

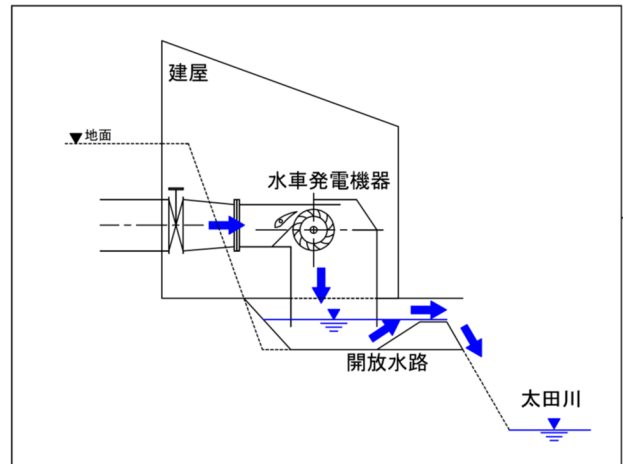


図-9 水車発電機器と解放水路

4. 考 察

水車選定の妥当性の検証のため、水車効率の検証を行った。具体的には、検討対象地点の有効落差、使用最大水量を用いて水車効率曲線を作成した。なお、検討対象箇所の流量を考慮して比速度 ns の限界値は179.3、水車の定格回転速度 n は $600[\text{min}^{-1}]$ 、最大無拘束速度は $1200\sim 1800[\text{min}^{-1}]$ と設定した。

水車の効率曲線は、式(1)～(2)を用いて算出した。水車出力 P_t は式(1)のとおりで、検討対象地点の使用水量 $Q[\text{m}^3/\text{s}]$ 、有効落差 $He[\text{m}]$ 、重力加速度 $9.81[\text{m}/\text{s}^2]$ 、一般的なクロスフロー水車の最大効率80[%]を踏まえて、20.6[kW]となっている。

$$\begin{aligned} P_t &= Q \times He \times 9.81 \times 0.8 \\ &= 0.25 \times 10.49 \times 9.81 \times 0.8 \\ &= 20.6 \end{aligned} \quad (1)$$

比速度 ns は式(2)に示すとおりで、水車出力 P_t 、定格回転速度 n を用いて、144.2となっている。これは比速度の限界値179.3を下回っていることが確認された。

$$\begin{aligned} ns &= n \times \frac{P_t^{\frac{1}{2}}}{He^{\frac{5}{4}}} \\ &= 600 \times \frac{20.6^{\frac{1}{2}}}{10.49^{\frac{5}{4}}} \\ &= 144.2 \end{aligned} \quad (2)$$

上記を踏まえた調査地点の流況を考慮したクロスフロー水車の効率曲線は、図-10に示すとおりである。使用流量が小さいときに極端に水車効率が下がる場合は、他水車の検討が考えられるが、使用流量が $0.05[\text{m}^3/\text{s}]$ でも水車効率が大きく低下しないことから、クロスフロー水車の検討対象地点への導入は妥当であると考えられる。

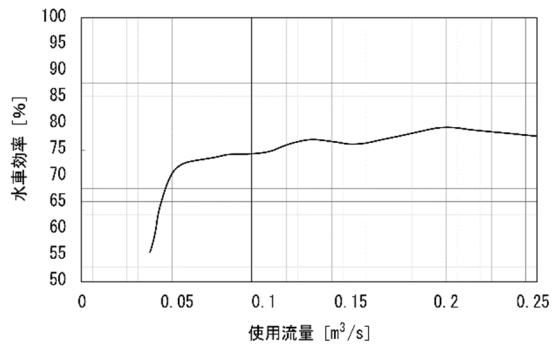


図-10 検討対象地点におけるクロスフロー水車の効率曲線

なお、太田川へのクロスフロー水車を用いた発電設備を導入した場合の年間発電量を試算した。年間発電量の試算においては、選定水車を考慮して、発電機は表-4に示す永久磁石式同期発電機、設備利用率60%、稼働率95%と仮定して算出した。結果は表-5に示すとおりであり、92,374kWhとなっている。この発電量は、近畿地方における1世帯当たりの年間電気使用量4,044kWh⁴⁾を考えると、23世帯分に相当する。

表-4 想定する永久磁石式同期発電機の仕様

項 目	数 値	単 位
定格回転速度	600	rpm
極数	12	-
周波数	60	Hz
最大効率(使用流量比100%)	90.0	%

表-5 年間発電量の試算結果

項 目	数 値	単 位
水車発電機出力	18.5	kW
設備利用率	60	%
稼働率	95	%
年間発電量	92,374	kWh

5. まとめ

本検討により、低落差箇所における小水力発電の導入について新たに以下の知見が得られた。

- (1) 水車の選定において、水車最高効率と相対効率を基に検討を行うこととし、太田川に沿って水平導水される水路においては、クロスフロー水車の導入が適切と考えられる。
- (2) 設備配置の検討において、有効落差の最大化には大気圧と水圧の圧力差を生じさせるため水車発電機器から解放水路水面までの間を管(スカート)で接続することが適切と考えられる。

あ と が き

今回は、低落差箇所における小水力発電の検討として、落差を最大化し流量を確保するため、流況に応じた水車の選定と有効落差を最大化するための設備配置を検討した。

事業実施に際しては、設備検討結果を踏まえて建築関係工事費、土木関係工事費、電気関係工事費、その他工事費を算定したうえで、事業収支の検討が必要となる。

謝 辞

本稿の作成にあたり、(有)イー・セレクトの岡山様、日高様にはご指導・ご協力を賜りましたことを、紙面を借りて御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 大和昌一：国内の小水力発電の動向，スマートプロセス学会誌 第3巻 第2号，スマートプロセス学会，H26.3，pp.123～129。
- 2) 石丸美奈：日本の小水力発電の現状と課題～コミュニティー主体のファイナンスが課題に～，共済総研レポート，一般社団法人 JA 共済総合研究所，H25.12，pp.22～26
- 3) 経済産業省資源エネルギー庁，パシフィックコンサルタンツ株式会社：中小水力発電計画導入の手引き，H26.2，pp.資料編 4-1～4-46。
- 4) 環境省：令和3年度家庭部門のCO₂排出実態調査資料編(確報値)，R5.3，39p。

国営公園における広域的なナラ枯れ被害状況の把握

日本工営株式会社 ○青 柳 一 翼

論 文 要 旨

国営讃岐まんのう公園は、令和3年度以降のナラ枯れ被害の拡大に伴う計画的なナラ枯れ対策が必要であったが、人手による調査では公園全体の被害状況の把握は困難であった。このため、マルチスペクトルカメラを搭載したドローン撮影によって、ナラ枯れ被害状況の確認可否の他、ナラ枯れと紅葉の分類可否を踏まえた調査適期について公園内の一部区域において検討した。また、今後のまんのう公園全域に対する調査を見据え、衛星画像を用いたナラ枯れ被害状況の確認可否について検討し、効率的な調査計画についても検討した。撮影した空中写真のデジタル画像及びNDVI画像からナラ枯れ被害状況は把握可能であったが、紅葉との分類は困難であり、ナラ枯れ発生後かつ紅葉前までの調査が適期であった。また、衛星画像からナラ枯れ被害の概況が確認できたことから、広域的な被害状況の把握に有効であった。本検討より、ドローン撮影及び衛星画像を活用することで、広域的なナラ枯れ被害状況を把握でき、国営公園における現地調査の効率化を図れることが確認された。

キーワード：ドローン、GIS、ナラ枯れ、マルチスペクトル、樹木管理

ま え が き

国営讃岐まんのう公園は、香川県仲多度郡まんのう町に位置する国営公園であり、敷地面積350haに対し、森林面積が約74%（約260ha）を占める自然豊かな国営公園である。本公園では、令和3年度にナラ枯れ被害が確認され、現在まで被害は拡大傾向である。被害の放置は倒木の危険性を招くことから、安全・安心な公園運営を実施するにあたっては、ナラ枯れ被害状況の把握及び対策が求められている。本公園では、令和3年度から令和5年度において、まんのう公園管理センターの人手によるナラ枯れ調査の実施に伴う対策が講じられているが、ナラ枯れ調査は複数人で数ヶ月の期間を要していたことから、効率的な調査の実施が求められている。

以上より、近年注目されているドローン撮影技術及び衛星画像を活用した効率的なナラ枯れ被害状況の把握を試行し、最適な調査手法について検討した。

1. 公園内におけるナラ枯れを取り巻く状況

(1) 被害状況

本公園では、令和3年9月にナラ枯れ被害が確認され、当年においては合計62本（枯損木：13本、フラス：49本）の被害状況であった。令和4年度には、414本（枯損木：107本、フラス：307本）、令和5年度では669本（枯損木：240本、フラス：429本）の被害木が確認された。

令和3年度はまんのう公園の一部で確認されていたが、令和4年度以降は公園内全域に被害が拡大している。また、現地調査により確認された被害状況は園路沿い周辺のみで

あり、地形上確認することができない林内にも被害が拡大していることが想定される。

(2) 対策工の実施状況

令和3年度に樹幹注入やビニール被覆及び伐倒・燻蒸が実施され、令和4年度以降は園路沿いの伐倒・燻蒸のみ実施されている。継続的な被害木処理により、公園利用者への被害は生じていない。

(3) 管理上の課題

被害状況の確認にあたっては、まんのう公園管理センターの人手による現地調査が実施されているが、地形上進入困難な地点や目視確認の限界があることから、公園全体のナラ枯れ被害状況は不明瞭であった。また、ナラ枯れ被害の拡大に伴い、調査には複数人で数ヶ月を要している状況である。

被害が確認された樹木は、現地のナンバリングテープ及びテキストデータにより整理しているが、生育位置や樹木情報等を含んだ統一的な管理体制は構築されていない。ナラ枯れ対策を実施するにあたっては、正確な被害の範囲や対象樹木の判別は現地で行う必要があり、基礎情報が不十分な状態である。

以上より、位置情報を有する広域的な空中写真の撮影が可能となるドローンを用いて、ナラ枯れ被害状況の効率的な把握を目的とした調査手法を検討した。

2. ドローンを用いたナラ枯れ調査

(1) 調査手法

空中写真からナラ枯れ被害を確認するため、ドローンにマルチスペクトルカメラを装備し、直下方向の撮影を実施した。また、ナラ枯れ被害木の分類可否について検証するため、下記に示す複数の調査手法を用いることで、最適な撮影手法について検討した。

a) 撮影高度別

空中写真においてナラ枯れ被害の確認可否を検討するにあたり、撮影高度を 50m, 100m, 140m で設定した。また、各撮影高度におけるナラ枯れ確認可否の他、撮影時間や解析時間等についても整理した。

b) 撮影画像別

撮影画像から、表-1 に示す植生指数を算出し、ナラ枯れの確認可否について検討した。また、マルチスペクトル画像を用いることで、ナラ枯れ被害を受けているが枯死していない穿入生存木の分類可否についても検討した。

c) 調査時期別

ナラ枯れは赤褐色に変色することから、紅葉の時期は分類が非常に困難である。そこで、空中写真におけるナラ枯れの分類可否について検討するため、9月の緑葉期と11月の紅葉期に撮影を行った。

(2) 画像解析手法

a) ナラ枯れ被害箇所の抽出

マッピングソフトを使用してデジタルオルソ画像（以下、デジタル画像）を作成した。その画像から、表-1 に示す植生指数のマルチスペクトル画像を作成した。ナラ枯れ被害箇所はデジタル画像を用いて目視で抽出し、ポリゴンを作成した。マルチスペクトル画像に対しては、ポリゴンと比較することで、ナラ枯れ被害箇所を抽出した。

b) 葉色の比較検証

ナラ枯れ被害木と紅葉している樹木の分類について、以

下の通り検討した。ナラ枯れ被害木は①及び②から抽出し、紅葉している樹木は③及び④で確認した。

- ①緑葉期（9月）のデジタル画像からナラ枯れ被害木を確認
- ②まんのう公園管理センターによる現地調査結果から、現地踏査により位置情報を設定し、ナラ枯れ被害木の位置を確認
- ③既往成果²⁾の植生図から常緑樹のナラ枯れ対象種（シイ・カシ等）の分布を確認
- ④紅葉期（11月）の撮影画像を用いて赤褐色の樹木を抽出
- ⑤デジタル画像におけるRGB値の差分やNDVI画像をもとに比較

(3) 撮影範囲

ナラ枯れ被害が拡大している「さぬきの森」を対象とした。撮影範囲は約20haであり、そのうち約19haが森林部であった。針広混交林であり、構成樹種はナラ枯れ対象木の常緑樹であるシイやカシの他、落葉樹のコナラ、針葉樹のスギ、ヒノキ等が生育している。

3. 調査結果

(1) 撮影高度別

緑葉期と紅葉期における各高度（50m, 100m, 140m）の撮影時間等を表-2 に示す。撮影高度が高くなるにつれ、地上分解能は低くなるが、撮影・解析時間は短くなった。また、撮影高度50mの時はバッテリー交換のため、2回に分けて飛行する必要があった。

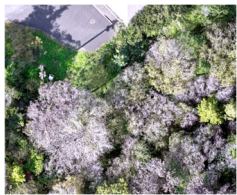
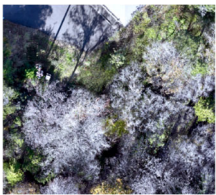



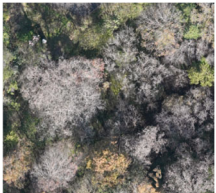
各高度（50m, 100m, 140m）のデジタル画像を図-1 に示す。ナラ枯れ被害木は、全てのデジタル画像から分類でき、撮影高度が50mのとき、最も鮮明に確認できた。一方で、広葉樹を単木レベルで把握することは困難であること、撮影時間等やナラ枯れの位置が確認できることを考慮すると、撮影高度140mが最も効率的であった。

表-1 植生指数

指標名	正式名称	計算式	
NDVI	NDVI(Normalized Difference Vegetation Index) : 正規化植生指数	$\frac{NIR - Red}{NIR + Red}$	(1a)
NDRE	NDRE(Normalized Difference Red Edge) : 正規化レッドエッジ指数	$\frac{NIR - Red\ Edge}{NIR + Red\ Edge}$	(1b)
LCI	LCI(Leaf Chlorophyll Index) : 葉クロロフィル（葉緑素）指数	$\frac{NIR - Red\ Edge}{NIR + Red}$	(1c)
GNDVI	GNDVI(Green Normalized Difference Vegetation Index) : 緑正規化植生指数	$\frac{NIR - Green}{NIR + Green}$	(1d)
OSAVI	OSAVI(Optimized Doil-Adjusted Vegetation index) : 肥料含有植生指数	$\frac{NIR - Red}{NIR + Red + 0.16}$	(1e)
NWI	NWI(Normalized Wilt index) : ナラ枯れ指標 ¹⁾	$-NDGI \times (NDVI + NDGI)$	(1f)

表一 撮影高度別の各諸元

撮影 時期	高度	撮影 時間	解析 時間	地上 分解能
緑葉期 (9月)	50m	51分	2時間41分	約1.3cm
	100m	23分	38分	約2.7cm
	140m	19分	17分	約3.9cm
紅葉期 (11月)	50m	49分	2時間47分	約1.3cm
	100m	29分	43分	約2.7cm
	140m	17分	26分	約3.9cm

撮影 高度	緑葉期 (9月)	紅葉期 (11月)
50m		
100m		
140m		

図一 撮影高度別のデジタル画像

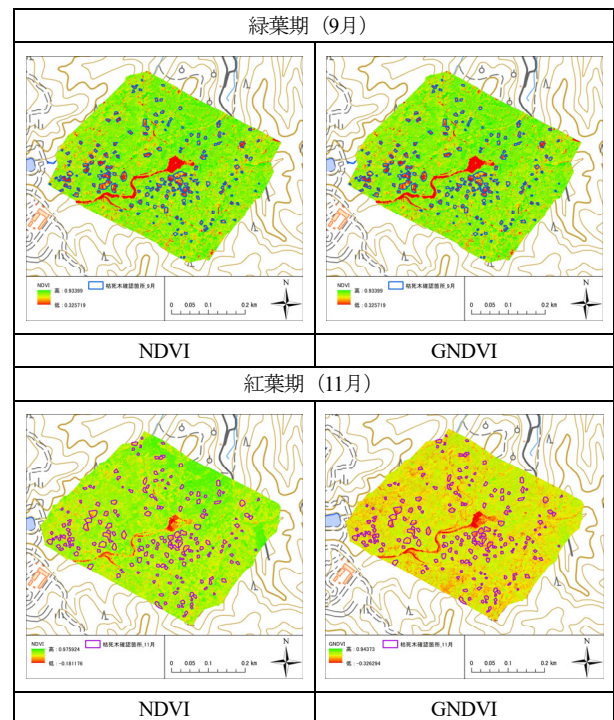
(2) 撮影画像別

デジタル画像から樹木が赤褐色に変色している箇所を目視で抽出し、表一に示す植生指数に対するマルチスペクトル画像との比較検証を行った。図二に示すとおり、緑葉期ではNDVI及びGNDVIに枯死木の位置を示す傾向が確認され、穿入生存木については、他の健全木との分類はできなかった。紅葉期はNDVIで枯死木の位置を示す傾向が確認されたが、GNDVIでは健全木に対しても植生指数が低く表示された。また、他の指標では枯死木等の確認が不明確であった。したがって、ナラ枯れ被害状況の確認には、NDVIが最も適していることが示唆された。

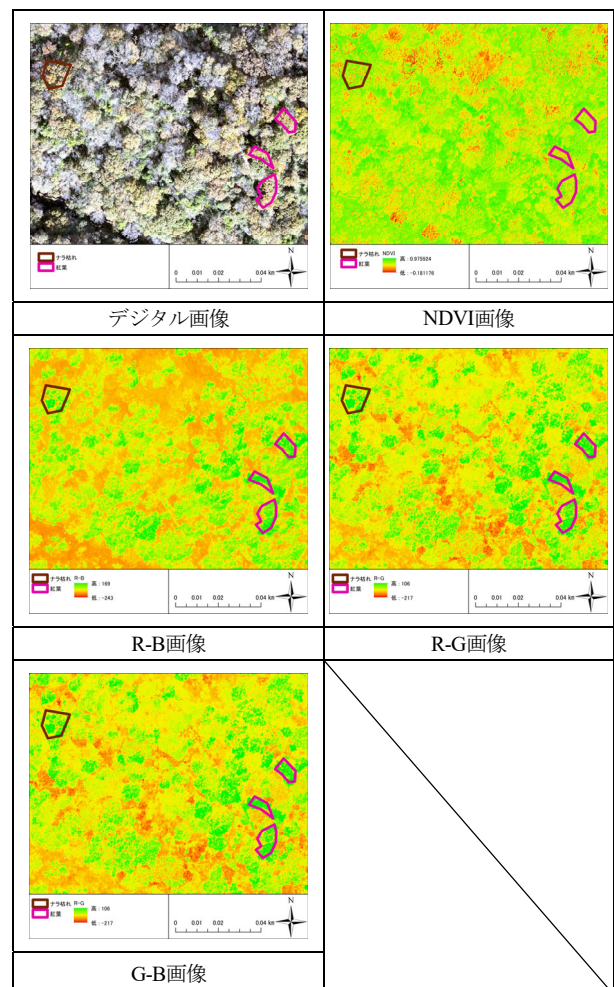
(3) 紅葉とナラ枯れの分類について

緑葉期に抽出したナラ枯れ被害箇所に対して、紅葉期のマルチスペクトル画像及びRGB値の差分画像を図三に示す。

ナラ枯れ被害木と紅葉している樹木に対して、デジタル画像及びマルチスペクトル画像を比較した結果、画像間の差異は確認されず、ナラ枯れ被害木と紅葉している樹木を分類することは困難であった。



図二 ナラ枯れ被害状況とマルチスペクトル画像



図三 ナラ枯れと紅葉の分類

4. 衛星画像を用いたナラ枯れ調査

ドローンを用いることで効率的にナラ枯れの被害状況が把握できた。一方で、公園全域においてドローンを運用するにあたっては、来園者等の上空を飛行させることが非常に困難であるため、休園日もしくは通行封鎖等の安全処置を取る必要がある。また、ドローンの飛行時間等の制限を考慮すると、公園全域を撮影する場合には、より広範囲を撮影できる衛星画像を併用することで、効率的な被害状況の把握ができると考えた。よって、更なる効率的な調査手法の検討にあたって、衛星画像を用いたナラ枯れ被害状況の把握について検討した。

(1) 解析手法

表-3 および図-4 に示す衛星画像を取得し、ナラ枯れ被害状況について確認した。本衛星画像はマルチスペクトルを含んでいることから、ナラ枯れ判別に有効であった NDVI のほか、図-5 に示す画像解析を行った。精度検証には、過年度のナラ枯れ調査結果やデジタル画像を用いた。

表-3 衛星画像の各諸元

衛星名称	Pleiades
撮影日時	令和5年11月3日 AM 2:03:41
地上分解能	2m

Pleiades (50cm) ©CNES 2022, Distribution Airbus DS

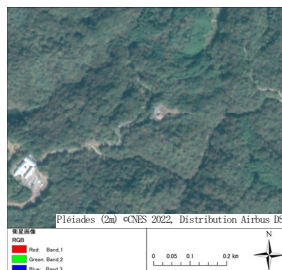


図-4 衛星画像

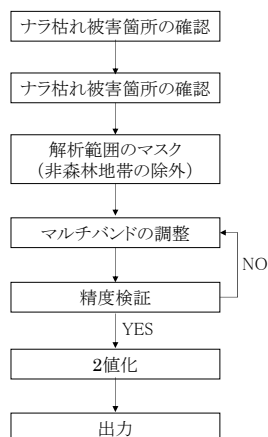


図-5 解析フロー

(2) 解析結果

ナラ枯れ被害と想定される箇所についての目視確認はできたが、図-6 に示すとおり NDVI 画像からナラ枯れ被害箇所について確認することは不可能であった。マルチバンドを用いた画像解析からは、概ねナラ枯れ被害箇所の特定ができたことから、衛星画像からもナラ枯れ被害の特定は可能であったが、精度はドローンより低く、概況把握に留まった。

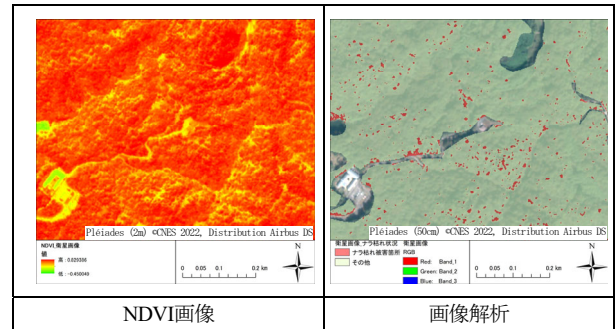


図-6 解析結果

5. 考察

(1) ドローンによるナラ枯れ分類

ドローン撮影によってナラ枯れ被害状況を把握することが可能であり、さぬきの森全域にナラ枯れ被害が生じていることが確認された。本検討より、デジタル画像や NDVI 画像からナラ枯れ被害箇所を特定できたことから、今後のナラ枯れ調査にあたっては、人手に代わってドローンを活用した調査への移行が考えられる。

(2) ナラ枯れと紅葉の分類可否について

本検討において、ナラ枯れと紅葉を分類することはできなかった。ここで、カロチノイドにより黄色に変色する黄葉については宇都宮昭ら (2010) ¹⁾ より、ナラ枯れとの変色過程が異なることが示唆されているが、紅葉に対する変色過程の違いについては、解明されていない。ナラ枯れと紅葉の分類を行う際には、樹木の生理作用の違いを解明した上で、ナラ枯れと紅葉の変色過程で生じるそれぞれで異なる波長帯を特定し、ハイパースペクトルカメラ等を用いた検証を行う必要があると考えられた。

また、紅葉期の撮影画像はナラ枯れ被害木と紅葉した樹木が含まれており、緑葉期にナラ枯れを分類できた NDVI 画像からもナラ枯れ被害箇所を検出することは困難であった。以上より、ドローン撮影時は、ナラ枯れ被害の発生後である晩夏から紅葉前の撮影が望ましいと考えられた。

(3) 衛星画像によるナラ枯れ分類

衛星画像を用いてナラ枯れ被害の概況を把握できたことから、ドローン調査前に衛星画像を用いて調査対象範囲を絞り込むことで、さらなる省力化を図ることが示唆された。また、衛星画像の取得状況に応じて、経年的な被害状況の比較を行うことで、被害の拡大状況について把握し、次年度の被害予測についても検討可能であると考えた。

6. 今後の課題

今回の検討では、さぬきの森を対象にマルチスペクトルカ

メラを搭載したドローンを活用することで、ナラ枯れ被害を効率的に把握できた。紅葉期におけるナラ枯れ被害状況の把握は困難である一方で、緑葉期に撮影を行うことで、広域的なナラ枯れ被害を把握できることが判明した。また、衛星画像では、まんのう公園全域におけるナラ枯れ被害の概況について把握することができ、より効率的な調査手法を検討することができた。

今後の課題としては、ナラ枯れ被害箇所を検出する解析モデルの簡易化やナラ枯れポテンシャルマップの作成、ナラ枯れ被害状況のデジタルマップ化が挙げられる。これらの取組は、安全・安心な公園運営を実施するにあたっての適切なナラ枯れ対策の実施に貢献すると考えられる。検討にあたっては、ナラ枯れ被害の拡大傾向を推測するナラ枯れポテンシャルマップを作成し、全被害木を対象とせず、利用者に危険が及ぶ可能性がある園路沿い周辺等を抽出することで調査範囲を絞り込む。調査結果から、ナラ枯れ対策工の実施箇所を選定することで、費用対効果の高い公園樹の管理が実現できると考える。さらに、各種マップや対策工の実施状況を一元管理可能なデジタルマップを作成することにより、調査員に依存しない統一的なデータ管理が実現できると考える。

国営讃岐まんのう公園における樹木管理を行う上では、本技術を適用することにより、広域的な森林において効率的にナラ枯れ被害状況を取得でき、適切な公園樹を管理することが可能であることが確認された。

あ と が き

今後の展望として、本事例がまんのう公園の森林保全管理や効率的な調査手法となるよう更なる検証を重ねるほか、引き続き知見の蓄積や精度向上に関する検討を実施してまいります。

本内容は国土交通省四国地方整備局香川河川国道事務所より受託した令和5年度業務成果に基づくものです。ここに深く謝意を表します。また、まんのう公園管理センターの職員の方々には、調査において多大なご協力をいただきました。この場をお借りして、心よりお礼を申し上げます。

参 考 文 献 (または引用文献)

- 1) 宇都有昭ほか, (2010), 「可視/近赤外ハイパースペクトルデータに基づくナラ枯れ指標 NWI に関する研究」, 写真測量とリモートセンシング, vol.49, No.5, p294-309
- 2) 国土交通省四国地方整備局 国営讃岐まんのう公園事務所, (2006), 「平成17年度まんのう公園樹林調査業務委託」

道路設計事業における DX の取り組み

(株) オリエンタルコンサルタンツ ○ 齋藤 瑞輝

論 文 要 旨

令和5年度から開始した BIM/CIM モデル原則適用によって設計業務では BIM/CIM モデルの活用が必須となっている。現在使用している 2 次元図面では完成形状を想像するためには、熟練の知識・経験が必要であり関係者との合意形成に時間を要し、2 次元の紙図面で情報共有するには回覧や複写などをする必要があるため他の業界に比べ建設業界の生産性が低い状況にある。また、現在の建設業就業者のうち 55 歳以上の占める割合が全産業の平均より高い水準で増加傾向にある一方、29 歳以下の占める割合は緩やかな増加であり、将来の担い手不足が懸念される。視覚的にわかりやすい BIM/CIM モデルの活用による生産性の向上・働き方改革に多様な人材の活躍がより求められている。本稿では、BIM/CIM モデルを用いた設計を実施する事による品質向上や効率化を目的に、DX の推進についての取り組み事例や今後の活用の可能性を報告する。

キーワード：BIM/CIM モデル、DX（デジタル・トランスフォーメーション）

ま え が き

平成 28 年 9 月 12 日の未来投資会議において、第 4 次産業革命による『建設現場の生産性革命』に向け、建設現場の生産性を 2025 年度までに 2 割向上を目指す方針が示された。この目標に向け、3 年以内に、橋やトンネル、ダムなどの公共工事の現場で、測量にドローン等を投入し、施工、検査に至る建設プロセス全体を 3 次元データでつなぐなど、新たな建設手法を導入している¹⁾。現在使用している 2 次元図面では完成形状を想像するためには、熟練の知識・経験が必要であり関係者との合意形成に時間を要し、2 次元の紙図面で情報共有するには回覧や複写などをする必要があるため他の業界に比べ建設業界の生産性が低い状況にある。また、現在の建設業就業者のうち 55 歳以上の占める割合が全産業の平均より高い水準で増加傾向にある一

方、29 歳以下の占める割合は緩やかな増加であり、将来の担い手不足が懸念される²⁾。視覚的にわかりやすい BIM/CIM モデルの活用による生産性の向上・働き方改革に多様な人材の活躍がより求められている。

本稿では、BIM/CIM モデルを用いた設計を実施する事による品質向上や効率化を目的に、DX の推進についての取り組み事例や今後の活用の可能性を報告する。

1. 道路事業における DX の推進の効果

現在、道路事業においては、主に 2 次元のデータを用いて、調査、設計、施工、維持管理が実施されている。道路業における現状と課題及び、DX 推進により想定される効果を表-1 にまとめる。

表-1 道路事業における現状と課題及び、DX 推進により想定される効果

段階	現状・課題	想定される DX の推進による効果（例）
①測量時	・地表面に地上機器を設置・撤去させながら測量 ⇒測量機器を設置・撤去させながら測定を行うため 重労働	・ドローン(レーザースキャナー)を活用した 3 次元測量を行い現地での作業時間を短縮 ・点群データを活用した縦断面図、横断面図作成の効率化
②地質調査時	・過去の文献を基にして地質調査位置を選定し、図面化 ⇒地質調査位置の選定、地質図面作成に時間を要する。	・BIM/CIM モデルによる可視化、高品質化による構造物設置個所の選定精度向上
③計画・設計時	・2 次元図面を用いて、計画、協議 ⇒完成形状を想像するためには、熟練の知識・経験が必要であり関係者との合意形成に時間を要する。	・BIM/CIM モデルを活用した設計課題検討(干渉チェック、施工計画)によりミス防止（品質確保） ・完成形状の可視化による関係者協議との合意形成の迅速化
④施工時	・2 次元図面を用いて施工 ⇒部材又は構造物の干渉確認などを図面の重ね合わせ、イメージ化で行うため、熟練の知識・経験が必要。	・BIM/CIM モデルを活用した出来形管理、鉄筋の干渉チェックによる品質の向上
⑤維持管理時	・2 次元図面もしくは紙ベースでの台帳管理 ⇒施工時資料等の散逸により、現況の構造が把握できず不具合発生時の原因究明が困難	・①～④の事業全体において、蓄積されたデータを一括管理し、事業の効率(設計検討→関係機関協議→出来形管理→維持管理データプラットフォーム)

2. DX の事例と効果

道路事業の設計段階における DX 活用事例・効果を報告する。

(1) 関係機関協議での活用

1) 周辺環境との調和

当該路線の一部は国立公園の第一種特別地域および第二種特別地域を支障する計画となっており、海からの景観を考慮する必要があった。国立公園を通過する区間の構造が補強土壁構造となっており、補強土壁の壁面デザインを工夫し、周辺の環境との調和を考慮した計画とした。景観保全案の CIM モデルを作成する際には道路構造だけではなく、点群データを活用し、樹木の高さを詳細に表し海岸を散策する人からの見え方を正確に表現することで、関係機関との早期の合意形成に寄与した。(図-1)

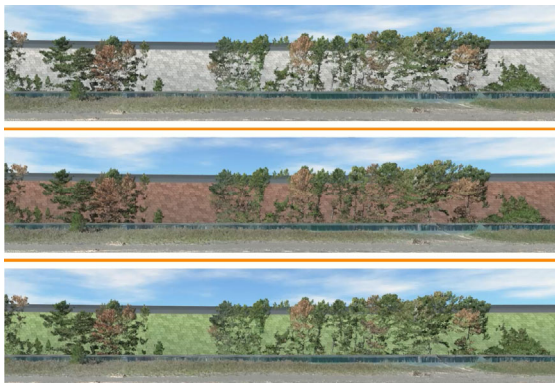


図-1 補強土壁 CIM モデル

2) 津波影響を考慮した道路計画

当該路線は南海トラフ地震発生時には、津波浸水が想定される地域を通過するため、本線の道路計画高は、津波浸水高をコントロールして計画がされている。本線の CIM モデルと津波浸水範囲を重ねることで、地元住民の方が本線の計画高のコントロールを直感的に把握できるため、計画に対する理解推進、早期の合意形成につながった。(図-2)

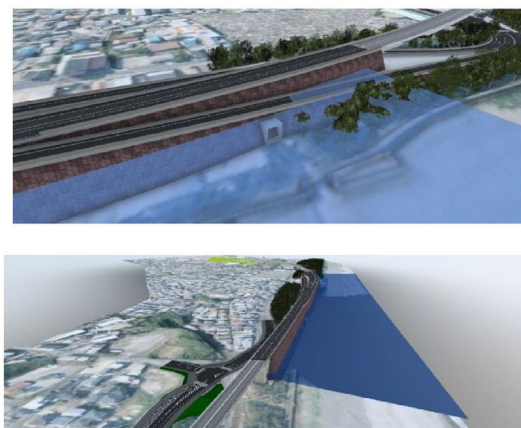


図-2 浸水範囲 CIM モデル

(2) 設計協議での活用

1) 構造上の課題箇所の抽出と対策検討

当該路線の坑口は前後のコントロールポイントより、斜面に対して、斜めに坑口を設置する必要があり、斜面側のトンネルの低土被りが懸念された。CIM モデルによりトンネルの土被りの状況を確認したところ、一部、トンネルが露出することが判明した。(図-3) また、露出部分の対策工(押え盛土)の施工方法の検討の際には、本坑および先導坑を CIM モデル化し、施工手順、施工方法の妥当性の確認、協議に活用した。(図-4)



図-3 現況モデル

計画箇所	①掘削ルート案	②押え盛土の天端線(掘削ルート)案	③押え盛土の天端線(掘削ルート)案(先行掘削)
平面図	掘削ルート案の平面図。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。	掘削ルート案の平面図。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。	掘削ルート案の平面図。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。
縦断面	掘削ルート案の縦断面図。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。	掘削ルート案の縦断面図。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。	掘削ルート案の縦断面図。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。
イメージ図	掘削ルート案のイメージ図。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。	掘削ルート案のイメージ図。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。	掘削ルート案のイメージ図。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。
説明	掘削ルート案の掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。	掘削ルート案の掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。	掘削ルート案の掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。掘削ルートは、掘削ルートに沿って掘削される。

図-4 構造形式比較

2) 施工ステップ検討

トンネル坑口と橋台が近接する箇所について、施工順序およびヤードの重複等を確認するため、4Dモデル(3次元モデルに時間情報を付与したモデル)を活用した CIM モデルを施工ステップ毎に作成することで、各ステップにおける工事用進入路およびヤードの位置の妥当性を検証した。(図-5)

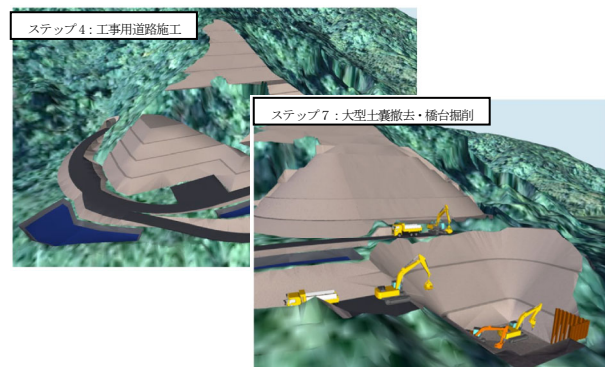


図-5 施工ステップ抜粋

(3) 設計照査での活用

2次元設計においては、実測横断面図が本線直角方向でしかないため、橋台背面の修景形状の決定(盛土の巻込部の形状)を正確にとらえることが難しい。CIMモデルを用いて、巻込部の盛土形状、幅杭位置の妥当性をチェックすることで、設計精度の向上および品質確保として、CIMモデルを活用した。(図-6)

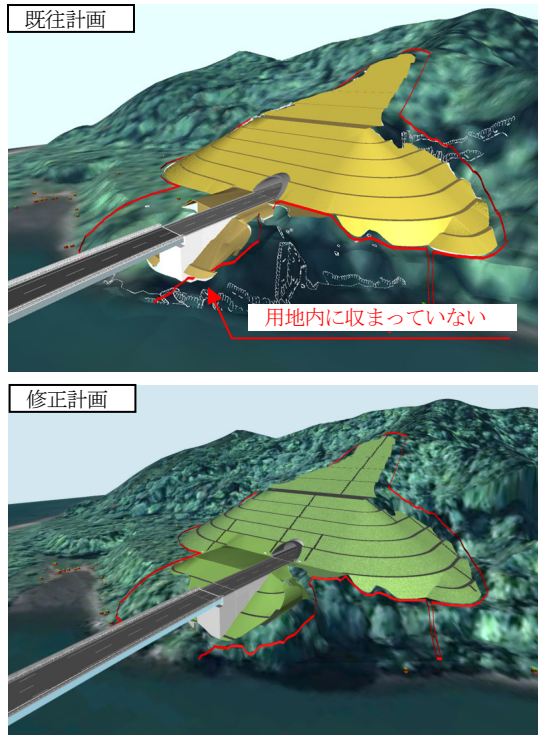


図-6 設計照査CIMモデル

3. DX技術活用における今後の課題

DX技術の活用の課題として下記2点が挙げられる。1点目はオープンデータとして使用できる3次元点群データが不足している点である。BIM/CIMモデルを作成する際には3次元点群データは必要不可欠であり、平常時は設計の前に測量を行い3次元点群データを取得している。現在では、「PLATEAU」で都市部の点群データは公開されているが、今後発生する災害での復旧計画の策定や設計で活用するBIM/CIMモデル作成の簡易化のためにオープンデータとして使用できる3次元点群データの拡充が必要だと考える。2点目は設計段階で作成されたBIM/CIMモデルが「ICT施工」に使用できない点である。現在、設計段階でBIM/CIMモデルを活用する用途の多くは完成形状などのイメージ確認となっているため、「ICT施工」の条件を考慮したBIM/CIMモデルになっておらず、元のデータではICT建設機械に読み込めない課題がある。今後、BIM/CIMを発展させるには「ICT施工」は必要不可欠であり、さらに維持管理での活用では、設計段階で付与した属性情報を施工段階、点検段階で追加・更新する必要がある。これが可能になれば

設計から維持管理段階までのデータが集約され、一つのBIM/CIMモデルから出来形管理・点検管理・補修管理などが紐づけられ、建設業界全体の生産性向上に寄与するものとなる可能性がある。

あ と が き

本稿は、道路事業におけるDX推進の効果を整理するとともに、設計段階におけるDXの事例とその効果・課題を報告した。DX活用には多くの効果が見られたため、今回確認されたDX活用の課題にも対処しつつ、DXの推進を図ることで、建設業界の生産性向上に寄与することができると考える。

最後に、本稿を作成するにあたりご指導、ご協力頂きました関係者の方々に感謝を申し上げます。

参考文献(または引用文献)

- 1) BIM/CIM推進委員会の取組, R.1.6.13. pp2(引用頁)
- 2) I-Construction 2.0～建設現場のオートメーション化～(令和6年4月), p2

断層変位被害リスクの低減方策

(株) ニュージェック 秋 山 隆

論 文 要 旨

1995 年兵庫県南部地震で淡路島に野島断層が出現したように、地震規模によっては地表地震断層が地上に出現することがある。本稿では、断層運動による直接的な被害から逃れるための、筆者が開発した断層運動影響範囲予測手法 Akiyama (2011) の概要を説明する。そして、本手法を 2024 年能登半島地震に適用した結果、および、風力発電所地点での計算事例を示す。加えて本手法の活用事例として、洋上風力発電所における配置設計への適用結果を示し、断層変位被害リスクの低減方策として本手法が有用であることを述べることとする。

キーワード：断層運動影響範囲、確率論、洋上風力、風車配置、被害リスク低減

ま え が き

筆者は、我が国の特徴的な自然条件の中から活断層を取り上げ、断層変位被害リスク低減に寄与する断層運動影響範囲予測手法 Akiyama(2011)を開発・提案している。もともとは、超長期の評価を必要とする地層処分事業に向けて開発した手法であるが、本稿においては、同手法の必要性と概要を説明した後、能登半島地震(2024)や風力発電施設に適用した事例を説明し、本手法が超長期の将来予測に拘らず、次の地震時の断層変位被害リスクの低減方策として有効に活用できることを示していく。

また実際の地点でのケーススタディとして、風力発電施設を選定し、断層運動による風力発電施設への直接的な影響が懸念される範囲を決定論・確率論で示す。これは、経済産業省「発電用風力設備に関する技術基準を定める省令及びその解釈に関する逐条解説 令和5年3月20日改正」において、風力発電所の建設に当たっては断層の有無を調査することになっているが、断層が存在していた時の対応については明記されていないので、対応案の一例を示すことにしたものである。さらに、今後の発展が見込める洋上風力発電所における配置設計に本手法を適用した事例を紹介し、手法の有用性を述べることとする。

1. 断層運動の影響

一般的には、断層運動により発生する地震動に対して耐震設計を実施することにより、施設の健全性は確保される。しかし、断層の直上にある施設は断層運動の直撃に遭うと為す術もないことから、断層直上に建設することは避けるべきであろうし、断層近傍においても重要施設では地震動と断層変位を重畳させたうえでの耐震安全性を要求されることがある。実際に、米国カリフォルニア州では、活断層法の制定により明瞭かつ活動的な活断層を含んだ幅約300mの地帯で断層調査が義務付けられ、構造物の建設が規制されている。

図-1に、地表地震断層出現状況を示す。強震動発生領域であるアスペリティ部分にある震源断層では周期的に断層運動が生じるが、その規模、破壊開始点、表層の状況などにより、地表地震断層として出現する位置はばらつく。よって断層線を含むある範囲を以って、出現位置を押さえる必要がある。そして、その範囲を推測するのが断層運動影響範囲予測手法 Akiyama (2011) であり、現存する唯一の予測式である。

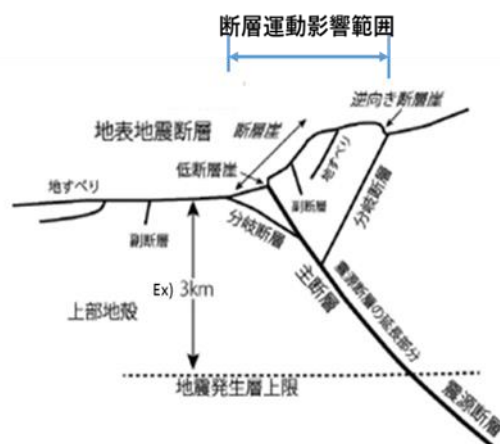


図-1 地表地震断層出現状況(山崎(2013) に加筆)

2. 断層運動影響範囲予測手法の概要

活断層といえば、兵庫県南部地震(1995)の際に淡路島において出現した長さ約10kmの野島断層が記憶に新しい。新編「日本の活断層(1991)」には、約2000本の活断層が記載されており、内陸活断層の活動周期は1000年オーダーと言われているものの、本数が多いことから断層運動が施設を直撃しないように必要に応じて一定の配慮が施されなければならない。前述の通り、断層運動から逃れるための断層運動影響範囲を示すのが Akiyama (2011) である。

断層運動影響範囲の分析においては、我が国に存在する横ず

れ断層・逆断層・正断層それぞれについて計37箇所の断層を用いた解析、検討を実施した。既知の活断層における、断層延長方向への伸展と断層の側方方向への分岐や派生による影響を平面的に検討した上で、活断層が施設へ及ぼす影響を決定論的にあるいは確率論的に評価する手法を考案した(図-2参照)。

断層延長方向の伸展距離に関する検討では、断層長と累積変位量の関係を断層タイプ・地域ごとに分析し、両者の関係式を導くに至った。この関係式に従って断層長が時間とともに伸展するという仮定に基づき評価期間における断層長を見積もることができる。さらに、断層長と累積変位量の関係は両者の関係式に対して誤差を示すことから、断層長の誤差分布を表す確率密度関数として対数正規分布を設定し、ここから伸展長の誤差を理論解として導くことにより確率論的な伸展長も得る手法を考案した。

断層側方の影響範囲に関する検討では、主断層とその側方に分岐・派生した断層との離間距離を活断層分布図上で計測し基礎データを整理した。整理したデータ群を統計解析することで、影響幅/断層長比の平均値を決定論的な予測値として与えることが可能となった。計測による影響幅/断層長比は、正規分布の片側確率密度関数により近似されることから、断層タイプごとに確率密度関数を設定し、これにもとづく確率論的な影響幅を得た。

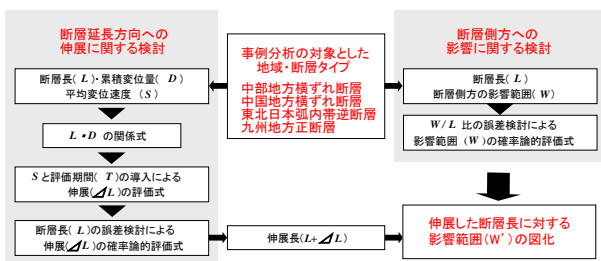


図-2 断層活動の確率論的評価に関する検討の流れ

具体的に述べると、まずは地震と断層運動の力学を考えるにあたって、Ranalli, Scholz, Schlische, Walsh, Davis, 松田らに断層成長論として広く使われている下記の一般的な関係式を用いた。

$$D=cL^n$$

断層は破壊を繰り返し成長するとし、将来の累積変位量(D)と断層長(L)の関係を示したものである。図-3には、Schlischeらが示した断層長さLと最大累積すべり量Dの関係を示す。これは、長大な断層系は一度の地震破壊で形成されるのではなく、幾度もの地震の繰り返しに伴い成長していくという考えに基づいており、将来増大する累積変位量は、現在の断層長と累積変位量が分かっているれば、平均変位速度(S)を調べて評価期間を掛け合わせることで求められる。

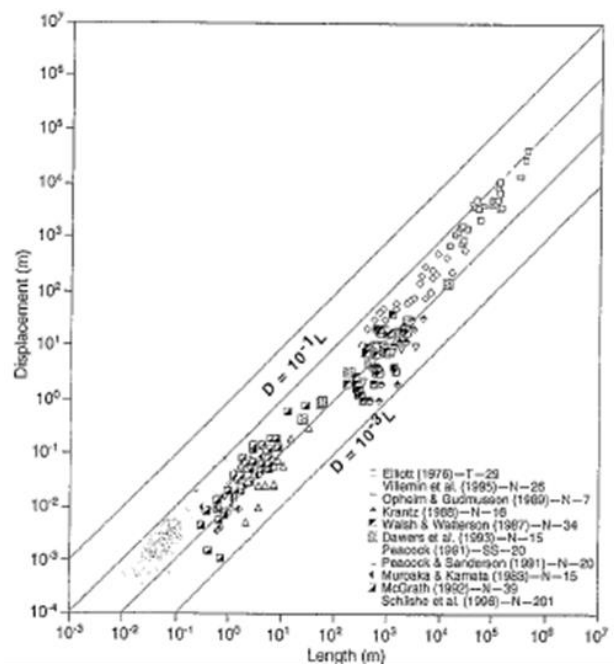


図-3 LとDの関係 Schlische et al.(1996)

図-4は、我が国における断層タイプ・地域ごとに、断層長と累積変位量の関係を整理したのである。各地域の断層タイプごとのプロットの相関係数(R)は、最も大きい中部地方横ずれ断層で0.90、最も小さい東北日本弧内帯逆断層で0.71であり、強い相関を示していることが判明した。同じ手法で断層長と累積変位量が抽出された中部地方と中国地方の横ずれ断層が異なるトレンドを形成することは、すでに松田ほかにより指摘されており、活断層の伸展特性の地域性を示すものである。そして、変位量の増大分を平均変位速度と評価期間の積とみなして、地震発生時の断層の伸展長が計算できる。以下に、累積変位量(D)に対して整理しなおした式を示す。

$$\text{中部地方横ずれ断層: } D=0.000267L^{2.26}$$

$$\text{中国地方横ずれ断層: } D=0.000395L^{1.90}$$

$$\text{東北日本弧内帯逆断層: } D=0.000940L^{2.14}$$

$$\text{九州地方正断層: } D=0.000370L^{2.11}$$

このとき断層長は誤差を持つことから、誤差分布を表す確率密度関数を想定し、確率論的な伸展長が導かれる。

一方、断層側方の影響範囲に関する検討では、主断層とその側方に分岐・派生した断層との距離を活断層分布図上で計測し(図-5)、影響幅と断層長の比の確率密度関数を正規分布と想定することにより、断層側方の影響範囲を確率論的に評価した。図-6に、各地域・断層タイプの近似線に対する断層長の誤差分布と対数正規分布を想定した確率密度関数の図を示す。

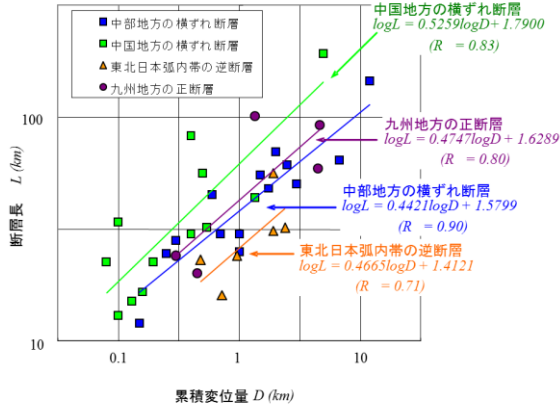


図-4 断層タイプ・地域別の断層長と累積変位量の関係

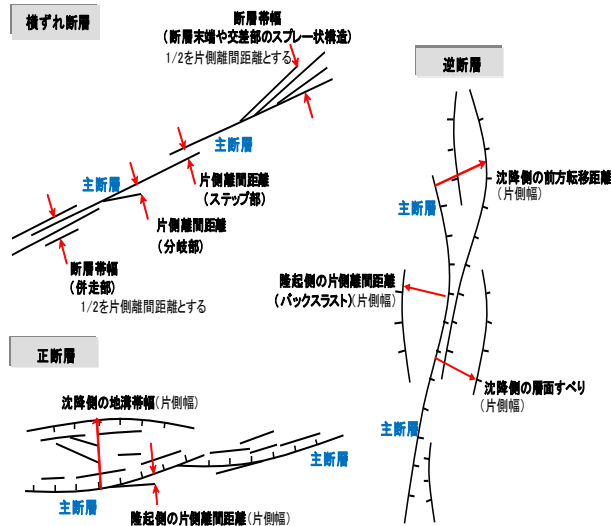


図-5 最大離間距離の計測方法の概念

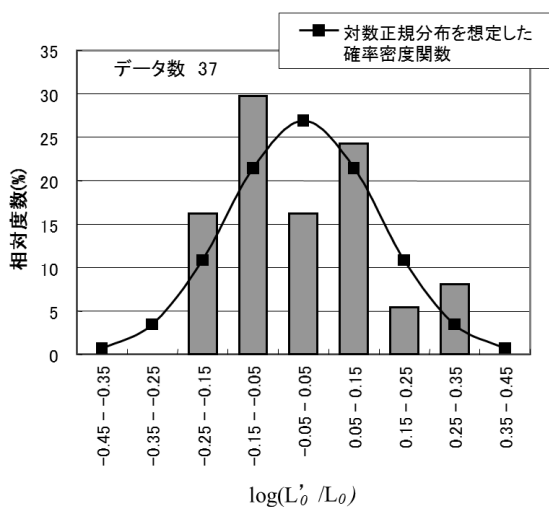


図-6 対数正規分布を想定した確率密度関数

まとめとして表-1 に, Akiyama (2011) で計算される断層運動

影響範囲に関するパラメーターの一覧表を示す。

表-1 断層運動影響範囲に関するパラメーター一覧表

	断層方向の伸展距離	
	決定論による評価値	確率論による評価値
評価値の求め方	断層長一累積変位量の近似式から求める断層伸展長 (ΔL) $\Delta L = (ST/c + L_0)^{1/n} - L_0$ S : 平均変位速度 L_0 : 断層長 T : 評価期間 (1,000,000y)	近似式への偏差 (N_σ) が対数正規分布に従うと仮定し、断層伸展長の偏差 (N_σ') を次式で求め、確率論による評価値を得る。 $N_\sigma' = (10^{N_\sigma} - 1) \Delta L$
中部地方横ずれ断層	n=2.26 c=0.000267	$\sigma=0.115$
中国地方横ずれ断層	n=1.90 c=0.000395	$\sigma=0.187$
東北日本弧内帯逆断層	n=2.14 c=0.000940	$\sigma=0.128$
九州地方正断層	n=2.11 c=0.000370	$\sigma=0.196$

	断層側方への影響範囲			
	決定論による評価値		確率論による評価値	
評価値の求め方	断層長 (L) に対する派生や分岐の範囲 (W) の比 (W/L) の平均値 W : 片側影響範囲 L : 断層長		側方 (片側) への最大影響範囲 (W_{max}) と断層長 (L) の比 (W_{max}/L) の補正相対度数が、正規分布を仮定した片側確率密度関数に従うとし、確率論による評価値を得る。	
中部地方横ずれ断層	$W/L=0.0306$		$\sigma=0.128$	
中国地方横ずれ断層				
東北日本弧内帯逆断層	隆起側	沈降側	隆起側	沈降側
	$W/L=0.0665$	$W/L=0.0504$	$\sigma=0.128$	$\sigma=0.128$
九州地方正断層	隆起側	沈降側	隆起側	沈降側
	$W/L=0.0260$	$W/L=0.0757$	$\sigma=0.128$	$\sigma=0.128$

3. 能登半島地震 (2024) に本手法を適用した結果

2024 年 1 月 1 日に M7.6 の能登半島地震が発生した。表-2 は気象庁発表の地震諸元に基づき、松田式により一連の地震の断層長等をまとめた表である。岡村行信 (産業技術総合研究所) によると、能登半島エリアでは 100 万年前から現在の応力場が形成され、海底音波探査図の判読により最終氷期 (約 2 万年前) の浸食面が能登半島北方沖断層の活動により 20m 以上変位 (A 級活断層) していることが示されている。本稿では断層変位速度を 1m/千年と仮定し、東北日本弧内帯に属する活断層として本震による断層運動影響範囲を Akiyama (2011) を用いて表-3 のとおり求めた。決定論による解析結果は、断層に分岐・派生が生じた際の影響範囲の平均値を示す。一方で、確率論による値は Z スコア別の断層運動影響範囲を示しており、Z=3 では約 99.9% の推定値を包含する。つまり、最終氷期の浸食面の違いから認定された能登半島北方沖断層に対して、表-3 に示す範囲において分岐や派生が生じている可能性がある。

なお図-7 に示すとおり、若山川沿いに地表地震断層が生じたという速報があるが、陸との離隔距離を考えると Akiyama(2011)の結果から直接的な断層運動は陸域では観測されることが示唆される。その後 2024 年 3 月に実施された産業技術総合研究所の調査では、若山川を軸とする背斜状の変形の可能性が指摘されており、加えて 2024 年 5 月の JAMSTEC 他の学術研究船北鳳丸の合同緊急調査(音波探査)で、既知の海域断層付近に今回の地震で生じたと思われる断層変位が見つかったことが報告されている。

表-2 地震別の断層諸元

番号	月日	M	深さ	断層長km	変位量m
1	1.1	5.5	12	2.5	0.2
2	1.1	7.6	16	45.7	3.6
3	1.1	6.1	11	5.8	0.5
4	1.1	5.8	14	3.8	0.3
5	1.2	4.6	6	0.7	0.1
6	1.3	4.9	12	1.1	0.1
7	1.3	5.6	13	2.9	0.2
8	1.6	5.4	12	2.2	0.2
9	1.6	4.3	5	0.5	0.1
10	1.9	6.1	27	5.8	0.5
計			(km)	70.9	5.6

表-3 断層運動影響範囲

逆断層	決定論	確率論		
		Z=1	Z=2	Z=3
隆起側	61m	212m	301m	389m
沈降側	46m	153m	211m	270m



図-7 水田に生じた低断層崖

【研究速報】令和6年能登半島地震東京大学地震研究所 2024
年1月27日に加筆)

4. 風力発電所地点に本手法を適用した結果

ケーススタディの風力発電所地点として、島根県の江津高野山風力発電所(9基、出力20,700kW)を選定した。図-8に示されるとおり、島根県地震・津波防災戦略マップ(令和4年3月)には、風力発電所と海岸線の間に、M7.3(断層長30.2km)の浜田

市沿岸断層(横ずれ)が横たわっている。

より詳細に活断層と風力発電所の位置関係を知るために市街地図で位置の確認を実施したところ、図-9に示す通り2つの河川で系統的屈曲を確認できたことから断層位置を特定でき、活断層と風力発電所の最小離隔距離も1.1kmと確認できた。また同地図から、河川屈曲量214mと計測でき、このエリアの応力場は50万年前に形成されたと考えると、浜田市沿岸断層の平均変位速度0.428mm/年と推定できる。この値は、同エリアにある著名な宍道断層の平均変位速度0.28mm/年と調和的であることから推定値は妥当な値であると考えられる。

また浜田市沿岸断層は、浜田地震(1872)の震源断層である可能性が高いと考えられるが、近くの浜田市沖合断層が震源断層である可能性を捨てきれないことから、将来的に浜田市沿岸断層がフルスケールで動くケースと、1872年に応力が解放されたケースの2ケースで計算を実施した。

当該エリアは、Akiyama(2011)における中国地方横ずれ断層の地域ブロックのカテゴリーに該当する。また、風力発電施設設計における地震荷重の再現期間は475年(JIS C 1400-1)であり、断層に関しても475年の再現期間を採用した。但し、断層運動による直接破壊は、ばらつきが大きく一旦断層運動の直撃があると施設はほぼ被災するので、地震動と再現期間を合やすよりは、損傷確率を考慮する考え方もある。また、風力発電施設の運転期間は20年間として計算し、確率論的評価においては、Zスコア=3(99.73%を包含)として計算を実施した。

表-4にそれぞれのケースにおける浜田市沿岸断層活動時の解析結果を示すが、断層運動影響範囲は高々24.5mであり、発電施設と断層は1.1km離れている。よって、地震時に浜田市沿岸断層の断層運動が施設を直撃する可能性は極めて低いと考えられる。



図-8 活断層分布図

(令和4年3月島根県地震・津波防災戦略マップに加筆)



図-9 江津高野山風力発電所と浜田市沿岸断層との位置関係

表-4 浜田市沿岸断層の断層運動影響範囲

計算ケース	影響範囲 (片側)
決定論 (断層が満期)	5.3m
確率論 (断層が満期)	24.5m
確率論 (断層内の歪の蓄積が少ない)	0.8m

5. 洋上風力発電所配置設計への本手法の活用

欧州での風車大型化による効率改善に伴う経済性確保、脱炭素化の流れ、データセンター建設などに伴う将来の電力需要拡大、加えて洋上風力については海岸線が長く EEZ も広いという我が国の地理的特徴も相まって、経済産業省は2050年までに洋上風力を中心とした風力発電を推進し、電力需要の30%を風力発電で賄う目標を立ち上げている。そして、我が国の風力発電の導入にあたって、経済産業省・NEDOにより風力発電を推進するための技術開発ロードマップが策定されており、従前の欧州メーカー中心の技術から、日本の自然条件(台風、落雷、地震、複雑な地形・地質)や施工環境からサプライチェーンの状況も加味して、日本版にカスタマイズされた技術の開発により我が国の産業競争力確保を図っていくことが謳われている。風力発電が我が国の重要な基幹エネルギーとして位置づけられるためにも、断層変位に関する技術的な安全性ロジックも含めて整備しておく必要があると考えられる。

風力発電では、風を持つエネルギーが風速の3乗かつローター(風車の回転部)径の2乗に比例することから、風車の配置において、風車間の適切な間隔を確保することがとても重要となる。風車同士が近すぎると、互いに風を遮り合い発電量が減少し、疲労により強度や耐久性に影響が生じる可能性があるのである。他の風車の影響が生じる領域はウェイクと呼ばれ、NEDOによ

ると、ウェイク領域は風向と直角方向に3D(D:ローター直径)、風下方向に約10D程度であることが実験や実測により確かめられているとされている。

図-10は、海域における洋上風力の風車配置計画事例である。風車のローター直径は今後主流になると考えられる200mとし、海域断層としては前章における島根県でのケーススタディ同様に約30km程度の海域断層が存在していると仮定した。この時、断層運動影響範囲約25mは風車配置計画図からは読み取れない程度の大きさであり、断層運動影響範囲は、ウェイク対策以上の風車配置計画上のクリティカルな制約事項とはならない。つまり、風車配置計画で一定の配慮のもと断層と影響範囲を避けることができ、費用をかけずに断層直撃に対する損傷リスクを低減できるのである。洋上風力は、大規模補修が困難なため、損傷リスクを低減するメリットは大きいと思われる。

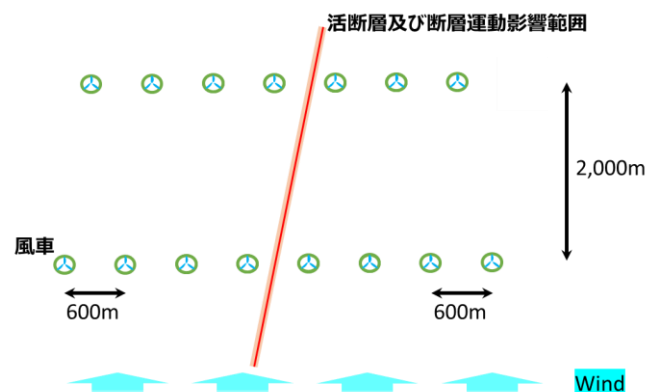


図-10 海域における風車配置計画図

あ と が き

本研究を実施するにあたっては、風力発電の専門家である足利大学工学部山口敦教授と意見交換させていただき、貴重なご意見を伺った。この場を借りて謝意を表明する。

本研究により、洋上風力の風車配置計画における断層運動影響範囲予測手法の有用性が確認できた。今後は、この断層変位対策が国あるいは民間の基準に採用されるように種々の働きかけを実施していく予定である。欧州風力メーカーは、日本の洋上風力発電市場に大きな関心を抱いているので、IEA風力部会などの国際会議での発表機会も探っていく。また、本手法は、洋上風力施設に限らず、他の重要施設にも適用可能であることから、本手法の更なる汎用化を狙って学協会における活動等を継続していく予定である。

参考文献

- 1) Akiyama, T.: Study on Prediction Technique of Influence Range from a super long-term Natural Phenomenon, Internet Journal of Society for Social Management Systems (ISSN 2432-552X), SMS11-3177, 2011.
- 2) 秋山隆: 断層運動等の自然事象が周囲に及ぼす影響範囲の予測手法, 地盤工学ジャーナル, 2020 年 15 巻 3 号 p. 609-622
- 3) 秋山隆: 断層運動等の自然事象が周囲に及ぼす影響の超長期予測に関する研究, 東京大学学術機関リポジトリ, 2022

インドネシア国揚水発電事業における高 Ca 系フライアッシュの RCC ダムへの適用性に関する研究

(株) ニュージェック ○ 樋口 良典
(株) ニュージェック 筒井 勝治
UCP S P P Bassam Egailat
関西電力(株) 青坂 優志
(一財) 電力中央研究所 山本 武志

論文要旨

インドネシア国アッパーチソカン揚水発電プロジェクト(当プロジェクト)では、上部ダムおよび下部ダムに世界的に主流である RCC (Roller-compacted Concrete) ダムを採用して、現在ダム建設を進めているところである。上部ダムおよび下部ダムはともに約 100m の高さを有しており、最大加速度 0.8g の地震に耐えられる強度を持たせる必要がある。高強度 RCC を得るために結合材量を増やすこと、富配合 RCC はワーカビリティの確保に寄与するが、温度応力の影響を受けるため、フライアッシュ (FA) を混合することで短期的な水和熱を低減し、ポゾラン反応の促進により長期的な強度を発現させることが RCC 配合設計の鍵となる。ところが、ジャワ島で唯一調達できるスララヤ石炭火力発電所の FA は品質が安定せず、RCC に適さないクラス C が混在することが報告されている。そこで、当プロジェクトで使用する RCC 材料 (FA, セメント, 骨材) について、FA の置換率を変更しながら RCC の配合設計を開始した。電界放出型電子線マイクロアナライザ (FE-EPMA) を用いて水和反応やポゾラン反応、RCC のワーカビリティの向上、強度発現、および温度上昇への寄与を把握し、RCC ダム・配合設計の基礎資料として活用する。

キーワード: RCC, フライアッシュ, 水和反応, ポゾラン反応, 温度上昇

まえがき

当プロジェクトは、2023 年 7 月に本格着工したインドネシア国で初となる揚水発電プロジェクトである。チソカン川とその支流チルマミス川の高差を利用して発電するものであり、上部ダム (高さ 75.5m) と下部ダム (高さ 98m) を RCC 工法で建設し、出力 1,040MW の地下発電所を建設する。上部ダムおよび下部ダムに採用された RCC ダムの建設工程は、2023～2024 年に上部ダム基礎掘削、2025 年に上部ダム RCC 打設、2024～2025 年に下部ダム基礎掘削、2026 年に下部ダム RCC 打設を予定しており、現在、上部ダム基礎掘削を進めながら、RCC 配合設計を進めているところである。図-1 に当プロジェクトの設備配置、表-1 に主要設備の諸元を示す。

一般的に海外産の FA は、ASTM C618 によって $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$ の含有率によりクラス F とクラス C の 2 種類に分類される。クラス F はそれらの含有率が 70% 以上、クラス C は 70% 未満 50% 以上である。通常、クラス F は無煙炭または瀝青炭を、クラス C は瀝青炭、亜瀝青炭または褐炭を石炭火力発電所で燃焼した場合に産出される。東南アジア諸国ではエネルギーセキュリティや外貨獲得の手段として、石炭が貴重な資

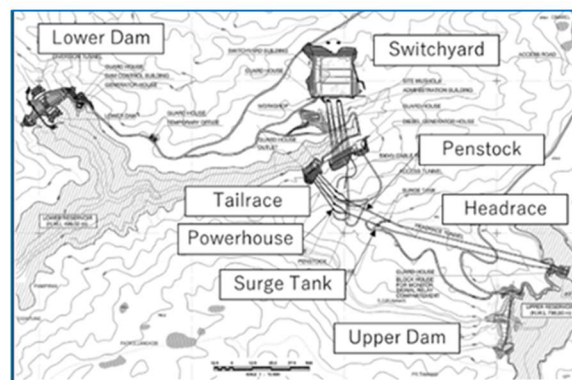


図-1 当プロジェクトの設備配置

表-1 主要設備の諸元

Output	1,040MW (260MW × 4, 2 is variable speed machine)
Maximum Head	301.5 m
Dam Upper	H=76 m RCC
Lower	H=98 m RCC
Underground Powerhouse	W=26m, H=52 m, L=270m
Waterway	Apx.2,000 m × 2 lines

源として活用が期待されており、その中でも埋蔵量の多い褐炭の石炭火力発電への利用と、そこで産出されるクラス C-FA の利用が促進されるものと考えられる。

RCC の混和材となる FA は、現地生産先の都合により、通常使用するクラス F に、低品質のクラス C が混在することが免れない。クラス C は、インドネシア国では RCC 配合に使用した実績がなく、その性状も明らかになっていない。クラス C が混入することで、コンクリート強度、発熱やワーカビリティにどのような影響を及ぼすのかを検討し、必要に応じて対策を要することになる。

ラオス国ナムニアップ1水力発電事業(NNP1)のRCCダムのRCC配合においても、タイ国Mae Moh 石炭火力から調達されるクラス C-FA (MMFA) の適用性が水和反応による発熱抑制の観点から課題となった。NNP1 では、試験練り段階で実施されるコンクリートの断熱温度上昇試験や強度試験に加えて、FA 粒子やコンクリート内部を観察できる電界放出型電子線マイクロアナライザ(FE-EPMA)、走査電子顕微鏡(SEM)、X線回析装置(XRF)ならびに蛍光X線分光装置(XRD)等による分析を行い、FA の特性やコンクリートの水和反応やポゾラン反応のメカニズムを把握し、MMFA の適用性を確認している¹⁾。

水和・ポゾラン反応に関連する混和材の化学組成を図-2に示すが、本研究においても、当プロジェクトで現地調達されるクラス C が混在する FA について、NNP1 と同様の手法などを用いて、FA の特性と RCC の強度発現メカニズムを把握したうえで、RCC ダムへの適用性を評価する²⁾。

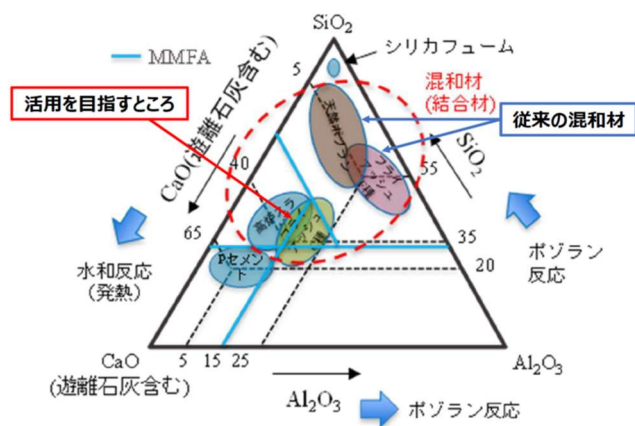


図-2 水和・ポゾラン反応に関連する混和材の化学組成

1. RCC 材料試験

(1) 結合材

材料試験に使用した現地セメント(普通ポルトランドセメント)と現地 FA の化学組成を表-2に示す。現地セメントは、アルカリ成分($\text{Na}_2\text{O} + 0.658 \times \text{K}_2\text{O}$)が1.5%と高いのが特徴的である。また、現地 FA は、有効酸化物($\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$)の含有量が80.4%であり、ASTM によるクラス F の規定値

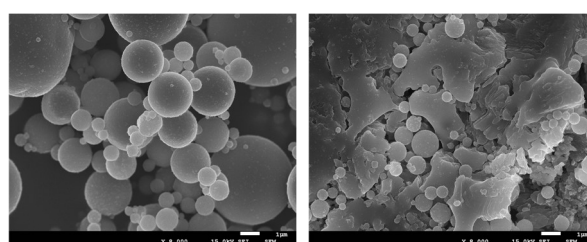
(70%以上)を満たすが、CaO 含有量が12.2%であり、日本国内で JIS 相当品として流通している FA の CaO 含有量(平均値:約5%)に比べて高含有量となることが特徴的である。しかし、遊離石灰の含有量は測定下限値を下回っていることから、化学組成としての CaO のほぼ全てが非晶質相(図-3に示す FA 粒子のうち球状の粒子)に含まれていると考えられる。EN450-2003 によると、低 Ca 型 FA の定義として CaO 含有量の最大が11%として規定されていることから、今回使用した現地 FA は、Ca 含有量が高いクラス F として分類される。

現地 FA を SEM で観察した画像(図-3)からは、直径10 μm 以下の球状微粒子が非常に多く、ポゾラン反応性が高いと予想される(ACI 2004)。また、JIS A 6201に示すモルタルフロー試験を行い、フロー値比が120%(表-3)となることを確認した。これは、球状粒子が多いことによるものと考えられる。なお、多くの FA 粒子が球状であることから残存する非晶質相の割合が高いと考えられ、ポゾラン反応が長期間継続すると推測する。

また、現地 FA は2,630 kg/m^3 という高い比重(表-3)を有することが注目される。これは、化学組成中の Fe_2O_3 の含有量が高いためである。RCC の配合設計では、現場での性能を保証するために、十分な量のモルタルとペーストを含むようにすることが重要である。

表-2 セメントと FA の化学組成

Items	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	L.O.I
OPC	20.1	5.56	3.14	63.9	1.44	1.96	1.21	0.45	1.74
FA	44.0	25.2	11.2	12.2	3.51	0.40	0.85	0.58	0.23



(a) 球状粒子の凝集点 (b) クリンカー粒子

図-3 FA 粒子の電子顕微鏡観察

表-3 結合材の物性値

Items	OPC	FA
Manufacturer	Naragong cement Plant	Suralaya Power Plant
Specific gravity, kg/m^3	3,160	2,630
Blaine fineness, cm^2/g	3,230	3,070
Fineness < 45 μm , %	-	22%
Activity index 28 days, %	(100)	85%
Activity index 91 days, %	(100)	98%
Flow value ratio, %	(100)	120%

さらに、現地FAのポゾラン反応の程度を評価するため、28日間養生したモルタルを対象としてFA粒子近傍の元素濃度分布をFE-EPMA(島津EPMA 8050G)によって分析した。図-4に示すように、直径 $6.5\mu\text{m}$ のFA粒子の周囲に厚さ約 $1\mu\text{m}$ の水和物(C-S-H相)が放射状に形成されている。粒子の一部は反応性が高く、28日および91日でそれぞれ85%、98%の活性指数が得られ、比較的高いポゾラン反応を示している。

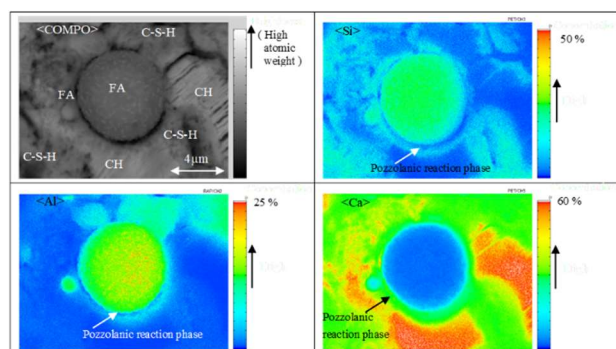


図-4 FE-EPMAによる元素定量分析

(2) 骨材

当プロジェクトから約30km離れたグルンラン原石山から骨材(安山岩)が調達される。図-5に示すとおり、骨材は3つサイズのグループ(G2:19~37.5mm, G1:4.75~19mm, 砂:4.75~19mm)に粉砕され、現場の試験室で骨材の物理特性を調べた。この骨材は、乾燥単位重量が $2,700\text{kg/m}^3$ と非常に高く、吸収率が約1%と低いため、一般的にコンクリートの用途、特にダムコンクリートの用途に適していると考えられる。

一方、粗骨材は視覚的に非常に悪い形状であることが判明した。残念ながら、不適合の粗骨材のかかなりの部分が除去された後でも、BS 812-105に基づいて扁平率試験した場合、両方の粗骨材グループのF1+E1指数が50%を超える非常に悪い形状のままであった。



図-5 RCC配合試験練りに使用した骨材

2. RCC 配合試験練り

配合設計では、安全率を含む必要な引張強度は材齢365日で 1.75MPa である。したがって、建設中の変動係数を考慮し、割り増し率を1.17とすると、RCCの直接引張強度は最低 2.05MPa を目標にする必要がある。一般的に直接引張強度が圧縮強度の約7%であることを考慮すると、RCC配合試験練り

における目標とする圧縮強度は 29MPa となる。

RCC配合試験練りでは、結合材としてのセメントとFAを異なる比率で混合する。RCC配合試験練りの配合を表-4に、RCC配合試験結果とUSACE 2006の基準強度との比較を図-6~図-8に示す。

材齢28日ではすべての配合強度が基準強度より低いが、 70kg/m^3 および 80kg/m^3 の配合では、材齢91日で基準強度を超え、十分なセメントの存在下で現地FAの高いポゾラン活性が示された。一方、 60kg/m^3 の配合では、基準強度よりも低いままであり、FAの反応を活性化するのに十分ではない配合と考えられる。

さらに、カテゴリー1 (Total 結合材 220kg/m^3)、カテゴリー2 (Total 結合材 200kg/m^3)、およびカテゴリー3 (Total 結合材 180kg/m^3)の配合において、材齢91日の圧縮強度は材齢28日の平均圧縮強度のそれぞれ200%、180%、および160%になった。これに対し、USACE 2006の場合の強度増加率は約140%である。材齢28日から91日までの圧縮強度の増加は、ポゾラン反応の結果と考えられ、USACE 2006の基準値と比較して、現地FAはポゾラン反応に関して優位性を示していると言える。

表-4 RCC 配合試験練りの配合カテゴリー

Mix ID	Category	Total Cementitious (kg/m ³)	FA replacement (%)	Cement (kg/m ³)	FA (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	w/(c+FA)
M1	Category 1	220	72%	60	160	110	0.50
M2			68%	70	150		
M3			64%	80	140		
M10			0%	220	0		
M4	Category 2	200	70%	60	140	115	0.58
M5			65%	70	130		
M6			60%	80	120		
M11			0%	200	0		
M7	Category 3	180	67%	60	120	110	0.61
M8			61%	70	110		
M9			55%	80	100		
M12			0%	180	0		

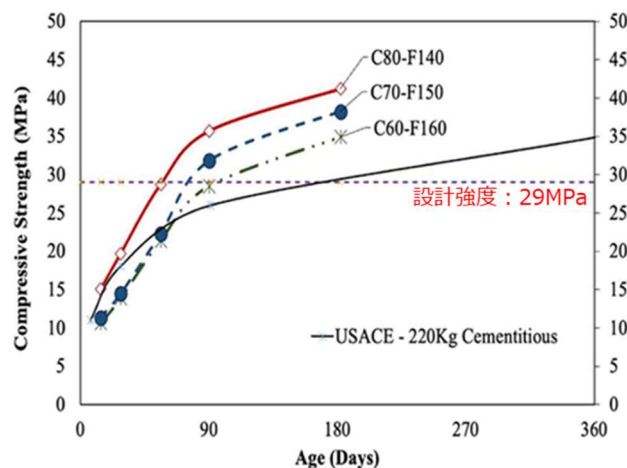


図-6 カテゴリー1の強度曲線

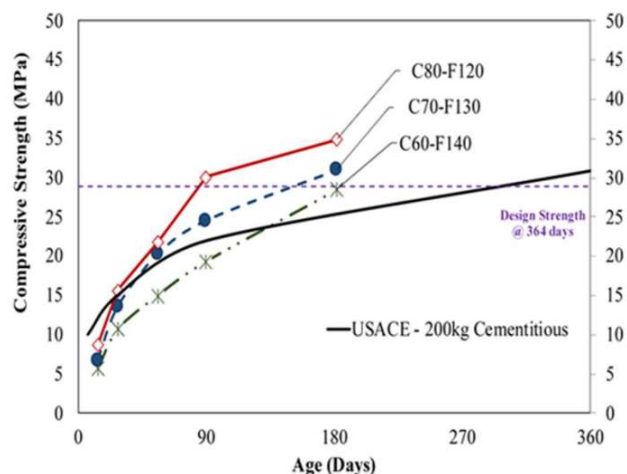


図-7 カテゴリー2の強度曲線

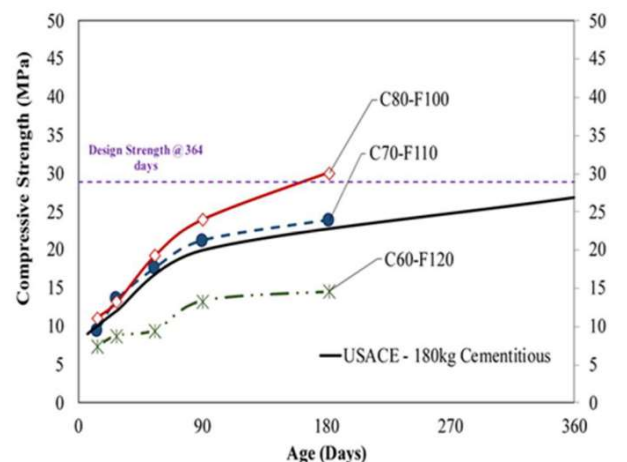


図-8 カテゴリー3の強度曲線

材齢 91 日での極限強度に対する圧縮強度の比率を図-9 に示す。セメント含有量が増加するにつれて、圧縮強度が増加する(セメント 100%の極限強度に近づく)ことを示している。80kg/m³のセメントを含む場合に、FA および W/(C+F) 比に関係なく、材齢 91 日で極限強度の約 65%に達する。十分な量のセメントが利用可能な場合、FA が完全にポズラン反応することを示す。つまり、FA はそれ自体がセメント質材料ではなく、むしろポズラン材料であり、水分含有量の存在下で水酸化カルシウム(セメントの水和生成物)と反応して、セメント質の特性を持つ化合物(C-S-H 相)を形成する。逆に、セメント含有量が 80kg/m³を下回ると、十分な水酸化カルシウムが生成されず、一部の FA は水和反応をせずに混合物中に充填剤として残ることになる。

材齢 91 日での配合と圧縮強度の関係(図-10)を見ると、所定のセメント含有量に対して FA 置換率が5%増加するごとに圧縮強度が4MPa ずつ低下している。

表-3に示す12配合ごとに10個のRCC供試体(高さ300mm × φ150mm)、合計120個を製造し、CRD C164-92規格に基づ

いて直接引張強度試験を実施した。圧縮強度と直接引張強度の関係を図-11に示す。カテゴリー1およびカテゴリー2のすべての配合において、直接引張強度が材齢365日の設計閾値2.05MPaを十分超えると想定される。また、直接引張強度が圧縮強度の8%に達しており、これは設計の前提条件である7%よりも高く、カテゴリー1およびカテゴリー2の配合は、材齢91日で設計要件を達成している。

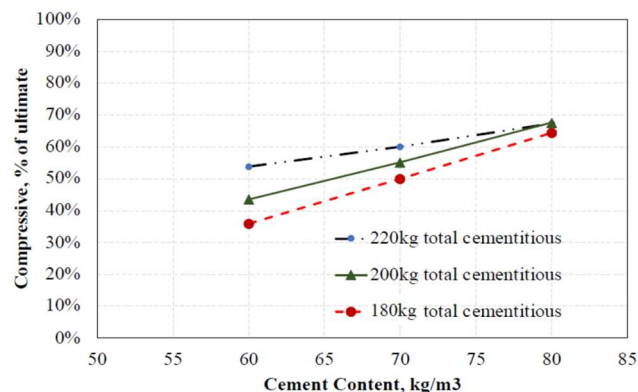


図-9 材齢91日での極限強度に対する圧縮強度の比率

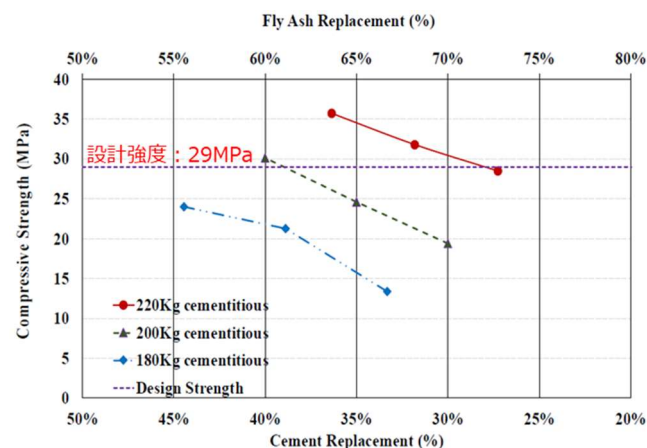


図-10 材齢91日での配合と圧縮強度の関係

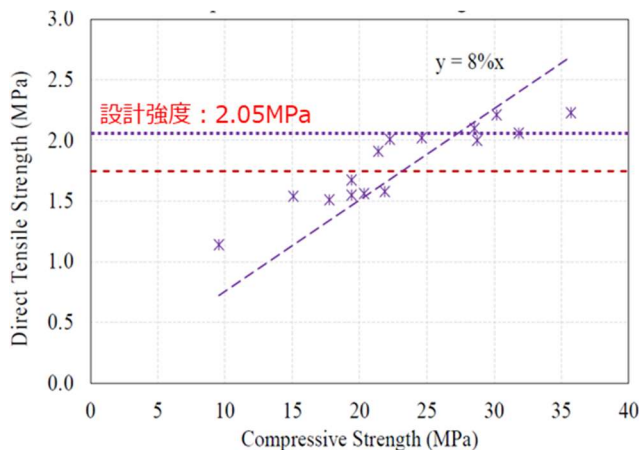


図-11 圧縮強度と直接引張強度の関係

3. 結論

ジャワ島で唯一調達できるスラヤ石炭火力発電所からの FA は品質が安定せず、RCC に適さないクラス C が混在することが報告されている。現地 FA は、Ca を多く含むクラス C またはクラス F に分類されて変動するが、遊離石灰の含有量は定量下限値以下であり、Ca のほとんどが非晶質相に含まれていることを示している。分級機で粗粒成分を除去していないため、シンダーアッシュ（クリンカーアッシュの細粒成分）が含まれており、ブレン粉末度は約 $3,070\text{cm}^2/\text{g}$ 程度しかない。しかし、SEM 観察からは、直径数十 μm 以下の粒子が大部分を占めており、直径 $1\mu\text{m}$ 以下の球形の粒子が非常に多く含まれていることが分かった。これらの物性を有する現地 FA を用いて、基本物性と RCC 配合試験および物性評価試験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) モルタル流動試験を実施した結果、流動値比は 120% であり、現地 FA はコンクリートの流動性向上と減水効果に優れた混和材であることがわかった。
- 2) 材齢 28 日での活性指数は 85% であり、現地 FA が高いポゾラン反応を有することを示している。このことは、RCC の混和材として使用する場合、単位セメント量を低減できることを示している。
- 3) 現地 FA は、高 Ca によりクラス C またはクラス F に変化する場合でも、水和反応の制御や中長期の強度発現の点で、RCC 材料として利用可能であることが、FA 粒子に対しては SEM 観察により、モルタル試験片に対しては FE-EPMA 分析により検証された。

あ と が き

今後は、インドネシア国では実施が難しい水和熱試験（断熱温度上昇試験）を日本国内で実施して、セメントと FA 混合の温度応力への寄与を評価する。

本研究の遂行にあたり、アッパーチソカン RCC ダム技術検討委員会（京都大学岸田潔教授、神戸大学三木朋広准教授、電力中央研究所山本氏他）の方々にご指導いただきました。ここに深謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 青坂優志, 山本武志, 筒井勝治, 三木朋広: ラオス国ナムニアップ 1 水力発電事業における Class C フライアッシュの RCC ダムへの適用性に関する研究, コンクリート工学論文集 第 34 巻, pp. 25-36, 2023.
- 2) 筒井勝治, Bassam Egailat, 青坂優志, 山本武志: 高 Ca 系クラス F フライアッシュを用いた RCC の配合試験と基本性状の評価 報告, 大ダム No. 268, 2024-7.

モバイル端末に搭載された LiDAR（光センサー）の計測精度と利活用

(株) CTI ウイング ○ 杉 山 孝 聡

(株) CTI ウイング 南 健 実

論文要旨

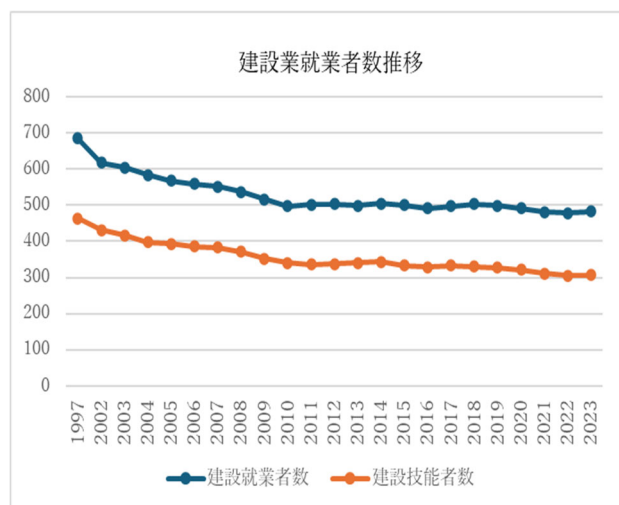
LiDAR (Light Detection and Ranging) と呼ばれる光センサーによる測距機能が搭載されたモバイル端末の市場流通に伴い、三次元測量に関して専門的な知識や技術を有することなく地形・地物の三次元データが取得可能となり、測量・調査・設計といった業務において作業の効率化、高度化等を目的に活用が期待される。本研究では、LiDAR が搭載されたモバイル端末の構成および測距の仕組みについて解説するとともに、ネットワーク型 RTK 測位が可能なビズステーション株式会社製の GNSS 測量機「RWP」を標定点とした計測軌跡補正による LiDAR の計測精度を検証し、得られた成果から利活用可能な分野の検討とモバイル端末による LiDAR 計測の課題および展望について述べるものである。

Key Word : LiDAR, DX, ToF, SLAM, i-Construction

はじめに

我が国の建設業就業者数は、1997年の685万人をピークに、2023年ではピーク時の70.5%となる483万人に減少しており、建設業に従事する技術者が担うインフラ整備を始めとする様々な役割において、品質を下げることなく的確にその役割を果たすためには、技術者一人一人の生産性向上が求められている。

この課題に対し、国土交通省では、測量・調査・設計・施工・維持管理といった建設に関連する業務の生産性向上に向けて、2017年より三次元データ等を活用する「i-Construction」の推進が重要施策の1つとして挙げられており、建設現場に従事する技能労働者の減少に伴う生産性低下、将来的な担い手不足等の課題について対策が施策されている。



図－1 建設業就業者数の推移

本研究では2020年3月にApple社から発売されたLiDAR (Light Detection and Ranging) と呼ばれる光センサーを利用し

た測距機能が搭載されたモバイル端末 (iPhone Pro, iPad Pro 等) の構成および計測の仕組みと、ネットワーク型 RTK (リアルタイムキネマティック) が実行可能なGNSS測量機「RWP」を標定点とした、LiDAR計測で取得する点群データの計測精度を検証するとともに、実証実験により得られた結果から測量・調査・設計といった建設業務における生産性向上の方法について検討するものである。

1. LiDAR スキャナの構成と計測の仕組み

2020年以降、Apple社が発売するモバイル端末の一部 (iPhone Pro, iPad Pro 等) にはLiDARスキャナが搭載されており、この機能により周辺の地形・地物といった物体を三次元的に計測可能となった。本項では、LiDARが搭載されたモバイル端末のシステム構成および計測の仕組みについて解説する。なお、システム構成についてはApple社より明確に開示されていないため、フランスの技術系コンサルティング会社であるSystem Plus Consultingによる分析結果、他文献に基づき述べるものである。

(1) LiDAR スキャナの構成

LiDAR スキャナを構成するモジュールは、レーザパルスを照射する発光素子であるVCSEL (Vertical Cavity Surface Emitting Laser) と、VCSELより照射したレーザパルスが物体に跳ね返って受光するための素子 (受光素子) であるCMOSイメージセンサーで構成される。VCSELの主な特徴として、照射するレーザパルスの方向は基盤面に対し垂直方向にレーザパルスが照射されており、最大5メートルまでの距離が測定可能である。その他には小型軽量化に適していることや消費電力が小さいことなどが挙げられる。

CMOS イメージセンサーにはソニー製の SPAD (Single Photon Avalanche Diode) と呼ばれるセンサーが採用されており、通常のセンサーより高精度かつ高速に測定できることが特徴として挙げられる。

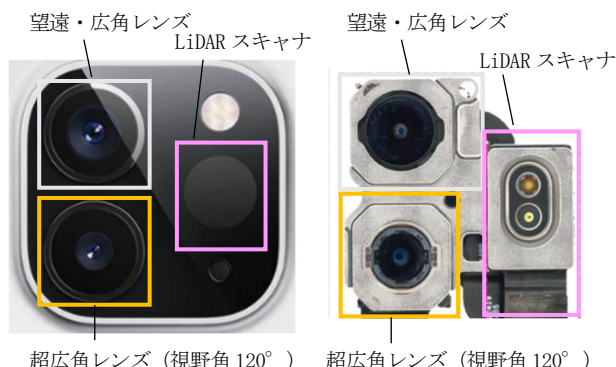


図-2 LiDAR スキャナ・カメラレンズの構成

(2) LiDAR 計測の仕組み

LiDAR スキャナによる測距方式には、VCSEL からレーザパルスを照射し、地形・地物等の物体に反射して CMOS イメージセンサーで物体を感知するまでに要した時間を計測することで距離を算出する技術である ToF (Time of Flight) が採用されている。

ToF による計測手法には dToF (direct Time of Flight) と iToF (indirect Time of Flight) の 2 種類があり、dToF 方式とは、レーザパルスを照射した時刻と跳ね返ってきたパルスを受光した時刻の差分から物体までの距離を計測する方法で、外光に強く屋外での計測に向いている。iToF 方式とは、周期的にレーザパルスを照射し、物体から反射してきたレーザパルスの位相差から物体までの距離を計測する方法である。今回使用する Apple 社の LiDAR スキャナは前者の dToF 方式が用いられている。

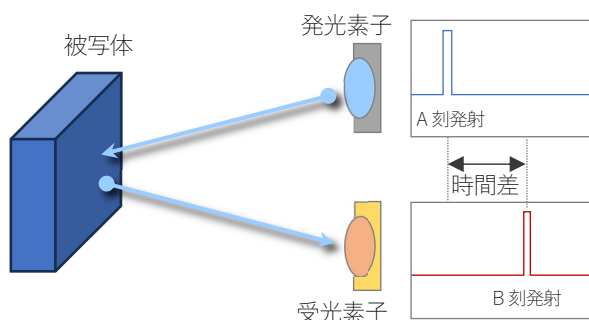


図-3 dToF 方式

次に、物体が持つ分光反射率と LiDAR スキャナで取得する点群密度および形状について、反射率の異なる物体を LiDAR で計測し取得した点群データの比較結果を踏まえて解説する。

我々が目にする物体には、分光反射率と呼ばれるどの波長(nm)の光をどれだけ反射するか物体特有の反射特性が含有する。図-4 に示すのは白色と黒色の分光反射率の特性を示したグラフである。白色の分光反射率では 400nm～700nm の反射率が一律して高く、黒色の分光反射率は白色とは逆に一律して低いことが確認できる。

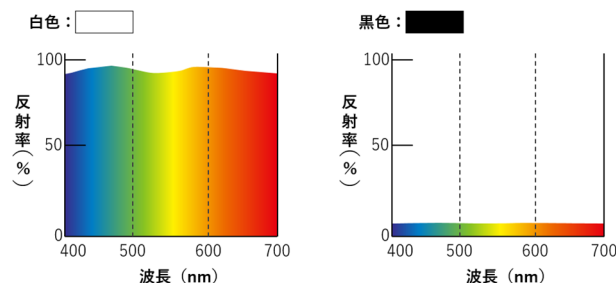


図-4 白色/黒色の分光反射率

LiDAR スキャナは、VCSEL と受光素子による光センサーで物体を計測することから、分光反射率の異なる白色の物体と黒色の物体では、取得する点群の密度および点群の形状に分光反射率が影響する可能性がある。光センサーと分光反射率の関係性を把握するため、白色の物体と黒色の物体を LiDAR で計測し、取得する点群データの密度および形状にどのような影響があるか検証した。検証方法は、それぞれ同一の素材となる白色の A3 用紙と黒色で着色した A3 用紙を壁面に張り付け、LiDAR スキャナで取得した点群から白色部分と黒色部分における点群の密度および形状を確認することとした。検証結果は次のとおりである。

a) 点群密度の検証

点群密度は白色部分で 799 点、黒色部分では 782 点となり、分光反射率の異なる物体における点密度に大きな変化はないことが確認できる（図-5）。同様の検証を 4 回実施したが、白色と黒色部分で点密度に大きな変化は確認されなかった。

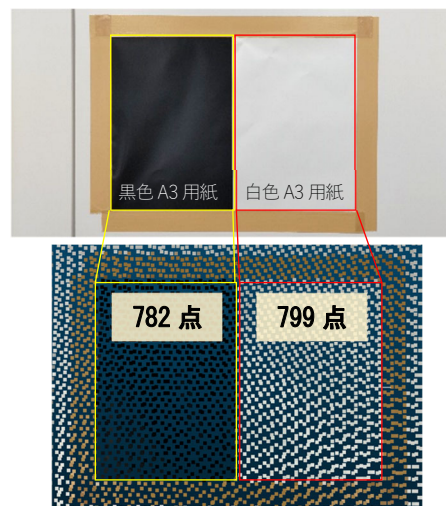


図-5 白色/黒色の点群密度

b) 点群形状の検証

次に点群の形状についてである。図-6に示すのは、奥行きを示すY方向をベクトルで色分けした点群データを投影した画像で、白色部分と黒色部分では $\pm 1 \sim 2\text{mm}$ 程度の誤差が生じている。これは、黒色部分の分光反射率が低く、VCSELから照射した光が受光素子で受光する時間差が、白色部分と比較して遅延したためと推測される。

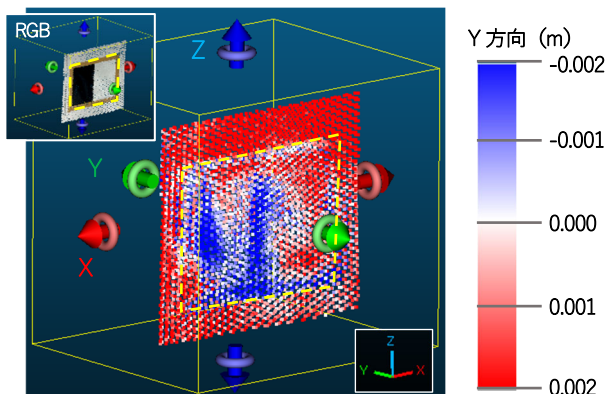


図-6 白色/黒色の点群形状

検証結果から、光センサーで物体を計測するLiDARスキャナでは、物体の分光反射率が点群の形状に影響することが確認できる。今回の検証結果を踏まえ、LiDARスキャナで物体を計測する際には分光反射率を考慮することが必要である。

2. 標定点を活用したLiDAR計測

iPad Pro, iPhone Pro等のモバイル端末に搭載されたLiDARスキャナをdToF方式により測距することでデバイス周辺の三次元点群データが取得可能となるが、dToF方式の場合、計測する距離や範囲によって取得する点群データに誤差が累積する。誤差が累積する主な要因として、LiDAR-SLAMによる自己位置推定が正しく算出できていないことが考えられる。

LiDAR-SLAMとは、LiDARにより周辺空間の三次元形状を復元すると同時に、端末の自己位置を推定する技術である。自己位置推定には、LiDARで得られる三次元データ以外にも、端末に内蔵されるIMU(慣性計測装置)による物理移動量の計算値データも利用される。しかしながら、LiDARやIMU等で得られる計算値だけでは、driftと呼ばれる自己位置推定値にエラーが発生し、自己位置推定値のエラーとともに点群データの形状が正しく復元できない。

図-7に示すのは、LiDAR-SLAMにおけるdriftの実証実験結果である。0m地点と20m地点に標識を設置し、この2点間をLiDARで取得した点群データによる点間距離を示している。実証実験の結果、実寸20mに対し、LiDARで取得した点群データの点間距離は19.79mとなり、0.21mの誤差が生じ、drift現象の発生を確認出来る。

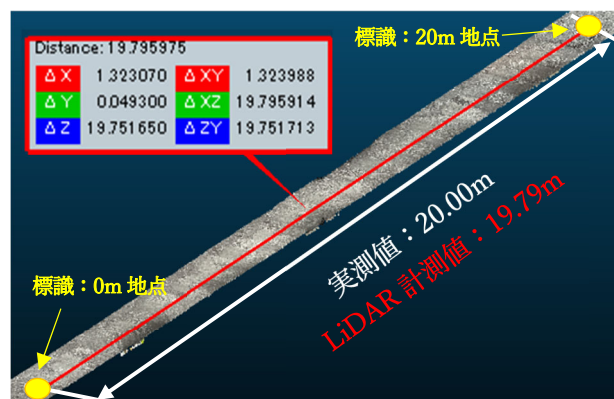


図-7 実測値とLiDAR計測値の比較

以上の測距誤差の軽減の課題を解決する方策として、ビズステーション株式会社製GNSS測量機「RWP」を標定点とする自己位置推定を補正したLiDAR計測方法を検討した。

3. 「RWP」による自己位置補正

「RWP」はネットワーク型RTK測位・スタティック測量が可能な1級GNSS測量機器で、国土地理院が実施する基本測量、公共機関が実施する公共測量でも適用されている。



図-8 GNSS測量機「RWP」

表-1 RWPの性能表

項目	値
品名	RTK W-band bluetooth GNSS receiver アンテナ一体型
受信部型式	DG-PROIRWS
本体寸法(取付部含む)	Φ125mm x (H)54mm
本体重量(アンテナ含む)	270g
カラー	ブラック
消費電流	230mA (WiFi Bluetooth 同時接続)
Bluetooth	4.2
DMP	加速度・ジャイロ・磁気センサー 各3軸 DMP プロセッサ
耐衝撃・防水・防塵	IP65(受信部 IP67) アンテナ部 IP67
動作温度	-30℃ to +65℃
原産国	日本
保証期間	1年(日本国内のみ ケーブル類を除く)

項目	値
Receiver type	184-channel u-blox F9P Engine GPS L1C/A L2C, GLO L1OF L2OF, GAL E1B/C E5b, BDS B1I B2I, QZSS L1C/A L1S L2C
Operational limits	Dynamics ≤ 4g Altitude 50,000m Velocity 500m/s
Velocity accuracy	0.05 m/s
Heading accurac	0.3 degrees

ネットワーク型RTK測位により位置情報を取得したRWPを計測対象となる空間に約5mの一定間隔で設置し、RWPで得られるGNSS衛星の測位データをインターネットを介してNtripサーバー内蔵のGNSSデバイスによって取得する。取得したGNSS位置情報は、LiDARを搭載したインターネット接続可能なiOSデバイスのIP/portを指定したWifiテザリング

によって位置情報データを受信する。測距誤差は、LiDAR 計測を実行するデバイスと GNSS デバイスとの接続を一定間隔に設置および接続し、接続毎に位置補正を実施することで軽減している。



図-9 RWP を用いた自己位置補正の概要図

4. LiDAR 計測の精度検証実験

(1) 精度検証概要

GNSS デバイス「RWP」による LiDAR スキャナの精度検証は、LiDAR スキャナで取得した三次元点群データと、GNSS 測量で取得した観測値との比較により実施した。精度検証の条件は、図-10、図-11 に示すとおり、延長約 20m の平坦な場所に約 5m 間隔で標定点を設置し、別途 1.25m 間隔で設置した検証点において LiDAR スキャナで取得した点群データの観測値と、GNSS 測量による観測値の較差を比較することで、LiDAR スキャナの精度を検証した。

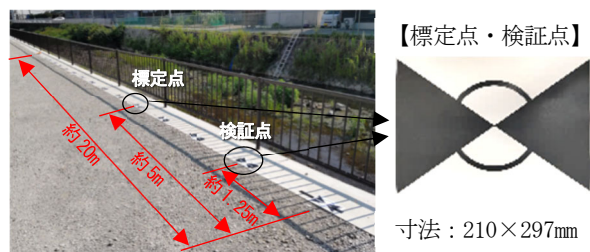


図-10 LiDAR スキャナ計測検証概略図

LiDAR スキャナ計測では、高精度に三次元点群データを取得するために、ネットワーク型 RTK 測位を実行した GNSS デバイスを約 5m 間隔に設置し標定点として利用することで、モバイル端末の位置情報が補正されるとともに LiDAR スキャナで取得する点群データの位置情報が向上

される。なお、LiDAR スキャナ計測時の衛星飛来状況は図-12 に示すとおり、QZSS（準天頂衛星システム）4 基、GPS12 基、BeiDou31 基、Galileo10 基、HDOP : 0.35、PDOP : 0.47 で、衛星からの電波受信状況は良好であったことが確認出来る。

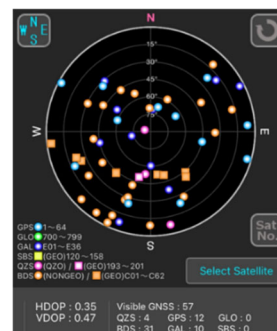


図-12 計測時の衛星飛来状況

(2) 精度検証結果

RWP を標定点として約 20m 区間を LiDAR スキャナで観測し、1.25m 間隔に設置した検証点において別途実施した GNSS 測量値を基準にその較差を比較した結果、 ΔXYZ で標準偏差 0.019m という良好な結果が得られた。また、XY 方向では標準偏差 0.017m、H 方向では 0.024m といういずれも良好な結果であった（表-2）。LiDAR-SLAM 測量や UAV レーザ測量といった三次元レーザ計測における標準的な計測精度について、国土地理院が発行する「LiDARSLAM 技術を用いた公共測量マニュアル」「作業既定の準則」によると、双方ともに水平方向 0.15m、高さ方向 0.20m が許容値とされており、LiDAR 計測の基準を満たす結果となった。

表-2 LiDAR スキャナと実測値の較差

点名	較差				
	X	Y	XY	H	ΔXYZ
P1	0.009	-0.008	0.012	0.066	0.067
P2	-0.003	0.006	0.007	0.066	0.066
P3	-0.004	0.005	0.006	0.074	0.074
P4	0.004	0.005	0.006	0.035	0.036
P5	0.009	0.007	0.012	0.021	0.024
P6	0.003	-0.001	0.004	0.042	0.042
P7	0.009	-0.013	0.016	0.038	0.042
P8	0.012	-0.014	0.019	0.035	0.040
P9	0.019	-0.021	0.028	0.017	0.033
P10	0.003	-0.005	0.006	0.002	0.006
P11	0.012	0.007	0.014	0.000	0.014
P12	0.051	-0.014	0.053	-0.003	0.053
P13	0.051	0.006	0.051	0.007	0.052
P14	-0.015	0.011	0.018	0.051	0.054
P15	-0.024	0.001	0.024	0.055	0.060
P16	0.023	-0.046	0.052	0.049	0.072
標準偏差			0.017	0.024	0.019

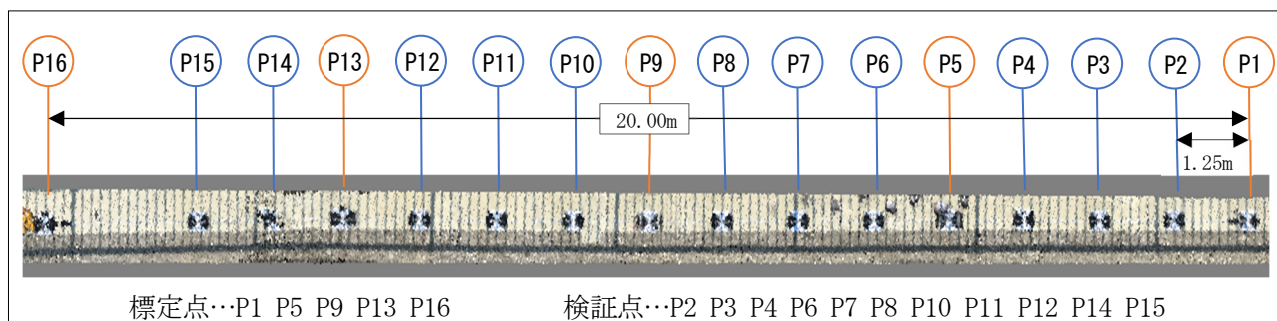


図-11 LiDAR スキャナ計測時の標定点・検証点の配置図

5. LiDAR スキャナの利活用と今後の展望

(1) LiDAR スキャナの利活用

LiDAR スキャナが搭載されたモバイル端末と GNSS 測量機「RWP」を利用することで、三次元測量に関する知識を必要とすることなく三次元計測が可能となり、冒頭で述べた測量・調査・設計等に関する業務の作業効率化、生産性向上、業務の高度化といった課題の解決に期待出来る。

a) 測量分野における利活用

従来、河川土工、盛土工における出来形管理では、トータルステーション・GNSS 観測器等を用いた測量方法に変わり、地上レーザスキャナ計測や UAV レーザ計測・UAV 写真点群測量といった三次元計測技術が活用され作業の効率化や高度化が進められている。これら三次元計測手法に加え、約 2cm 程度の精度で計測可能な LiDAR スキャナによる三次元計測が出来形管理において活用が期待できる。

LiDAR スキャナ計測は、地上レーザスキャナや UAV と比較して、一度に計測できる範囲は狭くなってしまうが、その一方で煩雑な操作および解析は不要であることから、求められる測量範囲によっては十分に利活用が期待できる。

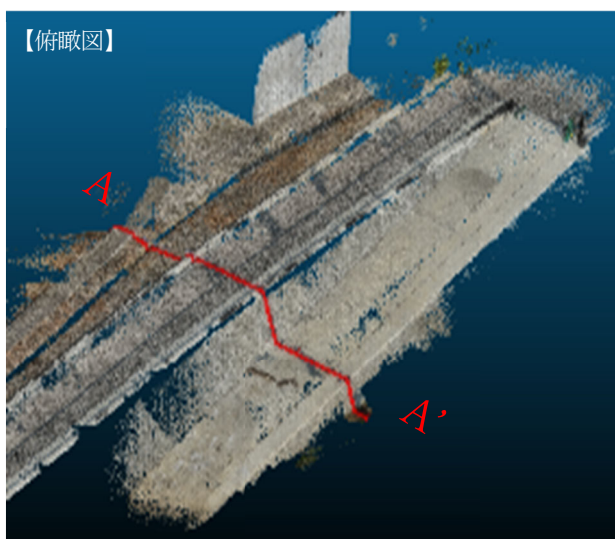


図-1 3 LiDAR 計測で取得した点群データ

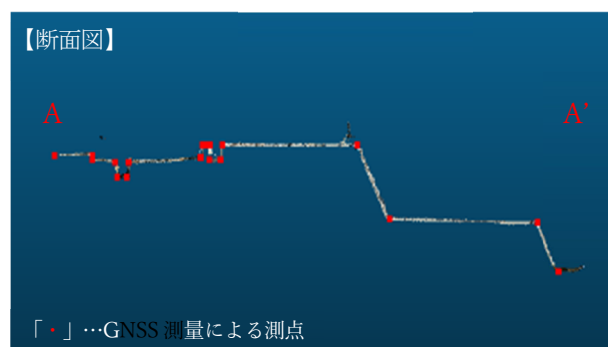


図-1 4 点群データから作成した断面図

その他には、人が立ち入れる程度の小規模土砂災害が発生した場合、その土砂災害の規模や形状を効率的に三次元で地形計測できることが考えられる。近年では、UAV レーザ測量、地上レーザ計測、ハンディレーザ計測などの三次元計測手法が普及しているが、各測量機器を取り扱うための知識・経験が必要となるため、測量技術者による現地作業が求められる。一方、モバイル端末を用いた LiDAR スキャナによる計測では、測量に関する知識・経験を必要とせずに三次元地形計測できるため、機動性・効率性に長けており、迅速な対応が必要となる災害復旧での活用が期待できる。

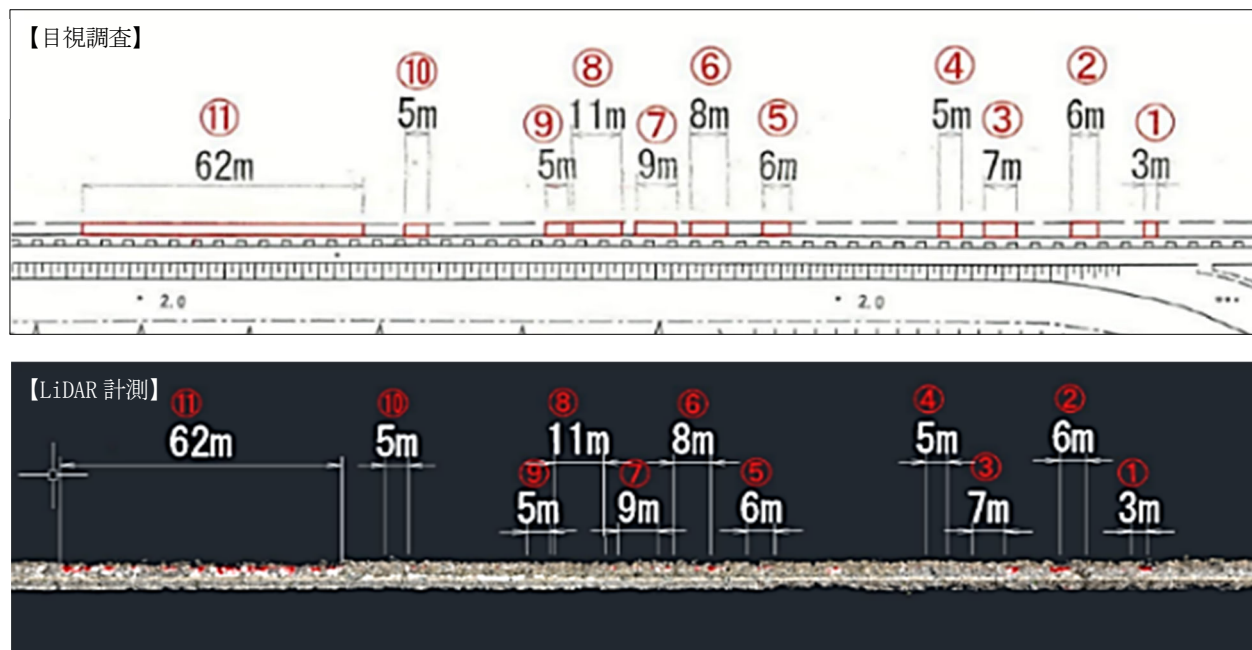
b) 調査・設計分野における利活用

調査・設計分野における活用例としては、捨石工のような拘束力が低い構造物の変動量や、飛散状況を把握する際に利活用が考えられる。通常、捨石飛散状況を把握するためには、調査する範囲が広大になってしまうため作業に手間と時間が掛かってしまう(図-15)。



図-1 5 従来の捨石点検

図-16 に示す図面は、目視点検による捨石の飛散箇所を抽出した結果と LiDAR スキャナで計測した点群データから捨石の飛散箇所を抽出した結果を比較した図面で、目視点検と LiDAR スキャナ計測双方の抽出箇所が一致していることを確認した。目視点検による飛散状況調査に要する時間は従来手法および LiDAR スキャナ計測では変わらないが、従来手法では調査に3名(計測、写真、記録)に対して LiDAR スキャナ計測では2名(計測、記録)で実施可能である。また、内業作業は従来手法では外業時間の1.5倍/人に対して、LiDAR スキャナは1.0倍/人で可能であり、外業から内業作業のトータルで約30%の作業省力化となる。また、点群データで現地状況を復元しているため調査洩れもなく、変状判断を行うための熟練技術者等の同行も不要であるため、限られた人員・時間・予算の中で臨機応変な調査・設計が可能となる。



図ー 1 6 目視調査と LiDAR 計測による飛散状況抽出結果

(2) LiDAR スキャナの課題と今後の展望

a) LiDAR スキャナの課題

実証実験により GNSS 測量機「RWP」を利用した LiDAR 計測では、0.02m 程度の精度で地形・地物が計測可能となることが確認できた。また、今回は LiDAR 計測で取得する点群データの精度を検証するために検証点を 1.25m 間隔で設置したが、業務等で LiDAR スキャナを利用する場合は、作業効率を考慮し、計測対象となる範囲の四隅と中心付近といった箇所に検証点を設置するなど、必要な数と地点で検証することが望ましいと考える。

iPad Pro, iPhone Pro による LiDAR 計測は、最大約 5m の距離しか光センサーが照射されないため、5m を超える物体や広大な範囲では満足に点群データの取得が困難となる。この課題を解消する方法の一つに、株式会社オプティムが開発した「Geo Scan Advance」アプリケーションの利用が検討される。当アプリケーションを利用することで光センサーが約 30m まで照射可能となり、通常の計測では困難であった 5m 以上の構造物や広大な範囲の計測も実施可能となり、測量分野・調査・設計等の業務へのさらなる活用が期待できる。

b) 今後の展望

冒頭でも述べたとおり、建設業就業者数は 1997 年をピークに減少の一途を辿っており、技術者一人一人が担う業務件数は増加するとともに業務品質が低下する恐れが懸念される。これら社会問題と考えられる課題に対し、日々進化するデジタル技術・ICT 技術は大いに活用する必要があると考える。

表ー 3 デジタル競争力
ランキング 2023

デジタル競争力 ランキング 2023	
順位	国・地域
1	米国
2	オランダ
3	シンガポール
4	デンマーク
5	スイス
6	韓国
7	スウェーデン
8	フィンランド
9	台湾
10	香港
...	
32	日本
33	マレーシア
34	カザフスタン

しかしながら、我が国のデジタル競争力は諸外国と比較し年々順位を落としている。IMD 世界競争力センターが発表する、64 カ国を対象に行った「デジタル技術を採用し、探求する能力と準備状況」に関するデジタル競争力ランキングでは、日本は 32 位と低迷しており、東アジアでも韓国、台湾、中国に次いで 4 位となっている。様々なことが要因し、デジタル競争力ランキングが低迷していると推測さ

れるが、今後、さらに建設就業者数が減少した場合に備え、産学官が一体となりデジタル技術、ICT 技術開発を推し進め、より一層活用し普及させていくことが望まれる。

謝辞：本稿は、実験フィールドに利用した大川を管轄する大阪府岸和田土木事務所崎出張所維持・河川グループの皆様にご協力頂き取りまとめた成果である。関係者皆様には厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Peter Bonanno, Peggy Gallois System Plus Consulting : Camera Module Comparison 2022 - Vol. 1
- 2) 土屋丈太, 東将大, 日建エレクトロニクス : 新型 iPad Pro の LiDAR 部を分析 2020.7.31
- 3) 都外川八恵, COCOLOR : 物体が持つプロフィール～分光反射率曲線&分枝透過率曲線 2020.1.26
- 4) 国際経営開発研究所 (IMD) : IMD World Digital Competitiveness Ranking 2023

光学衛星画像を用いた機械学習による河道状態把握の検討

日本工営株式会社	大阪支店流域水管理部	○片岡 健吾
日本工営株式会社	大阪支店流域水管理部	佐藤 京介
日本工営株式会社	仙台支店流域水管理部	西俣 淳一
日本工営株式会社	河川水資源事業部水工インフラマネジメント部	能美 享

論文要旨

揖保川本川における河道内の樹木繁茂が顕著な区間(計3.0km)を対象に、光学衛星画像を用いた教師あり機械学習による河道内の地被分類の自動判読を試行した。教師データに揖保川全区間のデータを用いた場合は約95%の精度、一部区間を用いた場合は60%精度で地被状態の判読が可能であることが確認された。また河道掘削・樹木伐採後のモニタリングの一手法として、本手法を用いた河道内状態把握の高度化・省力化の可能性を検証した。

キーワード：光学衛星画像、機械学習、ランダムフォレスト法、河道管理、河道点検、高度化・省力化

1. 研究背景と目的

近年日本全国各地の河川では毎年のように、豪雨に伴う河川災害が激甚化・頻発化している。河川管理者は、被害の拡大を最小限に抑えるため適切に河川を維持管理し、これまで河川改修等で確保された河道流下能力を維持することが重要である。河道流下能力の把握は、河川定期横断測量、空中写真測量、河床材料調査、植生調査等の結果を用いた水位計算により行うことが基本である。一方で、水位計算により流下能力が懸念される箇所、河道掘削や樹木伐採等の河川工事の区域においては、流下能力及び河川管理施設の機能・安定性への影響が懸念されることから、河道の変化を継続的に把握することが重要である。

こうした背景から、「堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領、平成31年4月、国土交通省(以下「点検要領」という)」には、流下能力に関する点検事項¹⁾が示されており、河道のモニタリングは目視点検を基本としている。目視点検による河道点検は、現在 RiMaDIS(河川維持管理データベース)内に点検記録を蓄積しているが、現場条件(樹木繁茂、流れが速い等)によっては近接目視が困難であるため、橋梁等の定点からの遠方目視が基本であり、面的に河道を把握することは難しい。また出水により面的に変化する土砂や樹木の状況を目視により把握することは人手不足の観点から現実的ではない。現場での負担を考慮し点検の省力化を図りつつ、面的な河道状態を把握することが求められている。

一方でこれまで我々は、河道内の地被状態を①面的に、②頻度高く、③安価に把握する技術として、衛星画像を用いた機械学習による面的な地被分類の自動判読技術の開発を行ってきた。例えば、数10kmの河川の河道内地被分類の自動判

読技術を開発し、その判読精度・有効性を確認している²⁾。

本検討では、今後の河道維持管理への現場実装を見据え、対象河川における衛星画像を用いた自動判読技術について試行を実施する。また、光学衛星画像を活用した河道管理の高度化・省力化の可能性について検討した。

2. 検討手法

(1) 検討概要

河道内地被分類の自動判読には、機械学習のアルゴリズムであるランダムフォレストを用いた。ランダムフォレストは、決定木と呼ばれるある特徴量を閾値で分岐させる分類木を大量に組み合わせる手法である。本研究で用いた解析フローを図-1に示す。本解析では、既往の河川水辺の国勢調査(植物調査)結果を基に地被状態分類の正解データ、トレーニングデータを作成し、機械学習による自動判読を実施した。自動判読結果は、既往の河川水辺の国勢調査(植物調査)結果より作成した正解データを用いて判読精度の確認を行った。

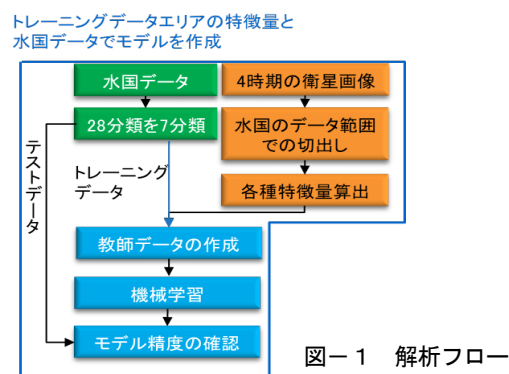


図-1 解析フロー

(2) トレーニングデータ

本解析では衛星画像の各メッシュに対し、既往の河川水辺の国勢調査(植物調査)における調査結果(平成31年度)を正解データとして用いた。河川水辺の国勢調査の植物調査は、河川における植物の生育状況を把握することを目的とし、河川内の植生基本分類として28分類(その他、不明を除く)に区分している。植生について細区分されており、例えば、単子葉草本群落については、ヨシ群落、ツルヨシ群落、オギ群落、その他といった詳細に分類している。一方、河川の水利解析では、植生は粗度や樹木群(死水域)として表現されるため、詳細な植物の種類までの判読は必要としない。そのため本検討では、水国の28分類の群落を①草本、②低木、③高木、④竹林、⑤その他植生、⑥裸地、⑦水面の7分類に変換(表-1)した。

(3) 衛星画像

衛星技術は近年大きく進化しており、解像度、撮影頻度が異なる多種多様な衛星が宇宙空間を飛び交っている状態である。本検討では、より撮影頻度が高く、安価に入手可能な光学衛星画像Planet Doveを用いた。Planet Doveの概要及び撮影画像を表-2、図-2に示す。

表-2 Planet Doveの概要

使用した衛星	Planet Dove
特徴	130機以上の小型衛星群で全地球を常時撮影
撮影頻度	概ね1日1回 ※光学衛星のため、曇天、夜間の撮影は不可
解像度	約3m
アーカイブ	2017年以降のデータを蓄積 ※新規のリクエスト撮影も可能
価格	約2,000円/km ² ※最低購入価格設定あり。 円安等の社会情勢により多少変化

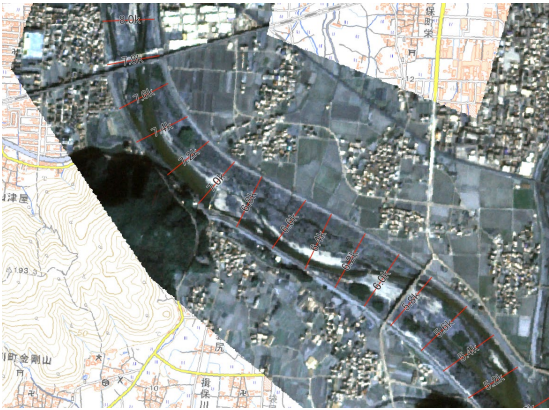
(4) 特徴量

ランダムフォレストの分類に用いる特徴量は、各衛星画像のRGB情報(可視域赤、緑、青の波長)に加え、NIR(Near-infrared:近赤外線値)、NDVI(Normalized Difference Vegetation Index:正規化植生指標)、NDWI((Normalized Difference Water Index:正規化水指数)、BSI(Bare Soil Index:裸地指数)の計7特徴量を4時期(春夏秋冬)、用意し計28個とする。NDVI、NDWI、BSIは以下に示す数式により算出を行う。

$$NDVI = \frac{(NIR - Red)}{(NIR + Red)}$$
$$NDWI = \frac{(Green - NIR)}{(Green + NIR)}$$
$$BSI = \frac{((Red + Blue) - Green)}{((Red + Blue) + Green)}$$

表-1 分類項目

水国 28分類	本検討 7分類	水国	7分類
1 沈水植物群落	①草本	15 落葉針葉樹林	③高木
2 浮葉植物群落	①草本	16 常緑広葉樹林	③高木
3 塩沼植物群落	①草本	17 常緑針葉樹林	③高木
4 砂丘植物群落	①草本	18 植林地(竹林)	④竹林
5 一年生草本群落	①草本	19 植林地(スギ・ヒノキ)	③高木
6 多年生草本群落	①草本	20 植林地(その他)	③高木
7 単子葉草本群落 ヨシ群落	①草本	21 果樹園	③高木
8 単子葉草本群落 ツルヨシ群落	①草本	22 畑	⑤その他植生
9 単子葉草本群落 オギ群落	①草本	23 水田	⑤その他植生
10 単子葉草本群落 その他	①草本	24 人工草地	⑤その他植生
11 ヤナギ低木林	②低木	25 グラウンド等(ゴルフ場)	⑤その他植生
12 ヤナギ高木林	②高木	26 人工構造物	⑥裸地
13 その他の低木林	②低木	27 自然裸地	⑥裸地
14 落葉広葉樹林	③高木	28 開放水面	⑦水面



Includes material c[2024]Planet. All rights reserved.

図-2 衛星画像(Planet Dove)の例

3. 解析

(1) 対象河川

対象河川と自動判読対象区間は、揖保川本川の林田川合流点(5.0km)~8.0kmとした。本区間は、河道内の樹木繁茂や堤防植生が顕著であり、イノシシ等の出没が多く確認されている。また、再繁茂抑制対策の取組みや地元住民との地域連携を進めている区間である。

(2) 解析条件

本検討では、対象河川における自動判読技術の適用に加え、現場実装を見据えた省力化の観点から一部区間で教師データを作成し自動判読した場合、判読精度へどのように影響するか検証した。具体的な解析条件を表-3に示す。解析ケースは大きく2ケースを用意し、教師データを全川(本川)と設定したもの(CASE1)、一部区間で設定したもの(CASE2)である。CASE2については、自動判読検証区間と同様の地被状態分類を示す4箇所(clip1~clip4)を選定した(図-3、図-4)。

表-3 解析条件

解析条件	自動判読検証区間	教師データ				モデル精度確認
		作成区間	面積[km ²]	特徴量	衛星画像	
CASE1		全川(本川)	-	・RED ・GREEN ・BLUE ・NIR(近赤)		
CASE2	5.0~8.0km [0.9km ²]	clip1_1.8~2.8km	0.31	・NDVI ・NDWI ・BSI (計7種)	4時期 (平成31年度)	正解データ (河川水辺の 国勢調査結 果、 (H31年度)
		clip2_4.0~5.0km	0.30			
		clip3_9.0~10.0km	0.36			
		clip4_10.0~12.0km	0.56			

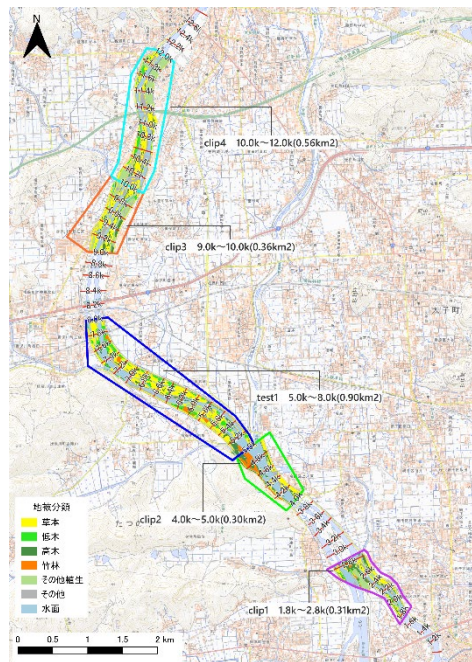


図-3 教師データと自動判読検証区間

表-4 全川と教師データ及び検証範囲の地被分類別面積割合

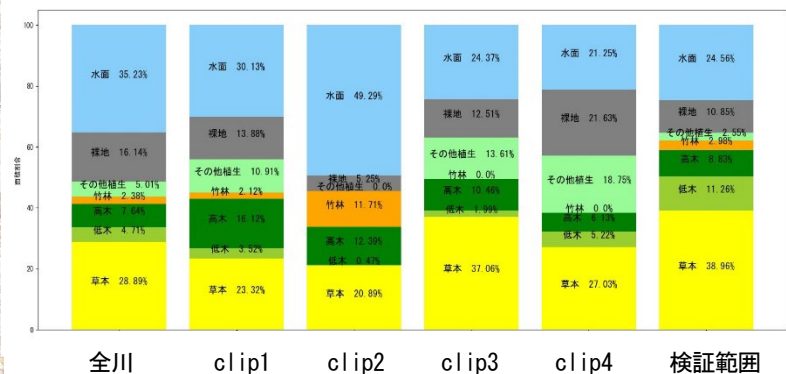


表-5 地被状態の自動判読結果 (CASE1)

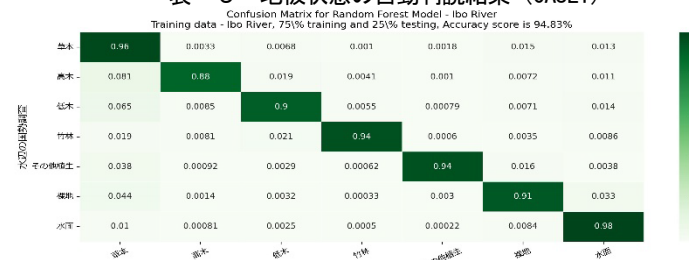


表-6 地被分類ごとの正答率 (CASE2)

地被分類	CASE2: 教師データ (一部区間)			
	clip1 (1.8~2.8km)	clip2 (4.0~5.0km)	clip3 (9.0~10.0km)	clip4 (10.0~12.0km)
草本	0.67	0.62	0.71	0.49
低木	0.12	0.00	0.12	0.49
高木	0.60	0.47	0.57	0.50
竹林	0.22	0.46	0.00	0.00
その他植生	0.09	0.00	0.01	0.24
裸地	0.38	0.51	0.23	0.42
水面	0.75	0.94	0.92	0.82
全体	0.56	0.58	0.59	0.55

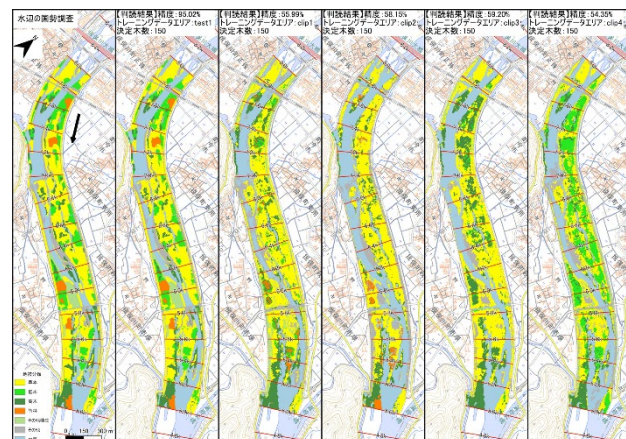


図-4 一部区間教師データによる自動判読結果 (CASE2)

4. 解析結果と課題

1) CASE1 (教師データを全川区間対象)

表-5 には, CASE1 における解析結果を示す. 縦軸に正解データである水辺の国勢調査結果, 横軸に自動判読結果を示し, 交差箇所を示す数字は正解率を示す. 正解率が高いほど (すなわち判読精度が高い), 濃い緑色ハッチングで示す. 解析結果より, 本解析による判読精度は 94.8%と精度よく再現できていることが確認された. 地被分類ごとの解析精度に着目すると, 水面, 裸地は 98%, 91%と精度高く判読できており, 植生域 (草本, 高木, 低木, 竹林, その他植生) はもっとも精度が悪い高木でも 88%, 植生域では平均 92%と精度高く判読できることが確認された. なお, 誤判読 (判読結果と正解データが異なる) については, 植生域同士や水面との誤判読が確認されているが, これは, 水面から近い植生域が多くを占め, 反対に水面より離れて繁茂している高木や竹林との明らかな誤判読はほとんど確認されない.

2) CASE2 (教師データを一部区間対象)

表-6 には, CASE2 における各地被分類ごとの正答率を, 図-4 には正解データと各解析結果の地被分類結果を示す. 解析結果より, 選定した一部区間 (clip1~clip4) における解析精度は, 約 55%~59%程度であることが確認された. 地被分類ごとの解析精度に着目すると, 草本, 高木, 裸地, 水面は比較的高い判読精度はあるが, 低木, 竹林, その他植生の地被分類の判読正答率は低い. 表-4 より, 検証範囲には竹林が含まれるため, 教師データに竹林が含まれる clip1 及び clip2 は竹林の判読精度が比較的高く, 竹林を含まない clip3 及び clip4 については竹林の判読精度が低いことが確認される. このため, 教師データに含まれない地被分類がある場合は, 判読が困難である.

5. 課題への対応

前述の地被分類(表-4)からも確認されるように、河道内植生の地被分類割合は水面、裸地、草本が大部分を占める一方で、河道内樹木のモニタリングに必要な低木、高木、竹林等は割合が低く、特に竹林は揖保川全域のデータにおいても約2%程度となっている。今回用いたランダムフォレストは、正解データの地被分類に合うようモデルパラメータを自動的に最適化する。そのため、面積割合を大きく有する(サンプルが多い)地被分類が重視され、面積割合が小さい(サンプル数が少ない)地被分類の判読精度が低下する傾向がある。

そこで本検討では、ランダムフォレストの課題であるサンプル数の大小について、データ補完手法であるオーバーサンプリング手法を用いて判読精度への向上に寄与するか検証を行う。オーバーサンプリング手法とは、サンプル数データに対し、疑似的にデータを増やす手法でありデータ数が少ない一部区間におけるデータ補完手法として検証を実施する。

(1) 解析条件

本検討では、オーバーサンプリング手法である、SMOTE³⁾(Synthetic Minority Over-sampling Technique)とADASYN⁴⁾(Adaptive Synthetic sampling)の2つの手法を用いた。本論文では、これら2手法の詳細については割愛させて頂くが、SMOTEは、少数派データの中で近傍に位置するデータの中からランダムに選定したデータとの間に内挿的にデータを作成することでデータ数を増やす方法である。一方で、ADASYNはSMOTEの考え方をベースとした拡張版と考えることができ、少数派データと多数派データの情報から、少数派と多数派の境界付近に重点的にデータを増やす方法である。いずれのオーバーサンプリング方法もpythonのライブラリであるimbalanced-learn v0.12.0⁵⁾を用いた。

なお、オーバーサンプリングのパラメータについては、判読精度が最もよくなるようモデルパラメータを最適化した。

(2) 解析結果

表-7に、オーバーサンプリング手法を用いた地被分類ごとの正答率を、図-6には正解データと各判読結果の地被分類結果を示す。判読精度は、一部55~60%程度と、若干の上昇が確認され、clip3を教師データに用いた場合では、精度の向上が確認された。これは、データ補完により少数派データであった低木のデータ数が増えたことで低木と判読する結果が増え、正解データに近くなっていることが確認できる(図-5)。また、地被分類ごとに河川水辺の国勢調査と比較すると、草本、高木、裸地、水面は比較的高い判読精度はあるが、低木、竹林、その他植生の地被分類の判読正答率は低い。ただしclip2の竹林の判読率が高いことから、教師デ

表-7 データ補完ありの地被分類ごとの正答率

地被分類	CASE2: 教師データ(一部区間) オーバーサンプリング手法適用			
	clip1 (1.8~2.8km)	clip2 (4.0~5.0km)	clip3 (9.0~10.0km)	clip4 (10.0~12.0km)
草本	0.67	0.66	0.74	0.65
低木	0.15	0.00	0.13	0.15
高木	0.60	0.47	0.55	0.60
竹林	0.02	0.50	0.00	0.02
その他植生	0.09	0.00	0.00	0.08
裸地	0.36	0.46	0.24	0.36
水面	0.75	0.94	0.91	0.75
全体	0.56	0.59	0.60	0.55

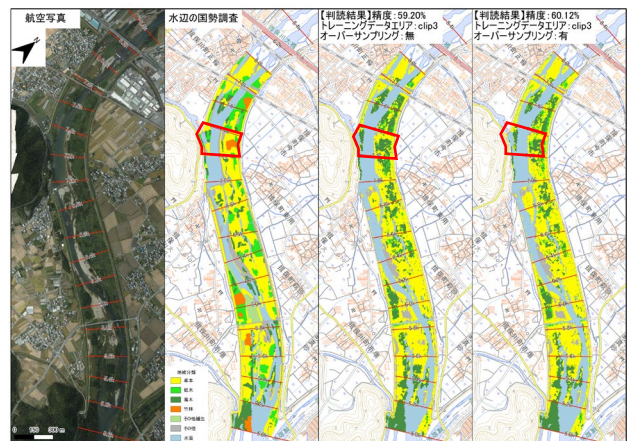


図-5 データ補完あり・なしによる自動判読結果(clip3)

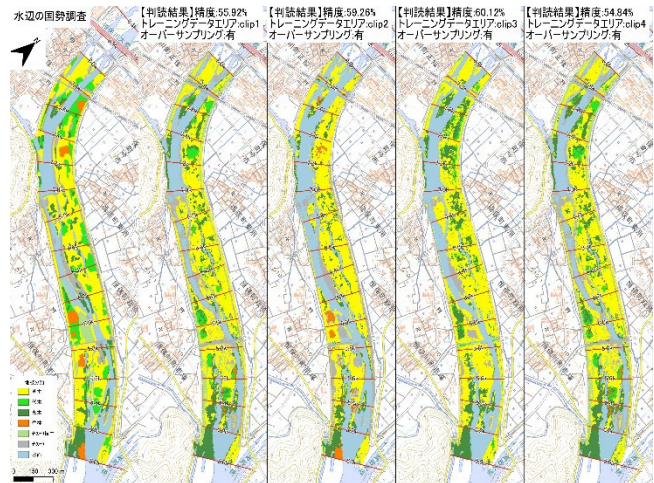


図-6 データ補完ありによる自動判読結果

ータに選定には留意が必要でありその手法については今後の課題である。

一方で、航空写真と比較すると右岸高水敷上の樹木密生状況と自動判読結果の差異は小さく、流下能力の算出に用いる樹木繁茂範囲の把握は可能であるように判断できる。したがって、求める自動判読の精度については流下能力の算定にあたり実施する水位計算の結果に大きく影響が出ないこと、また河道掘削や樹木伐採等の河川工事による河道変化をモニタリングできることが重要であり、この点については今後検証を行っていく。

6. 河道管理の高度化・省力化への可能性

(1) 河道内モニタリングへの活用

河川水辺の国勢調査は、5年に1度の頻度で実施されているが、本技術は衛星画像の購入のみで河道内のモニタリングが可能のため、年に1度のように高頻度な状況把握の実施が可能となる。図-7には、河川整備事業による河道掘削前後の堆積土砂の範囲を本手法によってモニタリングした事例を示す。図より、施工前後で堆積土砂の範囲を自動判読結果からGIS等で堆積範囲を計測することで、堆積の進行性を定量的に把握することが可能である。これにより、モニタリング箇所において堆積の進行性を踏まえた形で記録することが可能であり、河道の変遷を踏まえた植生侵入などが想定される旨も合わせて記載することで、河道管理における留意事項を共有することが可能となる。

(2) 河道点検への活用

近年、河道点検の重要性は認識されつつある中で、河道点検は堤防や河川管理施設と異なり出水により変化が多いことが特徴である。その一方で、河道点検記録のほとんどは目視調査による定点観察が多く記録されており、橋梁等からの定点観察のため定性的な記録のみで、定量的な記録はほとんど確認されてない。よって、目視による定点観察では土砂堆積・樹木繁茂状況の進行性を把握することは難しいことが問題である。そこで、図-8に示すように衛星画像を活用した自動判読技術を活用することで、現地作業を省力化かつ定量的に把握することが期待される。

7. 結論

本検討では、揖保川本川における河道内の樹木繁茂が顕著な区間(計3.0k)を対象に、光学衛星画像を用いた教師あり機械学習による河道内の地被分類の自動判読を試行した。また光学衛星画像を用いた今後の河道管理への高度化・省力化の可能性を検討した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 教師データを揖保川全川(Case1)とした場合、約9割以上の精度で自動判読可能であること。
- 2) 教師データを一部区間(Case2)とした場合、解析上の課題としてサンプル数不足が挙げられたため、データ補完手法であるオーバーサンプリング手法を適用した結果、若干であるが判読精度の向上が確認された。
- 3) 衛星画像による自動判読技術により、河道掘削前後の堆積土砂の範囲を把握することで掘削後のモニタリングについて省力化を図れる可能性がある。流下能力の維持管理の観点において自動判読結果を用いて、GIS上で定量的に河道の変化を把握することで、河道管理の高度化・省力化の可能性はある。今後は使用目的に応じた自動判読精度の向上について検証を進めていく。

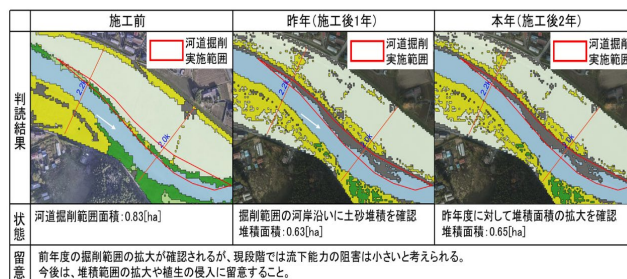


図-7 土砂掘削後のモニタリングの事例

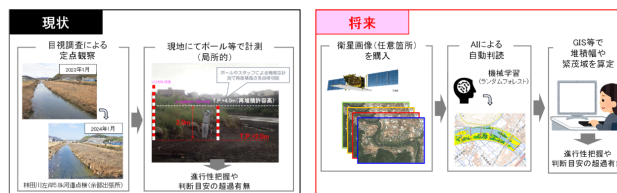
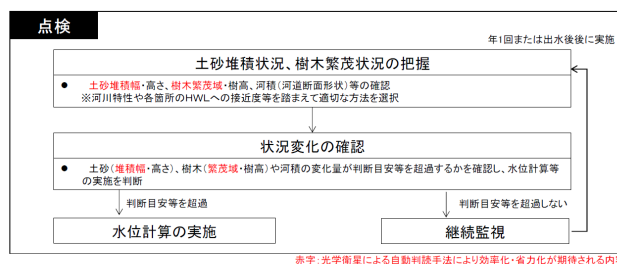


図-8 光学衛星画像を活用した河道点検への適用(案)

8. 今後の展望

本手法では、衛星画像の購入と解析費用のみで地被分類の判読が可能となり、判読素図の作成や現地調査、地被分類等の技術者による作業に係る費用が大きく削減可能であると考えられる。今後は、河道点検に係る現場作業の省力化を見据え、自動判読精度の向上に努めていく。

謝辞

本検討にあたり国土交通省近畿地方整備局姫路河川国道事務所より、最新年度の河川水辺の国勢調査結果を頂きました。以上記して、謝意を表します。

9. 参考文献

- 1) 「堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領,国土交通省,平成31年4月,pp. 39」
- 2) 西俣ら,衛星画像データを用いた機械学習による河道内地被分類の自動判読技術の開発,令和5年度建設コンサルタント業務研究発表会
- 3) Chawla, N. V., Bowyer, K. W., Hall, L. O., & Kegelmeyer, W. P. (2002). SMOTE: synthetic over-sampling technique. Journal of artificial intelligence research, 16, pp. 321-357
- 4) Han, H., Wang, W. Y., & Mao, B. H. (2005). Borderline-SMOTE: a new over-sampling method in imbalanced data sets learning. In International conference on intelligent computing (pp. 878-887). Springer, Berlin, Heidelberg.
- 5) imbalanced-learn(<https://imbalanced-learn.org/stable/>)

FDEM を適用した堤防安全性検討

パシフィックコンサルタンツ(株) ○赤 塚 芳 弘

論文要旨

河川堤防は連続する線状構造物として機能することが求められている。一方、河川堤防は複雑な基礎地盤上に嵩上げ・拡幅を繰り返し形成された構造物であり、連続堤防として機能するためには、弱点箇所を抽出し、必要範囲に対して必要な規模の対策を行うことが求められる。一般的に河川堤防における堤防と基礎の土質構造は、ボーリング調査により把握されているが、特に湾曲部で地層変化が複雑な河川堤防では、ボーリング調査のみで土質構造を把握することが困難である。本論文は、ボーリング調査を面的に補完する目的で FDEM 探査を適用し、堤体と基礎地盤の土質変化を把握したうえで、一連区間の細分化、及び代表断面の設定を行い、堤防の浸透安全性検討を実施した事例について報告する。

キーワード：河川堤防、土質調査、FDEM 探査、堤防安全性検討

はじめに

河川堤防に対し堤防安全性検討(ここでは、浸透に対する堤防の構造検討)における土質調査では、以下の目的のため、調査が実施される。

- ① 対象区間の堤防および基礎地盤の縦断的な土質鋼製を把握する。
- ② 対象断面(箇所)の堤体および基礎地盤の土質構成と土質特性を把握する。

一般的に堤防縦断方向の調査では、最低限 1 km ごとに実施する目安で、ボーリング調査が実施されている。また、堤防横断方向では、堤防縦断方向の土質調査地点の中から浸透に対して条件が厳しい地点を選定し、3 箇所(堤防天端中央付近、裏のり面の中央付近、表のり面の中央付近程度)実施される。

当該対象区間(右岸 29.6 k ~ 30.2 k)では、図-1 に示すように、堤防湾曲区間で、既往土質調査では複雑に地層が変化しており、破堤履歴もあることから、特に川裏側堤防法先部の地層変化(粘性土層の連続性変化)を把握し、

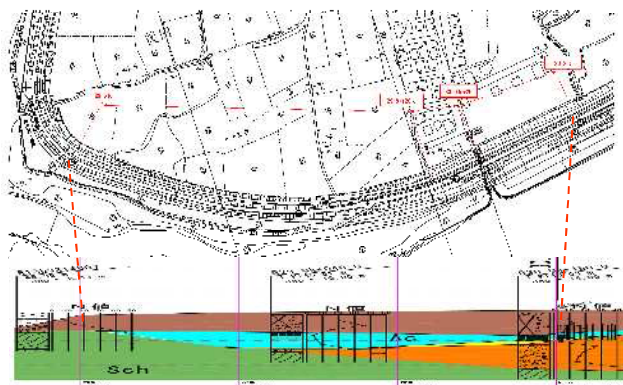


図-1 対象区間における既往土質縦断面図

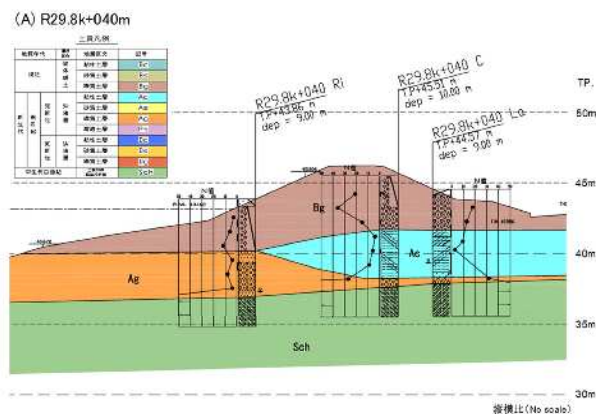


図-2 既往土質横断面図 (R29.8k+40m)

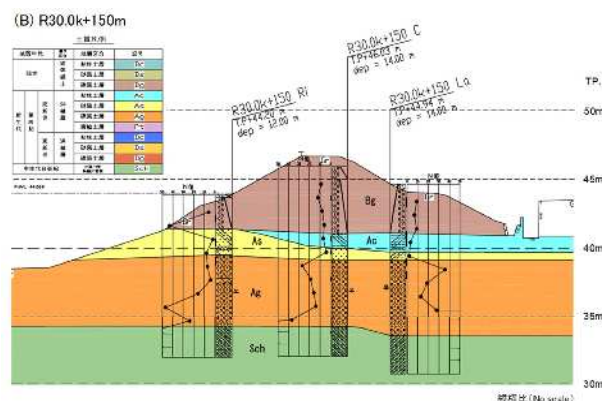


図-3 既往土質横断面図 (R30.0k+150m)

浸透流解析に反映する必要があった。既往調査では、長く複雑な堤防と基礎の土質構造は、ボーリングといった点の調査のみである。浸透に対する堤防の構造検討では、「パイピング」か「盤ぶくれ」かの判定は、堤防裏のり尻の粘性土が分布するか否かで異なる。長い一連区間で裏のり尻

に粘性土が分布する場合には、サウンディングや簡易ボーリング、物理探査等の調査手法で粘性土層厚の変化を把握して、適切な細分化を行い、細分区分毎に解析モデルと定数を設定して堤防安定性照査を実施するべきと考えた。このため、本報告では、ボーリング調査における点の情報を補完する目的で「FDEM 探査」による手法を用いて、地層変化を把握し、堤防の浸透安全性照査に活用した事例を紹介する。

1. 概要

ボーリング調査における点の情報の補完を目的とした現地調査は、図-3に示す土層構成において、堤防縦断方向では堤防裏のり先において1側線で行った。また、堤防横断方向では、縦断方向の調査結果、及び現地状況等を踏まえて設定した細分区分における代表断面位置において1側線で行った。

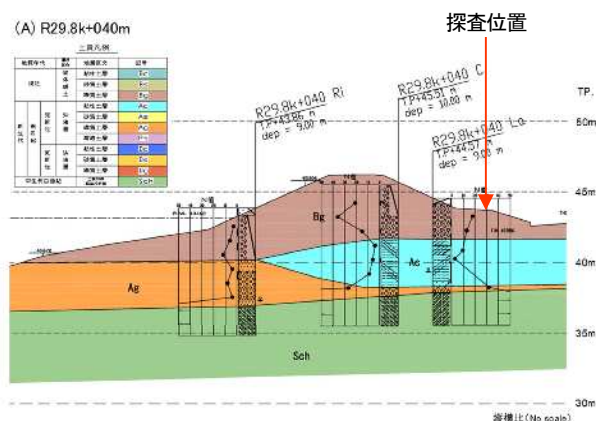


図-4 現地調査における側線位置(縦断方向)

2. 調査方法 (FDEM 探査)

(1) 測定原理

FDEM法 (Frequency Domain Electromagnetic Method) は、電磁探査法のひとつである。送信コイルに測定深度に見合う周波数の電流を流し、磁場(1次磁場)を発生させると、地中では電磁誘導現象により電流が誘導され、その電流によって2次磁場が生じる。この2次磁場の強度を受信コイルで測定する(図-5参照)。誘導電流は地下の比抵抗分布に依存しているため、2次磁場の強度を測定することにより地盤の比抵抗を計算で求めることができる。本調査で用いるFDEM探査装置は、周波数領域での電磁探査といわれ、16種類の周波数の磁場を発生させ、深度方向の比抵抗分布を測定する。

(2) 探査機の仕様

表-1に探査機等の基本仕様を示す。また、図-6に探査装置の写真を示す。

(3) 現地調査の手順

また、図-7に現地調査手順を示す。測定は探査機を各測

点に設置し静止した状態で行った。測定データは、探査機と計測用パソコンをケーブルで接続し計測用パソコン内に保存した。各測点で探査機設置と測定の作業を繰り返し行った。

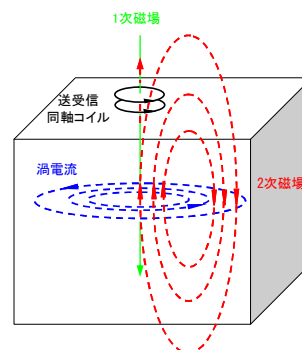


図-5 FDEMの基本原理解概念図

表-1 FDEM 探査機基本仕様

測定周波数 16種	16種波数 (364~25Hz) 364, 216, 182, 128, 91, 64, 48, 32, 22.8, 16, 11.4, 8, 5.7, 4, 3.8, 2 (Hz)
コイル	送信コイル: 直径25cm, 巻数10回 受信コイル: 直径95cm, 巻数30回(平面巻線) (同軸送受信コイル)
送受信機	送信電流: 丁数値0.5~10A 位相検出分解能: 0.005度以下
寸法、質量	330(φ)×320(高)×230(幅) mm, 約15kg
データ通信	RS232Cケーブル (max30m)
計測ソフト	パーソナルコンピュータ制御 計測時間: 最速30秒/測点
電源	AC100V (ポータブル発電機)



図-6 FDEM 探査機

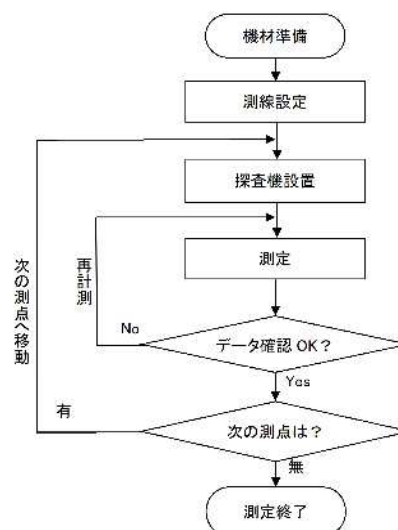


図-7 測定フロー図

3. 調査結果

(1) 縦断方向

FDEM 探査結果図(縦断方向)を図-8に示す。また、FDEM 探査による比抵抗値と地層区分を図-9に示す。

TP+40m 前後に $50 \sim 95 \Omega \cdot m$ 程度の比抵抗層が連続的に確認された。この低比抵抗層は、下流側では Ac 層/Ag 層の2層、上流側では Ac 層/As 層の2層を反映していると解釈した。Ac 層の下端については、比抵抗による層区分が困難であるため、既往ボーリング柱状図と既往横断面図を参考に推定し、破線で示した。一般的に、比抵抗値が低いほど粘性土の層厚が厚いと考えられる。このため、本調査では $50 \sim 80 \Omega \cdot m$ が連続的に確認された区間を層厚3m以上、それ以外を層厚3m未満と区分した。L=432m 付近、L=460m 付近の $80 \sim 95 \Omega \cdot m$ 程度とやや低比抵抗となる箇所では、部分的に Ac 層または As 層の層厚が厚くなる可能性がある。また、下流側においては、Bg 層の直下に Sch 層(基盤岩)が分布することが既往ボーリング柱状図で確認されている。現地踏査では、下流端付近において、中洲に露岩が確認された。以上のことから、L=0m~L=120m における Bg 層と Sch 層の間の $80 \sim 95 \Omega \cdot m$ 程度とやや低比抵抗を示した箇所では、Sch 層の風化部となる可能性を残すと想定される。

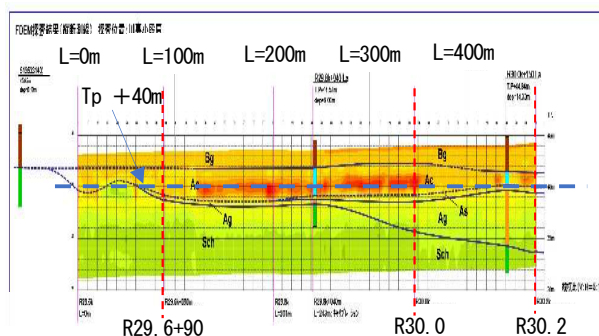


図-8 FDEM 探査結果図(縦断方向)

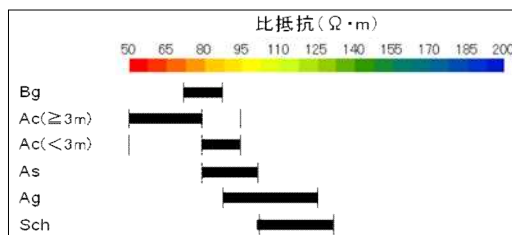


図-9 FDEM 探査による比抵抗値と地層区分

(2) 横断方向

FDEM 探査結果図(横断方向)を図-10に示す。横断方向の調査は、一連区間の中で、現地状況、及び縦断方向の調査結果から、最も危険となる3断面の位置を設定したうえで、横断方向の地層分布を FDEM 探査により連続的に把握した。調査結果は、浸透モデル作成上で非常に有効であり、調査結果から得られた断面は、過去に浸透破壊した Y 川と同様の土質構成(図-11 参照)であることを確認した。

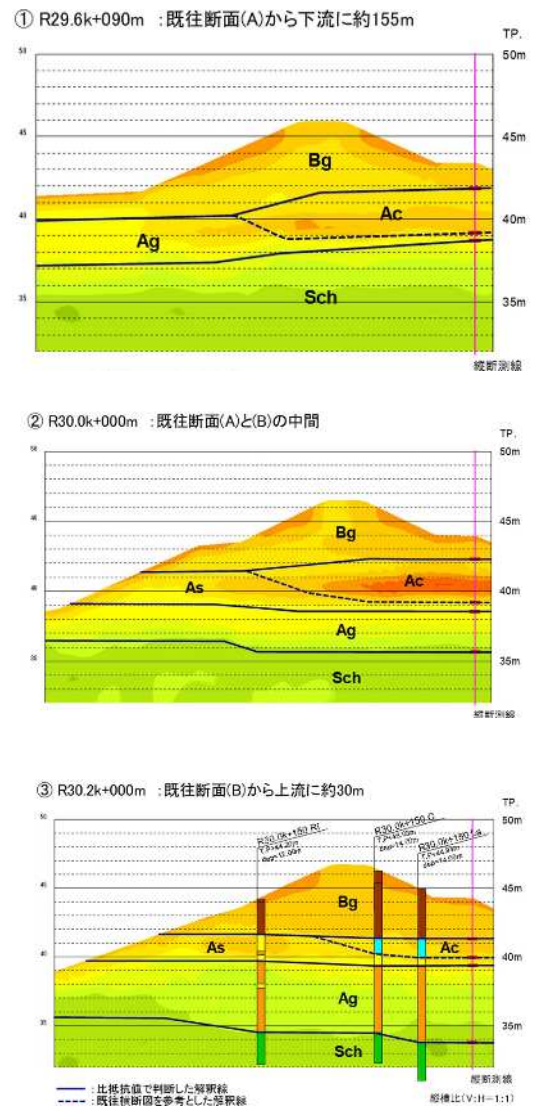


図-10 FDEM 探査結果図(横断方向)

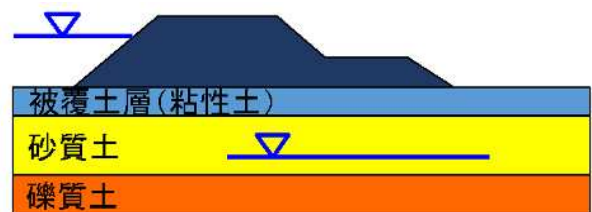


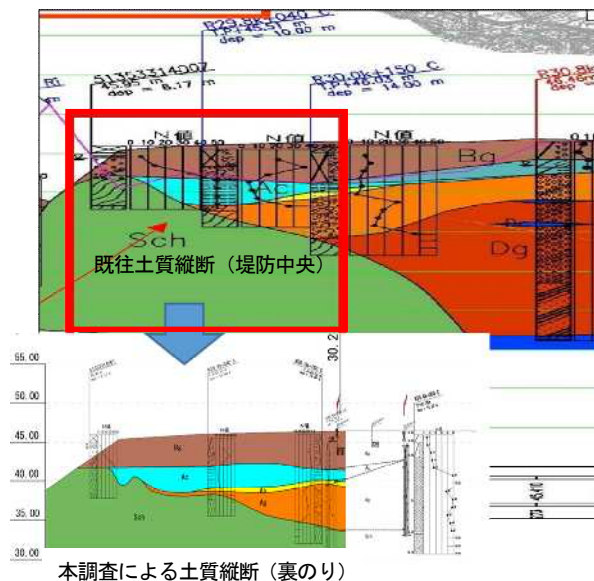
図-11 浸透破壊となりうる土質構成

4. 調査結果の考察

(1) 調査結果の有効性

FDEM 探査は、ボーリング調査に比べて、短時間で広範囲の調査が可能である。図-12に示すように、FDEM 探査によって、連続的な川裏側の縦断方向の地層分布を把握し、細分区間・代表断面の設定の基礎情報を得ることができた。また、設定した代表断面位置において、横断方向の連続的な地層分布を把握した。以上より、浸透に対する堤防の構

造検討における「盤ぶくれ」の判定(粘性土層厚が3m未満か否か)などに必要な粘性土層(Ac層)厚の把握と細分区間分け、及び代表断面設定のうえで非常に有効であることを確認した。



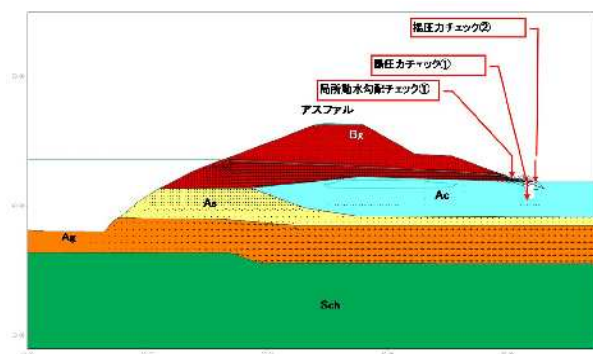
図一 1 2 既往土質縦断とFDEM 探査結果の対比図

(2) 調査結果の堤防安全性検討への適用

FDEM 探査により補完した代表断面の土質構成を踏まえ、浸透に対する堤防安全性検討を行った。検討結果を表一2に示す。表に示す通り、各断面において現況断面では、照査基準を満足することができなかったため、各断面において、対策工の検討を行った。

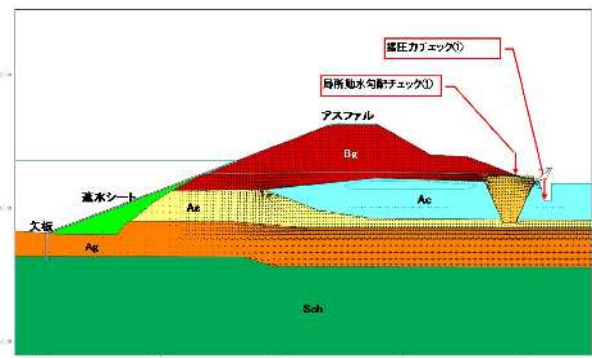
表一 2 堤防の浸透安全性検討結果

位置	ケース	最低水位時の浸透係数		最高水位時の浸透係数		最低水位時の浸透係数		最高水位時の浸透係数		照査結果		
		Q/W	判定	Q/W	判定	Q/W	判定	Q/W	判定			
1. 右岸290.700	現況断面	0.634	×	-	-	1.096	1,000	○	1,940	1,500	○	×
	透水路シート(裏法)	0.639	×	-	-	0.988	1,000	×	2,602	1,500	○	×
	透水路シート(裏法)+矢張り+トンチンタウエル(裏法)	0.620	×	-	-	0.888	1,000	×	2,601	1,500	○	×
	トンチンタウエル(表裏に挿入)	1.032	○	-	-	1.088	1,000	○	2,601	1,500	○	○
2. 右岸290.000	現況断面	0.755	×	-	-	0.976	1,000	×	2,152	1,500	○	×
	断面拡大+透水路シート(裏法)	0.809	×	-	-	1.206	1,000	×	2,186	1,500	○	×
	トンチンタウエル(裏法)	0.776	×	-	-	0.972	1,000	×	2,389	1,500	○	×
	透水路シート+矢張り+トンチンタウエル(表裏まで)	0.668	×	-	-	1.170	1,000	○	2,597	1,500	○	○
2. 右岸290.000	透水路シート+矢張り+トンチンタウエル(矢張り下げ、水路挿入)	0.662	×	-	-	1.209	1,000	○	2,613	1,500	○	×
	透水路シート(矢張りまで)+矢張り+トンチンタウエル(矢張り下げ、水路挿入)	1.104	○	-	-	1.387	1,000	○	2,613	1,500	○	○
	現況断面	0.697	×	-	-	0.825	1,000	×	1,517	1,500	○	○
	断面拡大+透水路シート(裏法)	0.816	×	-	-	1.076	1,000	○	1,597	1,500	○	×
2. 右岸290.000	トンチンタウエル(矢張り下げ)	0.835	×	-	-	0.977	1,000	×	1,519	1,500	○	○
	断面拡大+透水路シート(裏法)+矢張り	2.217	○	-	-	1.029	1,000	○	1,597	1,500	○	○



図一 1 3 浸透流解析結果図(現況: R30.0k の例)

R30.0kにおける浸透流解析結果図(現況)を図一13に、浸透流解析結果図(対策工)を図一14にそれぞれ示す。



図一 1 4 浸透流解析結果図(対策後: R30.0k の例)

5. まとめ

本報では、河川堤防の浸透安全性検討を効果的・効率的に行うための事例を報告した。

既往の土質調査結果を補完する目的で FDEM 探査を適用することは、連続的な地層の変化を把握する手法として有効であり、細分区間・代表断面の設定、及び浸透安全性検討を実施するための基礎情報として活用できると考える。

あ と が き

本調査の実施にあたっては、関係機関によるフィールドの提供、及び貴重な資料の提示をして頂いた。ここに、熱く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 片山辰雄、小里隆孝、加藤裕将、楠見晴重、松岡俊文：周波数領域電磁探査法の開発と河川堤防調査への適用性、地盤工学ジャーナル Vol. 4、No. 4、331-340
- 2) 若狭聡、館川逸郎、片山辰雄：河川堤防浸透点検の一連区間細分化における FDEM 探査の適用事例、土木学会第 63 回年次学術講演会講演集(平成 20 年 9 月)、2-212

UAV 搭載型グリーンレーザによる離岸堤の点検について

(株) ニュージェック ○ 阿 部 廉 太 朗

論 文 要 旨

離岸堤に対して、新技術(UAV に搭載したグリーンレーザ計測機器)を用いて陸上部・水中部の点検を実施し、従来技術である海上目視および潜水目視による点検との比較検討を行った。検討の結果、効率性、安全性、経済性の面で新技術が有利となることが明らかとなった。また、新技術の活用によって 100 点/㎡以上の点群が水中部を含め広範囲に取得可能であり、3次元の形状の把握によって詳細な点検が可能であることを示した。

キーワード：離岸堤、点検、UAV、グリーンレーザ測量

ま え が き

離岸堤等の沖合施設は海象条件の影響を受けるほか、施設延長が長く施設の大部分が水中部に没しているため、陸上からの目視だけでは全体の把握が困難である。そのため、海上目視点検や潜水目視点検により変状の有無を把握する手法が一般的に用いられている。一方で、従来の手法では調査期間が長期になることや海中・海上作業に安全面のリスクがあることから、沖合施設の点検には多大な労力を要している。

そこで本研究では「海岸保全施設維持管理マニュアル(令和2年6月(令和5年3月一部変更))¹⁾」(以下、維持管理マニュアル)に記載のある新技術等による点検手法を参考に、離岸堤(図-1)の点検について適用可能な新技術を活用し、点検手法の評価を実施した。



図-1 離岸堤の鳥瞰写真

1. 離岸堤の点検項目および変状ランク

離岸堤の維持管理は維持管理マニュアルにより実施されている。表-1に離岸堤に対する評価項目および内容を示す。評価項目は、施設の防護機能の低下の要因となるブロックの移動・沈下・散乱及びブロックの破損が二次点検において「必ず実施する項目」として挙げられている。また、必要に応じて前面海底地盤の洗掘、基礎工の移動・沈下・散乱について調査を行う。

本研究で対象とした離岸堤では、基礎工は整備されていないため、堤体の移動・沈下・散乱、ブロック破損および前面海底地盤の洗掘の3項目について点検を実施した。

評価内容は堤体の変状、ブロックの損傷、前面海底地盤の洗掘の把握であり、確認される変状の程度によってa～dのランクで区分されている。

表-1 離岸堤に対する評価

変状現象			変状のランク(確認される変状の程度)			
			a	b	c	d
必ず実施する項目	堤体	移動沈下散乱	堤体全体にわたって堤体断面がブロック1層分以上減少している。	堤体全体にわたって堤体断面が減少している(ブロック1層未満)	ブロックの一部が移動、散乱、沈下している。	わずかな変状がみられるか、変状なし。
		ブロック破損	破損ブロックが1/4以上ある。	破損ブロックは1/4未満である。	少数の破損ブロックがある。	小さなひび割れが発生しているか、ひび割れが発生していない。
必要に応じて実施する項目	前面海底地盤	洗掘	広範囲で侵食があり、かつ捨石マウンドの法尻前面で深さ1m以上の洗掘がある。洗掘に伴うマウンド等への影響が見られる。	広範囲で侵食があり、かつ捨石マウンドの法尻前面で深さ0.5m以上1m未満の洗掘がある。	深さ0.5m未満の洗掘がある。	わずかな変状がみられるか、変状なし。
	(基礎工)	移動沈下散乱	流出又は破損、欠損がある。	小規模な移動又は沈下がある。	—	わずかな変状がみられるか、変状なし。

2. 3次元点群データの計測方法

(1) 計測方法

本研究では従来の目視点検に代わり、UAVによる3次元点群測量により上記の点検項目を評価した。

UAVを活用した点群データの計測方法として、主に①写真を取得して画像を処理する方法、②レーザスキャナを搭載して点群を取得する方法の2種類がある。①の方法では、常に変化する波が画像処理に悪影響を及ぼし、②の方法では、水面下の堤体形状を把握することが困難であるという課題がある。そこで、水深数mまで計測が可能なグリーンレーザ

「TDOT3 GREEN」(図-2)を UAV に搭載し運用を試みた(以下、グリーンレーザ測量)。

一般的な UAV レーザ測量は、近赤外域のレーザを用いる。近赤外線レーザは安価で扱いやすい半面、水に吸収されやすく水面下の地形の取得が困難である。「TDOT3 GREEN」は緑色域の波長の短いレーザを照射するため、陸上と水中の地形測量が同時に可能となり、離岸堤の調査に適していると判断した。



図-2 グリーンレーザ計測機器 (TDOT3 GREEN)

(2) グリーンレーザの精度・要件

グリーンレーザを用いた測量は、「3次元計測技術を用いた出来形管理要領(案)²⁾」および「UAV 搭載型レーザスキャナを用いた公共測量マニュアル(案)³⁾」を参考とした。

消波ブロックの形状を適切に捉えるため、データ取得に係る要件を以下のように設定した。

要件①：点密度は 100 点/m² 以上 (陸部のみ)

要件②：水平方向の計測精度は 15cm 以内

要件③：高さ方向の計測精度は 10cm 以内

以上の要件を満たす対地高度や飛行速度、飛行コース等を設定した(表-2、図-3)。

表-2 飛行・計測諸元

項 目	パラメータ設定値
対地高度	50m
飛行速度	3.0m/sec
コース間重複度	50%
パルスレート	60,000Hz/sec
レーザ走査角	視野角 90° (±45°)
スキャン回数	30 走査線/sec
ビーム径	3.0mrad

グリーンレーザ測量にあたり、計測精度を確保・検証する為、調整点および検証点である対空標識(図-4)を設置した。離岸堤周辺では対空標識の設置が困難であるため、海浜部まで計測範囲を拡張した。

調査時期は、比較的潮位の低い時間帯とし、気象条件や海

象条件を総合的に判断した上でグリーンレーザ測量を実施した(図-5)。

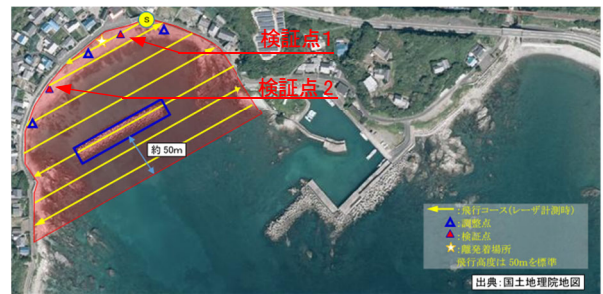


図-3 飛行コースの設定



図-4 対空標識

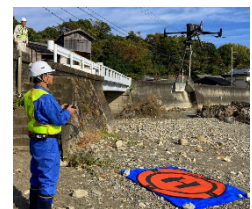
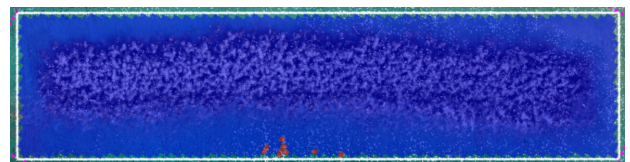


図-5 測量状況

(3) 3次元点群データの精度検証

取得データの点密度および計測精度の検証を実施した。

点密度は点群データを一定の格子間隔で区切り、ひとつの格子内に含まれる点の数により検証した。図-6に検証結果を示す。水深の深い箇所では 100 点未満の格子があるものの、離岸堤の陸部及び水深が浅いほとんどのエリアで要件①を満足した。



■ : 1.0m×1.0m の範囲に 100 点以上

■ : 1.0m×1.0m の範囲に 100 点未満

図-6 点密度の検証結果

計測精度は、検証点の計測座標と測量観測(標高は水準測量、水平方向はネットワーク型 RTK)の座標を比較することで検証した。表-3に検証結果を示す。比較の結果、要件②および要件③を満足した。

表-3 検証点の検証結果

検証点	較差 ΔH (m)	判定
1【水平方向】	0.040 < 0.150	OK
1【高さ方向】	0.019 < 0.100	OK
2【水平方向】	0.028 < 0.150	OK
2【高さ方向】	0.016 < 0.100	OK

3. 3次元点群データによる点検結果

(1) グリーンレーザによる取得データの取りまとめ

グリーンレーザ測量で取得した3次元点群データ(図-7)より、ノイズ等のエラー計測点や水面等の遮蔽物部分のデータを除去し、海底地盤の標高を示すグラウンドデータを作成し、3次元モデル(図-8)を構築した。

また、点群計測時に撮影した UAV 写真データから、オルソ画像(図-9)を作成した。以上のデータを用いて、施設の評価を実施した。

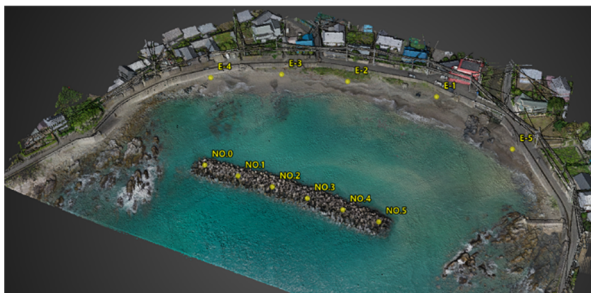


図-7 取得した3次元点群データ

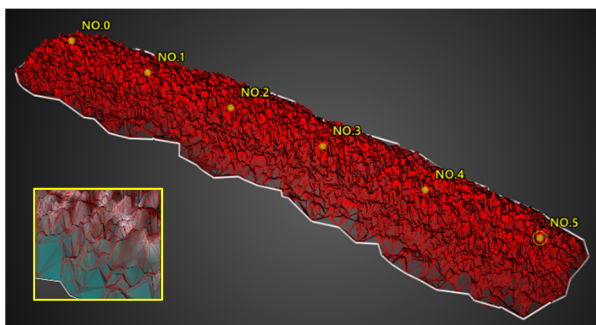


図-8 3次元モデル(TINデータ)



図-9 オルソ画像

(2) 堤体(ブロックの移動・沈下・散乱)の評価

ブロックの移動・沈下・散乱に対する調査は、3次元点群データ及び3次元モデルの断面形状から評価を実施した。点群からの計測断面は1mの幅を持たせて点群の上側を抽出する設定とした(図-10～図-12)。これは、消波ブロックの隙間などの局所的に低い点を抽出してしまい、沈下・散乱等の評価に誤認が生じることを防ぐためである。

断面図からは若干の移動が確認された。維持管理マニュアル上の評価基準である「ブロック層分以上減少しているか」、「ブロックが移動、散乱しているか」が判別可能である。

従来技術である「潜水士による潜水目視」、「消波ブロッ

ク上での水準測量」と比較して、潜水作業が不要でありブロック上への立ち入りを回避できることにより、現場作業の効率化及び安全性の向上が期待できる。

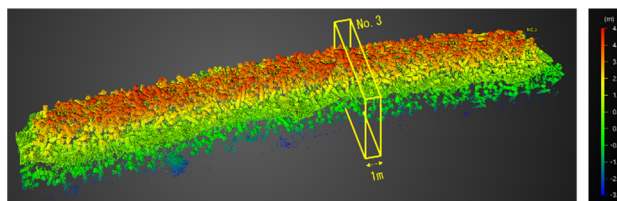


図-10 断面計測位置(No.3)

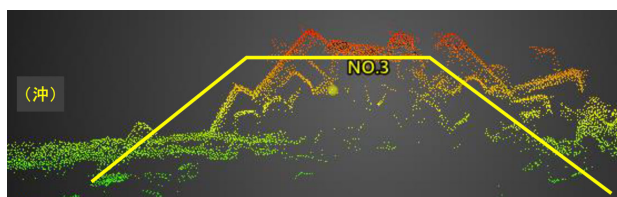


図-11 断面図(3次元点群データ)

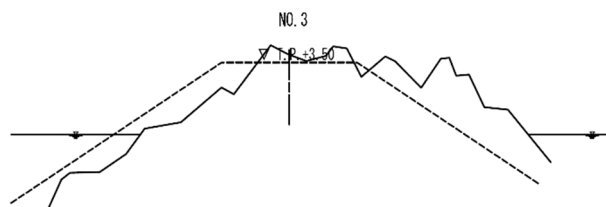


図-12 断面図(3次元モデル)

(3) 堤体(ブロック破損)の評価

ブロックの破損に対する調査は、空撮写真及び作成したオルソ画像から技術者の目視により評価を実施した(図-13)。

オルソ画像からは堤体に一部破損が生じていることが判別できる。海中部における破損を写真や点群から判別することは困難であるが、評価基準である「少数の破損ブロックがあるか」、「破損ブロックが1/4を超えているか」等を把握するには十分な計測精度であると考えられる。

グリーンレーザ測量は、従来技術である「船舶による海上目視」、「潜水士による水中目視」と比較して、現場作業が効率的であることに加え、オルソ画像は全体の形状が把握しやすいため、破損位置の抽出や整理作業を効率的に実施可能というメリットがある。



図-13 ブロックの破損

(4) 海底地盤(洗堀)の評価

海底地盤に対する調査は、3次元点群データ(グラウンドデータ)から評価を実施した(図-14)．視認性向上のため、海底面である標高-0.5m~-5.0mを着色した．

グラウンドデータから海底地盤の標高は、概ね-1.0mから-4.0mに収まっていることが確認できる．設計当初や過年度の測量結果と比較することで、評価基準である「深さ0.5m未満の洗堀」、「広範囲で侵食」等の判別が可能である．当該施設では、洗堀の傾向はないと評価した．

従来技術である、「潜水士による水中目視」、「深浅測量調査」と比較して、広範囲な領域で海底地盤を可視化することで、評価の効率化及び精度の向上が期待できる．

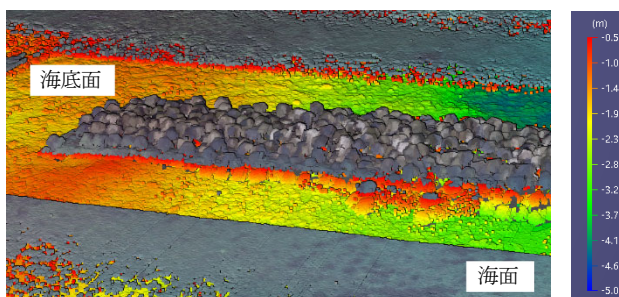


図-14 海底地盤の標高データ

4. 従来技術との比較検討

従来技術である「船舶による海上目視」、「潜水士による水中目視」と新技術である「グリーンレーザを搭載したUAVによる3次元点群測量」について取得データ、効率性、経済性、安全性について比較する．また、グリーンレーザ測量の運用における留意点についても整理する．

(1) 取得データ

従来技術の場合は、目視点検による変状の写真、簡易計測による計測値が取得可能である．それに対して新技術の場合は、水中部の点群データ、オルソ画像が取得できる．これらのデータは、ひび割れ幅等の計測は困難であるが、3次元の形状の把握によって、離岸堤の破損や沈下等の広域的な評価が可能である．なお3次元モデル(TINデータ)に関して、消波ブロックの隙間等細かな部分もモデル化されるため、ブロックの不足量の算出が容易となるモデル形状とはならなかった．構造物の種別に応じて、モデル化の設定等を勘案する必要がある．

(2) 効率性・経済性

効率性については施設数及び調査面積によって変動する．

1施設(L=150m)のみの場合では、従来技術と新技術の双方で1日程度の作業時間となり効率性に大きな差は生じないが、広域の場合は、UAVによって現場作業時間を大幅に短縮することが可能となる．

経済性についても、機器が高額となるため、施設数が少ない場合は従来技術に経済性で劣る可能性がある．しかし広域の場合は、従来技術よりも効率よく安価に点検が可能である．

(3) 安全性

安全性については、従来技術の場合、船舶による離岸堤への接近や測量のための上陸が生じ、波浪の影響を受けるため安全面のリスクが高い．新技術はこれらの危険箇所への立ち入りを回避できることから、作業の安全性が高いといえる．

(4) 新技術の運用における留意点

グリーンレーザを運用する際の留意点について、以下に列挙する．

- ・計測水深は水の濁り、波浪の状態に依存．
- ・雨天及び風速5m/sec以上の場合、作業不可．
- ・ドローン飛行に関する法令の確認が必要．
- ・構造物の種別や点検の目的により、点群密度や計測精度などの要件の設定が必要．

あ と が き

本論文では、海上目視や潜水目視を主体として実施してきた離岸堤の点検について、3次元点群データを活用した点検方法を検討した．UAVに搭載したグリーンレーザ計測機器を活用することで、より広域な領域において効率のかつ安全に点検を実施できることが明らかとなった．

今後の課題として、さらなる新技術の導入促進のため、環境負荷や働き手不足解消効果などを含めた総合的な導入価値について、VFM等の手法から定量的に示すことが求められる．

技術の側面からは、水の濁りや波浪等の測量への影響を最小限に抑えた、より安価なレーザ計測機器の開発が望まれる．また、AIによるひび割れの自動検出などの技術との同時運用についても、検証が必要である．

執筆に際して、和歌山県東牟婁振興局の野口様にご協力を賜りました．心から感謝申し上げます．

参 考 文 献

- 1) 海岸保全施設維持管理マニュアル改訂検討委員会：海岸保全施設維持管理マニュアル，農林水産省農村振興局防災課他，R.5.3.
- 2) 国土交通省：3次元計測技術を用いた出来形管理要領(案)，R.4.3.
- 3) 国土交通省：UAV搭載型レーザスキャナを用いた公共測量マニュアル(案) R.2.3.
- 4) 和歌山県東牟婁振興局：すさみ海岸外海岸整備(長寿命化計画更新)業務報告書 R.6.3.

※マニュアル類は当時の最新版である

3次元 FEM 解析を用いた起伏式ゲートを有する

中空断面堰柱に対する耐震性能照査

パシフィックコンサルタンツ (株) ○小野寺 貴
パシフィックコンサルタンツ (株) 松浦 功

論文要旨

既設の河川構造物における耐震補強設計では、河川構造物の耐震性能照査指針・解説¹⁾(以下、河川指針)に基づいた耐震性能照査を実施し、補強要否や補強工法の検討を行う。ただし、特殊構造の場合は、河川指針では安全性を確認することが難しい場合がある。

起伏式ゲートを有する堰柱は、ゲートの開閉を担う駆動部が堰柱内部に設置されており、一般的な門柱を有する堰柱とは異なる特殊な構造である。起伏式ゲートを有する堰柱における耐震性能照査の課題は、河川指針に準じた地震時保有水平耐力法(以下、保耐法)を用いた照査を満足した場合であっても、中空断面堰柱における側壁部(以下、側壁部)に、浸水につながるひび割れが発生しているか把握できないことが挙げられる。地震時において側壁部にひび割れが生じ、堰柱内部が浸水すると、起伏式ゲートの開閉性に甚大な被害が及ぼされるが、保耐法ではひび割れの発生有無や発生箇所を詳細に把握することは難しい。

本論文では、起伏式ゲートを有する堰柱に対して保耐法を用いた耐震性能照査に加えて、3次元 FEM 解析を実施し、側壁部の安全性を確認した結果を述べる。3次元 FEM 解析によりひび割れ発生箇所を可視化し、堰柱の安全性を確認した。また、主応力が作用している箇所にせん断力が集中する傾向があり、中立軸から離隔のある中空断面の側壁部にはせん断力が大きく作用しないことを3次元 FEM 解析結果から確認することができた。

キーワード： 3次元 FEM 解析、起伏式ゲート、中空断面堰柱、耐震性能照査

まえがき

河川構造物の一つである堰は、洪水のスムーズな流下や農業用水の取水位の確保、塩害の防止等を目的として建設されている、我々の生活に欠かせない重要構造物である。そのため、既設の河川構造物に対する耐震補強設計では、河川指針に基づいて、耐震性能照査を実施し補強要否や補強工法の検討を行う。ただし、特殊構造の場合(河川指針では網羅できない、特殊形状を有する河川構造物の場合)については河川指針による耐震性能照査に加えて、構造物の特殊性を踏まえた更なる照査を実施することで、地震時における河川構造物の安全性を確認することが望ましい。

起伏式ゲートを有している堰柱(図-1)は、ゲートの開閉を担う駆動部が堰柱内部に設置されており、一般的な門柱を有する堰柱とは異なる特殊な構造である。起伏式ゲートを有する堰柱における耐震性能照査の課題は、河川指針に準じた保耐法の結果だけでは、側壁部にひび割れが生じているか判断できないことが挙げられる。地震時において側壁部にひび割れが生じ、堰柱内部が浸水すると、起伏式ゲートの開閉性に甚大な被害を及ぼすが、河川指針の照査方法ではひび割れの発生有無や発生箇所を詳細に把握



図-1 耐震性能照査を実施した河口堰

することは難しい。

本論文では、起伏式ゲートを有する堰柱に対して保耐法を用いた耐震性能照査に加えて、3次元 FEM 解析を実施し、側壁部の安全性を確認した結果を論述する。以下では、照査対象の構造諸元と保耐法を用いた耐震性能照査を示したうえで、設計上の課題について述べる。加えて、3次元 FEM 解析によりひび割れの発生箇所および応力分布の確認結果と確認結果から得られた知見について述べる。

1. 設計上の課題

1. 1. 構造諸元

本論文で扱う中間堰柱の構造諸元を以下に示す。また、断面図を図-2に、正面図および平面図を図-3に示す。

- ・ゲート型式：起伏式ゲート（扉体高：2.64m）
- ・開閉方式：油圧シリンダ両端駆動式
- ・基礎：杭基礎（鋼管杭）（ $\phi 600$ ， $L=24.0\text{m}$ ）
- ・堰柱使用材料： $\sigma_{ck}=21\text{ N/mm}^2$ ，SD295
- ・管理橋：プレートガーターI桁橋（3連）
- ・地盤種別：II種地盤



図-4 中間堰柱の現地写真（側面）

1. 2. 現場状況

中間堰柱の現地写真（側面）を図-4に示す。上流側には管理橋を兼用する歩道橋が架橋されている。中空断面内部の現地写真を図-5に示す。中空断面内部にはゲートの開閉を担う駆動部が堰柱内部に設置されている。

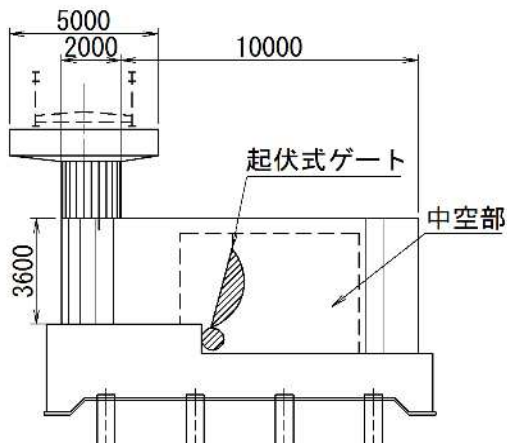


図-2 断面図



図-5 中空断面堰柱内部の現地写真

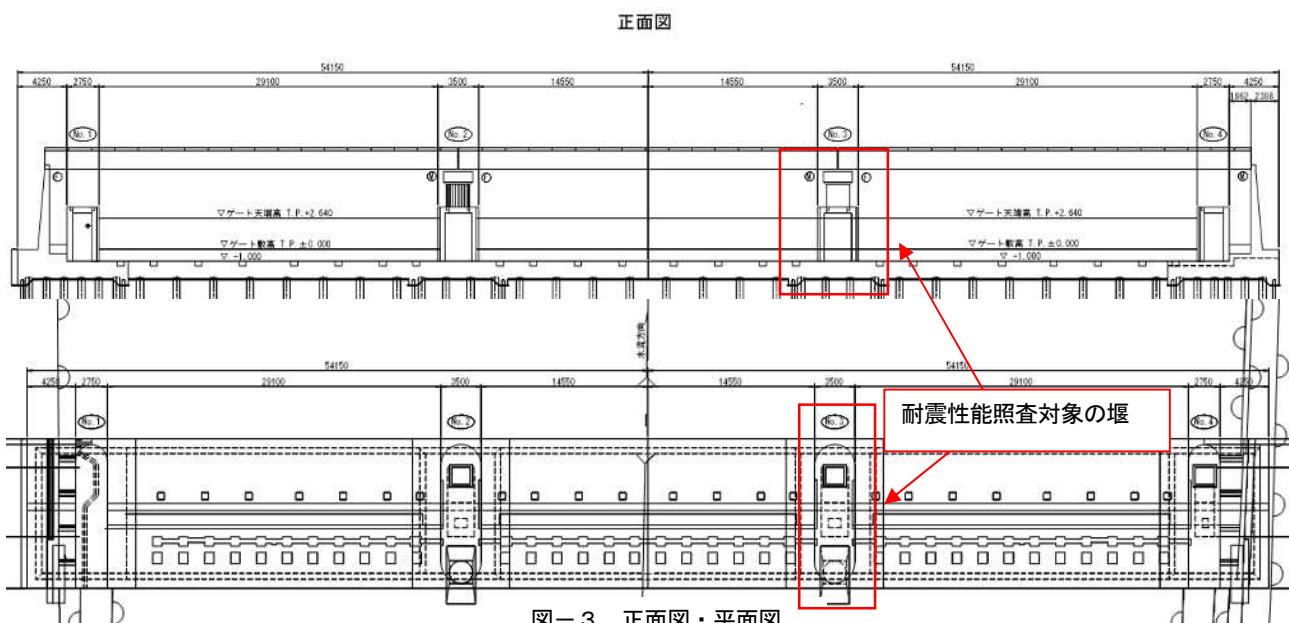


図-3 正面図・平面図

1. 3. 河川指針に基づいた保耐法による照査

河川指針に基づき保耐法を用いて耐震性能照査を実施した。骨組みモデルの節点振り割り図(No.3 堰柱)を図-6に示す。破壊形態としてはせん断破壊型であったため、地震時の設計水平震度 k_{hc} がせん断破壊時の震度 k_{hs0} 以下であることを照査した。なお、本論文では側壁部に焦点を当てているため、水流直角方向に対する結果のみ整理している。照査結果を表-1に示す。地震時の設計水平震度 k_{hc} がせん断破壊時の震度 k_{hs0} 以下であり、耐震性能を満足していることが分かった。解析結果が現況照査を満足したのは、堰柱の断面形状が地震等の外力ではなく、起伏式ゲートの開閉装置を設置するスペースが確保できるよう決定しているためと考えられる。

1. 4. 耐震設計上の課題

保耐法による照査で用いる曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係の算出にあたっては、側壁部(図-7)も含め鉄筋が配置されているすべての範囲を考慮して算出している。したがって、ひび割れ曲率に達した際に、ひび割れが発生する箇所が具体的に分からないという課題がある。一方、せん断の照査においては、側壁部はせん断耐力算出時の有効断面として考慮できず、照査対象外のため(図-8)、せん断ひび割れの発生有無や発生箇所は確認できないという課題がある。地震時において側壁部にひび割れが生じ、堰柱内部が浸水すると、起伏式ゲートの開閉性に甚大な被害を及ぼす。そこで、構造物の特殊性を踏まえた更なる照査として、3次元FEM解析を実施する。

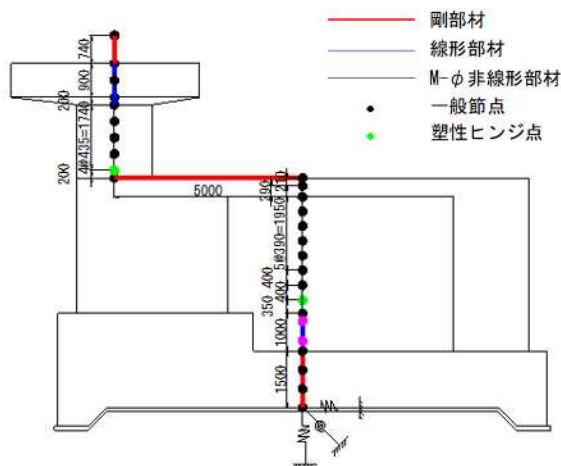


図-6 骨組みモデルの節点分割

表-1 保耐法による耐震性能照査結果

L2地震動	設計水平震度 k_{hc}	せん断破壊時の震度 k_{hs0}	照査結果	超過率
タイプⅠ	1.296	1.346	OK	0.96
タイプⅡ	0.994	1.346	OK	0.74

※設計水平震度 k_{hc} は構造物の固有周期から算出される水平震度 k_{h0} 、地域別補正係数 C_z 、構造物特性補正係数 C_c の積
※せん断破壊時の震度 k_{hs0} は堰柱の構造諸元から整理されるせん断耐力より算出

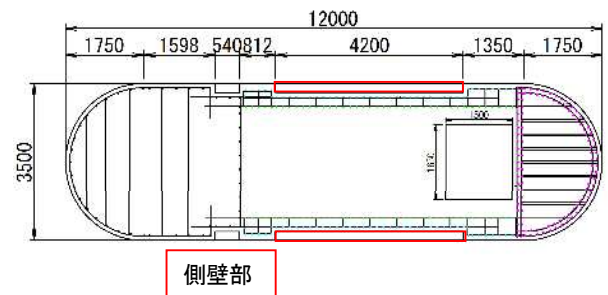
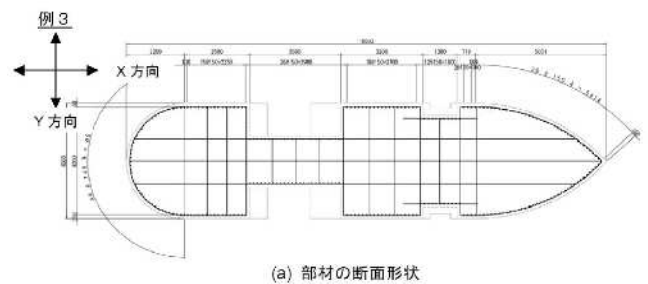
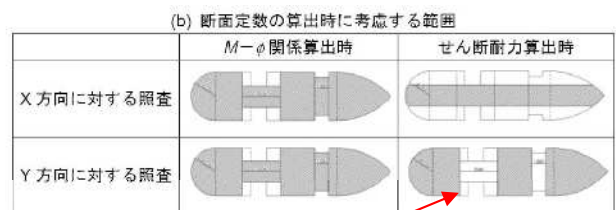


図-7 照査対象の部材断面



(a) 部材の断面形状



側壁部は有効断面として見込まない
■ : 有効断面

図-8 河川構造物の耐震性能照査指針(案)一問一答²⁾

2. 3次元FEM解析による耐震性能照査

2. 1. 解析概要

1章で述べた通り、保耐法では側壁部に主応力やせん断応力に伴うひび割れが生じているか判断できないため、3次元FEM解析を実施し、設計水平震度が堰柱に作用した際のひび割れ位置をひび割れ図として可視化することにより安全性を確認する。また、側壁部が位置している堰柱天端(中央)の水平震度 kh ・水平変位 δ 関係(kh - δ 関係)および構造物全体の損傷イベントをプロットする。

堰柱の3次元非線形FEM解析モデルは六面体ソリッド要素としてモデル化した。モデル図を図-9および図-10に示す。全体座標はX軸方向を水流方向、Y軸を水流直角方向、Z軸を鉛直方向と定義した。本解析では、水平震度 kh を一方向のみに漸増する単調载荷の解析(静的プッシュオーバー解析)であり、荷重载荷方向は水流直角方向である。

2. 2. 解析結果

解析結果を図-11に示す。設計水平震度が作用するまでに、門柱基部および堰柱基部にひび割れが生じており、また門柱基部で主鉄筋の降伏が起こっている。また、門柱基部・堰柱基部いずれもせん断破壊に至っていないことが分かる。ひび割れの発生位置を確認するために、設計水平震度が作用した際のひび割れ図を図-12に示す。ひび割れ位置は赤線で表示している。歩道橋が架橋されている位置直下における堰柱基部および門柱基部にて、ひび割れが生じていることが分かる。また、側壁部にはひび割れが生じていないことが分かり、安全性を視覚的に確認することができた。

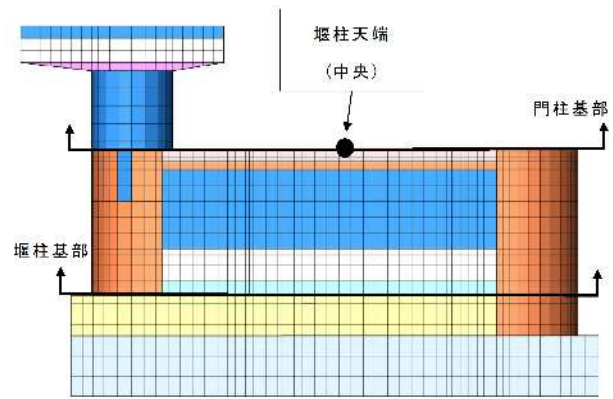


図-10 FEM解析モデル(側面図)

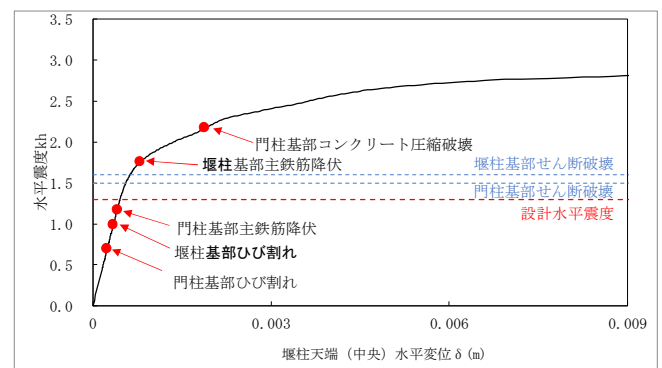


図-11 水平震度-堰柱天端(中央)水平変位グラフ

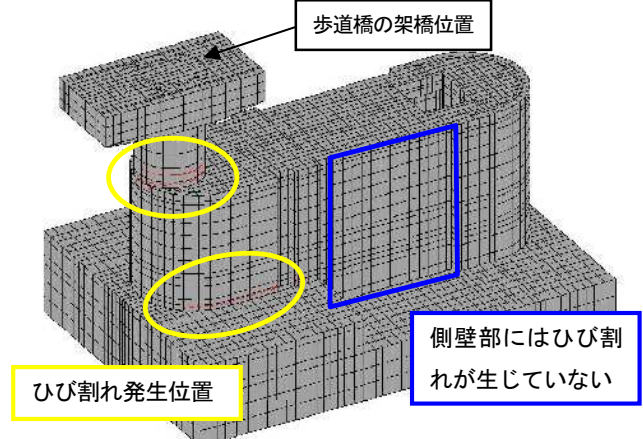


図-12 ひび割れ図(設計水平震度作用時)

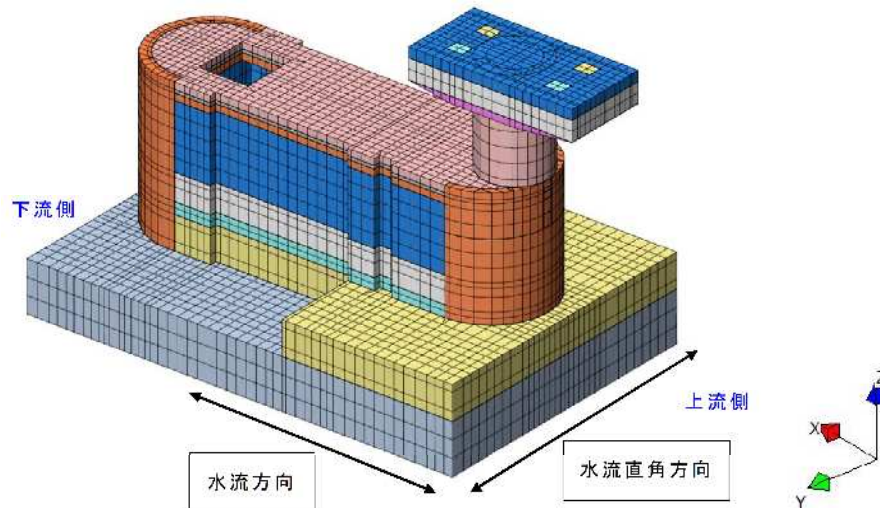


図-9 FEM解析モデル(鳥瞰図)

2. 3. FEM 解析結果の考察

設計水平震度が堰柱に作用した際の主応力・せん断応力分布から結果を考察する。まず、主応力分布図(単位: kN/m^2)を図-13に示す。主応力は門柱基部および門柱直下の堰柱基部に集中していることが分かる。また、側壁部における主応力分布図(中空部の断面図)を図-14に示す。最大主応力は 536kN/m^2 であり、コンクリートのひび割れ強度は $1,751\text{kN/m}^2$ (コンクリート強度: 21N/mm^2)であるため、ひび割れ強度に達していないことが分かる。続いて、せん断応力分布図(堰柱基部の平面図)を図-15示す。せん断応力は門柱と堰柱付近に集中しており(最大値: 871kN/m^2)、側壁部にはひび割れが発生するようなせん断力が作用していないことが分かる。せん断応力分布から、主応力の大きい要素においてせん断応力が大きくなる傾向にあることが確認された。すなわち、中立軸からの離隔が大きく、更に管理橋の支柱が設置され、主応力が大きい上流側外縁部においてせん断応力が大きくなることが分かる。河川構造物の耐震性能照査指針(案)一問一答²⁾の解説において、切り欠きのある断面部はせん断耐力算出時に控除することとされている(図-8)。これは、切り欠きのある断面は中立軸から離隔のある最もせん断応力が大きくなる断面が切り欠かれていることから、せん断耐力として期待できないことためであると考えられる。また、本論文の堰柱は起伏式ゲートを有する構造であり、一般的な門柱を有する堰の堰柱と比較して主応力や地震時のせん断力が小さい。上流側の管理橋支柱付近は支柱による影響があるものの切り欠き部分からの離隔があるため、切り欠き部分の発生せん断応力は小さいものと考えられる。

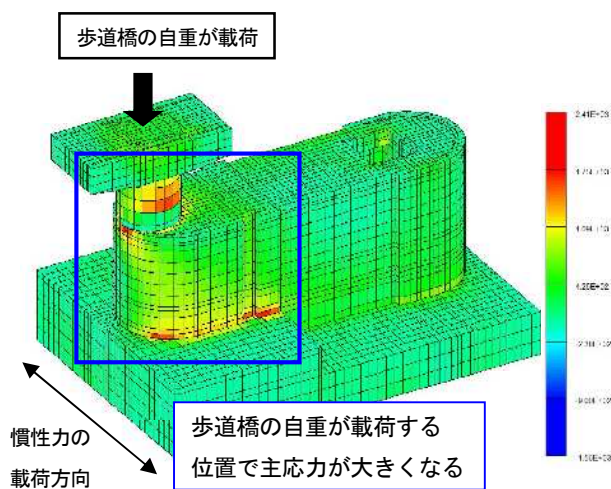


図-13 主応力分布図(設計水平震度作用時)

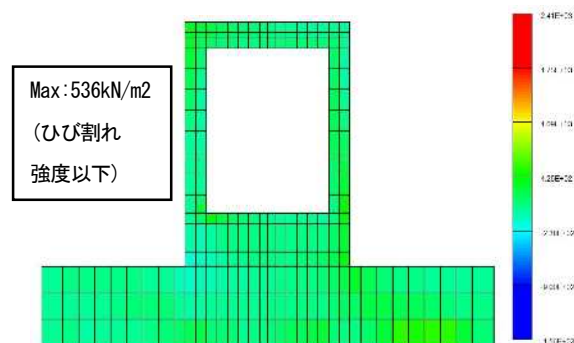


図-14 主応力分布図(中空部の断面図)

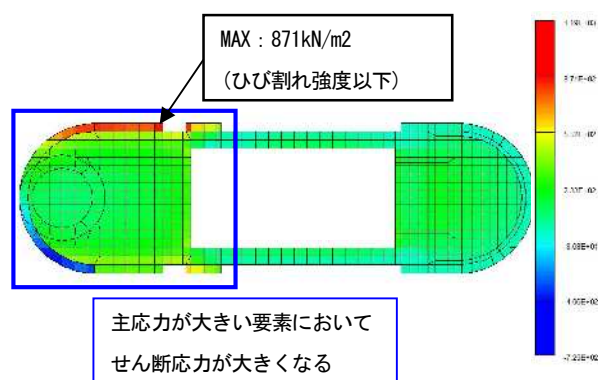


図-15 せん断応力図(堰柱基部の平面図)

あとがき

本論文では、起伏式ゲートを有する堰柱に対する3次元FEM解析結果について述べた。3次元FEM解析は、保耐法では把握することができない、ひび割れの発生有無や発生箇所および主応力・せん断応力分布を視覚的に確認することで地震時の安全性が確認できた。

参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課, 河川構造物の耐震性能照査指針・解説-IV.水門・樋門および堰編, R2.2
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局治水課, 河川構造物の耐震性能照査指針(案)一問一答, H19.11, p.40-42

加古川市かわまちづくりにおける河川構造物設計について

(株) エイト日本技術開発 ○三 次 春 奈
小 西 浩 史

論文要旨

加古川市は、JR 加古川駅から歩いていくことができる県下最大の一級河川加古川河川敷を活用した、新たな賑わいの創出を目指し、国・県・市・市民活動団体・市民等の様々な主体が役割分担と協働のもと、「かわまちづくり事業」を進めている。

本稿では、河川管理者である姫路河川国道事務所からの委託業務として実施した、かわまちづくり詳細設計業務の概要について紹介を行う。本業務では、整備内容具体化の段階から携わり、かわまちづくり計画書を基に整備イメージを提案して、親水護岸・親水空間及び船着場の詳細設計を実施した。河川構造物の配置計画や形状等の細部構造は、かわまちづくり計画の目的・目標を達成するため、関係機関へのヒアリングを複数回実施し、要望を適切に反映させた。その際、イベントが多数実施される現地条件を踏まえ、施工期間中における利用者への安全性に留意した。

キーワード：かわまちづくり，親水護岸，せせらぎ水路，船着場，BIM/CIM

まえがき

加古川市かわまちづくり計画の対象エリアは、JR 加古川駅から近い河川敷のエリアとなっている（図－１）。「駅から集客施設が立地する市街地を經由して、歩いて行ける河川空間」という強みを活かし、「回遊性の高いネットワークを形成する」というコンセプトの中で、加古川河川敷を「ウェルネス都市加古川」の快適拠点と位置づけ、ハード・ソフト施策を推進している。

これまで加古川では、河川空間を利用したイベントやスポーツ大会の開催など、官民一体となってソフト施策に取り組んできた。

本稿では、河川空間の更なる利用促進，安全性向上，新たな魅力創出を目指して実施した、かわまちづくり詳細設計業務について紹介する。



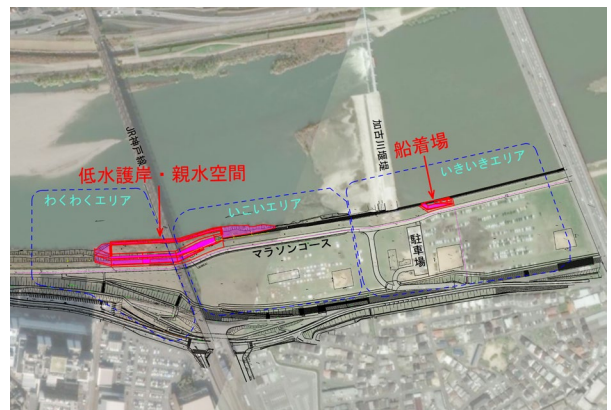
図－１ 加古川市かわまちづくりハード施策の全体図¹⁾

1. 設計概要

本業務の設計対象構造物は、JR 神戸線加古川橋梁を挟んだ「わくわくエリア」から「いこいエリア」にかけての親水護岸・親水空間及び加古川堰堤上流の「いきいきエリア」における船着場である（図－２）。

高水敷に整備されている「みなもロード」では、毎年12月に加古川マラソンが開催されており、マラソンコースは日常的にも利用者が見られる。また、高水敷全体が河川公園となっており、各種イベント会場として利用されている。

本業務では、「みなもロード」の線形に影響しないこと、高水敷のイベント利用を妨げないことを条件として、河川構造物の設計を行った。



図－２ 設計区間平面図²⁾

2. 親水護岸・親水空間詳細設計

加古川市かわまちづくりにおける「わくわくエリア」は、若者や子供連れをメインターゲットとして、水遊びや環境学習ができるわんど等を備えた水辺広場整備が計画されている。本業務では、「いいエリア」の低水護岸未整備区間を「わくわくエリア」の親水空間整備に包含し、水辺利用が可能となるような河川構造物の設計を行った。

現況は、低水護岸が設置されておらず、植生が繁茂しており、水辺に近寄りにくい環境(図-3)となっているため、小さな子供でも安全に水遊びができる構造となるよう、親水護岸・親水空間の詳細設計を行った。

(1) 親水護岸

親水護岸構造は、水辺に整備する親水空間への動線を考慮し、階段護岸とする。本業務では、若者や子供連れが利用しやすい法勾配・蹴上高さ、ブロック製品の表面仕上げ方法による修景効果について比較検討を行った(表-1)。

検討の結果、想定する利用者が子供連れであることを考慮し、蹴上が低く昇降しやすい昇降部(③案:蹴上15cm)と、親水空間の様子を座って見守ることができる観覧部(②案:蹴上30cm)を配置する複合案を採用した。



図-3 現地状況

表-1 階段護岸構造 比較表

項目	①案	②案	③案
勾配	1:3.0	1:2.0	1:2.0
蹴上	20cm	30cm	15cm
概要	昇降がしやすい緩やかな勾配。	観覧用の階段工であり、せせらぎ水路で遊ぶ様子を座って見られる。	昇降用の階段工であり、②案の半分のステップである。
断面図			
擬石模様の可否	擬石模様の階段工に変更可能。 	踏面部を擬石模様に変更可能。 	擬石模様の階段工に変更不可。
親水空間幅員	約13.2m	約16.0m	約16.0m
経済性	◎ ※擬石模様採用の場合、直工約3倍△	○ ※擬石模様採用の場合、直工約2倍△	○
総合評価	加古川市との協議の結果、②案と③案を組み合わせた階段工とする。		

(2) 親水空間

①親水空間の形状

親水空間の形状は、かわまちづくり計画書に例示されるわんどを設置した場合、出水のたびに再整備が必要になる等、維持管理の負担が懸念として挙げられた。

本業務では、維持管理の負担を軽減できるよう、わんど案に加え、流水を維持するせせらぎ水路案との比較検討を行った(図-4)。

加古川市との協議の結果、維持管理の負担が軽減できるせせらぎ水路の整備を行うことに決定した。

②せせらぎ水路の設計

せせらぎ水路区間の平面形状は、下記条件のもと低水路肩付近を一部切り下げる形で計画した。

- ・ 上下流の整備済み護岸は取り壊さず、活用する
- ・ 現況断面から河積を減じない
- ・ 河川の将来計画と整合を図る

(整備メニュー：低水路掘削、堰の改築)

せせらぎ水路の基準高は、親水活動における河川の水利条件等について実験、考察した松浦、小栗らの論文³⁾を参考に、河川の常時水位で、せせらぎ水路部の水深が子供の膝下程度(水深30cm)となるよう敷高を設定した。また、河床洗掘により水深が大きくなることが無いよう、せせらぎ水路の上下流端には根固め工を計画した。

加古川本川とせせらぎ水路の境界部は、被災した際にも復旧が容易な捨石マウント構造を採用した(図-5)。本業務では、「掃流-乱積モデル」⁴⁾により、代表流速に対して安定する捨石径を決定した。

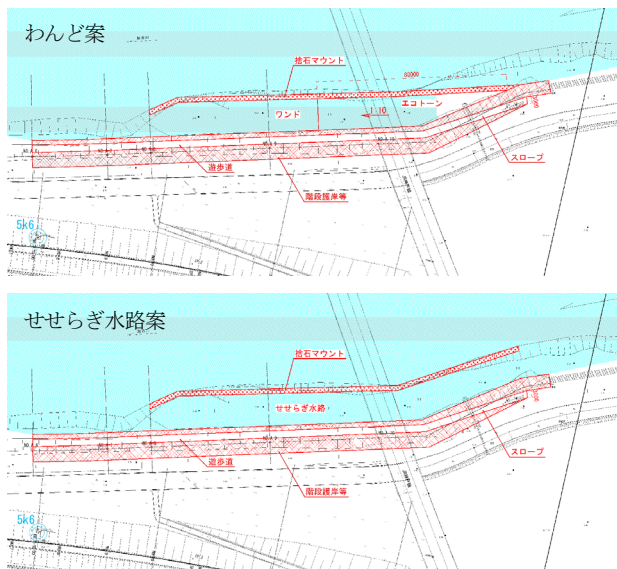


図-4 親水空間形状 概略イメージ

河岸側の護岸構造は、法の中程に小段状に遊歩道を設け、高水敷からスロープで水際に近づくことが可能な構造とした(図-6)。また、計画地点は土砂堆積傾向にあるため、土砂撤去等の維持管理にも利用可能な構造とした。遊歩道は、バリアフリーに配慮し、「歩道の一般的構造に関する基準」⁵⁾、「都市公園の移動等円滑化整備ガイドライン」⁶⁾を参考に設定した。

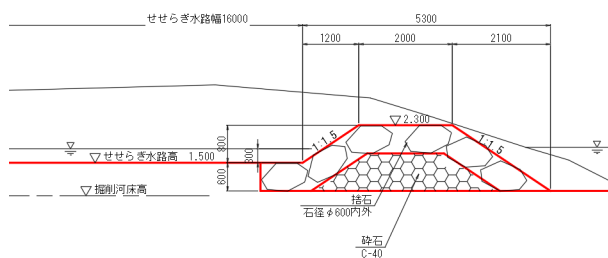


図-5 せせらぎ水路標準断面(本川側)

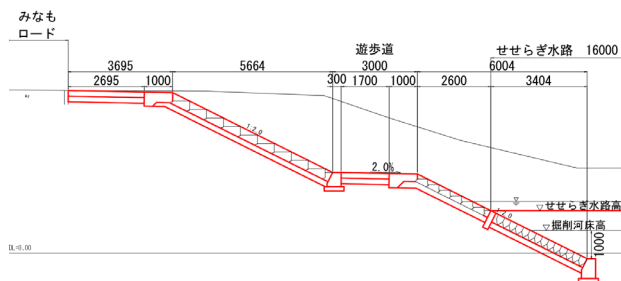


図-6 せせらぎ水路標準断面(河岸側)

③安全対策

利用者の安全対策(水難事故防止策)については、河川の治水安全性との両立を考え、親水空間の整備事例等を参考に、注意喚起の看板を設置する方針とした(図-7)。

工作物設置基準およびチェックリスト⁷⁾では、安全施設として、高さ1m以下であれば流下断面に柵等を設置可能としている。しかし、捨石マウント箇所には柵等を設置した場合、ゴミ等の引っ掛かりによる河積阻害や流出の危険、親水性を妨げる恐れがあり、本設計には適さないことから、看板での対策とした。



図-7 揖保川せせらぎ公園の安全対策事例

3. 船着場設計

船着場計画地点の「いきいきエリア」は、高水敷広場と水面のスポーツ利用促進を目指した整備が計画されている。加古川堰堤上流の湛水域を利用したレガッタ大会が行われる等、水面利用が活発なエリアである。

本業務では、船着場の構造について、SUP やカヌーが利用できるような整備イメージを複数案作成し、比較検討を行った(表-2)。

関係機関との協議により、スロープ設置案と平場設置案の複合案を採用した。

船着場の設置位置は、計画地点付近に加古川堰堤があるため、河川管理施設等構造令⁸⁾に規定される堰の条件護岸区間を除外したうえで、船着場利用者がボート類や道具を運ぶ際の導線を考慮し、高水敷の駐車場から距離が近い地点を選定した。

船着場の構造寸法は、利用を想定しているカヌー等のサイズを基に設定した(表-3)(図-8)(図-9)。なお、検討に際しては、利用形態が同様の加古川漕艇センターの事例を参考とした。

表-2 船着場構造 比較表

項目	①緩勾配化案	②スロープ設置案	③平場設置案
概要	既設の階段勾配(1:1.5)より緩やかな勾配(1:3.0)とする。	下流に向かって高水敷から下りることのできるスロープを設置する。	階段護岸の途中(水際部)に平場を設ける。
平面図			
断面図			
みなもロードとの離隔	約 5.7m	約 3.7m	約 5.4m
総合評価	加古川市との協議の結果、②案と③案を組み合わせた形状とする。		

表-3 船着場構造

項目	内容	設定根拠等
スロープ幅員	全幅 5.0m (坂路 3.0m + 階段工 0.8m×2 + 隔壁 0.2m×2)	土砂撤去のための工事用車両やカヌー等道具運搬車両(幅員約 1.8m)が通行可能となるよう設定
スロープ勾配	8%	パラカヌーの利用を考慮し、「円滑化ガイドライン」 ⁶⁾ より
平場幅員	5.0m	スロープ幅員に一致
平場高さ	OP+4.350m	加古川堰堤湛水位以上
横断勾配	2% (張り Co)	「歩道の一般的構造に関する基準」 ⁵⁾
平場延長	15.0m	SUP・カヌー、レガッタの全長より
防舷材	CR-60, B230, t=20	加古川市の整備事例を参考に、簡易な構造とした
階段護岸法勾配	1 : 3.0	事例を参考に、利用しやすい勾配 水面以下は既設護岸活用 (1 : 1.5)
安全管理	脱着式ポール + ロープ	事例を参考に、利用性を考慮して設定

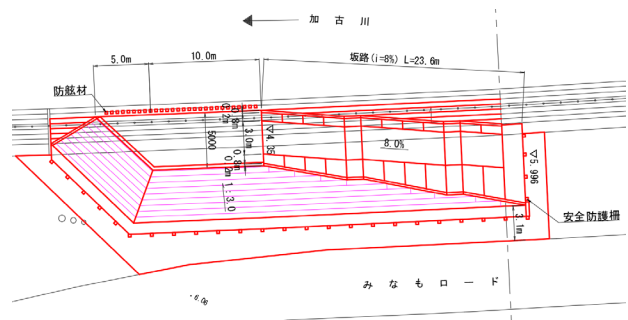


図-8 船着場計画平面図

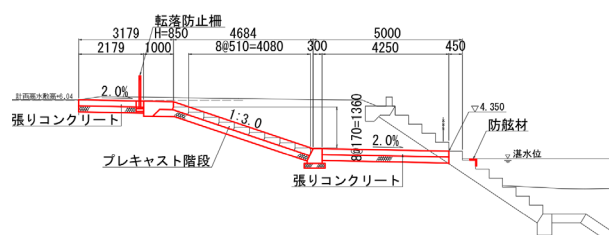


図-9 船着場計画断面図(平場部)

4. BIM/CIM

本項で述べた内容の他、業務内で対応した周辺の構造物の修正設計等の検討結果を反映し、かわまちづくりエリア全体の3次元モデルを作成した(図-10)。

作成した3次元モデルは、関係機関協議での完成イメージの共有と、JR加古川橋梁との干渉確認等に活用した。

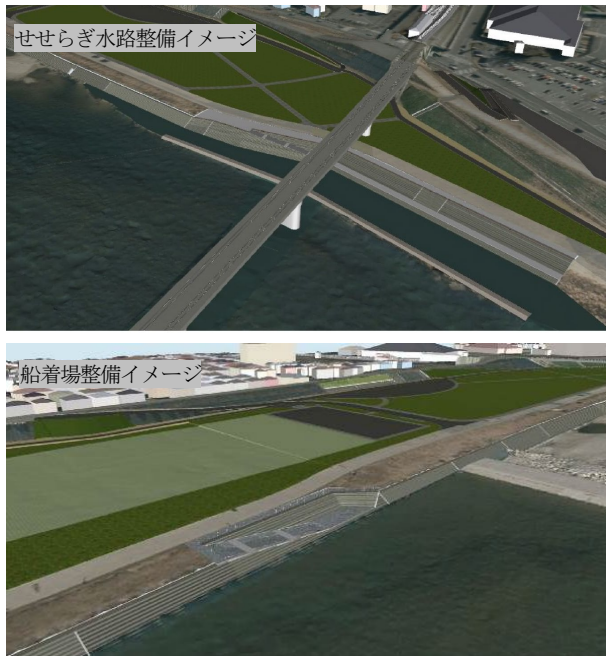


図-10 3次元モデル

あ と が き

本稿では、かわまちづくり事業の一環として実施した設計業務より、親水護岸及び船着き場の設計事例について紹介を行った。円滑な業務遂行を図るために、実施した事項を以降に述べる。

- (1) 加古川市と具体的な整備内容を協議する際に、参考となる整備事例を提示した。事例収集にあたっては、国土交通省HP等で公開されている河川の整備事例集^{9) 10) 11) 12) 13)}より、加古川市かわまちづくり計画の個別施策に挙げられている「わんど」「環境学習」といったキーワードを含む実績について調査を行った。
- (2) かわまちづくり事業においては、多様な立場の関係者との調整が必要となるため、必ず図面等ビジュアル化した資料を基に協議を行い、手戻りの少ない設計となるよう心掛けた。
- (3) 関係機関との協議結果を反映し、維持管理に考慮したうえで、現在の河川空間の利用を妨げないなどの条件を基に、関係機関の要望を反映した構造物設計を行った。
- (4) かわまちづくり計画で設定されているエリアのターゲット層や利用形態から、具体的なイメージをもって、利用しやすい施設となるよう設計した。

加古川市かわまちづくり協議会では、市民や民間事業者との協働によるソフト施策の検討が進められている。引き続き加古川市等の意向を確認しながら構造物の修正設計を行い、ハード・ソフト施策の目的が噛み合った、より良い河川空間の創出を目指すことが必要である。

参考文献(または引用文献)

- 1) 加古川市かわまちづくり協議会：加古川市かわまちづくり計画, R4.3.29
- 2) 航空写真：GEOSPACE CDS+
- 3) 松浦茂樹, 小栗幸雄：自然河川における夏期親水活動の実態分析—砂州の発達した河道を中心に—, 水利科学 31(2), S62.6.1
- 4) (財)国土技術研究センター：護岸の力学設計法 令和5年10月改訂版, p104
- 5) 国土交通省：歩道の一般的構造に関する基準, H17.2, p1
- 6) 国土交通省：都市公園の移動円滑化整備ガイドライン, R4.3, p48
- 7) 全国河川管理課長会議：許可工作物技術審査の手引き～チェックリスト～, H23.5, p17-2
- 8) (財)国土開発技術研究センター：改定・解説 河川管理施設等構造令, H12.1, p222
- 9) 国土交通省：全国かわまちづくりMAP,
<https://www.mlit.go.jp/river/kankyo/main/kankyou/machizukuri/map.html>
- 10) 国土交通省：多自然川づくり優良事例集,
<https://www.mlit.go.jp/river/kankyo/main/kankyou/tashizta/04-kinki.html>
- 11) 中部地方整備局：川の通信簿,
<https://www.cbr.mlit.go.jp/kawatomizu/tushinbo/index.htm>
- 12) 近畿地方整備局：水辺活用ノウハウブック,
<https://www.kkr.mlit.go.jp/news/river/topics/2017/ol9a8v00000msyo.html>
- 13) 国土交通省：水辺楽しみスポット募集,
<https://www.mlit.go.jp/river/kankyo/main/kankyou/machizukuri/natunomizube/index.html>

大阪府北河内地域における河川点検事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 新 翔一郎

論文要旨

近年,我が国では豪雨災害が激甚化・頻発化し,各地で甚大な被害が発生しており,護岸など河川管理施設の老朽化,あるいは河床低下,土砂堆積などの進行により,河川管理施設の健全度や流下能力に悪影響を与え,沿川地域に被害が発生する事案が多発している.そのため,河川施設が防災施設として,いついかなる時でも所定の機能を発揮できるよう,計画的かつ効率的な補修・更新などの適切なマネジメントを実施する必要がある.

本調査では,河川管理施設の目視点検と必要に応じて詳細点検を実施し,過去に定めている維持管理計画の更新を行い,効果・効率的な維持管理を行うことを目的に実施した.本稿では,大阪府北河内地域で実施した河川点検業務を行った結果について報告する.

キーワード: 河川維持管理計画, 河川管理施設点検, 河川カルテ, 目視点検調査, 予防保全

まえがき

近年,我が国では豪雨災害が激甚化・頻発化し,各地で甚大な被害が発生しており,護岸など河川管理施設の老朽化,あるいは河床低下,土砂堆積などの進行により,河川管理施設の健全度や流下能力に悪影響を与え,沿川地域に被害が発生する事案が多発している.そのため,河川施設が防災施設として,いついかなる時でも所定の機能を発揮できるよう,計画的かつ効率的な補修・更新などの適切なマネジメントを実施する必要がある.

本調査では,河川管理施設の目視点検と必要に応じて詳細点検を実施し,過去に定めている維持管理計画の更新を行い,効果・効率的な維持管理を行うことを目的に実施した.本稿では,北河内地域で実施した河川点検業務(2河川 計L=13.0km)を行った結果について,前回調査結果との比較も含め報告する.

1. 点検項目

点検項目は,堤防の川裏法面,天端,川表法面,護岸(法覆工),護岸基礎,床止工,その他の付帯構造物とする.

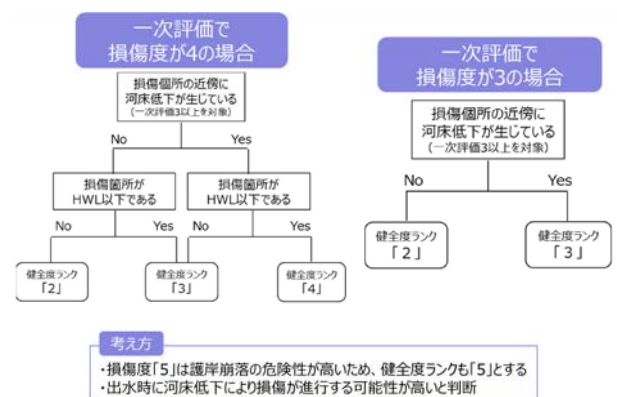
樋門等の占用物件は点検対象外であるが,堤防および護岸の安全性に関わるため,点検実施時に異常の有無について確認を行う.

2. 評価基準

評価基準は,『大阪府都市基盤施設長寿命化計画』¹⁾を基本に判定する.しかし,上記記載の評価方法では,明確な判定基準となっていないため,技術者によって評価のばらつきが発生する恐れがある.本業務では,技術者による評価のばらつきを排除するため,大阪府作成の『一次評価を基に二次評価

を実施する際の統一的指標について』²⁾のマニュアルを基に,一次評価に加え,統一的指標による評価と二次評価より健全度ランクを判定する.

良い ← 悪い				
1	2	3	4	5
変状なし	ごく小規模の剥離・損傷が生じている.部分的な欠落が見られる.単体の変状であり,周辺に同様の変状はない	表面に剥離・損傷が生じている.剥離・損傷の変状が点在している	表面だけでなく,部材を貫通する剥離・損傷が生じている.面的に変状箇所が確認できる	広範囲に破壊や欠落部が生じ,死に体となっている



図ー1 評価マニュアル(護岸の剥離・損傷の場合)²⁾

評価項目は以下9項目を対象に行う.

【評価項目】

- ①ブロック積のひび割れ
- ②河床低下・土砂堆積
- ③護岸の沈下・陥没
- ④護岸の剥離・損傷
- ⑤護岸のはらみ出し
- ⑥傾斜・折損
- ⑦目地のずれ
- ⑧漏水
- ⑨鋼矢板・鋼管矢板護岸の評価

二次評価で健全度ランク 4~5 と判定された場合は、優先度を設定する必要がある。優先度を設定する場合、下記表に基づき被災時の影響度によるランク分けを行う。評価項目は、地先の危険度、社会的影響度、河川特性と大きく3項目に分かれており、それぞれ評価点が異なる手法となっている。

二次評価後の健全度ランク結果と被災時の影響度によるランク分けにより優先順位を決定する。優先順位はA・B・C・経過観察の4パターンでランク付けを行う。

表一 被災時の影響度によるランク分け³⁾

評価項目(被災時の影響度)		点数
地先の危険度 0~3点	地先の危険度	3点:1/10~1/100で危険度Ⅱが発生する箇所 2点:1/10で危険度Ⅰ~Ⅱが発生する箇所 1点:1/30、1/100で危険度Ⅰ、Ⅱが発生する箇所
社会的影響度 0~7点	人家隣接 道路隣接	5点:沿川に人家が隣接(5軒以上) 3点:沿川に人家が点在(1軒~4軒) 2点:国道・県道 1点:市町村道(管理用道路で被災すると人家が孤立する場合を含む)
河川特性 0~10点	堤防形状 被災履歴 劣化進行 影響区間 護岸構造 橋脚重	4点:天井河川(埋内施設高く河床高) 2点:築堤(築込は0点) 1点:被災履歴あり(隣接含む) 1点:可動橋の影響区間(もしくは水衝部) 1点:被災すれば影響範囲が一連区間に及ぶ箇所 2点:高水堤岸+護岸上部に重力式擁壁あり 1点:高水堤岸(低水堤岸は0点) 1点:真Co無or空橋(不明含む)+管理用道路が公道兼用 最大20点
合計		

表二 健全度ランクと影響度による優先度のつけ方³⁾

健全度 ランク	<影響度>		
	0~2	3~10	11~20
5			人家等への影響がある場合は次期出水期までに対処。それ以外は応急対策後、状況に応じて対策を実施(※)
4	C	B	A
3	C	C	B
2	経過観察	経過観察	経過観察

※山付け区間など背後地に土地利用がなく、前後の河川管理施設への影響がない場合等については、経過観察を行い、状況に応じて応急対策、及び本復旧を実施

3. 河川点検結果

北河内地域内を流れる河川点検結果を以下に示す。

(1) 河川① (L=5.2km)

河川①の損傷数は、右岸 207 箇所(内新規 72 箇所)、左岸 150 箇所(内新規 50 箇所)の計 357 箇所である。これは、前回調査が計 241 箇所であったため約 1.5 倍の増加となる。

河川①の健全度ランクごとの占有率は、健全度ランク 5・4 は 0 箇所、健全度ランク 3 は 166 箇所、健全度ランク 2 以下は 191 箇所である。前回調査と比較すると、健全度ランク 4 及び 5 が減少している。(前回 31 箇所⇒今回 0 箇所) これは、今回調査より統一的指標及び二次評価を導入したことにより減少したことが考えられる。また、健全度ランク 3 が前回調査より増加した原因として、前回の健全度ランク 4・5 の評価が下がったことや、前回の健全度ランク 1・2 の損傷が進行したことが考えられる。

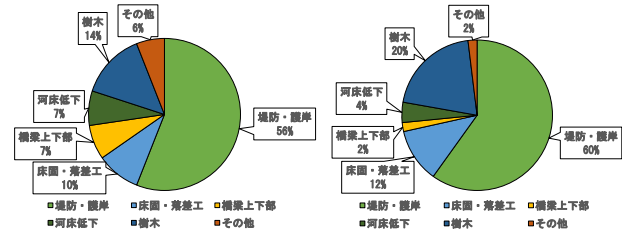
表三 河川① 健全度ランク結果

健全度 ランク	本調査			前回調査		
	左岸		右岸	左岸		右岸
	箇所数	割合	箇所数	箇所数	割合	箇所数
5	0	0%	0	0	0%	0
4	0	0%	0	0	0%	0
3	63	42%	103	50%	166	10
2	63	42%	72	35%	135	47
1	24	16%	32	15%	56	38
計	150	100%	207	100%	357	104

河川①の施設別損傷は、堤防・護岸の損傷が半数以上を占めており、床固・落差工や樹木の影響による損傷が多々確認された。

表四 河川① 施設別損傷結果

損傷度	左岸		右岸	
	箇所数	割合	箇所数	割合
堤防・護岸	84	56%	124	60%
床固・落差工	14	10%	24	12%
橋梁上下部	11	7%	4	2%
河床低下	11	7%	9	4%
樹木	21	14%	42	20%
その他	9	6%	4	2%
計	150	100%	207	100%



図二 河川① 施設別損傷結果

(2) 河川② (L=7.8km)

河川②の損傷数は、右岸 239 箇所(内新規 46 箇所)、左岸 220 箇所(内新規 32 箇所)の計 459 箇所である。これは、前回調査が計 400 箇所であったため約 1.2 倍の増加となる。

河川②の健全度ランクごとの占有率は、健全度ランク 5・4 が 3 箇所ずつ、健全度ランク 3 は 203 箇所、健全度ランク 2 以下は 249 箇所である。前回調査と結果が異なる理由としては、河川①の結果と同様に、統一的指標及び二次評価を導入したことによる減少、前回の健全度ランク 4・5 の評価が下がったことや、前回の健全度ランク 1・2 の損傷が進行したことが考えられる。

表五 河川② 健全度ランク結果

健全度 ランク	本調査			前回調査		
	左岸		右岸	左岸		右岸
	箇所数	割合	箇所数	箇所数	割合	箇所数
5	3	1%	0	0%	9	0%
4	1	1%	2	1%	3	0%
3	97	44%	106	44%	203	42%
2	69	32%	76	32%	145	36%
1	49	22%	55	23%	104	16%
計	219	100%	239	100%	458	194

河川②の施設別損傷は、堤防・護岸の損傷が半数を占めており、樹木による河川阻害等の影響も多く確認された。

表六 河川② 施設別損傷結果

損傷度	左岸		右岸	
	箇所数	割合	箇所数	割合
堤防・護岸	103	47%	98	41%
床固・落差工	13	6%	20	8%
橋梁上下部	2	1%	7	3%
堆積土砂	12	6%	7	3%
河床低下	16	7%	9	4%
工事中	0	0%	1	1%
樹木	67	30%	82	34%
その他	7	3%	15	6%
計	220	100%	239	100%



本調査結果に基づき、健全度ランク 4・5 となる損傷箇所を対象に補修計画を立案する。以下の表に補修箇所一覧表を示す。

河川名	番号	延長	評価			変状	補修内容
			健全度 ランク	被災時の 影響度	優先度		
河川②	左岸①	L=55m	5	9	A	洗堀・欠損・亀裂	根継工＋根固工
	左岸②	L=10m	4	6	B	洗堀	根継工＋根固工
	右岸①	L=4m	4	10	B	洗堀・沈下	護床ブロック延伸

現地状況から、護岸基礎部までの洗堀や欠損、コンクリート護岸の亀裂等が確認された。発生要因としては、増水時の流木や転石等の衝突による損傷、または河川阻害による流れの変化に伴い、護岸基礎の下端まで洗堀が生じた可能性が考えられる。補修対策としては、根継工＋河床低下が生じている箇所根固工を設置し洗堀防止を行う。

石積み工

石積み工基礎部の洗掘

現地状況から、石積み工基礎部までの洗堀が確認された。
発生要因としては、河川②に流入する支川との合流部により
河床洗堀が生じた可能性が考えられる。補修対策工として
は、根継工+河床低下が生じている箇所根固工を設置し洗
堀防止を行う。

ブロック積運岸

護床ブロック沈下

河床洗掘

現地状況から、護床ブロック下流部での河床洗堀及び洗堀に伴う護床ブロックの沈下が確認された。発生要因としては、護床ブロック設置にあたり、必要な範囲が不足していたことにより洗堀・沈下したことが考えられる。補修対策工としては、護床工の見直しを行い、必要な区間長及び必要重量等を検討し対策を講じる必要がある。

本業務でも確認された健全度ランク 4・5 となる箇所は、優先度の高いものから早急に対策を進めていくと共に、健全度ランク 3 以下についても今後損傷の進行が懸念されるため、定期的な点検を実施することが望ましい。

最後に、本業務の遂行や論文の執筆にあたりご指導、ご協力
頂きました関係者各位に深く感謝の意を表します。

- 1) 大阪府都市基盤施設長寿命化計画 大阪府都市整備部
平成27年3月 p39-43
- 2) 一次評価を基に二次評価を実施する際の統一的指標について 大阪府作成
- 3) 令和5年度「河川施設点検」実施要領 大阪府作成

北九州港における港湾脱炭素化推進計画の検討

(株) オリエンタルコンサルタンツ ○根岸和憲

(株) オリエンタルコンサルタンツ 堂阪妃奈

(株) オリエンタルコンサルタンツ 田多一史

論文要旨

国土交通省は、産業や港湾の競争力強化や脱炭素社会の実現に貢献するため、令和4年の港湾法改正において港湾脱炭素化推進計画策定を法定化し、全国の港湾での計画策定を進めている。本研究では、北九州港を対象として基本的な方針の検討、CO₂排出量の推計、計画目標の設定、港湾脱炭素化促進事業・実施主体の検討、ロードマップ・イメージ図の作成などを行い、北九州港港湾脱炭素化推進計画を作成した。

キーワード：港湾脱炭素化推進計画、カーボンニュートラルポート、CO₂排出量、港湾脱炭素化促進事業

まえがき

我が国では、2020年10月に2050年カーボンニュートラルを宣言し、その後、2021年4月には、2030年度に温室効果ガスを2013年度比で46%削減することを目指すことを表明した。港湾においては、サプライチェーン全体の脱炭素化に取り組む荷主等のニーズに対応し、港湾施設の脱炭素化等の取組を進めることで、荷主や船社から選ばれる競争力のある港湾を形成することが課題となっている。また、港湾・臨海部には温室効果ガスを多く排出する産業が集積しているため、立地産業の脱炭素化を後押しすることも必要となっている。

そのような課題を踏まえ、国土交通省では、令和4年の港湾法改正により、官民の関係者が参加する「港湾脱炭素化推進協議会」での検討を踏まえ、「港湾脱炭素化推進計画」を作成することが法定化された。

本論文では、北九州港港湾脱炭素化推進計画の策定にあたり検討した内容について紹介する。

1. 港湾脱炭素化推進計画の概要

港湾脱炭素化推進計画は、国土交通省から公表されている「港湾脱炭素化推進計画」作成マニュアル¹⁾(以降、マニュアル)に準拠し、図-1に示す内容を定める必要がある。

現在、全国の88港で計画策定に向けて、港湾管理者や臨海部立地企業等の関係者が参加する協議会が開催され、27港で計画が策定・公表されている(令和6年6月26日時点)。

弊社では、東北、関東、関西、中国、九州地方の計9港において、計画策定に携わっている。

「港湾脱炭素化推進計画」に定める事項

- ✓ **基本的な方針** (当該港湾の概要、取組方針等)
- ✓ **計画の目標**
 - ・温室効果ガス排出量の削減目標や水素等の供給目標等
- ✓ **港湾脱炭素化促進事業・実施主体**
 - ・温室効果ガス削減、吸収作用の保全等に関する事業(低炭素型荷役機械の導入、ブルーカーボン生態系の活用等)
 - ・水素等の供給に関する事業(水素等の供給のための港湾施設等の整備、LNGバンカリング施設の整備等)
- ✓ **計画の達成状況の評価に関する事項**
 - ・評価の実施体制、方法、公表方法等
- ✓ **その他港湾管理者が必要と認める事項**
 - ・港湾の脱炭素化に関する将来構想
 - ・脱炭素化推進地区の方向性
 - ・産業振興・地域活性化に関する取組 等

図-1 港湾脱炭素化推進計画の記載内容

2. 北九州港の概要

北九州港は、本州と九州の結節点に位置するとともに、日本海へと繋がる響灘、瀬戸内海と太平洋へ繋がる周防灘、そして国際的な主要航路である開門航路に面している。また、国際拠点港湾に位置づけられており、海外との貿易や国内物流の拠点として、北州市内だけでなく、西日本地域の人々の生活、産業や経済を支える重要な役割を担っている。北九州港における2022年(令和4年)の取り扱い貨物量は全体で約1億トン(輸出約700万トン、輸入約2,300万トン、移出約3,300万トン、移入、約3,700万トン)であり、全国第5位の取扱量である。品目別では、金属機械協業品の完成自動車が多く、全体の52.1%(約5,230万トン)を占めている。また、エネルギー資源に関連する貨物量は、約1,380万トンで全体の13.7%を占めている。

3. 計画策定に向けた検討

(1) CO₂排出量の推計

計画の目標設定に際し、CO₂排出量の推計を行った。推計はマニュアルに倣い、公共ターミナル内、公共ターミナルを出入りする船舶、車両、公共ターミナル外の4つの区分に分けて行った。推計には、計画対象範囲内に立地する企業へのアンケート調査により得られたエネルギー使用量や港湾統計データ、CO₂排出係数等を使用した。

推計の結果、2013年度 約1,581万トン、2021年度 約1,585万トンという結果となった(表-1)。CO₂排出量の大部分は、公共ターミナル外に立地する企業の事業活動により排出されており、港湾の脱炭素化に向けては、各企業の脱炭素化に資する取組が重要となることがわかる。

表-1 CO₂排出量の推計結果

区分		2013年度	2021年度
公共ターミナル内		約0.8万トン	約0.9万トン
出入りする	船舶	約4.2万トン	約5.1万トン
	船舶・車両	約8.9万トン	約9.2万トン
公共ターミナル外		約1,567万トン	約1,570万トン
合計		約1,581万トン	約1,585万トン

(2) CNP形成に向けたイメージ図

立地企業に対して、計画の目標を達成するために現在実施している、または、実施を予定している港湾脱炭素化促進事業を、アンケートやヒアリングにより調査を行った。

その結果を踏まえ、北九州港における促進事業や各種エネルギー資源の流れ等を視覚的に整理し、北九州港のCNP形成に向けたイメージ図として、図-2に示すとおり作成した。

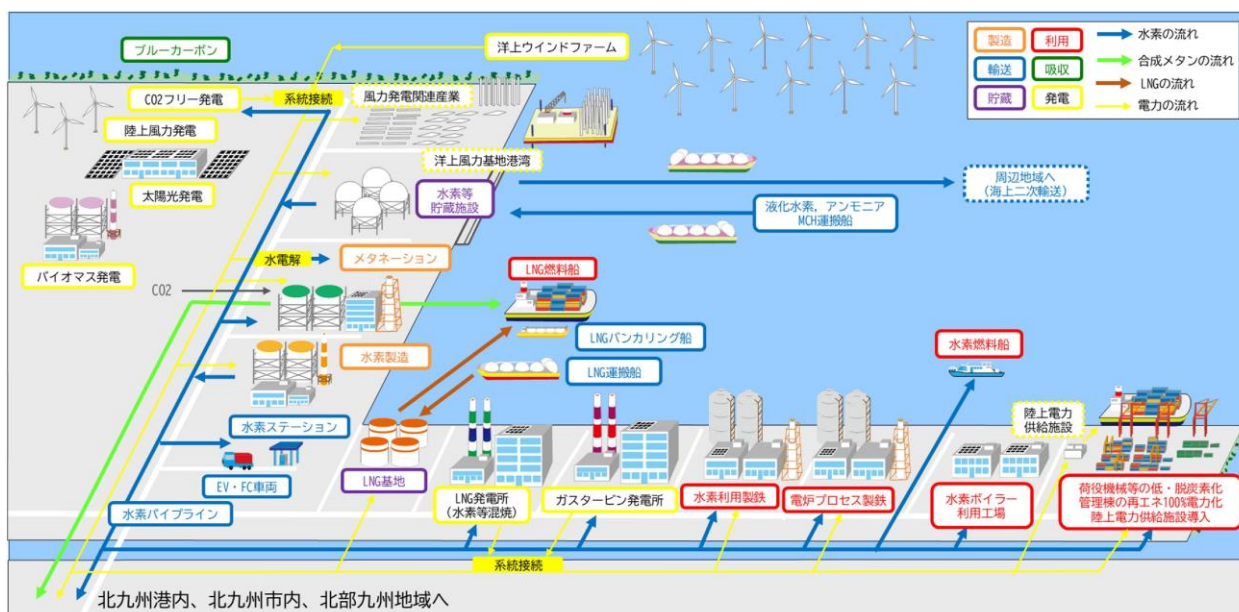


図-2 北九州港のCNP形成に向けたイメージ図

(3) 豪州クイーンズランド州による特別講演会

北九州港湾脱炭素化推進協議会の特別講演会として、グリーン水素等の製造を脱炭素化の重要施策として取り組んでいる豪州クイーンズランド州政府を招き、構成員企業の方々に対して、カーボンニュートラルに関する取組についての講演会を開催した。また、本講演会は、構成員企業の藻場造成プロジェクトにより認証を得た、J ブルークレジットで講演会の開催に伴うCO₂排出量をオフセットするゼロ・カーボン会議として開催した。



写真-1 クイーンズランド州による特別講演会の開催状況

あ と が き

策定した港湾脱炭素化推進計画は、今後の各関係者の脱炭素化の取組状況や社会全体での脱炭素技術、関係法令・支制度等の動向を踏まえ、適時見直しを行い、実効性の高い計画としていくことが望まれる。今後も、港湾脱炭素化推進計画に関する業務や、具体的な促進事業に関する検討業務等にも携わり、CNP形成に寄与していきたい。

参 考 文 献

- 1) 国土交通省 港湾局 産業港湾課：「港湾脱炭素化推進計画」作成マニュアル、2023年3月

洪水予報への活用に耐え得る精度や安定性の確保 に向けた水害リスクラインの高度化検討

株式会社 建設技術研究所 ○ 北口 慶一郎
株式会社 建設技術研究所 深草 新
株式会社 建設技術研究所 由良 英作
株式会社 建設技術研究所 原田 翔太
株式会社 建設技術研究所 濱田 拓也
一般財団法人 河川情報センター 中安 正晃
一般財団法人 河川情報センター 久保 英二郎

論文要旨

「水害リスクライン」は、整備局ごと（水系ごと）に稼働している洪水危険度表示システムにより、各水位観測所の水位や各河川の縦断水位を予測し、河川管理者や地域住民に洪水発生危険度を予め周知するものである。本検討では、この精度や安定性を従来よりも高いレベルで確保するため、①新たな精度評価方法の適用による予測信頼性の向上、②安定稼働に資する欠測補填方法の高度化、③モデルの高度化に伴う計算負荷増大に対応したサーバ仕様の最適化を図った。検討の結果、予測精度の定量評価方法の確立と適用による予測精度の向上、長時間欠測時の補填方法の実用化、サーバ整備における基礎資料の作成と全国的な共有・活用が実現した。

キーワード：洪水予報、予測精度、定量指標、安定性、オンプレ方式

まえがき

「水害リスクライン」は、平成 29 年度に先行 2 水系での検討が開始された後、平成 30 年度には全国の水系で本格的なモデル・システム構築が実施され、平成 31 年度より運用が開始されている。当社でも全国複数の水系で構築業務を担当しており、予測精度の確保や予測システムの安定性に関する知見を社内共有しながら、当該システムを発注者に提供してきた。

令和 4 年 6 月以降、氾濫危険情報は、実況水位に加えて予測水位も参照して発表できるように運用が変更されており、予測水位が水防活動や避難誘導等に直結する状況となったことから、従来よりも高いレベルの精度や安定性が求められるようになってきている。

本検討では、「水害リスクライン」における洪水予測モデル・システムの精度や安定性を従来よりも高いレベルで確保するため、①新たな精度評価方法の適用による予測信頼性の向上、②安定稼働に資する欠測補填方法の高度化、③モデルの高度化に伴う計算負荷増大に対応したサーバ仕様の最適化を図った。

1. 定量指標を統合した新たな精度評価方法の適用による予測信頼性の向上

（1）精度評価に関する課題

洪水予測モデルの精度評価には、ピーク生起時刻誤差・ピーク水位誤差・波形誤差など各種の定量指標¹⁾が用いられてきた。定量評価では、指標ごとに絶対的な評価ができるものの、各指標間の重要度のバランス（評価の重み付け）に基準がないため、各指標の評価値を踏まえた総合評価が難しいことが課題であった。

（2）定量指標を統合化した精度評価方法の検討

河川管理者や地域住民が認識する予測水位の精度は、目視により定性的に評価されることが多い。工学的には定性評価は定量評価に劣るとみなされることもあるが、リスク情報を用いる現場においては、定性評価も重要であるといえる。

そこで、複数地点の予測計算結果を対象に、定量評価の課題と考えられる以下の①～③の観点を踏まえて配点方法や重み付けを変化させ、どのような設定とすれば定量評価と定

性評価が整合するか感度分析した。

- ①予測水位が実績に対して「高め/早め」となるのを高評価とするか否か
- ②基準水位到達時における時刻誤差・水位誤差を評価指標に加えるか否か
- ③各指標のランクごとの配点に段差を設けるか否か

上記の分析の結果、定量評価結果が定性評価結果(目視により実績と予測の誤差が小さいものから◎、○、△、×と4段階で評価)と概ね整合する条件は以下のとおりであることが確認された(表-1)。

- 各定量指標で、標本の大半が存在する範囲を把握し、その中の誤差最大値付近を0点、誤差なしを満点として、その間を線形で徐々に変化させた傾斜配点とする(図-1)。

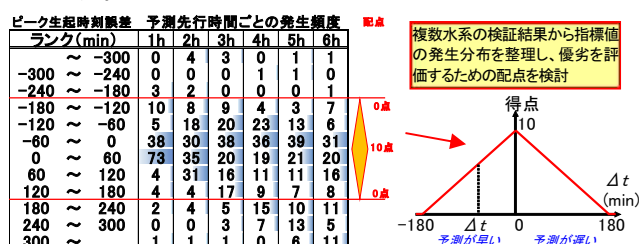


図-1 定量指標の配点設定例

配点	ピーク発生時刻誤差	ピーク水位誤差	実績水位と予測水位の相関	基準水位到達時刻の時刻誤差	基準水位到達時刻の水位誤差	RMSE(平均二乗偏差)	総合点
10	±0hr	±0m	1.0	±0hr	±0m	0.0	100/100
●	線形補間	線形補間	線形補間	線形補間	線形補間	線形補間	×
0	±3hr以上	±1m以上	0.9以下	±3hr以上	±1m以上	0.5以上	100/60

図-2 定量指標による最適な総合評価方法

表-1 定量評価値別の定性評価結果分布

総合点 定量評価 ランク 評価 毎の 地点 数	定量評価による総合点	定性評価結果毎の地点数				定性評価によるランク毎に最も多い定性評価結果
		◎(優)	○(良)	△(可)	×(不可)	
41.7点	85~100	1	0	0	0	◎
	80~85	9	3	0	0	◎
	75~80	3	10	1	0	○
	70~75	1	12	5	0	○
	65~70	0	13	4	0	○
	60~65	0	8	6	0	○
	55~60	0	3	14	2	△
	50~55	0	0	8	3	△
	45~50	0	0	10	5	△
	40~45	0	0	9	6	△
65.6点	35~40	0	0	1	2	×
	30~35	0	0	0	3	×
	0~30	0	0	0	1	×

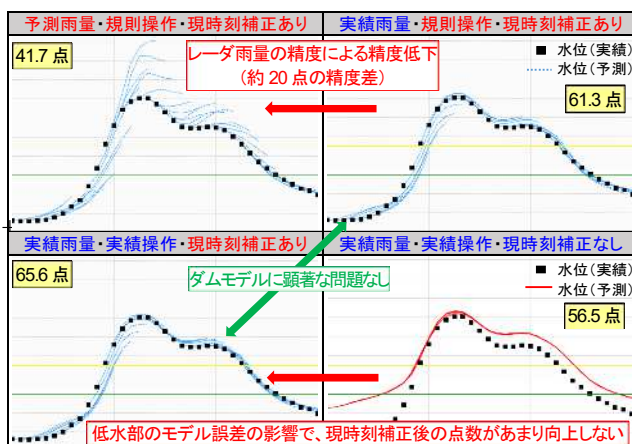


図-3 定量評価による精度低下要因の分析例

- 各定量指標間には重み付けを行わず、上記の配点をそのまま合計する(図-2)。

(3) 定量的な総合評価による精度低下要因の抽出と予測信頼性の向上

(2)で示した最適な定量評価方法を、複数の水系・観測所における精度検証に適用することで、精度の低い箇所を客観的に見極めることができるようになった。また、降雨(実績/予測)、ダム操作(実績/規則)、現時刻補正(有/無)等の解析条件を変更した複数ケースの予測シミュレーション結果に対して上記の方法を適用することで、主な精度低下要因の客観的な抽出を可能とした(図-3)。これらにより、精度向上の優先度が高い地点を漏れなく把握でき、かつ地点ごとに優先して改善すべき観点(ダムモデルの条件、流出モデルの精度、基底流量の設定等)を重点的に改善することにより、水系全体の予測信頼性が大幅に向上した。

2. 継続的な安定稼働に向けた欠測補填処理の高度化

(1) 長時間欠測時における欠測補填処理の課題

従来(本検討着手時)のシステムでは、欠測・閉局によりテレメータ観測水位を取得できない状況が長時間(現行のシステムにおいて、1時刻の予測計算を行う際に過去の実績期間としてデータを扱う6時間以上)続くと、観測値の補填ができなくなり、実績値を使用するデータ同化や現時刻補正が機能しなくなる。この事象により、予測値が前時刻から急変してしまう問題や、水理量の急変により計算の不安定が生じる問題が稀ながら確認されており、長時間の欠測・閉局時にも観測値の補填を継続する仕組みの導入が求められた。

(2) 欠測補填処理を継続する方法の検討

従来のシステムでは、過去の6時間以内に1時刻でも観測値があれば、その値を使用して欠測補填をしていた。逆に、1時刻も観測値がなければ実績値が得られない状態で計算を実行し、データ同化や現時刻補正をしない計算結果を予測値として出力していた。

(1)の課題に対応するため、システムにおける観測データの授受や計算モデルへの引き渡し手順を踏まえ、6時間以上の長時間欠測時でも欠測補填処理を継続できる方法を検討した。各時刻において処理する実績データの期間を長時間化する方や上下流地点の実績値から補間する方法等を比較検討し、実現性や運用面の観点から以下の方法が有効であることを確認した。

- ある時刻に現時刻の欠測補填を実施し、その補填後の水位データを次時刻以降でも使用できるよう、順次、計算条件として引き継いでいく方法(図-4)

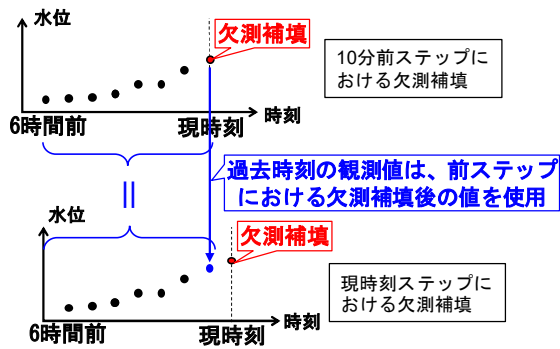


図-4 欠測補填処理を継続する方法

ただし、この方法を導入する場合、現時刻の観測値が欠測の場合の補填方法を別途検討する必要がある。これについては、「水量の急変を防ぐ」といった観点も踏まえ、次項で検討する。

(3) 水量の急変を防ぐための現時刻観測値の欠測補填処理方法の検討

水量の急変を防ぐための現時刻観測値の欠測補填処理方法として、「①観測値を使用する方法」、「②計算値を使用する方法」、「③欠測補填せず、現時刻補正も実施しない方法」の3手法が考えられる。また、「①観測値を使用する方法」は、「①-1 過去の観測値を使用する方法」と「①-2 近傍観測所の観測値を使用する方法」に大別され、それらの複合的な手法として「①-3 過去の観測値および近傍観測所の観測値を使用する方法」も考えられる。

1) 欠測補填方法の一次選定

考えられる欠測補填方法の中から、「毎回自動で適用することが可能なこと」および、「全水系・全地点にモデル化できること」という必要条件を踏まえ、現行システムへの実装に適していると考えられる方法を一次選定した。

a) AI 手法を用いた欠測補填方法の適用性分析

「①-3 過去の観測値および近傍観測所の観測値を使用する方法」に該当する手法として、近年、洪水予測への適用に関する有効性が評価されてきているAIモデル(深層学習)を活用して、実況水位欠測時に現時刻の水位を推定し、それを観測水位の代わりに洪水予測に適用する方法が考えられる。欠測となった現時刻の水位のみを推定する場合、児島らの既往検討事例²⁾で言及されているように、当該観測所の過去データを十分に学習しているAIモデルであれば、実態に近い値を精度良く出力できる可能性がある。

本検討では、一般的に精度が良好といわれており、洪水予測分野への適用事例が多い「多層ニューラルネットワーク(DNN)」³⁾を用いて、欠測補填への適用性を検討した。表-2

表-2 DNNによる欠測補填モデルの概要と入出力データ

DNNによる欠測補填モデルの概要	入力データ		出力データ
	60～10分前まで	現時刻	
検討対象観測所の「①過去の水位」と補填対象観測所の「②現時刻水位」をもとに、検討対象観測所の現時刻水位を算出	・水系内の全対象観測所の水位	・補填対象観測所の水位	・検討対象観測所の現時刻水位

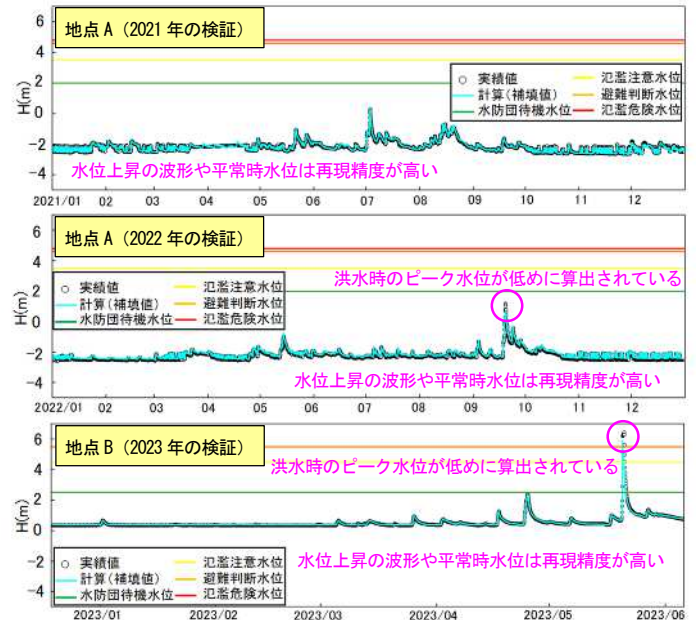


図-5 DNNによる欠測補填モデルの精度検証結果例

に示すように、水系内の全観測所に対して現時刻水位を補填する1つのDNNモデルを作成し、欠測補填の精度を評価した。なお、表-2に示す「補填対象観測所」は、検討対象観測所の実績水位と上下流の複数の観測所水位との相関分析を行い、相関係数が最大となる観測所とした。検討には、洪水予測モデルの運用開始以降で年間データの揃っている3ヵ年(2021年～2023年)の観測水位データを用いた。

各年の観測データに対する交差検証(例えば、2022年のデータに対する検証を行う場合には、2022年を除く全データを学習させたモデルを構築し、学習していない2022年のデータに対する精度を評価)により、水系の対象全観測所の補填精度を検証した。精度検証結果(対象観測所の実績データと10分間隔で現時刻水位が欠測と仮定した場合の欠測補填結果)を図-5に例示する。いずれの地点においても、水位上昇の波形や平常時水位は再現精度が高いといえる。しかし、洪水時のピーク水位が低めに算出されており、この点については課題がある。これは、本検討で使用した2020年～2022年のデータ内に洪水が少なく、洪水時のデータに対する学習が十分でなかったためと考えられる。

以上を踏まえ、AI手法を用いた欠測補填方法の適用性について以下のとおり考察した。これらより、本検討においては、AI手法を用いた欠測補填は今後の継続検討が必要と判断し、一次選定からは除外することとした。

- ・AI 手法による観測所水位の欠測補填は、洪水ピーク付近を除いて、一定の精度確保が望める有効な手法である。
- ・洪水予測モデルとは別に、水系ごとに欠測補填モデルを作成する必要がある。また、当該モデルの実行に、前後処理を含めて1分程度の計算時間を要するため、水系によっては、洪水予測システム全体の10分ごとの演算処理が間に合わなくなる可能性がある。
- ・ピーク水位の再現性が不十分であったように、AI 手法は、過去に経験した事象から今後発生する事象を予測する手法であるため、学習データ内に存在しない事象（既往最大を超える規模の洪水等）に対しては十分な精度を確保できないという課題がある。実用化に向けては、学習データの種別（水位、雨量など）の精査、平常時・洪水時の学習データ数のバランスの調整、モデルパラメータの調整等、各種設定条件を最適化する必要がある。

b) 欠測補填方法の一次選定

「①-3 過去の観測値および近傍観測所の観測値を使用する方法」に該当する AI 手法を用いた補填方法は、前述のとおり、一次選定から除外した。

また、各水系の実際の欠測状況を分析した結果、各観測所

単独で欠測状態となる事例ばかりではなく、水系内の5割～7割程度の観測所が同時に欠測（閉局を含む）する事例が多いことが確認された。このことから、「①-2 近傍観測所の観測値を使用する方法」に該当する上下流観測所の観測値との相関により補填する方法では、十分に欠測補填が機能しないことが考えられるため、一次選定から除外することとした。

以上を踏まえ、表-3の「一次選定結果」欄のとおり、現行システムへの実装に適していると考えられる欠測補填方法を一次選定した。

2) 欠測補填方法の最終選定

一次選定した欠測補填方法を対象に、意図的に欠測状況を発生させたシミュレーションを実施し、予測結果の精度を比較評価した（表-3の「シミュレーション結果」欄）。「①-1 過去の観測値を使用する方法」は、平水時、洪水立ち上がり時、洪水ピーク付近、水位低減時、のいずれかでは精度が良いものの、意図しない補填となる場合に著しく精度が低下することが懸念される。また、「③欠測補填せず、現時刻補正も実施しない方法」は、洪水予測モデルの精度に依存し、著しく精度が低下することが懸念される。

以上のことから、長時間欠測・閉局時にも安定的に予測演

表-3 現時刻観測値の欠測補填処理方法の一次選定結果と各選定手法の精度比較検討結果

欠測補填方法	計算イメージ	一次選定結果-理由	シミュレーション結果	最終選定結果
欠測無し (基本ケース)				-
①-1 過去の観測値を使用する方法		○ ・最もシンプルで分かりやすい。 ・洪水立ち上がり時に欠測が発生した場合、水位を過小評価してしまうおそれがある。		×
①-1-2 前々時刻の観測値と前時刻の観測値を使用して外挿補填する方法		○ ・洪水立ち上がり時の過小評価を防ぐことができる。 ・水位の変化時に欠測が生じた場合、各時刻の水位変化量に応じて、現時刻の補正値が乱高下してしまう。		×
①-2 近傍観測所の観測値を使用する方法		×		
①-2-1 上下流観測所の観測値から内挿補填する方法		×		
①-2-2 上下流観測所の観測値との相関係数から推定する方法		×		
①-3 過去の観測値および近傍観測所の観測値を使用する方法		×		
② 計算値を使用する方法 (前時刻の10分後予測値を現時刻水位に適用する方法)		○ ・シンプルでわかりやすい。 ・観測値による担保が取れないため、予測モデルの再現性が低い地点では誤差が大きくなるおそれがある。		○ 前時刻の予測精度に依存するものの、全てのケースで概ね良好な欠測補填が可能である
③ 欠測補填せず、現時刻補正も実施しない方法		○ ・現行システムと同じ考え方である。		△ 現時刻補正なし計算の精度によって、大幅に予測値がずれるケースがあり得る

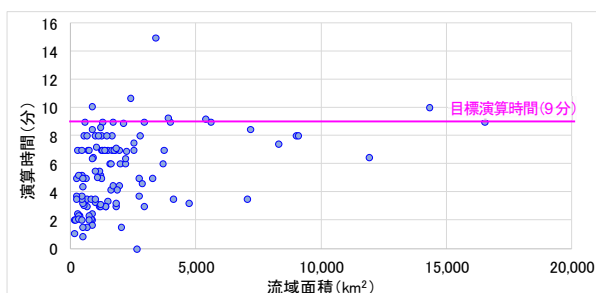
■ 意図的に欠測状況を発生させた期間

算ができ、かつ予測精度を著しく悪化させない方法として、
「②計算値を使用する方法（前時刻の 10 分後予測値を現時刻水位に適用する方法）」を選択（表－3 の「最終選定結果」欄）し、実稼働システムに導入した。

3. 精度や安定性の高レベル化に伴う計算負荷増大に対応した運用サーバ仕様の最適化

（1）運用サーバの安定性に関する課題

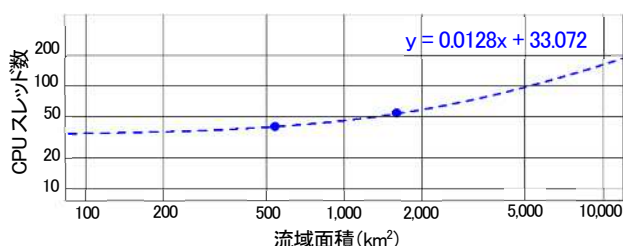
水害リスクラインの洪水予測モデルについては、1. の観点以外の予測精度確保・予測信頼性向上の観点で、流出モデルの変更（土研分布型モデルから RRI モデルへの置き換え）が進められている。そのため、RRI モデルを搭載した洪水予測システムの次年度以降の導入に向けて、サーバ調達仕様の作成及びサーバ整備に係る概算費用の算定が必要とされた。一方、物理モデルである RRI モデル⁴⁾は、概念モデルである土研分布型モデルよりも、解析負荷が大きく、演算時間を要することが知られている。しかし、検討時点（R4 年度）において、RRI モデルを搭載した洪水予測システム（以降「新洪水予測システム」と言う）の導入事例が少なく、サーバ仕様の想定が難しい状況であった。このような中、新洪水予測システムの運用に必要となるサーバスペックをどのように算定するかが課題であった。



図－6 流域面積と洪水予測システムの演算時間の関係

表－4 サーバスペックとモデル規模の関係

項目		単位	No	山国川	川内川	備考
モデル諸元	流域面積	km ²	①-1	540	1,600	
	河道不定流モデル延長	km	①-2	51	177	
	データ同化地点数	箇所	①-3	10	14	
新モデル演算時間		分:秒	②	5:00	6:42	
(実績)導入サーバ	CPUスロット数	スロット	③	72	72	
	メモリ	GB	④	128	128	
	リソース実効倍率	—	⑤	0.56	0.74	②/9:00(9分を基準)
実効サーバリソース	CPUスロット数	スロット	⑥	40	54	③×⑤
	メモリ	GB	⑦	71	95	④×⑤



図－7 サーバスペックとモデル規模の関係例

（2）洪水予測に必要となるサーバスペックの検討

新洪水予測システムの運用サーバのスペックを検討するため、全国一級水系の流域面積と洪水予測システム（以降「現行システム」と言う）の演算時間等の情報を収集・整理した（図－6）。大半の水系で演算時間は概ね9分以内であることから、これを新洪水予測システムの目標演算時間とした。

次に、RRI モデルを搭載した 36 時間洪水予測システムの先行導入事例（山国川水系、川内川水系）の運用実績を用いて、モデル規模と新洪水予測システムの運用サーバスペックの関係を検討した（表－4、図－7）。

モデル規模とサーバスペックの関係を、全国の一級河川に適用して、各水系の新洪水予測システムに必要なサーバスペックを算定した。算定したスペックに対し、以下の考え方で設定した安全率（1.3）を考慮し必要スペックを決定した。

- ・全国の現行システムにおける演算時間の余裕率（目標演算時間（9 分）と 10 分ごとの実際の演算時間との比率）の最頻値は 1.3 程度である。
- ・可用性を向上するため、新洪水予測システムにおいても同程度の余裕時間を確保しておく必要がある。

なお、新洪水予測システムの演算時間に影響するモデル規模の指標として、流域面積、河道不定流モデル延長、データ同化地点数が考えられたため、それら 3 指標によりサーバスペックを算定した。このうち、演算時間に最も影響する結果となった「流域面積」を指標として算定したサーバスペックを採用した（表－5）。

（3）新洪水予測システムの運用形態の検討

現行システムは、水系毎に準備された独立サーバで運用されており、実運用において、サーバスペックが不足または余剰となる事例が生じている。

以下に、現行システムの課題を示す。

- ・サーバ資源の活用が非効率となっている。また、サーバスペックの変更は困難な状況である。
- ・水系毎に独立サーバで運用されており、洪水予測システムが冗長化されていない。

現行システムの課題を踏まえ、新洪水予測システムの運用形態として、現行サーバ利用案、独立サーバ運用案、仮想サーバ運用案、クラウドサーバ運用案を立案した。実現性、安定性、コスト等の観点より、仮想サーバ運用案を最適案として採用した（表－6）。

表－5 新洪水予測システムのサーバスペックの算定

項目	CPU性能(スロット数)		メモリ性能(容量:GB)		備考
	必要数	安全率考慮	必要数	安全率考慮	
流域面積(km ²)	7,008	9,110	12,470	16,210	採用
河道不定流モデル延長(km)	6,003	7,803	10,674	13,876	
データ同化地点数	6,808	8,851	12,104	15,735	

※全国の全一級水系の新洪水予測システムに必要なサーバスペック

表-6 運用形態(案)の評価結果

No	ケース名	概要	評価	採用
1	現行サーバ利用案	現行システムのサーバに、新洪水予測システムを導入	実現性× サーバリソースが不足	—
2	独立サーバ運用案	各地整に、水系毎の独立サーバを準備し、新洪水予測システムを導入 サーバ導入コスト:2,480百万円	実現性○、安定性○、コスト○ リソース調整の柔軟性× システム冗長化×	—
3	仮想サーバ運用案	各地整に、仮想サーバを準備し、各水系の新洪水予測システムを導入 サーバ導入コスト:3,340百万円	実現性○、安定性○、コスト○ リソース調整の柔軟性○ システム冗長化○	○
4	クラウドサーバ運用案	クラウドサーバを準備し、全国の洪水予測システムを導入 サーバ導入コスト:19,426百万円※	実現性○、安定性○、コスト× 他案と比べてコストが著しく高い	—

※一般的なサーバの耐用年数を8年間と設定し、8年間のクラウド費用を算定

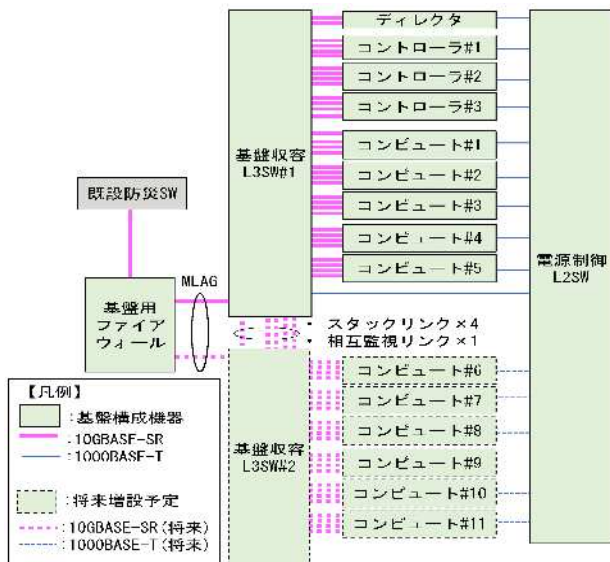


図-8 仮想基盤全体構成図(コンピュータ HCI ノード)

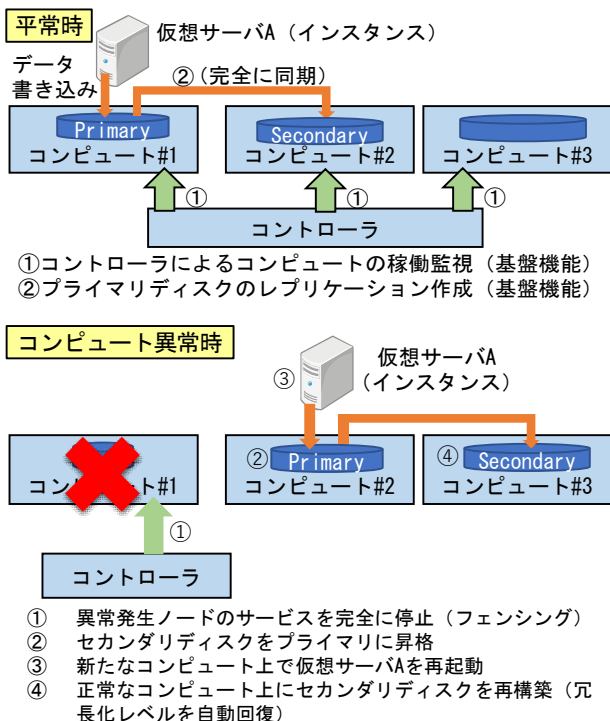


図-9 インスタンスHAの動作イメージ

(4) 洪水予測サーバ機器仕様の設定

以上の検討を踏まえて、以下に示す新洪水予測システム運用サーバの機器仕様を設定した。

- ・システム運用後の拡張性(サーバリソースの調整)、ハードウェア障害時の冗長性における優位性から、仮想サーバ方式を設定。
- ・サーバの仮想化技術として、段階施工による拡張が容易な HCI(Hyper-Converged Infrastructure)を採用(図-8)。HCIの導入により、サーバリソースが不足した場合の基盤拡張時の導入コストを大幅に削減。
- ・仮想サーバ用の冗長化対策として、基盤単独でも実施可能なHAクラス(図-9)の導入を提案。
- ・各水系の新洪水予測システムの実質的な必要サーバスペックが不確定なため、仮値で設定。サーバ導入に当たっては、HCIによる仮想サーバ構成を最小限で立ち上げ、その環境で各水系の必要スペックを確認したのち、実質的な必要台数を検討する必要があるため、その具体的な手順を整理。

あ と が き

線状降水帯や台風規模の拡大化等の影響により、関係機関や住民に向けた、精度の高い水災害リスク予測の発信、伝達的重要性がますます高まっている。

本検討では、「水害リスクライン」の精度や安定性を高いレベルで確保するため、予測精度の定量的な総合評価方法、長時間欠測時の適切な補填方法を確立し、整備局管内での実用化に繋がった。高い評価を受けたこれらの成果は、全国の整備局に展開・導入されることが期待される。また、サーバ仕様については、本検討の成果が全国的に共有され、各整備局におけるサーバ整備の基礎資料として活用されている。

「水害リスクライン」の検討・構築・運用は、今後、自治体管理の二級水系でも進められる見通しであり、本検討の成果は、これらへの適用が強く望まれるところである。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所：洪水予測システムのチェックリスト(案)，平成22年5月
- 2) 児島利治・Weilisi・大橋慶介：深層学習による流量欠測値の補完方法の検討，河川技術論文集，第6巻，令和2年6月
- 3) 田村和則・加納茂紀・三浦心・山脇正嗣・金子拓史：ダム流入量長時間予測への浸水学習の適用ーダム防災操作の効率化を目指してー，土木学会論文集 B1(水工学)Vol.74, No.5, 平成30年5月
- 4) 水災害・リスクマネジメント国際センター(ICARM)・国立研究開発法人土木研究所(PWRI)・佐山敬洋(京都大学防災研究所)：RRI Model User's Manual ver.1.4.2.5, 令和3年9月

早期避難判断を支援する風水害リスク予測を活用した
防災情報システムの開発

株式会社 建設技術研究所 ○石松 雅大
株式会社 建設技術研究所 由良 英作
株式会社 建設技術研究所 浅井 和彦
株式会社 建設技術研究所 寒川 文雄
株式会社 建設技術研究所 野中 洋佑
株式会社 建設技術研究所 藤田 輝
株式会社 建設技術研究所 山本 健吾

論文要旨

近年、頻発化・激甚化する災害発生を背景に、総合防災情報システムへの関心が高まっており、国、都道府県政令指定都市のみならず、中小の市町村や民間事業者においても、きめ細かな情報発信や早期の避難発令等の迅速かつ的確な災害対応が求められている。この対応として、洪水・内水・高潮・土砂災害を対象とした最大 36 時間先までの被災リスク予測機能を実装し、予測結果に基づく被害発生地区や避難推奨地区を表示して、災害時の避難情報発令や応急復旧対応等を早期に判断できる総合防災情報システムを開発した。

キーワード：総合防災情報システム、避難情報発令支援、被災リスク予測、河川水位・氾濫解析、土砂災害予測解析、高潮浸水

まえがき

近年、風水害や地震災害などの自然災害が各地で甚大な被害をもたらしている。毎年のように頻発する風水害に対しては、局所的、集中的な豪雨により、洪水時の河川水位は急速に上昇し、河川氾濫は短時間で急速に進行する状況である。

一方で、近年の社会環境の変化に伴い、少子・高齢化の進行、独居世帯の増加等が全国的に進行しており、人命確保や被災を回避するために要する時間は増大する傾向である。

このようなことから、災害対応を担う地方公共団体では、災害初動、避難情報発令、応急復旧等の防災業務において早め早めの対応が求められ、これまで以上に、事前の防災対策の充実・強化と初動時、応急対応時の迅速かつ的確な意思決定が必要となってきている。

これらを踏まえ、本論では、迅速かつ的確な災害対応を支援するため、筆者らが開発した総合防災情報システム（以下、本システムと称す）の全体像を紹介するとともに、特徴的な機能である、洪水、土砂災害、高潮の災害リスク予測手法の概要、及び予測に基づく避難情報発令支援機能について紹介する。

1. 総合防災情報システムの概要

（1）一般的な総合防災情報システムについて

現在、全国の地方公共団体において導入されている総合防災情報システムは、大別して情報収集機能、情報共有・報告機能、情報分析機能、情報発信機能の4つの機能を有していることが多い（表-1）。システム提供者は、これらに加え利用者の要望を踏まえて備蓄資材管理や SNS 分析等の要素機能を追加してシステムを提供している。

表－1 一般的な総合防災システムの主な機能

区分	主な機能	関係機関
情報収集	気象情報（警報注意報、地震津波情報、土砂災害警戒情報、危険度分布等）	気象庁
	雨量・水位、カメラ画像等の観測情報	国土交通省他
	各種観測情報、リスク分析情報等	都道府県
情報共有・報告	被害・通報情報の登録・管理	当該機関
	避難情報・避難所の登録・管理	〃
	クロノロジー登録・管理	〃
情報分析	災害対応指示の発信・共有・報告	〃
	危険情報アラート	〃
	人口・世帯数集計	〃
情報発信	避難情報発令推奨地区の分析	〃
	関連システム連携（情報一括配信） 報告文書・書類作成	関連システム 消防庁他

(2) 被災リスク予測を導入した総合防災情報システム

1) システム機能

本システムは、前述の一般的なシステム機能に加え、災害時の早期の意思決定支援や担当職員の防災業務の効率化、高度化を図る機能として、a)洪水・内水・土砂災害、高潮の被災リスク予測機能、b)類似台風のAI分析機能(過去の台風経路・気圧とその時の被災規模をシステムに登録しておき、襲来中の台風の予想進路・気圧との類似性をAIで比較して今後起こりうる被害様相を分析)、c)防災行動(タイムライン)管理機能等を導入した。機能一覧を図-1に示す。

2) システム構成

障害発生時にも防災業務が途絶しないこと、被災リスク予測において24時間365日安定かつ高速な演算処理を行うこと等に配慮し、本システムは、クラウド環境で構築する構成とした。また、アクセス集中時の対応や演算処理サーバの最適化により、運用費用の削減を図った(図-2)。

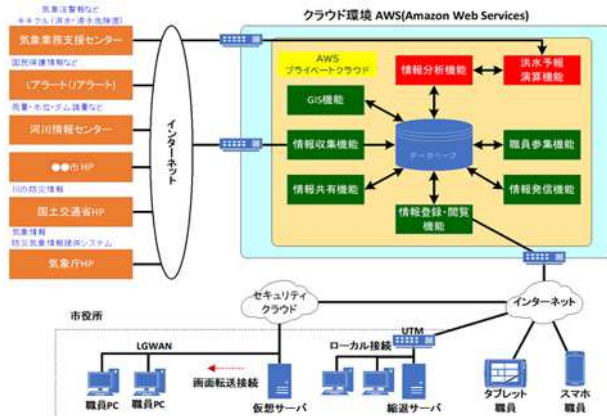


図-2 総合防災情報システムのシステム構成

システムの主な機能

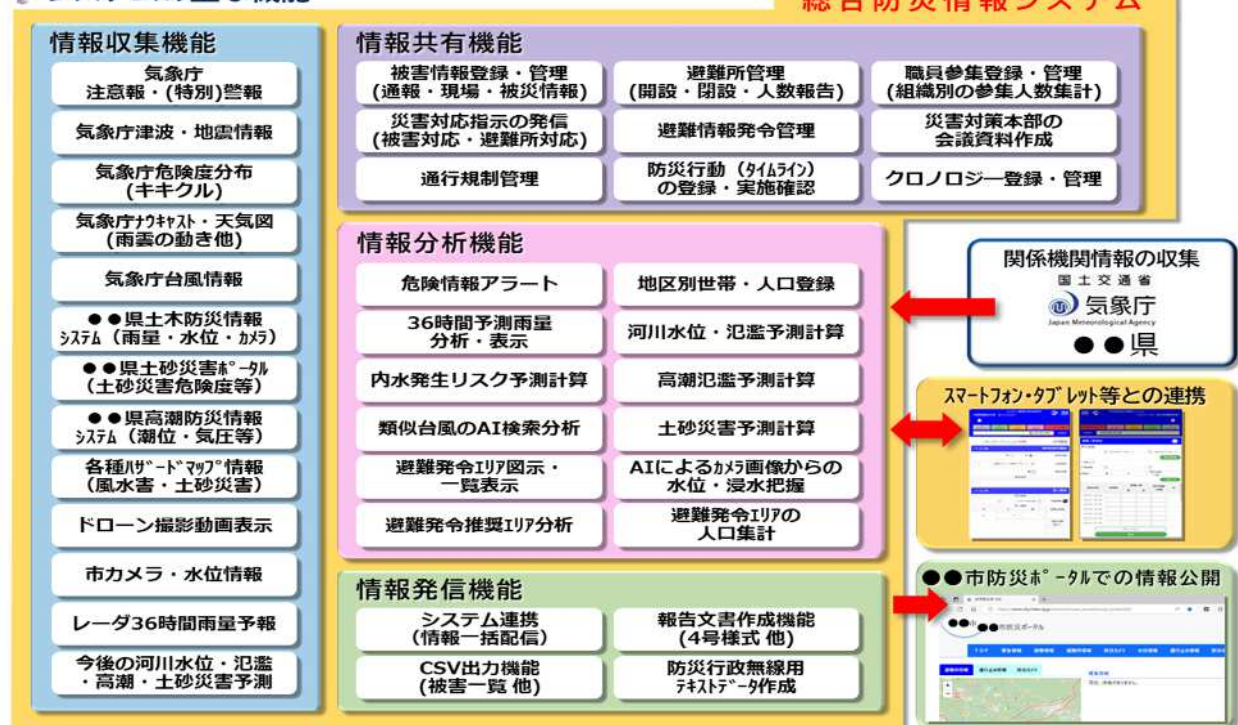


図-1 被災リスク予測を導入した総合防災情報システムの機能

2. 災害リスク予測手法

本システムの特徴的な機能である「a)洪水・内水・土砂災害、高潮の被災リスク予測機能」に関して導入した災害リスク予測手法を以下に述べる。

(1) 河川水位・氾濫予測

1) 河川水位・氾濫解析モデルの概要

本システムの対象自治体(市)を流下する主要河川5河川を対象に、10分間隔でリアルタイム稼働する河川水位・氾濫解析モデルを構築した。予測期間は、演算負荷と予測結果の配信間隔(10分間)を踏まえ、河川水位予測は36時間先まで、氾濫予測は6時間先までとした。解析モデル条件を以下に示す(表-2)。流出解析、河道水位解析、氾濫解析の各要素モデルは国土交通省による洪水予測解析手法や浸水想定区域図作成のための氾濫解析手法を適用した¹⁾²⁾。

表-2 河川水位・氾濫予測解析モデル条件

機能名	機能要件
流出計算	<ul style="list-style-type: none"> レーダ雨量データ(実況・予測)を用いて分布型流出モデルにより流出量を算定 予測雨量に対する流出予測を実施 解析メッシュサイズは250m、計算間隔は10分ピッチ、予測先時間は36時間
ダム計算	<ul style="list-style-type: none"> ダムの予測流入量に対して予測貯水位と予測放流量を算定 操作ルールは操作規則・細則に準拠 計算間隔は10分ピッチ、予測先時間は36時間
河道水位計算	<ul style="list-style-type: none"> 予測流出量に対して不定流計算により河道の予測水位を算定 河道横断測線は200m間隔を基本とし、計算間隔は10分ピッチ、予測先時間は36時間
氾濫計算	<ul style="list-style-type: none"> 河道の予測水位に対して堤防からの越流量を算定し、越流量に基づき平面二次元不定流計算により堤内地の浸水深を算定 解析メッシュサイズは25m、計算間隔は10分ピッチ、予測先時間は6時間

解析モデルの構築に際しては、対象自治体で甚大な被害が発生した平成 30 年 7 月豪雨時の河川水位と浸水範囲を検証対象としてパラメータ調整し、モデル精度を確保した(図-3)。

なお、本モデルでは、計算負荷の低減の観点から国土交通省水害リスクラインにおける洪水予測解析等で適用されているデータ同化手法や不定流解析に基づく水位縦断補正等は導入していない。本システム導入後、現時点までに生じた洪水では一定の予測精度が確認されているが、今後、継続的な精度検証及びモデル改良が必要であると考えている。

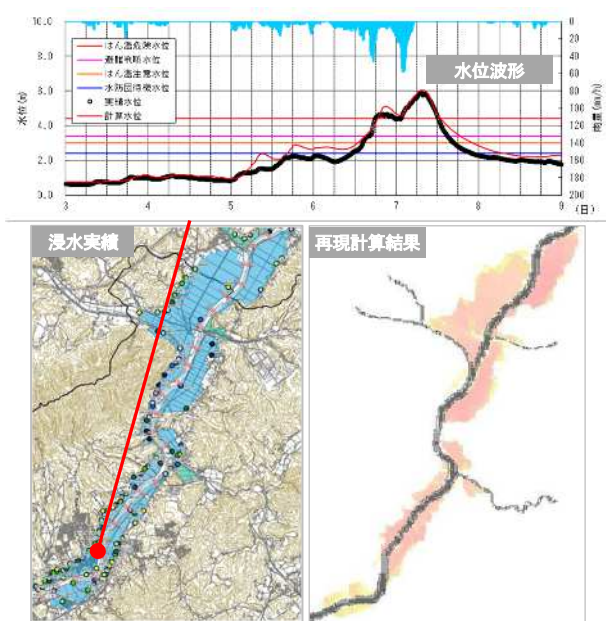


図-3 河川水位・氾濫解析モデルの再現 (H30.7 洪水)

(2) 土砂災害予測

1) 土砂災害予測モデルの概要

土砂災害予測モデルは、気象庁による「土砂災害警戒情報の発表基準³⁾」に適用された予測手法(以下、気象庁モデル)を参考に、予測解像度 250m メッシュとし、現時刻から 6 時間後までの土砂災害リスクを予測可能な解析モデルを構築した。気象庁モデルと本モデルとのモデル条件の対比を以下に示す(表-3)。なお、解析に適用する雨量情報は、6 時間後までに対応するため、気象庁公開の各種予測雨量を組み合わせ、予測雨量データを作成した(図-4)。

表-3 気象庁モデルと本検討モデルとの比較

項目	気象庁モデル	本検討モデル
メッシュ分割	1km	250m
土壌雨量指数	タンクモデル	同左
タンクモデルパラメータ	全国一律で設定	同左
土砂災害危険基準線(CL)	1km メッシュで設定 (令和元年以前は 5km)	1km メッシュで設定
予測時間	2 時間先までの降雨による現時点	6 時間先までの降雨による現時点、2 時間先、4 時間先

2) 土砂災害予測モデルの精度確認

土砂災害予測モデルの検証は、土砂災害警戒避難基準雨量の指標(60 分間積算雨量、土壌雨量指数)及び土砂災害危険

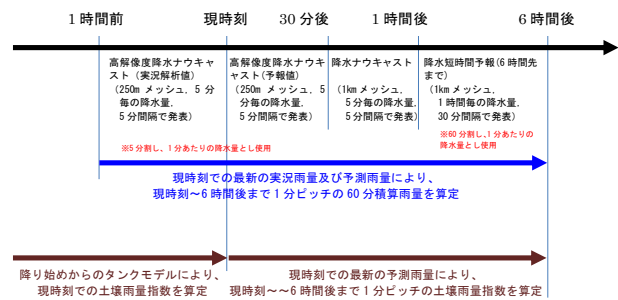


図-4 土砂災害予測に適用する予測雨量

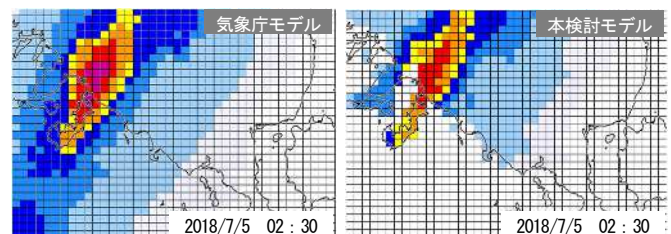


図-5 土砂災害予測モデルの妥当性確認

度情報の判定結果を対象として、平成 30 年 7 月豪雨時の雨量気象庁モデルでの解析結果との比較した。なお、当時の気象庁解析は 5km メッシュであるため、本検討モデルの解析結果を 5km メッシュ平均した土砂災害危険度情報の平面分布図で確認した。その結果、両解析の危険度情報の分布状況は概ね整合しており、本検討モデルの精度は妥当と判断した。

(3) 高潮浸水予測

本システムを導入する自治体(市)が位置する県では、最大 120 時間先までのリアルタイム高潮予測が運用・公開されている。このため、本システムでは県の高潮予測結果を取得し、これを陸域側にレベル湛水して最大 72 時間先までの高潮による浸水範囲を表示する機能を構築した。

3. 被災リスク予測結果のシステム上での表示

2. で構築した、洪水、土砂災害・高潮の予測解析結果を災害時にも速やかに検索、確認できるよう、地図上に災害リスク情報の平面分布を表示するとともに、グラフ等を用いて、数時間先までのリスク変化を確認できるように工夫した。特に、河川水位・氾濫予測については、越水による氾濫の危険性をわかり易く表示するため、河川縦断方向に警戒レベルを設定し、色分けしたリスクライン情報として表示した(図-6)。



図-6 河川水位・氾濫予測結果の表示イメージ

あ　と　が　き

激甚化、頻発化する風水害による被害から人命、資産を守るため、災害時の迅速かつ的確な判断を含めた、災害対応オペレーションの高度化、効率化が求められており、洪水、土砂災害、高潮等の災害の発生リスクを予測し、それを災害対応に活用していくことが有効な手段と考える。

令和 5 年 11 月に気象業務法及び水防法の一部を改正する法律が施行され、これまで河川管理者以外ができなかった洪水予報を、予報業務許可をとることで民間事業者でも洪水予報が行えることとなった。これにより、地方公共団体が実施する、災害対応や住民への啓発においてリスク予測情報の活用が浸透していくものと想定される。

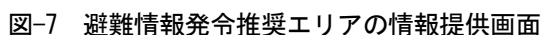
- 筆者らが本論で紹介した，風水害リスク予測を活用した総合防災情報システムは，現状の技術レベルに基づいた災害リスク予測をリアルタイムで実行し，災害対応時の実務への適用性を踏まえて，操作性，視認性，機能性を工夫したものである。

しかし、災害リスク予測精度のさらなる向上や、将来想定される地域住民への予測情報の周知・伝達方法など、残された課題も多い。これらの課題の解決に向けた検討を継続実施し、より有効かつ実用的な総合防災情報システムに改善していきたい。

避難情報発令推奨エリアの表示例を以下に示す(表-4、図7).

参考文献

- 1) 公益社団法人 土木学会：水理公式集（2018 版），平成 31 年 3 月，p. 71～p. 74
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課水防企画室：洪水浸水想定区域図作成マニュアル（第 4 版（一部変更）），平成 29 年 10 月
- 3) 国土交通省河川局砂防部・気象庁予報部・国土交通省国土技術政策総合研究所：国土交通省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法（案），平成 17 年 6 月



海面上昇・河川改修に伴う塩水遡上対策 ～前例のない対策案と農業者との協力体制構築～

株式会社 建設技術研究所 ○ 芥田 直輝
株式会社 建設技術研究所 守谷 将史
株式会社 建設技術研究所 大屋 敬之
株式会社 アスコ 浜納 一樹

論文要旨

鳥取県の二級河川由良川では、近年、河川改修や海面上昇の影響を受けて塩水遡上が拡大し、農業用水取水への影響が見られている。本検討では、準三次元塩水遡上数値解析モデルを用いて、塩水遡上機構を分析したうえで、従来検討されていた取水堰よりも大幅にコスト低減が期待できる表層取水装置による対策を提案するとともに、実機サイズの装置を用いた現地実証実験を行い、安定的に表層の淡水を取水できることを確認した。また、シミュレーション結果を活用し、塩水遡上拡大の要因が河川改修だけでなく、海面上昇の影響を受けていることをわかりやすく説明する資料を作成することで、河川管理者と農業関係者の協力体制を構築することができた。

キーワード：塩水遡上、気候変動、農業用水、河川改修、準三次元数値解析

まえがき

鳥取県の二級河川由良川では、河川整備基本方針(H14.8)、河川整備計画(H21.12)¹⁾に沿って図-1のように河川改修を進めている。しかし近年、塩水遡上範囲が拡大し、図-2に示すように潮位が高くなる夏季に農業用水取水(原ポンプ場)への影響がみられ始めているため、残る改修予定箇所の改修が進められていない。また、図-3に示すように、河川改修に着手した1988年頃と比較して年平均潮位が18cm程度上昇しており、これも塩水遡上拡大の原因の一つとなっている可能性がある。

これに対し鳥取県では、これまで取水堰の新設が検討されてきた。しかし、取水堰は確実に塩水遡上の影響を回避することができ一方、治水・汽水環境への影響が生じる可能性や、維持管理の負担が非常に大きい等の課題がある。

以上をふまえて、本検討では塩水遡上機構を分析したうえで、最適な対応策として小規模な表層取水装置を提案し、実証実験により現地への適用性を確認した。また、塩水遡上の

者の役割分担や協力して実施すべき事項をとりまとめた「塩水遡上対策実施計画書」を立案した。

1. 経済性・実現性に優れた表層取水装置の提案 (1) 準三次元塩水遡上数値解析モデルによる予測

由良川における最適な塩水遡上対策を検討するため、準三

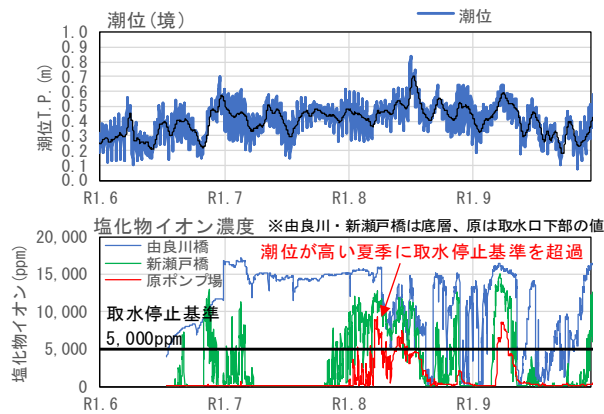


図-2 潮位・塩化物イオン濃度の経時変化(R1.6~9)

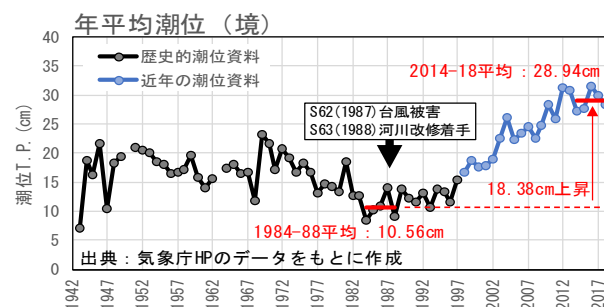


図-3 年平均潮位の経年変化(境)

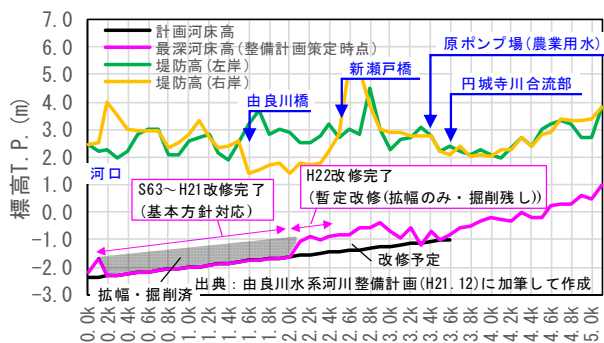


図-1 由良川縦断面図(河川改修の状況)

影響を将来に渡って回避するために、河川管理者と農業関係

表一 1 準三次元塩水遡上数値解析モデルの概要

項 目		設 定
算定項目		流速・水位・水温・塩分(塩化物イオン濃度)
メッシュ分割	水平	直交曲線座標系 縦断方向:50m、横断方向:1~9メッシュ
	鉛直	シグマ・レベル座標系 T.P.-0.5m以上:シグマ座標系(7層) T.P.-0.5m以下:レベル座標系(8層(0.3~5.0m厚))
静水圧近似		水圧は静水圧のみ考慮
密度		水温、塩分による線形和で表現
粘性および拡散項	水平	SGSモデル
	鉛直	成層化関数
その他		「潮位変動(潮汐)」、「上流・支川からの淡水流入」、「風による流動の変化」、「大気との熱交換」を考慮

次元塩水遡上数値解析モデルを構築し、今後の河道改修および海面上昇を想定した、将来の塩水遡上の特性を予測した。

モデルの概要を表一 1、図一 4に示す。モデルは連続式、運動方程式、拡散方程式および密度の状態方程式で構成される²⁾。精度確認は、近年の中でも塩水遡上が大きかった2017年7~8月の再現計算により実施した。

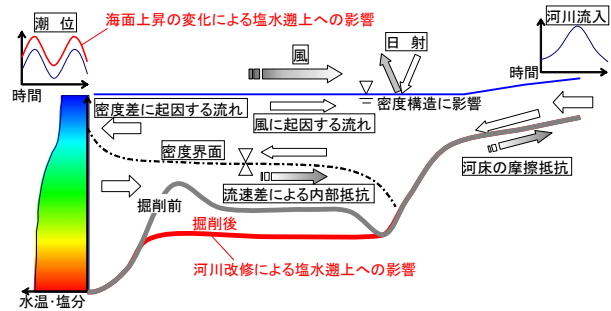
図一 5のように、計算値は潮位・流況による変化や、弱混合(淡水と塩水があまり鉛直混合しない塩水遡上の形態)で遡上する塩水の挙動を良好に再現できている。

また、現在の由良川における塩水遡上は、図一 5下に示すように弱混合であるが、予測の結果、河川改修後も表層には淡水が残存し取水可能であることが予測された(図一 6)。

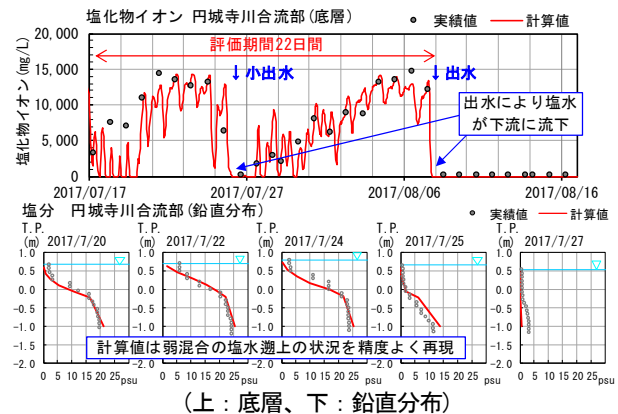
(2) 対策案の検討

上記の予測結果をふまえて、由良川における塩水遡上の対策案として、表層取水装置(図一 7)を提案した。この装置は、従来小規模なダムの濁水対策として使用されていた取水装置に着想を得て、塩水遡上対策として適用することを本検討において考案したものである。装置は、上向きに配置した取水口がフロートにより河川水位に追従することで、表層に残存する淡水のみを取水する仕組みである。既存の農業用水取水用のポンプに直接接続できる小規模な装置であるため、取水堰等と比較して大幅にコストを低減でき、治水や汽水環境への影響も回避できる。

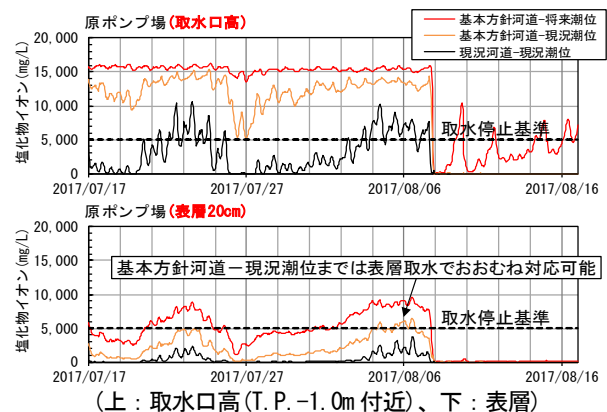
検討にあたっては、一般的な取水堰(本川下流部で塩水を遮断)による対策やため池(河川からの取水が不可となる際の代替水源)を別途設ける対策、舞鶴市等で事例のある取水堰の代わりに簡易な防潮幕を設置する対策等と比較評価の上、表層取水装置を最適案として選定した(表一 2)。ただし、図一 6に示すように基本方針河道-将来潮位の条件(「3. (2) 塩水遡上拡大に対する寄与度の分析」を参照)では、表層においても塩化物イオン濃度が取水停止基準を上回る日数が多くなると予測される。このため、表層取水装置による対策後においてもモニタリングを継続し、新たに影響が生じる状況となる場合は、将来対策として防潮幕やため池等の導入を追加検討する必要がある。



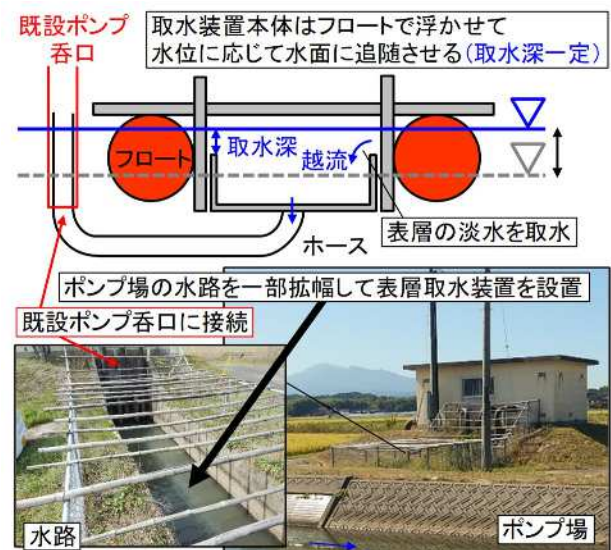
図一 4 準三次元塩水遡上数値解析モデルの概要



図一 5 モデルの現況再現計算結果(円城寺川合流部)



図一 6 塩化物イオン濃度予測結果(原ポンプ場)



図一 7 表層取水装置のイメージ

表一 2 由良川における塩水遡上対策の比較評価

	費用※ ¹	効果	その他留意事項	選定
取水堰	初期：△440百万円(1基) 維持：×11百万円/年	○構造上、塩水遡上を完全に抑制できる。	△建設期間が長い △施設操作による浸水被害拡大等のリスク △地下水や生物生息環境、土砂堆積への影響	×
防潮幕	初期：○8.7百万円(1箇所) 維持：△4.4百万円/年	△塩水遡上を大きく低減できる(事例有)。ただし、現地実験による由良川への適用性確認が必要。	△架設・撤去の負担が大きい △施設操作による浸水被害拡大等のリスク △地下水や生物生息環境、土砂堆積への影響	△ 【将来】
ため池	初期①：×6,026百万円※ ² 初期②：△440百万円※ ² 維持：○取水ポンプの費用程度	○取水不可日数分の容量を確保できれば、将来の海面上昇にも対応可能	△事業期間が長い	△ 【将来】
表層取水	初期：○90百万円(5箇所) 維持：○1.7百万円/年	△河川改修(整備計画河道)による影響を概ね低減できる。河川改修(基本方針河道)および将来潮位に対しては、さらなる対策が必要。	△適切な諸元・運用方法を検討するための現地実験および農業関係者への説明・理解が必要	○ 【当面】

※¹ 維持管理費には施設更新費含む(取水堰の耐用年数は30年、防潮幕は10年、表層取水は20年を想定)※² 初期①：整備計画河道・現況潮位※³で取水不可となる日数分のため池容量を確保する場合(850,000m³)初期②：基本方針河道・将来潮位※³で表層取水単独では取水不可となると予測される日数分のため池容量を確保する場合(62,000m³)※³ 河道および潮位の条件は「3. (1) 塩水遡上拡大に対する寄与度の分析」を参照

2. 現地実証実験による適用性確認

(1) 実験の方法

表層取水装置を農業用水取水の塩水遡上対策として使用した前例がないため、実際の原ポンプ場の取水量に応じたサイズの実験装置を試作した。

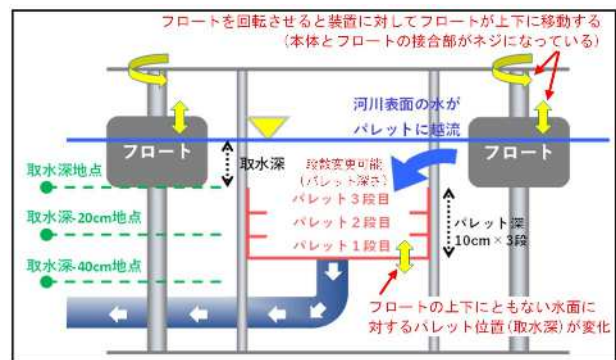
実験装置は、表層の淡水のみを安定して取水可能とする取水深や、気泡の混入なく取水可能なパレット深さ等の諸元を設定するため、フロート位置やパレット段数等が可変となる構造とした(図一 8、図一 9左)。なお、取水装置の越流長(パレット外枠の外周長)は、原ポンプ場の取水量 8.7m³/min を取水深(越流水深)5cm で取水可能な越流長を刈型堰の越流公式で求めた値(7.0m)とした。取水深5cm は極力表層の淡水のみを取水できるように設定した値である。

実験は、図一 9右に示すように、原ポンプ場前の河道内において塩水が遡上しており、水深 20~30cm より下層で農業用水の取水停止基準である塩化物イオン濃度 5,000mg/L を超過しているタイミングで実施した。

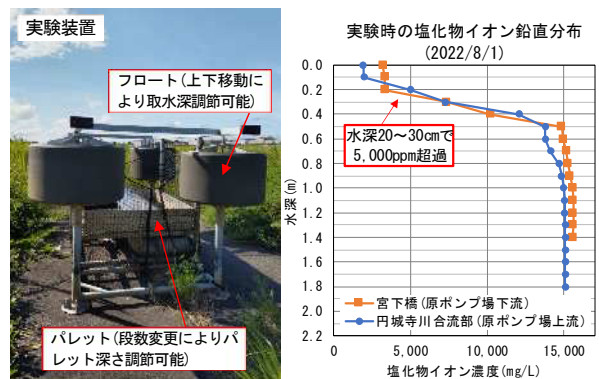
(2) 実験の結果

実験の結果、表一 3に示すように、取水深が大きい 30cm のケースにおいても、水深 30cm 以深に存在する高濃度の塩水を取水することなく、表層の淡水を取水できる結果となった。実験時は、現状の原ポンプの取水深付近の塩化物イオン濃度が 13,000~14,000mg/L 程度の高濃度となっていたが、取水された水の塩化物イオン濃度は農業用水の取水停止基準 5,000mg/L を下回っており、表層取水により取水が可能となることが確認できた。

常時安定した取水の実現性については、取水深 5cm とした場合、取水量に対してパレット内に越流する水が不足し、パレット内の水位が低下するため、装置全体が浮上して取水不可となった。また、取水深 10cm のケースでも、取水が不安定になる場合が見られたことから、越流長を大きくするか、取水深を 20cm 程度とすることが望ましい。



図一 8 実験装置(表層取水装置)の構造



図一 9 左：実験装置、右：実験条件(塩化物イオン)

表一 3 実験結果(取水深別の塩化物イオン濃度)

実験ケース(取水深)	30cm	20cm	10cm
取水された水の塩化物イオン濃度(mg/L)	3,332	4,954	2,973
河川内の塩化物イオン濃度鉛直分布(mg/L)※	水深0cm	2,373	2,856
	水深10cm	2,408	3,139
	水深20cm	2,539	4,200
	水深30cm	6,628	6,106
	水深40cm	10,608	11,475
	水深50cm	11,584	12,689
	水深60cm	12,641	—
※ポンプ停止時に測定	原ポンプ場取水深	13,196	13,510
	水深1m程度	14,220	—

■：5,000mg/L以上、■：10,000以上、□：各ケースの取水範囲

パレット深さについては、浅いほど取水口上部に渦が発生し、エアの混入がみられたことから、パレット深さは30cm程度とする必要がある。

3. 農業者との協力体制構築

(1) 塩水遡上拡大に対する寄与度の分析

由良川では、過去に河道改修を実施した際に塩水遡上の問題が顕在化したため、農業関係者から河川管理者に対して対策を求めている。一方で河川管理者は、今後も海面上昇が継続すると予測される中で塩水遡上対策を進めるためには、農業関係者との協力体制の構築が必須であると考えていた。

そこで本検討では、上記で構築したモデルを用いて、河道条件①改修前、②現況河道、③整備計画河道、④基本方針河道と潮位条件①過去潮位(現況-18cm)、②現況、③将来潮位(現況+42cm))を変化させたシミュレーションを行うことで、塩水遡上拡大に対するそれぞれの寄与度を定量的に示した。なおここでは、最下流の取水地点である原ポンプ場の塩化物イオン濃度が取水停止基準を超過する日数を指標として評価した。また、将来潮位はIPCC SROCC 2019がRCP2.6のケースで予測している2100年時点の海面上昇量³⁾を用いて設定した。

シミュレーションの結果、人為由来(河道改修:①改修前→②現況河道)と自然由来(海面上昇:①過去潮位→②現況潮位)の影響は同程度(図-10中のA)、人為由来(河道改修:②現況→④基本方針)と自然由来(海面上昇:②現況潮位→③将来潮位)による塩水遡上拡大に対する影響は同程度(図-10中のB)であることが示された。

(2) 塩水遡上対策実施計画書の立案

上記のシミュレーション結果を整理し、河川改修だけではなく、今後想定される海面上昇によっても塩水遡上が拡大する可能性が高いことをわかりやすく説明した。その結果、鳥取県では河川管理者と農業関係者の協力体制を構築することができた。

協力体制の構築にあたっては、塩水遡上の影響を将来に渡って回避するために必要な、河川管理者と農業関係者の役割分担や協力して実施すべき事項をとりまとめた「塩水遡上対策実施計画書」を立案した。当面の対策として進める表層取水装置による対策においては、装置の設置・モニタリングは河川管理者、維持管理・更新を農業関係者が行うこととしている。モニタリングでは、装置設置後の効果を把握するとともに、河道改修や海面上昇の影響を確認し、追加対策の必要性判断の根拠資料として活用することを想定している。

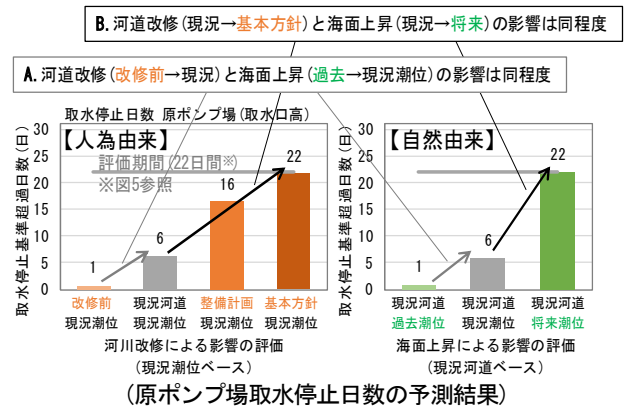


図-10 塩水遡上拡大への人為・自然由来の影響分析

あ と が き

本検討では、由良川の塩水遡上の機構をふまえて、従来検討していた取水堰よりも大幅にコスト削減が可能な表層取水装置による対策を提案し、現地実証実験によりその適用性を示すことができた。また、準三次元塩水遡上数値解析モデルを用いたシミュレーションにより、塩水遡上拡大に対する人為由来と自然由来の寄与が同程度であることをわかりやすく説明することで、河川管理者と農業関係者が協力して対応することの必要性を示した。

現在は、現地への実装に向けて、既設ポンプ場の条件等をふまえながら、装置の諸元検討や詳細設計等を行っているところである。

全国には、同様の課題を持つ水域が多数あると想定されるため、今後、由良川において本装置が実装され、その有効性が実証されれば、他水域への展開も期待できる。

最後に、本検討では鳥取県中部総合事務所から多大なる協力を得た。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献(または引用文献)

- 1) 由良川水系河川整備基本方針・整備計画
<https://www.pref.tottori.lg.jp/47804.htm>
- 2) 溝山勇、大屋敬之、福岡捷二、:連結汽水湖における流動機構と長期流動シミュレーション, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.67, No.3, 101-120, 2011.
- 3) 変化する気候下での海洋・雪氷圏に関する IPCC 特別報告書(海洋・雪氷圏特別報告書; SROCC), 2019.

日本海沿岸地域における海岸保全施設の高潮・津波対策

中央コンサルタンツ株式会社 ○ 出 口 颯
中央コンサルタンツ株式会社 岩 崎 友 彦

論 文 要 旨

本論文は、海浜を有する内陸側の施設である海岸保全施設について、最大クラスの津波に対する耐震、耐津波、高潮対策の検討を行ったものである。動的変形解析（FLIP）により、水平変位量、鉛直変位量を算出した。防護ライン背後の浸水深を 30 cm未満とすることを目的に、必要な天端高を算出するため津波浸水シミュレーションを繰り返し行った。その上で、越波を許容しない場合、越波を許容する場合、液状化を対策する場合の3案で比較検討を行い越波を許容しない対策を選定した。具体的な対策は、嵩上げと腹付けとし、各断面で安定計算を行った。

キーワード：海岸保全施設、耐震・耐津波・高潮対策、静的安定計算、動的変形解析、津波浸水シミュレーション

ま え が き

甚大な被害をもたらした東日本大震災では、計画規模を超える巨大津波によって、沿岸部の市街地が広範囲にわたって浸水するなどの被害が発生した。日本海沿岸部においても、これまで経験したことがない巨大津波が発生しないとは限らない。そのため、最大クラスの津波が発生した場合の津波浸水想定を行った日本海津波防災インフラ整備計画が策定されている。

海岸保全施設は、将来起こる可能性の高い地震に対して、背後の土地や人々を津波や高潮から守るための重要な役割を果たしている。

本論文では、最大クラスの津波による浸水被害の軽減を図るために、防潮堤の耐震、耐津波、高潮対策の検討を行ったものである。

1. 設計対象箇所と現地特性

設計対象箇所の位置図を図-2、現況断面図を図-1 に示す。

設計対象である防潮堤は、湾岸線の入り組んだ地形の奥に位置している。

設計対象である防潮堤の前面は海水浴場として利用されており、利用者が出入りするための開口部が防護ライン上に3箇所設けられている。さらに、区間終点部には河川が横断している。防潮堤の背後は、歩道、道路及び民家が隣接し、歩道は歩行者の通行があり、道路は交通量が多い。

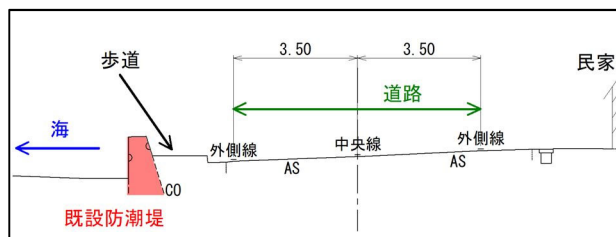


図-1 設計対象の現況断面図

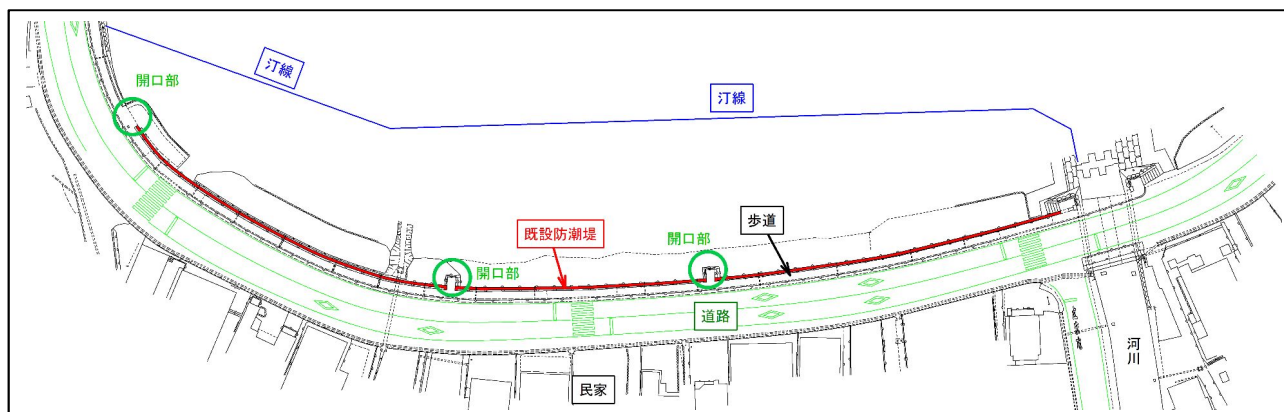


図-2 設計対象箇所の位置図

2. 設計条件

(1) 利用・自然条件

対象施設に対する利用・自然条件を表-1に示す。

表-1 利用・自然条件一覧表

条件項目	条件
潮位	H. W. L. =T. P. +0.45m
	L. W. L. =T. P. -0.05m
	M. L. W. L. =T. P. +0.05m
高潮高	H. H. W. L. =T. P. +1.20m
上載荷重	
	防潮堤背後の水叩き
	常時 5kN/m ²
	L1地震時 0kN/m ²
	L1津波時 0kN/m ²
	高潮時 0kN/m ²
設計震度	レベル1地震動 0.18

(2) 地盤条件

ボーリングデータが少なく、区間割の幅が広い為、追加の地質調査を行い、地層状況を補完した。

地盤は図-3の想定縦断面図に示すように盛土層、沖積層、基盤岩の順に分布している。盛土層の下位には沖積層が層厚約2.00~12.50mで分布している。沖積層はAs1-1層、As1-2層、As1-3層、As2層の砂層が主体であり、Ag1層、Ag2層の礫質土と粘性土のAc層が分布している。Ag2層下位には中央部のみに、洪積粘性土のDc層が層厚約0.50m分布しており、基盤岩のSh層は約GL-4.00~-16.50mで深に分布している状況である。最大クラスの津波を引き起こす地震動(レベル2津波を生じさせる地震動)では、動的変形解析(本検討ではFLIPを採用)結果より、過剰間隙水圧が上昇し液状化が発生する状況となる。図-4に想定縦断面図における液状化範囲図を示す。

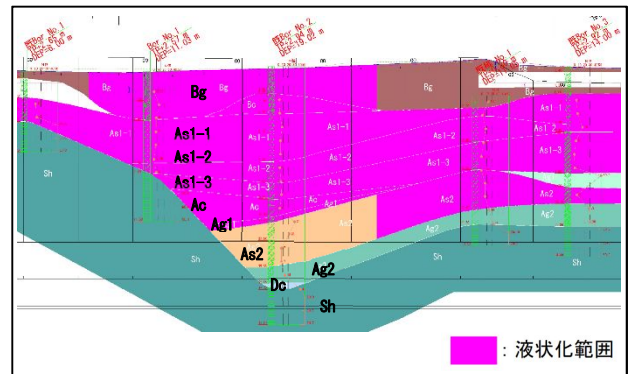


図-4 想定縦断面図における液状化範囲図

(3) 設計許容値

各解析の許容値を表-2に示す。

表-2 設計許容値一覧表

検討ケース		解析手法	許容値	
常時		静的安定計算	滑動	転倒
			1.2	1.2
L1 地震時			滑動	転倒
			1.0	1.1
高潮時			滑動	転倒
			1.0	1.1
L2 地震時	L2 津波	動的変形解析 (FLIP)	水平変位	鉛直変位
			防潮堤の 天端幅	津波浸水シミュレーション と併せて検討
		津波浸水シミュレーション	防潮堤背後地の浸水深を 30 cm 未満とする	

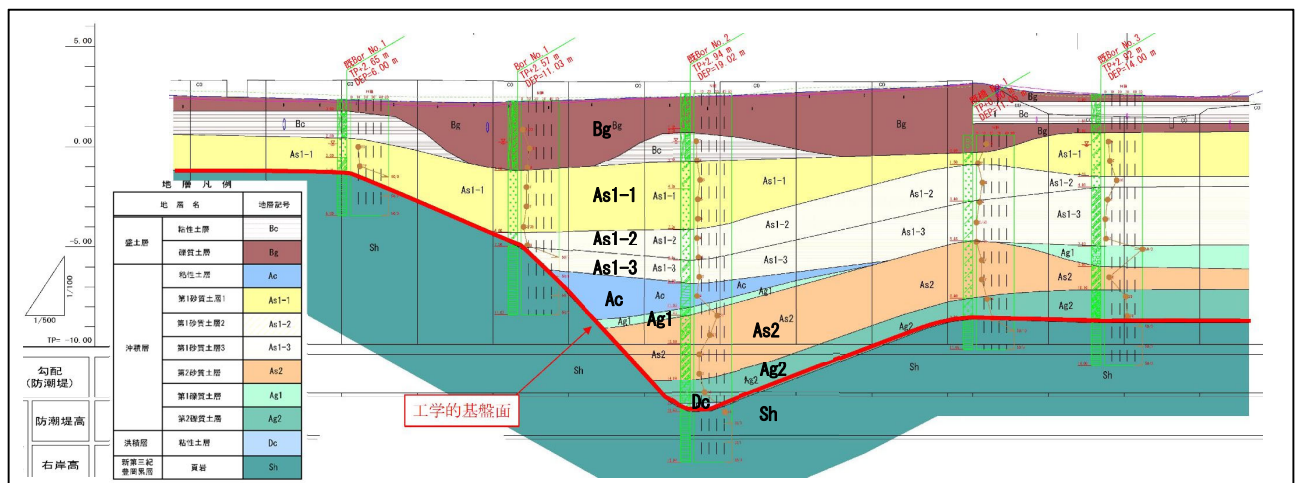


図-3 想定縦断面図

(4) その他制約条件

現地の土地利用の状況から、構造物の対策を検討するうえで、以下の制約を受ける。

- ・防潮堤背後は交通量が多い道路である。
- ・道路背後の民地境界を侵さないこと。
- ・防護ラインの中に河川が横断している。

3. 現況解析

現況断面の安定性の照査及びレベル2地震・津波における現況の変位量(水平、鉛直)の照査を行うため、静的安定計算及び動的変形解析(FLIP)を行った。動的変形解析の結果より、全体的に液状化による沈下が発生するため、沈下量を反映した津波浸水シミュレーションを実施し、レベル2津波による構造物(現況)の沈下後の浸水状況を把握した。

(1) 静的安定計算

設計対象施設は前面に海浜を有する内陸側の施設であり、防潮堤の底面(T.P.+1.95m)が既往最高潮位(T.P.+1.20m)と比較して十分に高い。L1津波水位についてもT.P.+1.70mと底面の高さより低い。高潮時の波高についても波浪の影響を考慮する必要があるが、波の遡上によって防潮堤の位置まで高潮時の波浪が襲来するため検討は必要である。しかし、碎波帯より陸側に位置するため、作用外力が十分に小さい。したがって、照査の決定ケースになることはない。L1津波時の照査については、波高を考慮した高潮時の条件よりも水位が低いいため、検討ケースから除外した。現況断面計算の際の作用方向が「海→陸」となる検討ケースは、海側水位が全て防潮堤の底面以下である。したがって、計算における決定ケースになることが無いと言えるため、防潮堤背面の地盤高が最も高い断面を静的安定計算の計算モデルとした。照査検討ケースを表-3、断面計算のイメージ図を図-5、計算結果を表-4に示す。全ての検討ケースで許容値を満足する結果となった。

表-3 照査検討ケース一覧表

検討ケース	作用の方向	作用外力	決定ケースとなる場合の条件	検討の有無
常時	陸→海	土圧	背後の地盤高が高い場合	○
L1地震時	陸→海	土圧、地震力	背後の地盤高が高い場合	○
高潮時	海→陸	波力、水圧、揚圧力	背後の地盤高が低い場合	○
L1津波時	海→陸	波力、水圧、揚圧力	背後の地盤高が低い場合	×

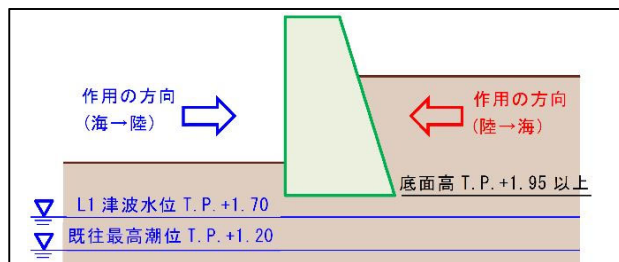


図-5 断面計算のイメージ図

表-4 静的安定計算の現況解析の結果一覧表

解析手法	検討ケース	照査結果					
		滑動		転倒		支持力	
静的安定計算	常時	3.118	1.2	4.851	1.2	56.529	518.883
	L1地震時	滑動	転倒		支持力		
		1.785	1.0	2.494	1.1	77.684	507.800
	高潮時	滑動	転倒		支持力		
		82.853	1.0	987.411	1.1	33.255	518.883

(2) 動的変形解析(FLIP)

整理した地盤条件を基に、3つの断面で動的変形解析(FLIP)を行った。残留水平変位が天端幅(0.5m)以上となる場合に、目地部に隙間が生じる。表-5に示すとおり、No.10の断面のみ残留水平変位が0.5mを超える結果となった。No.10の残留変形図を図-6に示す。

表-5 動的変形解析(FLIP)の現況解析の結果一覧表

解析手法	検討 ケース		照査結果			
	L2 地 震時	L2 津 波時	解析 断面	残留水平変位		残留 鉛直変位
No. 2			0.313m	≦ 0.50	OK	-0.150m
No. 6			0.476m	≦ 0.50	OK	-0.408m
No. 10			1.066m	≧ 0.50	NG	-0.183m

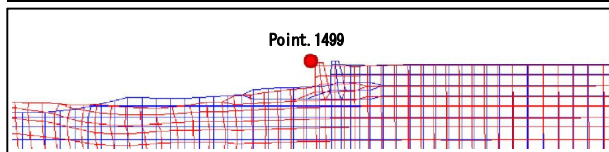


図-6 残留変形図(No.10)

(3) 津波浸水シミュレーション

動的変形解析(FLIP)の結果を踏まえて津波浸水シミュレーションを行った。津波浸水シミュレーションに入力する地盤高は、道路の路線測量結果を用いて、地殻変動量、FLIP解析による鉛直変位量・消散沈下量を差し引いたメッシュを設定した。津波浸水シミュレーションの結果を図-7に示す。防護ラインの中に河川が横断しているため、河川部を開口部として考慮したことで、隣接する河川の上流まで津波が遡上する結果となった。また、液状化により地盤が沈下することから、防潮堤背後の道路の一部と河川周辺の広い範囲で、30cm以上の浸水を確認した。



図-7 現況の条件での津波浸水シミュレーション結果(浸水深)

4. 対策工法の検討

海岸保全施設である防潮堤を津波が越流することによって、防潮堤背後の一部が浸水深 30 cmを超過することを確認した。海岸保全施設の対策として、防潮堤を越波する場合は背面の水叩き部を補強する必要がある。また、浸水深を減少させるため、防潮堤の天端を嵩上げする必要があるが、整備目標を踏まえると完全に越流を阻止する必要はない。さらに、越流は液状化による沈下が原因であるため、液状化対策の地盤改良を行うことで、越流を防ぐことが可能である。

以上のことを踏まえ、第1案：越波を許容する対策案、第2案：越波を許容しない対策案、第3案：地盤改良を行う案の3つの対策案を抽出した。

第1案：越波を許容する対策案は、嵩上げ+コンクリート前腹付け+水叩き（歩道部）補修を行う案である。最小限の嵩上げを行い、地震動により目地ずれが発生する箇所には天端幅を確保するため、コンクリート前腹付けを行う。津波が越流するため、該当する区間の水叩き（歩道部）を補強する。

第2案：越波を許容しない対策案は、嵩上げ+コンクリート前腹付けを行う案である。津波水位以上の高さまで嵩上げを行い、防潮堤の上部からの越流を許容しない。目地ずれが発生する箇所にはコンクリート前腹付けを行う。

第3案：地盤改良を行う案は、液状化を抑制することで、

津波の越流を防ぐ。

各対策案の概要及び比較表を表-6に示す。本検討では、経済性が優位となる「第2案：越波を許容しない対策案（嵩上げ+コンクリート前腹付け（残留水平変位が 50 cmを超える区間のみ）」を対策工法とした。

5. 対策後の検証

(1) 静的安定計算

対策後の断面で静的安定計算を行った。現況解析と同様に、対策後の照査検討ケースを常時、L1地震動、高潮時とした。対策断面は対策工法で選定した嵩上げ、腹付けを行う範囲で最も背面地盤高が高い位置での計算を行うものとした。計算結果を表-7に示す。全ての検討ケースで許容値を満足する結果となった。

表-7 静的安定計算の対策後の結果一覧表

解析手法	検討ケース	照査結果					
		滑動		転倒		支持力	
静的安定計算	常時	5.038	1.2	12.268	1.2	52.079	45.934
		滑動		転倒		支持力	
	L1地震時	2.258	1.0	4.551	1.1	74.449	60.762
		滑動		転倒		支持力	
	高潮時	645.487	1.0	5966.58	1.1	31.908	35.093
		滑動		転倒		支持力	

表-6 対策案の比較表

第1案:越波を許容する対策案 嵩上げ+コンクリート前腹付け+水叩き補修			第2案:越波を許容しない対策案 嵩上げ+コンクリート前腹付け			第3案:地盤改良を行う案 地盤改良(深層混合処理工法)		
断面図	腹付け区間		腹付け区間					
	水叩き補修区間		嵩上げ区間		地盤改良			
工法概要	既設構造物の高さは現状維持し、水平変位が生じる箇所で腹付けを行う構造。腹付けに伴い、捨石による基礎の構築を行う。防潮堤の背面に津波が越流するため、水叩きコンクリートの打換えを行う。		既設構造物をかさ上げし、津波の越流を防止するとともに、水平変位が生じる箇所で腹付けを行う構造。腹付けに伴い、捨石による基礎の構築を行う。		液状化対策として、地盤改良を実施する。液状化を防ぐことにより、防潮堤の沈下及び背後地の沈下が抑制され、越波及び浸水の両面に効果がある。			
環境保全及び周辺景観	・海水等への環境にはほとんど影響しない。		◎	・防潮堤の天端高が高くなるため、眺望が悪くなる。	△	・海浜部を地盤改良するため、固化材等が流出する可能性がある。		△
維持管理性	・コンクリート構造のため、維持管理性に優れる。		○	・海水等への環境にはほとんど影響しない。	○	・景観への影響はない。		○
施工性	・コンクリート構造のため、維持管理性に優れる。		○	・コンクリート構造のため、維持管理性に優れる。	○	・永久構造物のため、維持管理性に優れる。		○
経済性	工種		◎	・施工機械が小規模である。	◎	・施工機械が大規模である。		×
	金額(千円)		◎	・全ての工種が防潮堤の前面から施工可能で、施工性に優れる。	◎	・防潮堤背面の施工範囲が広く、車道の規制が必要である。		×
	腹付工		△		○			
	水叩き		△		○			
	嵩上げ工		△		○			
	撤去		△		○			
	掘削		△		○			
経済性	合計		△		○			
	比率		△		○			
	5,270		△		○			
総合評価	1.96		△		○			
	経済性が第2案に劣るため、選定しない。		△		○			
	経済性が第1案より優れるため、選定した。		○		×			
施工性、経済性共に最も劣るため、選定しない。		×						

(2) 動的変形解析 (FLIP)

選定した対策案の第2案：越波を許容しない対策案について、対策工法を実施した後に各断面が耐震要求性能を満足するかを確認するため、動的変形解析 (FLIP) より検証を行った。対策断面は現況解析に用いた断面を基本とした。No. 2、No. 6 の断面は嵩上げのみの対策とし、No. 10 の断面は現況解析より、残留水平変位が 0.5m を超える結果であったため、嵩上げ、腹付けの対策とした。腹付け後の天端幅は 1.10m とした。対策後の解析結果一覧表を表-8 に示す。

全ての対策断面で、水平変位を満足している結果となった。

表-8 動的変形解析 (FLIP) の対策後の解析結果一覧表

解析手法	検討 ケース		照査結果		
	L2 地 震 時	L2 津 波 時	解析 断面	残留水平変位	
No. 2			0.374m	≦0.50	-0.133m
No. 6			0.485m	≦0.50	-0.415m
No. 10			1.041m	≦1.10	-0.194m

(3) 津波浸水シミュレーション

選定した対策案の第2案：越波を許容しない対策案について、対策後の防潮堤により津波が背後に越流しないことを確認するため、津波浸水シミュレーションを行った。現況解析と同様に、津波浸水シミュレーションに入力する地盤高は、道路の路線測量結果を用いて、地殻変動量、FLIP 解析による鉛直変位量及び消散沈下量を差し引いたメッシュを設定した。

防護ライン上に3箇所の開口部がある。その内の2箇所は歩行者の通行のみであり、乗り越し階段を設置する方針のため、津波浸水シミュレーションでは開口部を閉じた状態で解析を行った。残りの1箇所は車両の進入が想定されており、対策方針は未定であったため、開口部を考慮した。

津波浸水シミュレーションの結果を図-8 に示す。越波を許容しないが、対策を行わない開口部からの津波の浸入を確認した。しかし、防潮堤背後の道路の浸水深が 30 cm 未満であることを確認した。

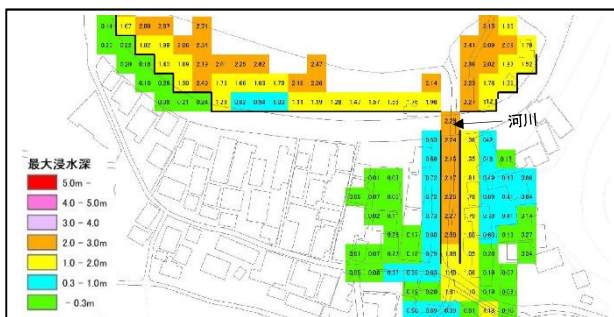


図-8 対策後の条件での津波浸水シミュレーション結果(浸水深)

6. まとめと今後の課題

日本海沿岸部における最大クラスの津波に対し、浸水深を 30 cm 未満にすることを目標に対策案を選定した。防護ライン上の開口部を残置していた場合でも、整備目標を達成していることがわかった。

今後の課題として、車両の進入が想定される開口部1箇所の対策を進める必要がある。

あとがき

近年、能登半島地震のように想定外の災害が発生し、甚大な被害が予想される。その中で、海岸保全施設の耐震対策は、災害時における道路の通行止め時間の短縮や、交通機能の確保に繋がると考えている。

最後に、本業務の遂行や論文の執筆にあたり、ご指導、ご協力をいただきました関係者各位に感謝の意を示します。

参考文献 (または引用文献)

- 1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上・下), 社団法人日本港湾協会, H30. 5, pp. 694
- 2) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上・下), 社団法人日本港湾協会, H30. 5, pp. 448~464
- 3) 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 全国漁港漁場協会, H30. 8, pp. 2-126
- 4) 道路土工 擁壁工指針, 社団法人 日本道路協会, H24. 7, pp. 53

建設コンサルタントにおける合意形成技術を活用した
働き方改革の取組と効果

いであ株式会社 大阪支社 水工部 ○ 諸原亮平
いであ株式会社 大阪支社 水工部 木村啓佑
いであ株式会社 大阪支社 水工部 志村智昭
いであ株式会社 大阪支社 水工部 山本晋一
いであ株式会社 大阪支社 水工部 石森久仁子
いであ株式会社 社会基盤本部 澤田俊明

論文要旨

建設コンサルタント業界では、若手技術者の減少により技術の継承が困難となり、技術の空洞化が生じるなど、担い手の確保・育成が喫緊の課題である。改正品確法に建設業界の担い手確保・育成が明記されるなど、近年改正された関係法令類においても「働き方改革」の推進が法的に義務付けられ、技術者採用数は確実に増加しているが、依然として若手技術者の離職も多く、生産力の確保が重要な課題である。

本発表は、建設コンサルタントの水工部門の一部署で実施中の、合意形成技術を活用した組織環境改善・生産環境改善をテーマとした働き方改革の取組の全体像と現時点での効果について示す。

キーワード：働き方改革、関係者アセスメント、職場環境改善、合意形成技術、PCM 手法

まえがき

本稿の対象は、いであ(株)の建設コンサルタント事業部門における大阪支社水工部(以下「水工部」と略記)であり、2023年時点で職員数15名(正社員11名、契約社員4名)の職場で、主として社会資本整備の河川関連の設計業務に従事している。水工部では、若手技術者を中心に3年に1名程度のペースで離職しており、30代の技術者が不足している状況である。離職理由は職場環境及び生産環境に関する長時間労働や人間関係などが挙げられる。コロナ禍による職員間のコミュニケーションの低下や時間外労働の上限規制により、時間内に効率的に業務を行う必要があるなど、職場環境及び生産環境の改善は急務となっている。このため、2020年に近傍部署で実施した取組みを参考¹⁾に、職場環境や生産環境の改善を目的とした水工部の働き方改革の取組を行った。取組では、関係者アセスメント(以下「関係者アセス」と略記)、アイスブレイク技術、KJ法ワークショップ(以下「WS」と略記)、方策(アプローチ)、PCM(プロジェクト・サイクル・マネジメント)手法等の合意形成技術を活用し、意見情報の抽出から行動計画決定までの一連の取組を行った。本稿で対象とする働き方改革の取組は、2022年4月から2023年6月までの期間を対象とする。本稿では、この期間における働き方改革の全体像と成果の整理、基礎な効果把握を行うことを目的とする。

1. 水工部働き方改革の取組みの概要

対象となる働き方改革の取組は、「研修」「活動」の2つから構成した。「研修」は、管理職(2名)対象の研修を3回、職員(15名)対象の研修を1回行った。「活動」は、計画準備、取組周知、関係者アセスメント(以下、関係者アセスと略記)、ワークショップ(以下、WSと略記)を行った。表-1に「働き方改革の概要」、表-2に「働き方改革の取組一覧」、表-3に「働き方改革の研修とテーマ」、表-4に「働き方改革の活動とテーマ」を示す。

表－1 働き方改革の概要

	属性の情報
目的	職場環境、生産環境の改善
取組期間	2022年4月～2023年6月
職種	建設コンサルタント
対象部署	いであ(株) 大阪支社水工部
対象者の属性	・社員11名 契約社員4名、計15名 ・管理職2名 マネジャー3名 技師7名 アシスタント3名 ・20代5名 30代3名 40代3名 50代4名
サポート体制	・働き方改革：フレーム計画・プログラム作成(外部部署人材、合意形成専門家)1名 ・働き方改革(研修、活動)：コーディネータ&

	<p>ファシリテータ&講師 1 名 (外部部署人材, 合意形成&ワークショップ専門家)</p> <p>・関係者アセス実施: 2 名 (外部部署人材, 関係者アセス実施経験者)</p> <p>・ワークショップサポート: 2 名 (外部部署人材, 記録・運営のサポート)</p>
--	---

表－2 働き方改革の取組一覧 (2023 年 4 月～2023 年 6 月)

(凡例) 網掛け: 研修/その他: 活動

取組	日程	時間 (hr)	対象者 (水工部)
1 計画準備	2022 年 4 月	8	管理職
2 取組周知	4～5 月	2	職員
3 関係者アセス 15 名	6 月	15	職員
4 研修①	7 月	6	管理職
5 水工部勉強会	9 月	6	職員
6 WS①	10 月	7	職員
7 研修②	10 月	3	管理職
8 研修③	11 月	2	管理職
9 WS②	2023 年 1 月	4.5	職員
10 WS③	4 月	4	職員
11 WS④	4 月	7	職員
12 WS⑤	6 月	3.5	職員
計	管理職 (2 名) 職員 (15 名)	19 hr 49 hr	

※4, 7, 8: いであ大阪・管理企画部実施, 参加者は管理職 2 名

※その他: いであ大阪・水工部実施, 対象者は水工部職員 15 名

表－3 働き方改革の「研修」とテーマ (番号は表 2 参照)

(凡例) 網掛け: 合意形成技術/●: 実施回数

活動 テーマ	4 研修① 管理職	5 水工部 勉強会 職員	7 研修② 管理職	8 研修③ 管理職
目的共有		●		
アイスブレイク実施	●●	●●	●	●
コミュニケーション, 合意形成	●	●		
話し合い・対話	●		●	
KJ 法WS	●		●	
関係者アセス				●
P CM		●		

表－4 働き方改革の「活動」とテーマ (番号は表 2 参照)

(凡例) 網掛け: 合意形成技術/●: 実施回数

活動 テーマ	1 計画準備	2 取組周知	3 関係者アセス	6 WS①	9 WS②	10 WS③	11 WS④	12 WS⑤
活動フレーム	●							
目的共有		●	●	●	●	●	●	●
プロセス合意		●	●					
関係者アセス			●					
アイスブレイク				●	●	●	●	●
意見情報共有				●	●	●	●	●
話し合い・対話				●	●	●	●	●
内容合意						●	●	●
K J 法WS				●				
P CM					●	●	●	●

2. 働き方改革取組における合意形成技術

(1) 適用した合意形成技術や知見

働き方改革の「研修」「活動」では, 表-5 に示す合意形成技術や知見を活用した。

表－5 適用した合意形成技術や知見

名称	研修 (表 3 参照)	活動 (表 4 参照)
①目的共有	●	●
②プロセス合意	—	●
③関係者アセス	●	●
④アイスブレイク	●	●
⑤意見情報共有	—	●
⑥話し合い・対話	●	●
⑦内容合意	—	●
⑧K J 法WS	●	●
⑨P CM手法	●	●

(2) 合意形成技術・知見の適用

①目的共有

目的共有は活動の根幹となる。水工部働き方改革取組での目的共有は, 「研修」における「5 水工部勉強会」で 1 回, 「活動」における「2 取組周知」「3 関係者アセス」「6,9～12 ワークショップ」で 7 回実施した。

②プロセス合意

プロセス合意は, 合意形成の根幹となる。水工部働き方改革取組での目的共有は, 「研修」の「5 水工部勉強会」で 1 回, 「活動」の「2 取組周知」「3 関係者アセス」で 2 回実施した。

③関係者アセスメント³⁾

通常、顔を合わせる会議や対面型ワークショップ等では、発言時間の限定性や発言環境の束縛性から十分に関係者の意見情報を抽出できない場面が多々生じる。このため、コーディネーター1名による関係者アセスを個別に1時間程度実施し、現在の職場環境及び生産環境の短所(課題、困っていること)、長所(良いところ)、改善方法(提案、要望)について、個人の意見情報を抽出した。

なお、個人情報の秘匿の観点から関係者アセスメントで得られた情報(意見)は、アセスメント対象者とコーディネーター間のみの限定使用とし、抽出した意見の整理においては、発言者や関係者の氏名を削除することで個人が特定できないよう編集したうえで、関係者全体の意見情報として整理した。

表-6 会議や話し合いにおける意見抽出の課題

課題	内容
発言時間の限定性	1人当たりの発言時間が、限られている。
発言環境の束縛性	上司や部下の関係により、会議参加者が意見を十分に表明することは難しい。

④アイスブレイク技術

話し合いの場におけるアイスブレイクは、不安と緊張が解かれた状態の場と情報の共有として有効である。アイスブレイクの目的別類型として、澤田による表-7の整理²⁾がある。本取り組みでは、「研修」で6回、「活動」で5回のアイスブレイクを実施した。「研修」では、「拍手自己紹介」「世論調査」などの単発型アイスブレイクを実施し、「活動」では「食事情報」を各回毎に継続収集するシリーズ・アイスブレイクを実施した。

表-7 働き方改革におけるアイスブレイク

アイスブレイクの目的別分類	研修6回	活動5回
自己紹介型(参加者相互確認)	●	●
情報収集型(参加者相互確認)		●
コミュニケーション創造型・信頼関係構築型	●	●
相互理解・合意形成推進型		
楽しみ体験型・気分転換型	●	●

⑤意見情報共有

意見情報共有は、合意形成の根幹となる。本取組では、「活動」の「6,9~12 ワークショップ」をプログラムで位置づけ、5回実施した。

⑥話し合い・対話

説明ではない「話し合い・対話」は、合意形成の根幹となる。本取組での「話し合いの場づくり」は、「活動」の

「6,9~12 ワークショップ」として、5回実施した。

⑦内容合意

働き方改革の活動の内容について、話し合い・対話の場で、意見情報を収めんとする「内容合意」が必要となる。本取組での「内容合意」は、「活動」の「10~12 ワークショップ」のプログラムで位置づけ、3回実施した。

⑧KJ法ワークショップ(WS)

合意形成の場では、参加者が分かりやすい手法適用が望ましい。この手法の一つとしてKJ法WSがある。働き方改革の活動の「研修」において「4研修①」「7研修②」の2回、「活動」において「6ワークショップ」で1回のKJ法WSを適用した。

⑨PCM手法

PCMは1990年代に日本で開発された論理的・参加型手法であり³⁾、計画編とモニタリング評価編から構成されマニュアルが公開されている。今回の働き方改革では、計画編のPCMを適用し、問題分析、目的分析、アプローチ選択、PDM作成などを実施した。

PCMでは「プロジェクトは実行するもの」、アプローチは「プロジェクトの候補」となる。筆者等の長年の経験により、マニュアルに記載はないがアプローチの概要表であるADM(Approach Design Matrix)を作成し、働き方改革における行動計画の決定時点での合意形成に活用した。

3. 取り組みの成果

(1) 合意により抽出した働き方改革の意見情報

対象者の合意を得たうえで意見情報を抽出した。個人情報保護し共有した関係者アセス意見情報を主出した(表-8)。関係者アセスメントの結果から、大阪支社水工部の「働き方改革」実現のために優先的に解決する中心問題を抽出した(表-9)。

問題分析の結果、職場環境は主に発注者、協力会社及び職員間等の各関係者間におけるコミュニケーションに関する内容が第1原因として抽出された。また、生産環境は主に部内の工程管理や体制に起因する内容が第1原因として抽出された(表-10)。

(2) 合意のもと策定した行動計画

行動計画を作成する中で、日常的な挨拶や声掛けの実施等、日々の小さな行動に対するアプローチを独立させ、以下の3つを設定した。Ⅰ. 生産環境 Ⅱ. コミュニケーション Ⅲ. 小さな行動の3つのアプローチ

ADMでの検討を経て、実行するプロジェクトを決定し、PDMを作成、職場環境及び生産環境の改善に取り組む行動計画として位置づけた。

表－８ 関係者アセスの意見情報のキーワード

区分	○良いところ	▲悪いところ
職場環境	1 組織の変化2 職場環境の改善傾向, 3 組織内コミュニケーション 4 人材育成 5 職場の空間・機器	1 コミュニケーションの不足2 職場の体制3 組織・グループの運営 4 組織・グループのルール5 職場の仕事環境 6 個人の状況・意識・行動 7 自己研鑽・育成
生産環境	1 生産体制(水工部内) 2 生産体制(他部門連携)3 生産コミュニケーションの強化(組織) 4 生産効率の改善(組織)5 生産意欲の強化(個人)6 アルバイト7 外注	1 生産体制 2 成果の品質管理 3 工程管理4 労働時間管理(残業) 5 業務と業務外の理解 6 生産改善 7 生産コミュニケーション 8 発注者との関係性9 アルバイト, 10 外注 11 意欲・人材育成 12 備品・機器類の管理

表－９ 深めたいテーマと中心問題の絞り込み(第1回WS)

区分	深めたいテーマ	中心問題(PCMで検討)
職場環境	・コミュニケーション不足 ・生産コミュニケーション	・コミュニケーションがうまくいかない
生産環境	・工程管理 ・労働時間の管理(残業) ・業務と業務外の理解	・生産環境がうまくいかない

表－１０ PCM 問題分析・第1原因(第2回WS)

【職場環境】中心問題：コミュニケーションがうまくいかない
第1原因A. 外注とのコミュニケーションが上手くない
第1原因B. 発注者とのコミュニケーションが上手くない
第1原因C. アルバイトとのコミュニケーションが上手くない
第1原因D. 職員間のコミュニケーションが上手くない
第1原因E. 生産上のコミュニケーションが上手くない
【生産環境】中心問題：生産環境がうまくいかない
第1原因A. 工程管理がうまくいかない
第1原因B. 労働時間管理(残業)がうまく進まない
第1原因C. 組織・グループのルールが定まっていない
第1原因D. 業務と業務外の理解が上手くされていない
第1原因E. バランスのとれた人員配置になっていない
第1原因F. 目標が高すぎる

表－１１ PCM 目的分析・アプローチ選択(第3,4回WS)

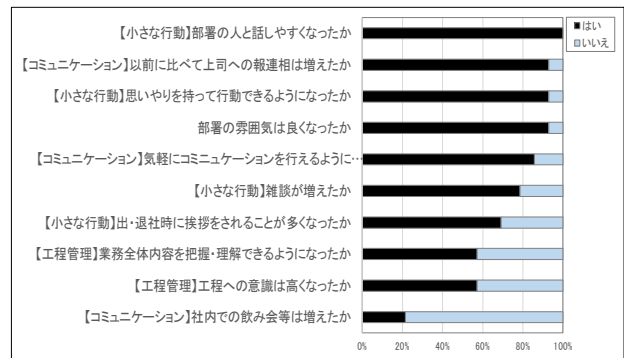
・問題分析結果を肯定的内容に変換し「中心問題に対する原因」から「目的に対する手段」を検討し目的系図を作成
・目的分析からアプローチを作成し,実行するアプローチを選択
・短時間で効果の大きいアプローチ例として「挨拶奨励アプローチ」,長期間かかるが効果の大きいアプローチとし「相互理解発展アプローチ」等が挙げられる。

表－１２ 事後アンケートの仕様

項目	内容
実施時期	2023 年 9 月 20 日~25 日
対象者	水工部職員 15 名中 14 名から回答
設問数	10 個
回答方式	選択式

(3) 働き方改革の取組の効果

本取組の効果把握のために,事後アンケートを実施した。結果,「部署の人と話しやすくなった(100%)」「部署の雰囲気は良くなった(93%)」「上司への報連相が増えた(93%)」など高い意識変化が確認できた。



図－１ 働き方改革の効果(アンケート結果) N=14 名

あ と が き

合意形成技術を本格的に働き方改革の取組への活用は,効果的であると認識した。また,作成した行動計画は,2024 年 3 月まで実施し,継続的に高い意識を保っている。WS 実施後に人員の入れ替わりも生じているため,行動計画は部署の会議等においても継続的に実施状況の確認を行うと共に,行動計画の見直しを適宜行い,PDMをバージョンアップして,プロジェクト目標の達成及び継続を目指す。合意形成の上で策定した働き方改革の大阪支社水工部の課題改善は,自発的・内発的目標となり行動変化を促している。

参 考 文 献

- 1) 米倉翔, 中平歩, 兵藤誠, 澤田俊明, 森本恵美, 松浦正浩 : 働き方改革及び生産性向上の実現における社会的合意形成技術の適用性に関する考察: 第38回建設マネジメント研究発表・討論会, 2021 年 12 月 1 日
- 2) 澤田俊明: 徳島大学等での合意形成講義ノートより
- 3) L.サスカインド, J.クルックシャンク(城山英明, 松浦正浩訳): コンセンサス・ビルディング入門, 有斐閣, 2008.
- 4) 石田健一, 山中英生, 山本道広: PCM 参加型計画手法の PI プロジェクト立案への応用に関する分析, 土木計画学研究・講演集, 23(1), pp. 11-14, 2000.

3次元ビューアを用いた堤防点検の効率的な評価手法の提案

中央復建コンサルタンツ(株) ○ 豊 東 翼
中央復建コンサルタンツ(株) 崎 山 賢 人
(公財)河川財団 宝 藤 勝 彦
中央復建コンサルタンツ(株) 藤 崎 忍
中央復建コンサルタンツ(株) 吉 田 和 也

論文要旨

河川堤防の点検は、変状について堤防機能の状態や進行性を踏まえ、点検者が評価する「一次評価」と、詳細点検の実施や専門家の助言の上で河川事務所が再評価する「二次評価」が行われている。しかし、二次評価は人的リソースの減少等により全変状は再評価できていない。そこで、詳細に評価すべき変状を効率的に精度良く抽出できる統一的な「評価基準の設定」と「既存の3次元ビューアを活用した評価手法」を導入し、その有効性を確認した。

キーワード：河川管理施設、評価手法、3次元ビューア、ALB, RiMaDIS

ま え が き

河川堤防は、国土交通大臣管理河川区間において年1回以上の点検・評価が行われている。2016年度以降、「堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領」¹⁾(以降、「点検・評価要領」とする。)に基づき、点検者による一次評価、河川事務所による二次評価(及び総合的な評価)が実施され、点検結果が国土交通省HPで公表されている。

一次評価では、点検者が目視点検で発見した「変状の状態」に対し、堤防機能低下の状態や変状の進行性を評価している。二次評価では、一次評価結果及び一次評価において判断が難しかった変状に対し、河川事務所の関係部署が参加する横断的連絡調整会議等において、変状箇所ごとの評価を組織として再評価している(図-1)。また、目視で確認できない変状や発生要因が不明な変状については、二次評価では、既往資料等を踏まえ、必要に応じて詳細点検の実施もしくは学識経験者や専門家等の助言を受けた上で、再評価を行っている。

1. 目的

長大な河川堤防の点検を目視で実施するには、多くの人員と時間を要し、点検者のノウハウの継承が課題である。そこで、点検の効率性及び精度の向上を図るため、UAV等の新技術の活用した河川管理の取り組みが行われつつある。

木本ら²⁾(2015)は、UAVで取得した河川堤防の画像によるSfMを用いた調査を実施し、調査可能範囲・撮影方法・計測精度・調査時間を把握し、今後の運用に向けた適用性と課題を整理している。戸村ら³⁾(2021)は、点群データを活用したAIによる堤防変状の自動検出を検討し、量的に変状箇所として評価できる可能性を示している。

一方で、河川事務所が行う二次評価では、人的リソースの減少等により、全変状を再評価できていない。そのため、一次評価で得られた変状のうち、評価の悪かった変状を抽出し、経験則等から再評価を行っている。しかし、一次評価は「変状の状態」に対する評価であり、変状が発生した場所等の条件を踏まえた評価となっていない。よって、堤防機能に支障が生じる可能性のある変状を見逃す可能性がある。

これに対し、田島ら⁴⁾(2019)は、対象河川において、河川堤防の穴掘り、掘り起こし行動をとる動物の形態や形状、掘削時期等を整理することで、経験則に頼らない評価指標を提案している。しかし、1つの変状種別に着目したものであり、実際には河川では、多様な変状が発生している。

そこで、一次評価の「変状の状態」に対する評価に、変状が発生した場所等の条件を加えて、詳細に評価すべき変状を膨大な点検結果から効率的に精度良く抽出できる統一的な「評価基準の設定」と「既存3次元ビューアを活用した評価手法」を河川事務所に提案・導入し、その有効性を確認した。

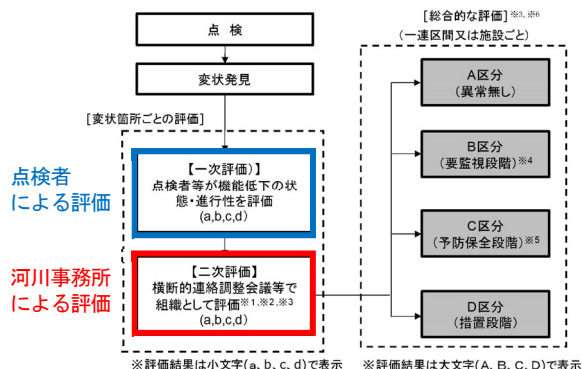
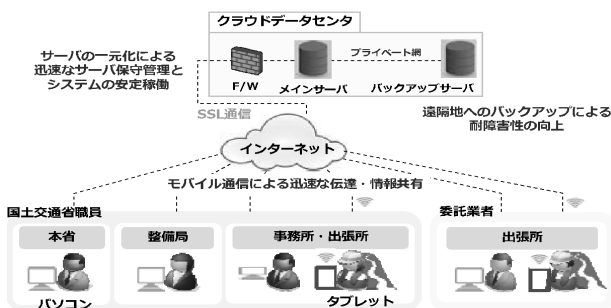


図-1 評価の手順(一部加筆)¹⁾

2. 堤防点検・評価の基本的な流れ

国土交通大臣管理河川区間では、2013 年度より河川維持管理データベース（RiMaDIS）が試行運用されている。RiMaDIS は「ウェブシステム」「タブレット」「クラウドサーバ」で構成されるシステムの総称であり、国土交通省の職員を始め、各関係者がモバイル通信により管理行為（河川巡視、各種点検、維持管理対策）、河川カルテ、状況把握を迅速に伝達・情報共有できるデータベースである（図－2）。

一次評価を実施する点検者は、主にタブレットを用いてクラウドサーバに点検結果を登録する。登録の際には、変状種別、変状規模、評価区分及び写真等を同時に登録する⁵⁾（表－1）。なお、変状評価は、「変状の状態」に対して4段階の評価区分を用いて評価を行う（表－2、表－3）。



図－2 システム構成 (RiMaDIS ver3. 0)⁵⁾

表－1 管理行為機能を取り扱う主な情報とデータ形式⁵⁾

取扱う情報	データ形式	情報例
名称	文字（任意）	沈下、樹木の繁茂 等
河川名	文字（マスタ）	利根川、淀川 等
左右岸	文字（マスタ）	右岸、左岸、中岸
距離標	数値	23.5k+234m 等
座標	数値	緯度・経度
地先名	文字（任意）	〇〇町△△地先 等
出張所名	文字（マスタ）	〇〇河川事務所 等
点検者名	文字（任意）	河川 太郎 等
記録日	日付	2019年4月2日13:59 等
変状種別	文字（マスタ）	土堤-天端-沈下 等
変 状 の ス テータス	フラグ	重要情報、要監視、要 対策 等
変状評価	文字（マスタ）	a～d
変状規模	数値	長さ(L)、幅(B)、深さ (H)
コメント	文字（任意）	
写真	JPEG	
変状番号	数値（自動採番）	535201 等（現状6桁）


一次評価の確定後、河川事務所の担当職員らは、RiMaDIS に登録された評価の悪い変状（c・d 評価）から堤防機能に支障が生じると判断した変状を抽出する。その後、抽出した変状を対象として発生要因等の分析を行い、河川事務所

の関係部署が参加する横断的連絡調整会議等において、変状箇所ごとの評価を組織として再評価する。

表－2 変状箇所ごとの点検結果評価区分¹⁾

区分	状態	変状 確認	機能 支障
a	異常なし	・ 目視できる変状がない、または目視できる軽微な変状が確認されるが、堤防等河川管理施設の機能に支障が生じていない健全な状態	なし
b	要監視 段階	・ 堤防等河川管理施設の機能に支障が生じていないが、進行する可能性のある変状が確認され、経過を監視する必要がある状態（軽微な補修を必要とする場合を含む）	なし
c	予防保全 段階	・ 堤防等河川管理施設の機能に支障が生じていないが、進行性があり予防保全の観点から、対策を実施することが望ましい状態 ・ 詳細点検（調査を含む）によって、堤防等河川管理施設の機能低下状態を再評価する必要がある状態	なし
d	措置段階	・ 堤防等河川管理施設の機能に支障が生じており、補修又は更新等の対策が必要な状態 ・ 詳細点検（調査を含む）によって機能に支障が生じていると判断され、対策が必要な状態	あり

表－3 一次評価の事例（沈下・目地等の段差 X 川）

区分	現地写真（変状の状態）
a	異常なし 変状が発生していない状態
b	要監視 段階 段差又は凹みが発生している状態 
c	予防保全 段階 沈下が進行し、大きな段差が生じている状態 
d	措置段階 空洞化が進行し、背面が確認できる段差が生じている状態 

3. 堤防点検・評価の課題（2018 年度）

2018 年度の X 川河川事務所の担当職員は、計 436 件の堤防点検結果から、44 件の変状の抽出を行っている。抽出した 44 件の変状は、一次評価で c・d 評価の変状に対し、「河川特性に応じた点数付け」を行った、c 評価の上位 39 件及び d 評価 5 件である。その後、計 44 件の変状に対して、発生要因等の分析を行い、横断的連絡調整会議で再評価を実施している。

「河川特性に応じた点数付け」は、「河川管理施設における診断・補修マニュアル（案）」⁶⁾ の評価配点（表－4）を参考に、河川事務所が実情に応じ作成したもので、過去の被災履歴、変状周辺の河川構造物の有無及び劣化進行度等の

様々な要素から点数付けを行っている(図-3)。しかし、「河川特性に応じた点数付け」の指標を用いた再評価は、b評価や暫定堤防区間に発生した変状等は対象外となっている。

表-4 河川特性に応じた配点表(案)⁶⁾

分類	評価項目	条件	評価点	備考
健全度 (配点50点)	①健全度ランク評価	D	50	
変状の進行度 (配点10点)	②変状の進行度	C	10	
		前回から進行している	10	
		変状の進行はない	0	
護岸重要度 (配点25点)	③堤防形状	築堤河道	10	
		掘込み河道	3	
		完全掘込	0	
	④護岸設置部位	堤防護岸	10	
		高水護岸	5	
		低水護岸(高水数値確保不足)	3	
		低水護岸(高水数値確保区間)	0	
	⑤河道状況	水衝部・河床低下区間(重水箇所以外)	3	
		その他	0	
社会要因 (配点10点)	⑥人口・資産	特定区間	10	
		特定区間に準じる区間	5	
		その他	0	
施設の特性 (配点5点)	⑦施設の特性	考慮すべき事項あり	5	
		考慮すべき事項なし	0	
合計(100点)				

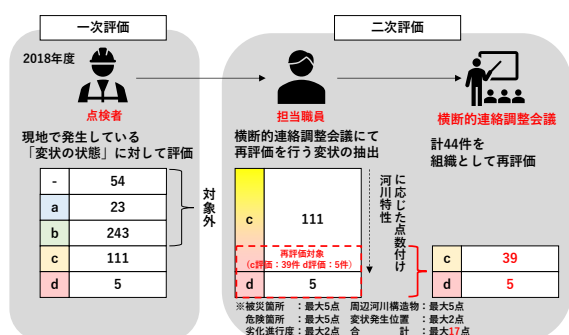


図-3 堤防点検・評価の基本的な流れ (2018年度 X川)

図-4に示す変状は、堤体への「亀裂」である。一次評価では現地で発生している亀裂に対して、「変状の状態」からb評価と判定している。しかし、当区間は暫定堤防区間であり、重要水防箇所（堤体漏水）に位置しているため、この変状は、堤防の基本機能に支障が生じる可能性がある変状である。図-3の堤防点検・評価の流れでは、堤防の整備状況や耐浸透機能等が評価できておらず、b評価である当変状は再評価の対象外となっていることから、二次評価の方法に課題が残る。

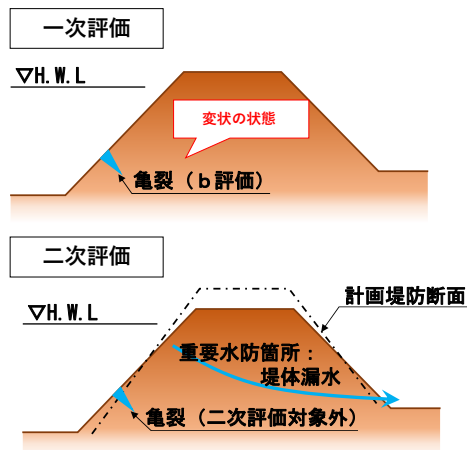


図-4 暫定堤防に発生している変状例 (2018年度 X川)

4. 3次元ビューアを用いた評価手法

膨大な点検結果データから、効率的に精度良く再評価対象を抽出できる統一的な「評価基準の設定」と「既存の3次元ビューアを活用した評価手法」をX川河川事務所へ提案した。

(1) 「評価基準の設定」の基本的な考え方

一次評価では、「変状の状態」による機能低下への評価を行っていることから、変状が発生した場所等の条件は加味されていない。そのため、計画堤防断面に侵入している亀裂と、第1種側帯等で発生している亀裂が同程度の変状であった場合、亀裂の評価は同じ評価となる(図-5)。

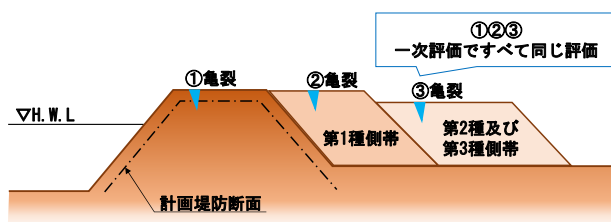


図-5 築堤区間に発生している変状例

そこで、「発生位置と堤防形状の関係性」を評価基準として加えることを提案した。

定期横断面図は、従来200m毎単位で作成されていたが、航空レーザ測深データ(ALBデータ)の導入に伴い、任意の位置で河川横断面図が作成できるようになった。河川横断面図に点検者が計測した変状規模(長さ(L)・幅(B)・深さ(H))を反映させることで、変状が計画堤防断面より深く侵入しているのかを確認可能となった(図-6)。

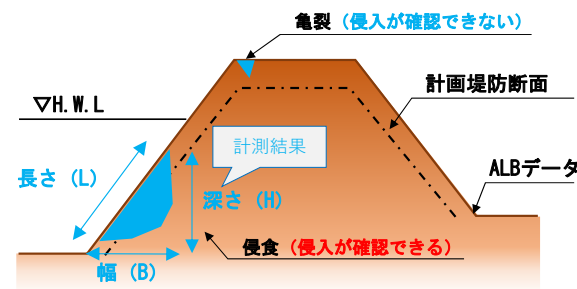


図-6 発生位置と堤防形状の関係性を把握する評価基準

X川は、ほとんどの区間が築堤区間となっており、そのうち、一部区間に暫定堤防が存在している。一次評価での「変状の状態」による機能低下への評価に加え、堤防に侵入した変状が、計画堤防断面等の維持に支障を及ぼしているか否かを評価基準として設定した(図-7)。

暫定堤防区間で変状が発生している場合や計画堤防断面を有する築堤区間で計画堤防断面等へ変状が侵入している場合には、一次評価から評価のランクアップ(例:b評価→c

評価)を検討し、掘込区間等の計画堤防断面よりも大きな断面の区間に変状が発生している場合は、一次評価から評価のランクダウン(例:c評価→b評価)を検討することとした。

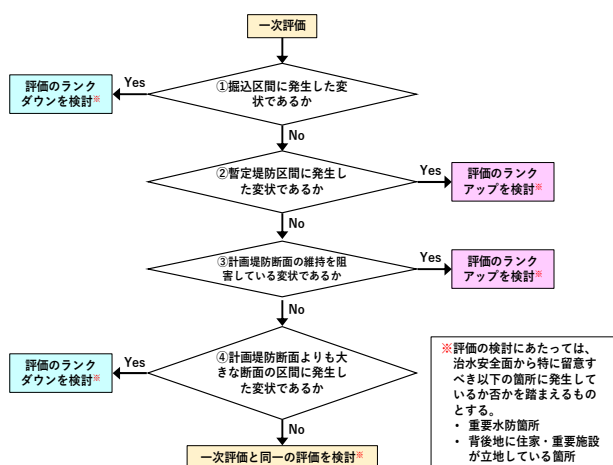


図-7 X川における基本的な評価基準

(2) 既存の3次元ビューアを活用した評価手法

設定した評価基準を用いるための手法として、ALB データを容易に扱える既存の3次元ビューアを活用し、「発生位置と堤防形状の関係性」が分かる機能等を追加した。独自のシステムを開発した場合、汎用性に欠け、広く普及する可能性が低いことから、既存のシステムを拡張する形式で作成した。

なお、当評価手法は、担当職員が横断的連絡調整会議にて再評価の対象とする変状の抽出等を行うためのシステムであり、機械的に調査結果の分析を行うものではない。あくまで、二次評価として、膨大な点検結果データから再評価対象とする変状を抽出する上で、効率性の観点から作成したこと

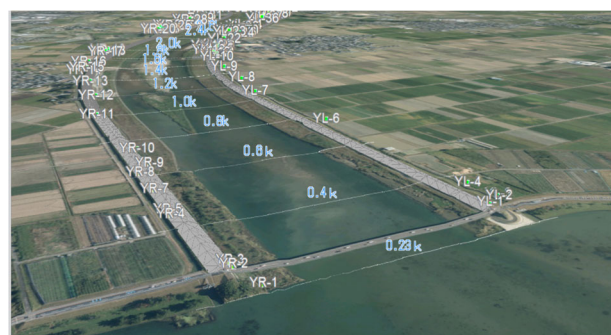


図-8 3次元ビューアのイメージ図(X川)

(3) 3次元ビューアの主要な機能とその内容

X川にて3次元ビューアを活用し「変状発生位置と堤防形状の関係性」が分かる2つの機能を追加した。

a) 変状発生位置と堤防形状の関係性の把握機能

前述のとおり、ALB データと変状情報に登録されている地点情報等を連携させ、発生位置で横断面図が作成できる機能を追加する。その他堤防形状として、計画堤防断面及び堤防の基本断面形状(図-9)を追加した。これにより、変状の位置・規模と計画堤防断面、堤防の基本断面形状等との関係性を迅速かつ高精度に把握できるようになった。

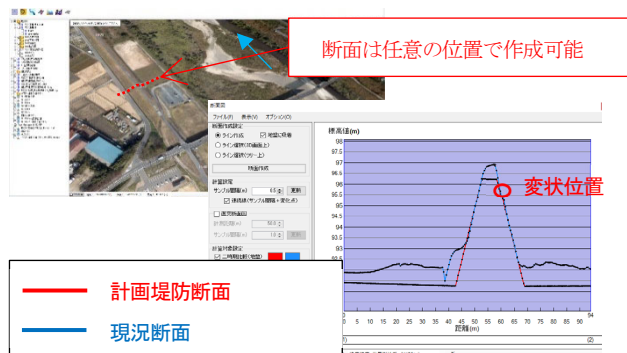


図-9 変状発生位置と堤防形状を把握する機能

b) 変状発生位置と堤防形状の関係性把握機能

ALB の過去データを搭載することで、堤防形状の二時期の比較ができるシステムを追加した。変状の発生位置で堤防形状の比較ができることで、河床洗掘、堤体沈下の傾向を容易につかむことができる。

これにより、精度良く、効率的に変状の発生要因の分析が可能となった。図-10に河床洗掘の事例を示す。水衝部等で変状が発生している場合、発生要因がいくつか想定されるが、当機能を用いて河床洗掘の状況を把握することができる。

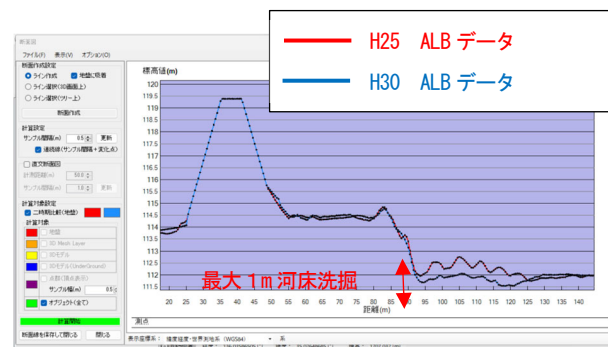


図-10 測量データの二時期比較機能(河床洗掘の事例)

5. システムの有効性と今後の課題

(1) システムの有効性の確認(2019年度以降)

2019年度以降、X川にて3次元ビューアを用いた評価手法を導入することで、担当職員らが、一次評価で得られた全変状を対象とした抽出作業を行っている。その中で、3次元ビューア導入による有効性が確認できた事例を示す。

a) 現地情報の高精度化による再評価対象の抽出の事例

変状発生位置と堤防形状の関係性の把握機能により、再評価対象を抽出した事例を示す。


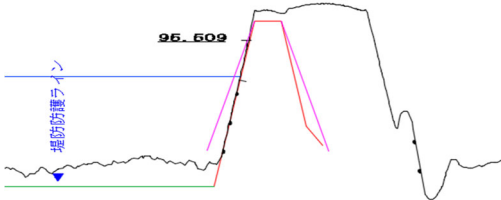
表一5に示す変状は、護岸への「はらみ出し」である。健全な法面に対して、くの字にはらみ出していることがわかる。当変状は一次評価でb評価であったため、「河川特性に応じた点数付け」から、2018年度以前は二次評価の対象外だった。

そこで、定期横断測量を用いて、変状発生位置と堤防形状の関係性を確認すると、発生位置から約100m離れた位置での横断面図では、計画堤防断面等と比較して、過大な堤防断面を有していることが確認できた。

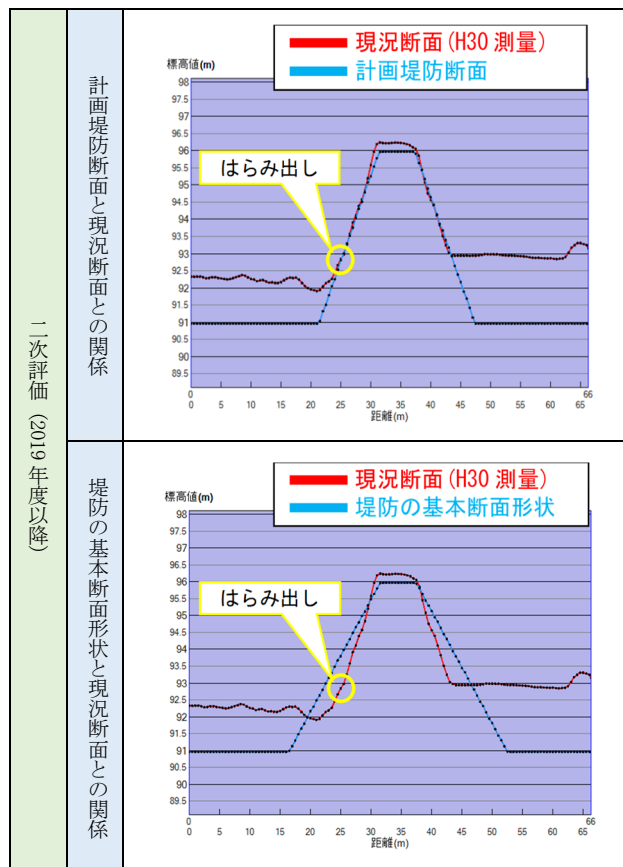
2019年度以降、3次元ビューアを導入し、ALBデータを用いて変状発生位置と堤防形状の関係性を把握した。はらみ出しが、堤防の基本断面形状を満たしていない区間で発生していることが確認できた(表一6)。そのため、発生要因等の分析を行うと、基礎地盤に非常に軟弱な粘性土層が分布していることから、堤体の圧密沈下(二時期比較による沈下量: 約9cm/15年)が要因であると推定した。

沈下により目地に水平方向の開きが生じ、ブロックの一体性が低下し、圧密沈下や出水時の残留水圧による背面土の流動の影響を受けたと想定される。以上から、当変状は、すべり破壊の途中段階であり、護岸の安定性が低下していると判断し、c評価とした。

表一5 護岸のはらみ出しの再評価事例(2018年度以前)

一次評価	・護岸のはらみ出し (b 評価)											
	<div><div></div><div>くの字にはらみ出し</div><div>目地開き (水平方向)</div><div>健全な法面</div><div>評価区分は「点検・評価要領」(表一2)に基づく</div></div>											
二次評価 (2018 年度以前)	定期横断測量 (200m 毎)	<table><tr><td>計画堤防断面</td><td>—</td></tr><tr><td>堤防の基本断面形状</td><td>—</td></tr><tr><td>現況断面</td><td>—</td></tr><tr><td>計画高水位</td><td>—</td></tr><tr><td>計画河床高</td><td>—</td></tr></table> <div></div> <div>発生位置から 100m 離れた地点の横断面図 (各堤防断面に対して過大な堤防断面を有している)</div>	計画堤防断面	—	堤防の基本断面形状	—	現況断面	—	計画高水位	—	計画河床高	—
	計画堤防断面	—										
堤防の基本断面形状	—											
現況断面	—											
計画高水位	—											
計画河床高	—											

表一6 護岸のはらみ出しの再評価事例(2019年度以降)



b) 変状位置の明確化による複数変状の一括評価の事例

ALBデータと変状情報に登録されている地点情報等を連携させ、3次元ビューアに変状位置を明確化することで、変状の密集度が確認できている。変状位置の明確化から点検結果を一体的に評価した事例を示す。

X川の橋梁付近を確認すると、下流側で計4件の変状が確認されており、橋梁の条件護岸への目地開き、クラック等の変状、拡幅盛土の堤防天端に亀裂等の変状が密集している(図一11、図一12)。

変状発生位置と堤防形状の関係性を把握したところ、堤防の基本断面形状を満たしていない区間で発生していることが確認された。また、発生要因等の分析を行うために、ALBデータの二時期比較機能を用いて、5年間で最大0.08mの沈下が発生していることを確認した。

さらに、別途、地質情報より、基礎地盤に非常に軟弱な粘性土層が分布していることが確認できたため、堤体及び橋梁部の拡幅盛土の圧密沈下が要因であると推定した。

横断的連絡調整会議において、計4件の変状は、同じ発生要因で発生している変状であることから、一体的な変状として評価を行い、c評価とすることを提案した。各変状は小さな変状であるが、3次元ビューア導入により、複数の変状を一体的な変状として適切な評価をすることができた。

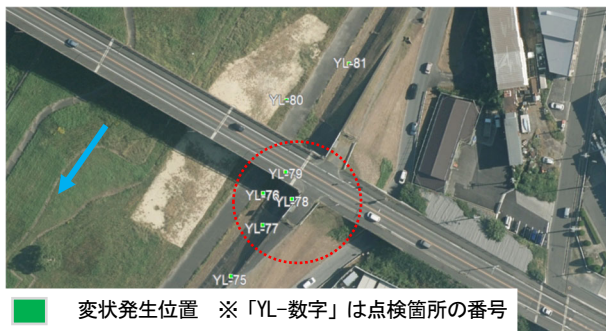


図-11 三次元河川管内図 (X川) 橋梁付近の様子

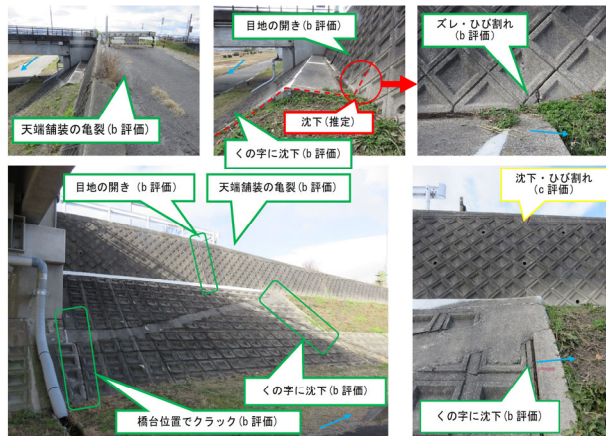


図-12 X川の橋梁付近の下流側条件護岸で発生している変状

(2) 今後の課題

前述のとおり、沈下要因の推定のための土質情報は、3次元ビューアに搭載されていないため、別途資料で再確認を行った。今後、多種多様な変状の発生要因を分析できる機能の追加が今後必要と考えられる。例として、治水地形分類図、被災履歴、土質横断面図、河川環境情報図等が挙げられる。

また、国土交通大臣管理河川区間では、2020年に発行された「河川管理用三次元データ活用マニュアル(案)」⁸⁾に則り、三次元河川管内図が作成されている。

X川では、先行的に今回作成した3次元ビューアを基に、三次元河川管内図の作成が進められている。独自システムではなく、汎用性の高い既存システムを活用したことで、他河川においても当該評価手法を適用できる可能性が高いと考えられる。

6. まとめ

「変状の状態」による機能低下の評価に、変状が発生した場所等の条件を加えるために、ALBデータを容易に扱える既存の3次元ビューアに「発生位置と堤防形状の関係性」が分かる機能等を追加することで、2018年度以前、再評価対象でなかった変状の抽出が可能となった。

また、「評価基準の設定」と「既存の3次元ビューアを活用した評価手法」の導入により、効率的に精度良く、河川事

務所の担当職員らが、全ての変状を個別に確認することができるようになった。

今回河川事務所へ提案した「評価基準の設定」「既存の3次元ビューアを活用した評価手法」は、現在、各河川で作成されている三次元河川管内図でも適用可能な評価手法である。しかし、あくまで、二次評価を行う上での効率性、精度の観点から開発したことに留意する必要がある。

当システムは、経験則に頼らずに多種多様な変状を効率的に、精度を向上させて評価することができるため、人的リソースが不足することが予測される今後の河川管理の負担軽減に資すると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課：堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領，令和5年3月。
- 2) 木本 啓介ら：UAVを用いた護岸の健全度評価，写真測量とリモートセンシング，日本写真測量学会，2015，54(6)，pp. 270-274。
- 3) 戸村 健太郎ら：三次元点群データとAIを活用した河川堤防の効率的な変状抽出に関する検討，河川技術論文集，土木学会，2018，24，pp. 251-256。
- 4) 田島 憲一ら：動物の巣穴・掘り起こしに関する種ごとの特徴と影響度を考慮した河川堤防の点検・評価手法，河川技術論文集，土木学会，2019，25，pp. 493-498。
- 5) 森永 泰司ら：RiMaDISの構築と運用及び今後の展開，河川技術論文集，土木学会，2020，26，pp. 551-556。
- 6) 全国河川管理課長会議 診断・補修WG：河川管理施設における診断・補修マニュアル(案)(参考資料：護岸編)，2013，pp. 19。
- 7) 国土交通省河川局治水課：河川堤防設計指針 最終改正，2007，pp. 3。
- 8) 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課 河川保全企画室：河川管理用三次元データ活用マニュアル(案)，令和2年2月。

高潮時の堤外地におけるコンテナ流出対策に関する一考察

株式会社 ウェスコ ○ 内田恵介

論文要旨

近年の台風の強大化に伴い、高潮時において港湾の堤外地に置かれたコンテナの流出被害が報告されている。港湾活動に様々な悪影響を及ぼすコンテナの流出あるいは港湾区域での沈没に対して、それを抑止するための対策が過去から種々取り組まれてきたが、各対策にはそれぞれに問題や課題がある。そこで本研究では、あらたなコンテナ流出抑止策として、コンテナ流出を防ぐ壁「方舟(はこぶね)コンテナ」を提案する。具体的には空コンテナとコンテナが在置されている地盤面とを連結索で結ぶ対策である。これを「方舟コンテナ」と呼ぶことにするが、高潮時にはその方舟コンテナが浸水水位に追従して浮上し、他のコンテナが流出するのを防ぐ壁となる。さらに複数の方舟コンテナを連結し、在置された他のコンテナを取り囲むように配置すれば、コンテナ流出の可能性を低減できると考える。

キーワード:高潮被害、コンテナ流出防止、連結索、浮力

まえがき

近年、日本を襲う台風が強大化してきている。特に平成30年の台風21号による強風で流されたタンカーが関西空港連絡橋に衝突し、橋梁が破損するなどの被害が生じた事案は記憶に新しい。この時は大阪港や神戸港において、高潮により、ふ頭用地や背後の荷捌地、野積場が浸水し、コンテナヤードに置かれていたコンテナが流出するという被害も発生した。それにより、港湾区域などにおける船舶航行に支障が出た上、流出したコンテナを回収する作業や、沈没してしまったコンテナの探索、回収などの作業が続き、一定期間、港湾活動がストップしてしまった。また、コンテナ自体の喪失や損壊だけでなく、流出したコンテナによる他施設への衝突被害なども報告されている。こうした経験をふまえ、高潮時の港湾の堤外地におけるコンテナの流出に有効な対策を再検討することにした。

1. コンテナ流出対策の現状

高潮等による港湾の堤外地に在置するコンテナ流出に対する現状の対策とその問題点について表一、表二にまとめた。

表一コンテナ流出防止のためのハード対策と問題点

現状の対策	問題点
ヤード背後への鉄柵やネットなど流出防止施設の設置	・施設の高さにより流出するコンテナを捕捉できる水位に限界がある。 ・整備費用が大きい。 ・海側など多方向へのコンテナ流出に柔軟に対応できない。
ヤードの地盤高の嵩上げや浸水防止壁の設置	・整備費用が大きい。 ・整備に時間がかかる。

表二コンテナ流出防止のためのソフト対策と問題点

現状の対策	問題点
コンテナの多段積み	暴風により多段積みコンテナが倒壊するおそれがある。
コンテナの固縛、拘束等	・固縛や拘束の作業手間が発生する。 ・コンテナのハンドリングを非効率にする。
コンテナ扉の開放による水密性の除去	積荷の散乱・浸水、コンテナ内部・積荷の汚損につながる。
コンテナの高台への一時避難	コンテナの移動に手間と時間がかかる。
コンテナヤードでの在置期間の短縮化	ハンドリングのスケジュール調整がより必要となる。
内陸部インランドデポの整備	コンテナ輸送経路の大幅な見直しが必要となる。

このように、各対策にはそれぞれ問題点もあるため、それらを解決できる対策が必要であると考えられる。

2. あらたなコンテナ流出対策の発案とその概要

1)要請される機能と効用

- ①現在の流出防止のためのハード対策での問題解決
 - ・様々な潮位への対応や様々な方向への流出防止
 - ・整備にかかる費用と時間の節約
- ②現在の流出防止のためのソフト対策での問題解決
 - ・高潮時の対策のためにかかる手間や時間の節約
 - ・通常のハンドリングへの影響の低減

2)あらたなコンテナ流出対策

前記のような要請機能を満たすため、あらたに「方舟(はこぶ

ね)コンテナ」という対策を提案した。基本的な概念は空コンテナ自体のもつ浮力を活かして流出しようとするコンテナ群を壁として捕捉するというものである。概要は以下となる。

- ①1段の空コンテナでヤードに在置しているコンテナ群を包围
(図-1)

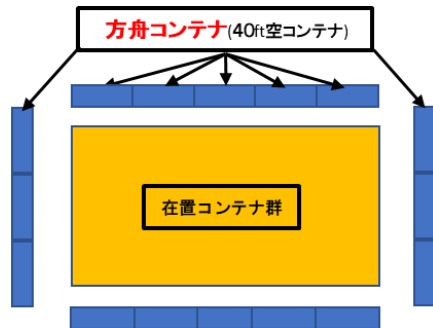


図-1 方舟コンテナのヤードでの平面配置例

- ②囲いとなった空コンテナをヤード地盤と縦連結索で連結
③その空コンテナどうしを横連結索で連結
④潮位上昇に伴い、囲いとなった空コンテナ群(方舟コンテナ)が浮上し、全体的に大きな壁を形成(図-2)

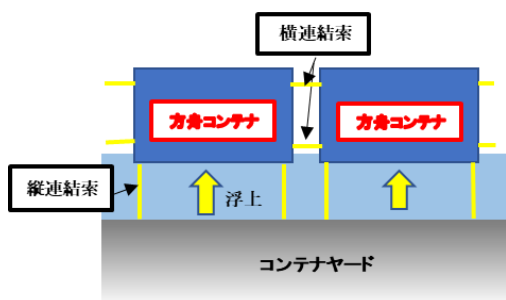


図-2 方舟コンテナとヤードの連結と高潮時の浮上状況

- ⑤在置コンテナ群が流出する際、壁となった方舟コンテナがそれらを捕捉(図-3)

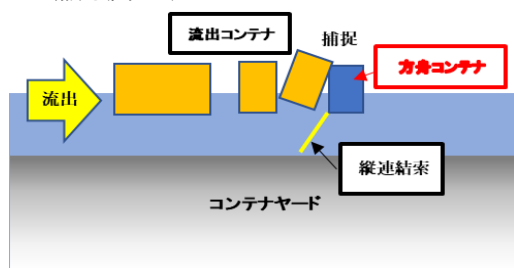


図-3 方舟コンテナによる流出コンテナの捕捉状況

3. 方舟コンテナの構造

1) 方舟コンテナの連結索による緊結

コンテナの荷揚げ荷下ろし時に使用される、コンテナ上下四隅に配置されているコーナーキャスティング(すみ金具)のツイストロック用ホール(図-4)を利用し、その穴に緊結用の索を連結する。



図-4 コンテナのキャスティングブロックとその穴

具体的には、コンテナ底面の四隅コーナーキャスティングブロックのうち対角線上に位置する2つのブロックの穴にそれぞれ縦連結索をかける。そして流出を防止するコンテナ群側に面した上下のブロックの穴にそれぞれ横連結索をかける。(図-5)

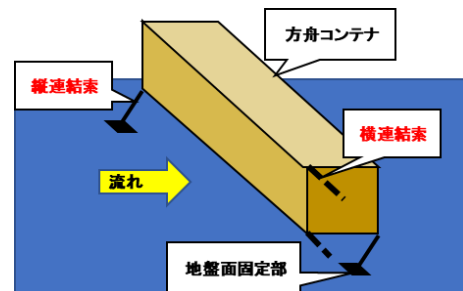


図-5 方舟コンテナの連結方法

特に縦連結索については、流れの様々な方向に対して方舟コンテナの浮上状態が安定するように、コンテナ底面の対角線上に最小限の2本の連結索で地盤面等の固定点と連結する。

2) 連結索の形状寸法、材質

① 連結索の長さ

流出したコンテナのすり抜けを防ぐため、コンテナの最小寸法である2,438mmより小さい2,400mmとする。

② 連結索の材質

以下の条件を考慮して、材質は表面硬度が高く、可撓性も大きいステンレス等の鋼製チェーンとする。

- ・流出するコンテナの捕捉や衝突時の損傷に強いこと
- ・可撓性のあること
- ・方舟コンテナの浮力が大きく、重い索でも可能であること

③ 連結索の太さ

設計条件によるが、後述の台風21号(2018)の大阪港では風速50mで径22mmの鋼製チェーンが必要と試算された。

3) 連結索の緊結方法

① 方舟コンテナのキャスティングブロックへの緊結

鋼製チェーンをシャックルなどを通じて緊結するものとする。

② 地盤面等への縦連結索の緊結

地盤面等への緊結は現場の状況により適宜設計するが、有効な基礎となる地盤等が無い場合は、あらたな基礎が必要である。台風21号(2018)の大阪港では風速50mで、4.9m四方、厚さ60cm程度の基礎コンクリートが必要と試算された。これらにアンカー筋やシャックル等で緊結する。

4. 方舟コンテナの設計

1) 設計条件の設定

① 設計浸水深の設定

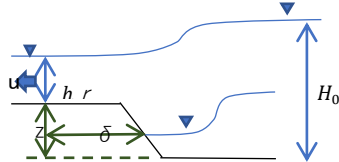
設置現場における設計の浸水深を設定するにあたっては、過去最大水深などが考えられる。なお、台風21号(2018年)による大阪港での浸水事例(参考文献¹⁾)は、表一3のように最大で0.85mの浸水深と推定され、コンテナが流出した。

表一3 台風21号(2018年)による咲洲のふ頭での事例

施設名	①被災時潮位	②平均天端高(Z)	③沖波設定潮位(H ₀)	(①-②)浸水深(h _r)
J岸壁背後	OP+4.21m	OP+3.36m	OP+4.55m	0.85m
ライナーふ頭	OP+4.31m	OP+3.69m	OP+4.55m	0.62m

② 設計流速の設定

設置現場における設計の流速を設定するにあたっては、別途シミュレーション値を用いるか、潮位、波高等からの推算値を用いる等が考えられる。なお、台風21号(2018年)による大阪港のふ頭での陸上流速としては表一3、表一4の各値を用いて、「津波の陸上流速とその簡易推定法」(参考文献²⁾)より、図一6及び式①から陸上流速 u を推定した。



図一6 陸上流速推定に関する諸元

$$u \cong \sqrt{\{2g(H_0 - z - h_r)/(1 + 2gn^2\delta/h_r^{4/3} - h_r^2/H_0^2)\}} \quad \text{.....①}$$

ここで u : 陸上流速(m/sec)

h_r : 流速推定地点での浸水深(m)

H_0 : 沿岸水位(m)

z : 流速推定地点の地盤高(m)

δ : 水際線から流速推定地点までの水平距離(m)

n : 陸域のマニング粗度係数

表一4 台風21号(2018年)による咲洲のふ頭での各値

	J岸壁背後	ライナーふ頭
h_r (m)	0.85	0.62
H_0 (m)	4.55	4.55
Z (m)	3.36	3.69
δ (m)	10(*1)	
n	0.05(*2)	

*1: 岸壁背後10mにコンテナを置と設定

*2: 参考文献2)における陸域値を採用

上記の計算により、台風21号(2018)による大阪港咲洲での陸上流速推定値は、J岸壁背後で2.06m/sec、ライナーふ頭で1.57m/secとなり、最大値の2.06m/secを用いた。

③ 設計風速の設定

設置現場における設計の風速を設定するにあたっては、過去最大風速や別途シミュレーション値等を用いる。なお、台風21号(2018年)時の瞬間最大風速は50mであった。

④ 方舟コンテナ諸元の設定

ISO標準の40ft海上コンテナを方舟コンテナとして使用し、その基本寸法を用いる。

2) 連結索の設計

連結索径は縦連結索を主に設計し、コンテナ相互を連結するための横連結索は縦連結索と同径とする。縦連結索の設計方法は、方舟コンテナの縦連結索が「係船浮標」の連結索と同様の構造と考えられるため、係船浮標の設計方法に準拠することとする。(参考文献³⁾)ただし、高潮時の風荷重も併せて考慮するものとする。また、高潮時の方舟コンテナの挙動について、以下のフェーズごとに作用力を計算し、最大の作用力で設計するものとする。

フェーズ1: 方舟コンテナが流され縦連結索が伸びきった状態

フェーズ2: 縦連結索が伸びきり、方舟コンテナに別の流出コンテナが捕捉された状態

フェーズ3: 浸水前に方舟コンテナが風荷重を受けた状態

(1) フェーズ1での設計照査

方舟コンテナは浸水深の小さい時(20cm~30cm)から浮上開始し、徐々に索が展張される。そのため、伸びきった時点での連結索に作用する牽引力を算定する。ただし衝撃的な力は考慮しない。また、風圧力や潮流力等の作用力は対角線に配置された縦連結索を結ぶ方舟コンテナの対角面に対して直角に作用すると仮定する(図一7)。

① 方舟コンテナから受ける牽引力の計算

i) 風圧力 R_1

$$R_1 = 0.5 \rho_1 c_1 u^2 (A_1 \cos^2 \theta + B_1 \sin^2 \theta) \quad \text{.....②}$$

ここで R_1 : 風荷重の合力(N)

ρ_1 : 空気の密度=1.23(kg/m³)

u : 風速(m/sec)(高潮時の最大風速)

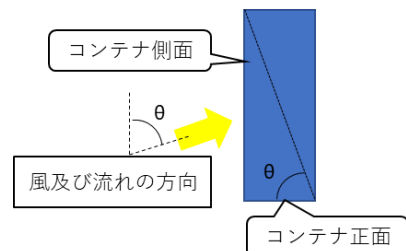
A_1 : 水面上の方舟コンテナ正面投影面積(m²)

B_1 : 水面上の方舟コンテナ側面投影面積(m²)

θ : 縦連結索を結ぶ対角面のなす角度

= 方舟コンテナ側面に対して風及び流れが入射する方向角=78.7° (図一7)

c_1 : 風圧力係数



図一7 方舟コンテナと風・流れの平面的関係

ii) 潮流力 R_2

$$R_2 = 0.5 \rho_2 c_2 V^2 (A_2 \cos^2 \theta + B_2 \sin^2 \theta) \quad \text{.....③}$$

ここで R_2 :潮流力(N)

ρ_2 :海水の密度=1,023(kg/m³)

V :流速(m/sec)

A_2 :喫水面下の方舟コンテナ正面投影面積(m²)

B_2 :喫水面下の方舟コンテナ側面投影面積(m²)

c_2 :抗力係数

iii) 波浪漂流力

方舟コンテナの浮体としてのサイズが波の波長に対して小さいと考え、漂流力は微小として、無視することとする。

iv) 方舟コンテナから受ける水平牽引力 R_0

$$R_0 = R_1 + R_2 \quad \dots\dots\dots ④$$

ここで R_0 :方舟コンテナから受ける水平牽引力(N)

v) 縦連結索1本に作用する牽引力 T

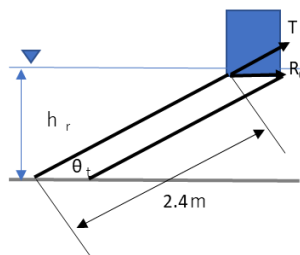
索方向に作用する牽引力は浸水深 h_r と縦連結索長(2.4m)から図—8に示す連結索と地盤面とのなす角度 θ_t により

$$T = R_0 \sec \theta_t / \text{縦連結索本数(2本)} \quad \dots\dots\dots ⑤$$

ここで T :縦連結索1本に作用する牽引力(N)

R_0 :方舟コンテナから受ける水平牽引力(N)

θ_t :縦連結索と地盤面がなす角度(図—8)

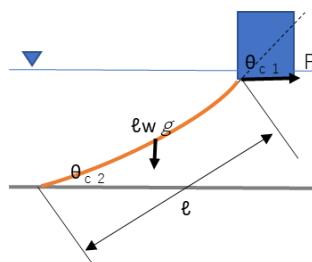


図—8 縦連結索と方舟コンテナの水平牽引力の関係
(縦連結索は過長に表現)

縦連結索2本が同時に伸びきることは想定しにくい、1本が伸びきったあと2本目が伸びきるまでの間は、方舟コンテナがまだ流れている状態であるので、二本が伸びきった状態で牽引力 T が縦連結索に作用するものとする。

② 縦連結索によるカタナリー効果

索の自重により、方舟コンテナに作用する水平牽引力に対するカタナリー効果の有無を図—9及び式⑥で確認する。



図—9 縦連結索のカタナリー効果
(縦連結索は過長に表現)

$$l = P / w_g \times (\tan \theta_{c2} - \tan \theta_{c1}) \quad \text{より}$$

$$l w_g / P = \tan \theta_{c2} - \tan \theta_{c1} \quad \dots\dots\dots ⑥$$

ここで P :1本の縦連結索に作用する水平牽引力(N)

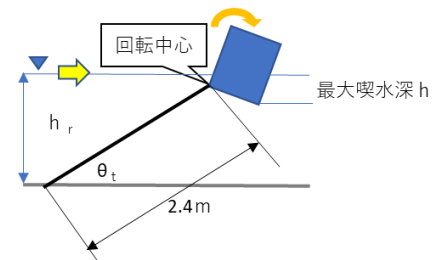
l :連結索長(2.4m)

w_g :索の自重(N/m)

θ_{c1} 、 θ_{c2} :図—9に示す角度

$l w_g / P$ の値が大きければカタナリー効果が見込めるが、方舟コンテナの場合、連結索長 l は係船浮標等と比べて短いため安全側も考慮して、カタナリー効果は見込まない。

③ フェーズ1における風力や潮流力による方舟コンテナの回転と浸水深との関係についての考察



図—10 風力・潮流力による方舟コンテナの回転
(縦連結索は過長に表現)

地盤面と連結する縦連結索が伸びきった時、二本の縦連結索を結ぶ軸を中心として方舟コンテナが回転することが考えられる。図—10のような状態で、縦連結索と方舟コンテナの重心を通る対角線が一直線となる状態まで回転しようとするが、風力及び潮流力と、増加分の浮力及び潮流力による揚力が釣り合う位置まで方舟コンテナが沈み込む状態となる。回転中心回りのモーメントが釣り合うと設定して、図—10に示す角度 θ_t や最大喫水深 h を求める。そして h と浸水深 h_r を比較する。 h_r が h より小さい場合は方舟コンテナが回転して釣り合いの状態になる前に地盤面に着地することになる。着地した場合は、着地点が支点となるため、縦連結索に作用する力は分散されると考えられる。

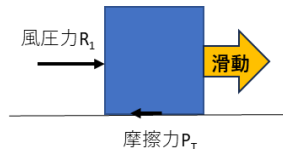
(2) フェーズ2での設計照査

方舟コンテナで捕捉する流出コンテナについては、想定する浸水深において、浮上し流出する可能性のある最大重量の40ft実入りコンテナを、その長手方向の面で捕捉したと仮定する。また、流れに従いゆっくりと方舟コンテナに捕捉されるものとし、衝撃的な力は発生しないと仮定する。設計は基本的には係船浮標の設計に準じ、フェーズ1の照査での方舟コンテナに流出コンテナを併せて検討する。具体的には風圧力は水面上に出ている面積がより大きい方舟コンテナにかかる力を考慮し、潮流力はより深い喫水となる流出コンテナにかかる力を考慮する。さらに、流出コンテナが捕捉された時の衝突エネルギーについて、「津波漂流物対策施設設計ガイドライン」(参考文献⁴⁾)に基づき、縦連結索の弾性・塑性変形及び方舟コンテナの移動沈下、基礎の回転などによるエネルギーの吸収を照査する。

(3)フェーズ3での設計照査

ふ頭などにおいて、浸水前に方舟コンテナに風荷重が作用した時の方舟コンテナの状態は、ふ頭などの地盤面との関係で様々な挙動を示すと想定される。そこで、方舟コンテナが風を受けた時の最初の挙動が滑動を主としたものであるのか、回転を主としたものであるのか、それぞれの場合の挙動を分析し、連結索に作用する最大の牽引力を求める。

①方舟コンテナの挙動が滑動主体の場合(図一11)



図一11 風力による方舟コンテナの滑動

i)風圧力 R_1

$$R_1 = 0.5 \rho_{1c} u^2 (A \cos^2 \theta + B \sin^2 \theta) \quad \text{.....⑦}$$

ここで R_1 : 風荷重の合力(N)

ρ_{1c} : 空気密度 = 1.23(kg/m³)

u : 風速(m/sec)(高潮時の最大風速)

A : 方舟コンテナ正面投影面積(m²)

B : 方舟コンテナ側面投影面積(m²)

θ : 図一7に示す角度

c_1 : 風圧力係数

ii)摩擦力 P_T

$$P_T = W g \times \mu \quad \text{.....⑧}$$

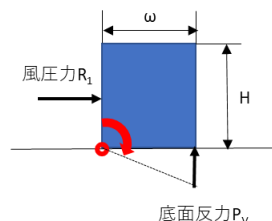
ここで P_T : 方舟コンテナ底面に作用する地盤面との間の摩擦力(N)

$W g$: 方舟コンテナ自重(N)

μ : 方舟コンテナと地盤面との間の摩擦係数

上記計算での風圧力 R_1 と摩擦力 P_T を比較して方舟コンテナの滑動可能性の有無を確認する。なお、地盤面がコンクリートの場合、試算では風速30mでも方舟コンテナの自重では滑動をおさえられない。滑動後、縦連結索が伸びきった時の水平力より連結索に作用する牽引力を求める。

iii)滑動後の回転による地盤面の支持力



図一12 風力による方舟コンテナの回転(1)

方舟コンテナが滑動し、縦連結索が伸びきったあと、縦連結索の地盤面との定着部を中心軸としてコンテナを回転させる力が働く。このとき、地盤面からの反力が作用する。

図一12に示すように、縦連結索の地盤面定着部回転軸回りのモーメントを考えた時、回転させるモーメント M_1 は $R_1 \times 1/2 H$ となる。

また回転に抵抗するモーメント M_2 は、

底面反力 P_v を最大とする三角形の反力分布ができるとし、 $1/3 \times 1/2 \times L \times \omega \times P_v \times 1/3 \times \omega \times \sin \theta$ となり、

$M_1 = M_2$ より

$$P_v = 9 \times R_1 \times H / (L \times \omega^2 \sin \theta) \quad \text{.....⑨}$$

ここで P_v : 回転による底面反力(N/m)

R_1 : 風荷重の合力(N)

H : 方舟コンテナの高さ(m)

L : 方舟コンテナの長さ(m)

ω : 方舟コンテナの幅(m)

θ : 図一7に示す角度

また、方舟コンテナ自重により底面に反力が作用し、

$$P_v' = W g / (\omega \times L) \quad \text{.....⑩}$$

ここで P_v' : 方舟コンテナ自重による底面反力(N/m)

従って、底面反力最大値 P (N/m)は

$$P = P_v + P_v' \quad \text{.....⑪}$$

となる。

いっぽう地盤許容支持力 q_k は

$$q_k = \beta \times \rho_{1K} \times g \times \omega' / 2 \times N_{\gamma K} \quad \text{.....⑫}$$

ここで q_k : 地盤許容支持力(N/m)

β : 基礎の形状係数

ρ_{1K} : 基礎底面から下の地盤の土の単位体積

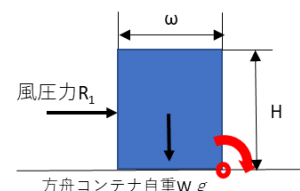
ω' : 基礎幅(m) ($= \omega \sin \theta$)

$N_{\gamma K}$: 支持力係数の特性値

となり、 P と q_k を比較して、方舟コンテナの回転に対する地盤面の支持の可否を確認する。

②方舟コンテナの挙動が回転主体の場合

方舟コンテナが風荷重で滑動せずにすぐに回転する場合として、図一13のように回転すると想定する。風圧力は方舟コンテナ底面の長手方向の軸を中心に回転しようとするので、方舟コンテナ側面に直角に風圧力が作用すると仮定する。



図一13 風力による方舟コンテナの回転(2)

i)回転開始時

図一13に示す回転軸回りのモーメントを考え、回転させるモーメント M_1 は

$$M_1 = R_1 \times 1/2 H \quad \text{.....⑬}$$

ここで M_1 :回転させるモーメント(Nm)

R_1 :風荷重の合力(N)

H :方舟コンテナの高さ(m)

いっぽう回転に抵抗するモーメント M_2 は

$$M_2 = Wg \times 1/2 \omega \quad \dots\dots\dots ⑭$$

ここで M_2 :回転に抵抗するモーメント(Nm)

Wg :方舟コンテナの自重(N)

ω :方舟コンテナの幅(m)

上記から M_1 と M_2 の比較で、回転発生の有無を確認する。

- ii) 回転開始後、縦連結索により回転停止した時
方舟コンテナの回転開始後、縦連結索が伸びきって回転が停止した状態を考える(図-14)。

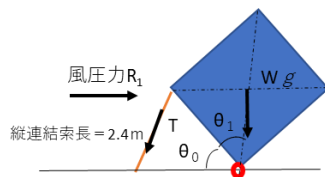


図-14 風力による方舟コンテナの回転(3)

このとき縦連結索長が2.4mであるとする、 θ_0 及び θ_1 は
 $\theta_0=59.0^\circ$ 、 $\theta_1=46.7^\circ$ 、 $\theta_0+\theta_1=105.7^\circ > 90^\circ$
と計算され、 $\theta_0+\theta_1$ が 90° 以上になることから方舟コンテナの重心が 90° 以上に倒れることになる。このため、方舟コンテナの自重が回転させようとする力となり、風が弱くなっても別の力が作用しないかぎり、もとはに戻らず、縦連結索が伸びきったままの状態となると考えられる。

$$R_1 = 0.5 \rho_{1c} u^2 (A \cos^2 \theta' + B \sin^2 \theta') \quad \dots\dots\dots ⑮$$

ここで R_1 :風荷重の合力(N)

ρ_1 :空気の密度=1.23(kg/m³)

u :風速(m/sec)(高潮時の最大風速)

A :方舟コンテナ正面投影面積(m²)

B :方舟コンテナ側面投影面積(m²)

θ' :風向と方舟コンテナ側面との角度(90°)

c_1 :風圧力係数

回転させるモーメント M_1 は

$$M_1 = R_1 \times 1/2 \sqrt{(H^2 + \omega^2)} \times \sin(180^\circ - \theta_0 - \theta_1) + Wg \times 1/2 \sqrt{(H^2 + \omega^2)} \times \cos(180^\circ - \theta_0 - \theta_1) \quad \dots\dots\dots ⑯$$

ここで M_1 :方舟コンテナを回転させるモーメント(Nm)

R_1 :風荷重の合力(N)

H :方舟コンテナの高さ(m)

ω :方舟コンテナの幅(m)

θ_0 、 θ_1 :図-14の各角度

上記計算で得られた M_1 を、方舟コンテナの回転軸上にない側の縦連結索1本のみで受けると考え、図-14に示す縦連結索に作用する牽引力 T を⑰式から計算する。

$$T \times (\omega \cos(\theta_0/2)) = M_1 \quad \text{より}$$

$$T = M_1 / 2(\omega \cos(\theta_0/2)) \quad \dots\dots\dots ⑰$$

(4)各フェーズでの計算による縦連結索の径の決定

各フェーズでの縦連結索に作用する牽引力 T を比較して、最大の牽引力で縦連結索の必要径を求める。具体的には、径ごとの連結索の降伏荷重と最大牽引力 T の比較により行う。

3)キャストイングブロック(すみ金具)の強度確認

方舟コンテナの縦連結索が連結されるキャストイングブロック(すみ金具)の強度(日本産業規格 JIS Z1616「国際貨物コンテナ 一すみ金具」上部つり上げ想定荷重150KN)と縦連結索の設計最大牽引力とを比較検討する。

5. 特許関係

登録番号:特許第6906650号

発明の名称:コンテナ流出防止装置

特許権者:内田恵介

登録日:令和3年7月1日

あとがき

方舟コンテナの開発にあたり、当初よりコンテナ流出対策の現状での情報のご提供や理論面での適切なご指導を頂いた青木伸一大阪大学名誉教授、論文作成にあたり適切なご指導を頂いた荒木進歩大阪大学教授、ふ頭関係者等への紹介等でご協力を頂いた、みなと総合研究財団近畿事務所の三村正樹所長、国土交通省北陸地方整備局の佐々木規雄港湾空港部長に対し、深甚の感謝を申し上げます。

今後の課題としては、シミュレーションや実験による、設計上で想定した各フェーズでの方舟コンテナの挙動や作用力の確認の必要性、さらに方舟コンテナの現地設置による、高潮時の有効性確認の必要性、また、既存のコンテナ流出対策のさらなる改善検討の必要性など、早急に対応すべきものが残っている。台風の強大化による被害の増大は待ったなしなのである。

参考文献

- 1) 大阪市港湾局:「台風第21号の波浪・浸水再現シミュレーション及び被害原因の検証」、大阪湾港湾等における高潮対策検討委員会大阪港部会資料、2019
- 2) 松富英夫、飯塚秀則:「津波の陸上流速とその簡易推定法」、海岸工学論文集第45巻、1998
- 3) 運輸省第三港湾建設局高知港事務所:「上川口地区係留施設設計業務報告書」、運輸省第三港湾建設局、1997
- 4) 由井孝昌、山本修司:「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)について」、沿岸技術研究センター論文集 No. 9、2009

既設防波堤におけるフーチングの部材照査と照査方法の工夫について

パシフィックコンサルタンツ(株) ○丹羽 俊介
寺島 彰人
小西 陽右

1. はじめに

近年、波浪条件の見直しなどによる断面の再検討に際して既設の港湾施設の断面では安定性を確保できない事例が発生している。本検討では、四国にある防波堤の修正設計を例として、既設断面において滑動、転倒等の安定性(外部安定)対策をすると共に部材の安定性(内部安定)を照査の工夫により確保した事例を報告する。

2. 設計条件及び外部安定対策

対象防波堤は、平成15年度に細部設計が実施されている。使用する基準図書は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説平成11年度改定版(以降H11年規準とする)」¹⁾を使用している。H11年基準での照査方法は、限界応力法を用いて設計されており、現行の「港湾の施設の技術上の基準・同解説平成30年度」²⁾と同様の照査方法で設計されている。波浪条件について、当初設計の沖波条件から最新の知見としてWAMモデルによる波浪推算を用いて沖波条件を見直した(図-2)。また、設計波算定時の屈折計算の精度向上により換算沖波波高 H_o' が当初設計時より増加した。表-1に当初設計時と本検討時の設計波を示す。設計波の見直しにより、最大波が8.9m~9.0mとなり、当初設計波から約1.0m

増加した。設計波が増大したことから、現況断面では、波圧作用時の外部安定(滑動、支持力)が満足しない結果となった。図-4に、波圧作用時における安定性を確保した断面を示す。安定性不足に対して、以下の対策を実施した。

①堤体の滑動に対し、上部工を高比重コンクリートにて嵩上げ及びケーソンの中詰材を置換及び方塊ブロック設置。

②支持力対策として、基礎捨石を港内側に3.0m拡幅。

図-3の対策断面に対して、部材照査を実施した。なお、対象断面では、中詰材を中詰砂からコンクリートに置換したため、堤体を方塊ブロックと見なし、側壁と隔壁は照査対象外として、フーチングに対し部材照査を実施した。

3. フーチング部材の照査方法の工夫

図-4にフーチングに作用する荷重の模式図を示す。部材照査は、フーチングに作用する底面反力に重量と載荷重を考慮した合成荷重 p_t (kN/m²)を用いて、終局限界の曲げ破壊とせん断破壊2種類の照査を実施した。表-2にフーチングの照査結果を示す。結果、せん断破破壊に対する耐力が不

表-1 当初設計波と本検討設計波

当初設計波

潮位	波向	波高 H_o (m)	周期 T (s)	波長 Lo (m)	換算沖波波高 H_o' (m)	有義波 $H_{1/3}$	最大波 H_{max}
H.H.W.L.	SSW	13.5	14.5	328	4.30	4.3	7.8
H.W.L.						4.4	7.9
L.W.L.						4.5	8.0

本検討設計波

潮位	波向	波高 H_o (m)	周期 T (s)	波長 Lo (m)	換算沖波波高 H_o' (m)	有義波 $H_{1/3}$	最大波 H_{max}
H.H.W.L.	SW	10.32	14.3	319	4.95	4.9	8.9
H.W.L.						4.9	8.9
L.W.L.						5.0	9.0

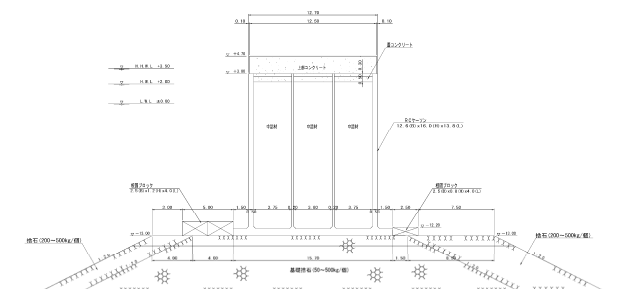


図-1 現況断面

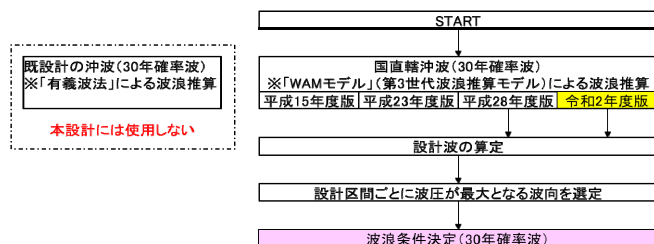


図-2 本検討における沖波設定方法

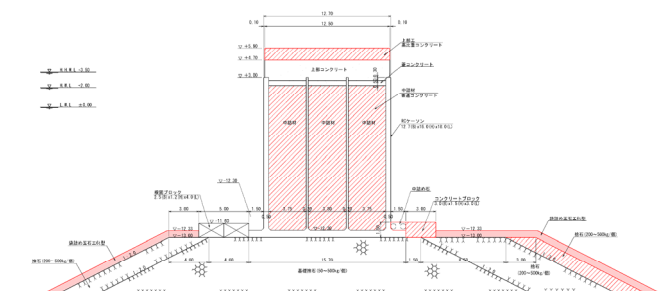
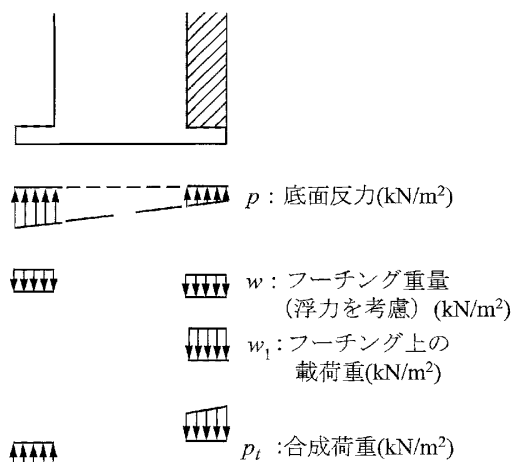


図-3 波圧に対する安定対策断面

断面破壊	①中詰置換あり	②材料強度の見直し	③ハンチ筋を考慮
曲げ	0.98 < 1.0…OK	0.86 < 1.0…OK	0.86 < 1.0…OK
せん断	1.30 > 1.0…NG	1.17 > 1.0…NG	0.98 < 1.0…OK



足する結果となった。せん断破壊が安定性を満足しない要因として、中詰材置換による堤体重量増加から当初設計より底板反力の増加が考えられる。フーチング部材の改良工法として、部材の増厚が考えられるが、隣接防波堤にて同様の対策を実施した際、ケーソンの設置水深が深いため、既設と新設のコンクリートの一体化を確実に施工することが難しい結果となった。よって、本検討ではフーチングの照査方法を工夫し、2点の着目点から部材照査を実施した。

当初設計時は、鉄筋コンクリートの設計圧縮強度 $f'_{ck}=24$ (kN/m²) を使用している。既設構造物のコンクリート強度については、港湾空港技術研究所資料³⁾の「現場で使用されるコンクリートの圧縮強度は、設計強度より大きくなっている場合が多く、施工時の現場配合試験結果がある場合は、結果を確認し、配合強度を採用することは有用である」との記載から、本検討ではこの方針を採用し、施工時の試験結果を用いて、 $f'_{ck}=30$ (kN/m²) で部材照査を実施した。

図-5 に対象断面に設置されているハンチ筋位置の配筋図を示す。側壁とフーチング間のハンチに設置されているハンチ筋を構造部材と見なして照査を行った。ハンチ筋を考慮することにより、配筋計算時の有効高が当初設計時と比べ大きくなり、せん断耐力が増加する結果となった。

既設断面で部材耐力を満足する結果となった。

上記の検討より、既存防波堤における外力安定と共に部材耐力の照査を実施した。本検討では、既設ケーソンを流用する条件下で、経済的な対策で機能確保が可能となった。また、フーチング部材照査は、施工時の材料強度や配筋仕様に着目した工夫を実施することで、現況断面に改良を加えることなく、部材耐力を確保することが可能となった。

なお、今回の部材照査で実施した着目点の内、コンクリートの圧縮強度の見直しについて、本検討では対象断面が1 函であったため、施工時の試験結果をそのまま使用したが、複数函に連なる断面の場合、施工の試験結果を使用する際は、施工状況等を踏まえたばらつきを考慮する必要がある。圧縮強度の設定には注意する必要がある。

1) (公社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成11年度4月

2) (公社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成30年度5月

3) 宇野健司, 加藤絵万, 川端雄一郎: 防波堤ケーソン
における部材設計の合理化に関する一考察, 港湾空港技術
研究所資料, No.1329, p.20

供用中のマンホールポンプ施設廃止に伴う

流路切替えについて

(株) オオバ 浅田 倅 平

1. はじめに

国土交通省では、「下水道事業コスト構造改善プログラム」¹⁾を平成21年4月に策定し、下水道事業のコスト縮減と品質の両面を重視する取り組みへの転換を図っている。コスト構造改善施策の一つとして新たな道路整備による計画条件の変化に応じた管渠ルートの見直しを挙げている。この例では、ルート変更により自然流下が可能となり、従来計画に対してマンホールポンプ(以下「MP」)、圧送管などが不要となり、工事コスト、維持管理費の低減が図られている。(図-1)

下水道事業のコスト縮減が推進される中、計画道路の建設に伴う污水管の実施設設計を行った。設計区間の最上流は、既設MP人孔である。污水管の新設にあたり、MP設備を撤去し、自然流下とする。本稿では、既設MP施設の廃止から計画污水管の供用までの施工について、設計で検討した内容を記す。

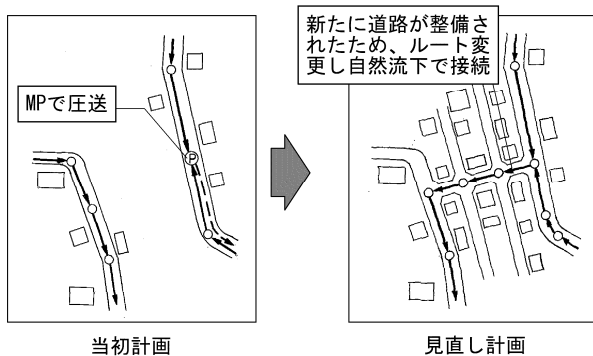


図-1 下水道管渠埋設ルートの見直し例

2. 設計の概要

設計区間は、既設MP人孔を最上流とし、既設2号人孔を最下流とする。最上流人孔から最下流人孔までは、計画道路と並行して通る現況市道内を、既設MP設備の圧送管を経由し、流れている。現況測量で最上流人孔の流入管底高、最下流人孔の流出管底高を計測し、流量、流速及び勾配から自然流下が可能であることを検証した。平面計画では、計画道路に面する開発予定地からの将来管路の接続を想定し、開発予定地側の計画道路歩道内に計画管路を配置した。

計画道路建設時に既設MP設備を撤去し、自然流下方式のみで流下させる管路計画とする。(図-2)

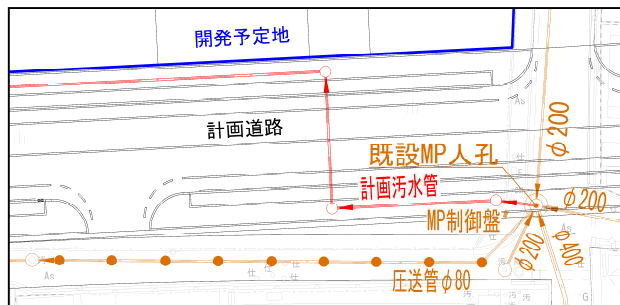


図-2 計画平面図

3. 施工の課題

計画污水管への流路切替えは、周辺住民の生活排水を止めることなく施工を行うことが必要となった。施工方法の検討にあたって、下記の課題が挙げられた。

(1) 供用中MP設備の撤去

自然流下への切替えにあたり、既設の供用中MP設備の撤去が必要となるため、仮排水路を確保したうえでのMP設備撤去の施工方法を検討する。

(2) 電柱と制御盤の撤去

計画道路には、電線共同溝整備が計画されている。既設MPの制御盤へ電気を供給している電柱が計画道路内にあり、支障となるため、撤去が必要となる。MPの撤去まで電力供給を継続するため、電柱と制御盤の撤去時期を検討する。

(3) MP設備撤去後の人孔の改良

MP設備の撤去後、既設人孔の改良として、底部コンクリートの増し打ちとインバート処理を施す。コンクリートの硬化と作業環境の改善に、人孔内部のドライ状態を一定期間確保する必要がある。

設計では、これらの課題を踏まえ、周辺への影響が小さく、経済性に考慮した具体的な施工方法と施工手順を検討した。

4. 施工手順

(1) 管路布設工事

設計区間最下流の既設2号人孔から既設MP人孔まで計画污水管路の布設工事を行う。ただし、既設MP人孔との接続箇所は行わない。

(2) 仮設ポンプによる仮排水路の確保

既設MP人孔内での配管作業時は、MPの誤作動等を防止するため、既設MPを停止する。既設MP人孔内に仮設ポンプを設置する。仮設ポンプを使用し、人孔内の汚水を汲み上げ、既設下流人孔へ排水する。仮設ポンプへの電力供給は、既設MPの制御盤を活用する。(図-3)

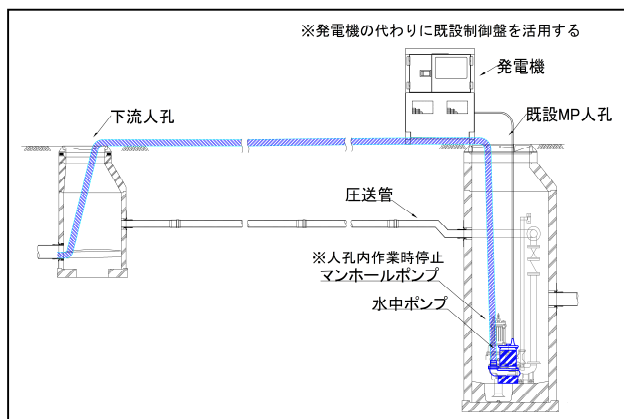


図-3 仮設ポンプによる水替え工

(3) バイパス管による水替え工の施工

仮設ポンプによる排水中に、既設MP人孔と計画管路の接続箇所の開口を行い、スペーサープラグを取り付ける。スペーサープラグ工法は、上下流に止水プラグとバイパス管を取り付け、バイパス管による自然流下排水とする水替え工法である。スペーサープラグは、マンホール蓋から分割して搬入し、人孔内部で組み立てることが可能である。スペーサープラグの取り付け時に支障となるMP設備は、部分的に撤去を行う。取り付け後、仮設ポンプを撤去する。スペーサープラグの完全止水と流下機能により、既設MP人孔内部はドライ状態となる。(図-4)

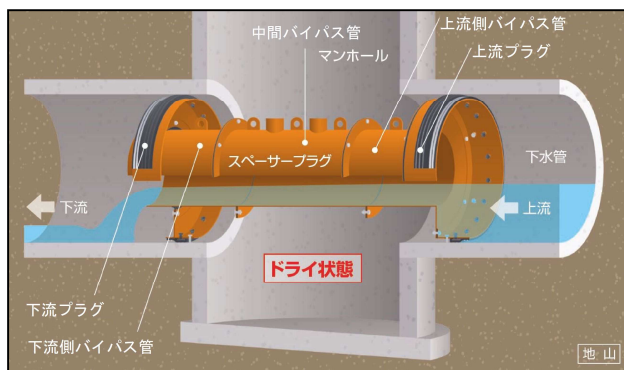


図-4 スペーサープラグ工法

(4) MP設備の撤去

既設MP設備を全て撤去する。

(5) 電柱と制御盤の撤去

計画污水管路の布設工事を計画道路の建設と同時期に行うため、既設MP設備の撤去と併せて、電柱と制御盤を撤去する。

(6) 最上流人孔の改良

計画流出污水管の高さに合わせて、底部コンクリートの増し打ちとインバート処理を施す。

(7) バイパス管の撤去

底部コンクリートの硬化後、スペーサープラグを撤去し、新設污水管路の供用開始となる。

今回の施工では、MP設備の撤去から底部コンクリートの硬化までドライ状態の確保が求められる。仮設ポンプによる水替え工では、ポンプの運転管理と発電機を含むポンプ施設の設置場所の確保が必要となる。検討した施工手順では、仮設ポンプによる水替え工を部分的に採用し、バイパス管による水替え工を主に採用した。仮設ポンプによる水替え工を減らし、既設制御盤を活用することで、ポンプの運転を最小限にし、発電機の設置を不要とした。また、バイパス管による水替え工は、バイパス管内の自然流下排水となるため、工事コストの縮減が図られる。スペーサープラグは、MP人孔内での組み立て、取り付けが行える施工性と長期間の水密性を確保しており、施工の課題に対する解決策となった。

5. 施工手順の検討を通じて

本稿では、供用中のMP施設の廃止に伴う流路切替えの施工方法と手順を整理した。計画道路の建設と管路の布設を同時期に行うため、各工程の施工内容を考慮したうえで、流路切替えまでの施工手順を検討した。作業内容と作業環境を具体化しながら、施工手順を整理することで施工実現性の向上に努めた。さらに、課題に対する適切な工法選択を行い、施工性の向上とコストの縮減を図った。

6. おわりに

下水道管路施設の維持管理の低コスト化が推進される中で、既設ポンプ施設の廃止は効率的な下水道整備につながる。既設ポンプ施設の廃止から新設下水道施設（自然流下排水）の供用まで、地域住民への影響が少ない施工を実現するため、より一層の技術力向上に努めたい。

参考文献

- 1) 国土交通省 都市・地域整備局下水道部 下水道事業コスト構造改善プログラム
<https://www.mlit.go.jp/common/000038883.pdf>
(2024-7-30 閲覧)

川崎市臨海部における荷待ち車両等に対する 路上駐停車対策の試行と効果検証

東洋技研コンサルタント株式会社 ○ 藤 本 宏 紀
古 守 将 也
源 田 早 也 佳

まえがき

川崎市臨海部の特徴として、大規模な工場、物流拠点施設が集積した工業団地が広がっており、資材等を運搬、出荷する為の大型車の通行が他地域よりも多い現状である。川崎市臨海部の中でも、特に殿町夜光線は大型車の荷待ちによる路上駐停車が多く、本来であれば片側2車線通行の道路が、現在は、大型車の路上駐停車が1車線を占領していることにより実質、片側1車線通行となっている。

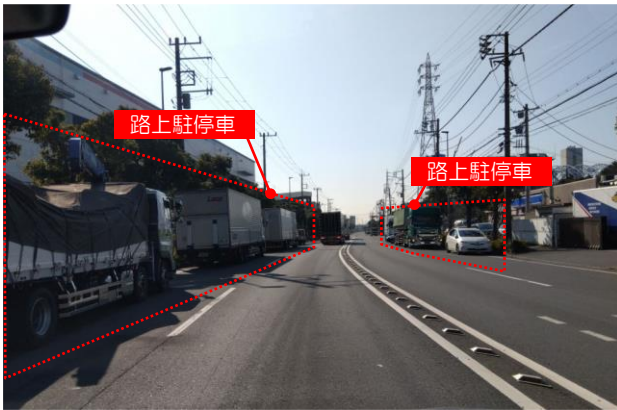


図1 殿町夜光線における路上駐停車の様子

現在、殿町夜光線の交通量は比較的に少なく、荷待ち車両の路上駐停車が比較的多い状況であるが、将来的には周辺道路網の変化（多摩川スカイブリッジの開通、東扇島水江町線の開通）により交通量が増加すると予測されており、渋滞の発生や事故の発生にもつながる可能性があり、早急な路上駐停車対策を講じる必要がある。そこで本業務では荷待ち車両等の路上駐停車を減らすにはどういった施策が有効かを社会実験により効果検証を行ったものである。



図2 川崎市臨海部について

1. 社会実験の実施背景

殿町夜光線では主に時間調整による荷待ちや休憩等の為に大型車の路上駐停車が恒常的に発生している。大型車は一般車と違い、待機や休憩が出来る場所が非常に少なく、駐停車できるスペースも限られている為、路上駐停車が生じている状況である。

平成29年5月に公表された「塩浜3丁目周辺地区土地利用計画」において、このような幹線道路の大型車による路上駐停車の削減に向けた「交通レスト機能」の導入などが施策として挙げられているが、ドライバーが荷待ちや休憩できる駐車場整備には時間がかかる見込みである。そのため、殿町夜光線の路上駐停車削減を早期に実現する為、大規模なハード施策に依らない路上駐停車対策（公共駐車場の活用、臨海部立地企業との連携、路肩対策など）を検討することとなった。

2. 社会実験の概要

今回の社会実験における実施メニューは、表1のとおりである。

表1 社会実験の実施メニュー

殿町夜光線（殿町三丁目～運輸支局前交差点）	
実施メニュー	目的
①駐車禁止立て看板の設置	路上駐停車禁止の周知
②暫定大型車待機所案内立て看板の設置	待機所までの誘導
③路肩へのラバーボール設置（※1）	物理的な路上駐停車対策
暫定大型車待機所（入江崎水処理センターと南部斎苑の間）	
実施メニュー	目的
④大型車待機所（交通レスト機能）の確保	路上駐停車の抑制
⑤利用者アンケート調査	路上駐停車の実態把握
⑥WEBカメラの設置 （WEBカメラによる利用台数調査）	防犯、利用状況の把握
⑦仮設パイオトイレの設置	利用状況の把握
⑧弁当販売・自動販売機の設置	利用状況の把握
⑨ゴミ箱の設置	利用状況の把握
⑩待機所内の安全対策	円滑な運営のため （事件・事故防止）
⑪待機所内の整備	快適な場所の提供 借用地であり、事後を想定した敷地内整備
周辺道路等	
実施メニュー	目的
（+α）路上駐停車台数調査（※2）	路上駐停車台数の把握

※1のみ社会実験開始後1ヶ月経過した後に実施。
※2は補足調査として発注者にて実施。

昨年度（令和4年度）は、殿町夜光線対象区間へのカラーコーンの設置および今回と同様の暫定大型車待機所設置を1カ月間行った。その際、暫定大型車待機所の利用台数

が開設当初より右肩上がり増加し続け、需要(最大何台ほどの利用が見込めるか)が正確に把握できなかった。そのため、今回は暫定大型車待機所を4カ月間設置し、また、殿町夜光線対象区間へのラバーボールの設置は、これら設置前後における暫定大型車待機所の利用状況の変化を調査するため、暫定大型車待機所開設から1カ月間経過した後

【暫定大型車待機所設置期間】

令和5年11月9日(木)～令和6年3月8日(金)

【ラバーボール設置期間】

令和5年12月8日(木)～

3. 総括

暫定大型車待機所に設置したWEBカメラによる利用台数の調査結果(図3参照)から社会実験開始時は平日平均で15～20台程度であったが、12月上旬に殿町夜光線(運輸支局前～池上町交差点付近)にラバーボールを設置した後は大幅に増加し、2月以降、平日平均では70台前後でおよそ横ばいとなった。

この結果から、殿町夜光線へのラバーボールの設置は物理的な路上駐停車対策として有効であると考えられる。



図3 WEBカメラによる利用台数調査結果



図4 WEBカメラからの撮影画像
(R4.2.28(水)7:00(駐車台数は23台))

また、アンケート調査(図5参照)および路上駐停車調査の結果(図6参照)から、暫定大型車待機所の利用は周辺道路(殿町夜光線や皐橋水江町線)からの利用が多く、路上駐停車対策としてラバーボールを設置したことや、大型車待機所までの誘導看板を設置したことも関係している

が、暫定大型車待機所(交通レスト施設)の設置は、路上駐停車対策として有効であると考えられる。

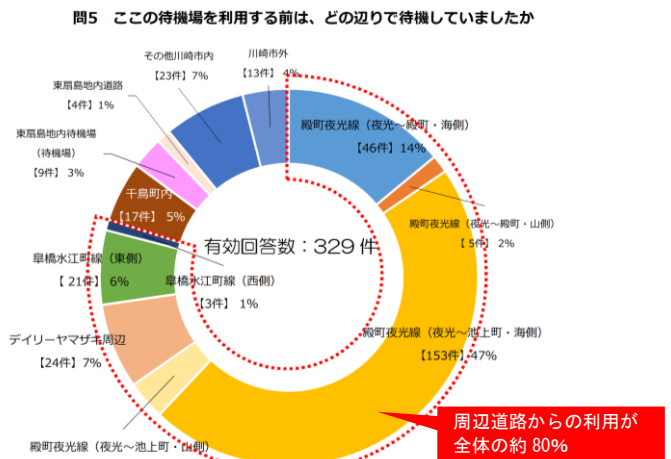


図5 アンケート調査結果(抜粋)

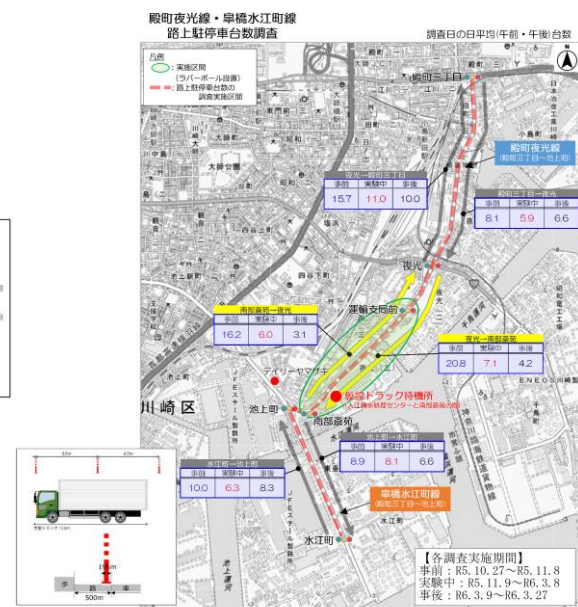


図6 路上駐停車台数調査結果

展望

以上結果から大型車の路上駐停車対策として「ラバーボールの設置」と併せて「大型車待機所の設置」を行うことで、大型車の路上駐停車を削減できることが分かった。

有効性が確認できたことから、実用化に向けて整備運用・官民連携のあり方や採算性について精度を高める必要がある。

参考文献(または引用文献)

- 1) 建コン協近畿支部研究発表委員会編：論集執筆要領，建コン協近畿支部，R.3.9.4. 123p.

画像処理による軌道自動計測システムの安全性向上に向けた改良

ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社 ○ 上野 冬真

ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社 計家 弘貴

1. はじめに

営業線の線路下を横断する工事や鉄道に近接して行う工事では、軌道や構造物の変位を計測して安全輸送を確保することが重要である。

現在でも軌道の管理は、人力による検測が主流であり、長期の工事では検測による日々のコスト面、線路内作業に伴う事故発生等の安全面に課題がある。

この状況を鑑み、線路内に立入ることなく、24時間連続的に軌道を計測可能な画像処理による軌道自動計測（製品名：レールウォッチャー）を開発した。

本稿では、本システムの概要や、運用と並行して実施した改良内容について報告する。

2. 計測システムの概要

(1) 概要

本システムはレールや構造物に測定用ターゲットを取り付け、カメラで撮影する。この撮影画像を処理システムに送り、画像処理及び演算処理してターゲット位置の変位を算出するシステムである。

(2) 計測原理(図-1)

工事影響範囲外の基準ターゲットを不動点とし、影響範囲内の測点の鉛直方向絶対変位を算出する。算出した各測点の変位量をさらに高低変位量に換算する。水平方向でも同様の処理を実施することで、軌道相対変位5項目（軌間、水準、高低、通り、平面性）を算出している。

(3) 他計測手法との比較(図-2)

人力による検測及び従来の自動計測手法に比べ以下の点で優位性がある.

- ・人力検測に比べ、線路内作業を大幅に削減でき、省人化・コスト低減・安全性が向上する。
- ・WEBサイトにより計測値と現地状況画像を24時間確認が可能である。
- ・従来の軌道に計器を取付ける自動計測手法と比べ、レールに簡易なターゲットを貼り付けるのみであり、軌道保守作業への影響が少ない。

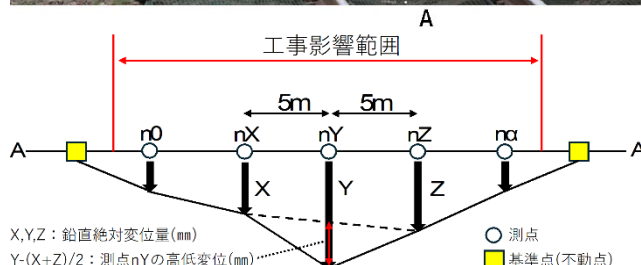
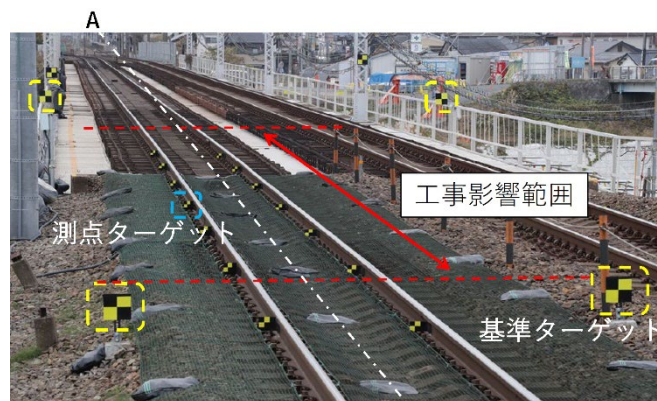


図-1 レールウォッチャー計測原理



図-2 検測とルールウォッチャー計測状況

(4) 運用実績

本システムは JR 西日本を中心に他鉄道事業者でも採用されており、開発からこれまでに、線路下推進工事を主として、河川改修や線路近接等の工事現場で 100 件以上の実績がある。

3. ターゲットの改良

(1) 再帰性素材を使用したターゲット導入

運用初期には、夜間計測のために施工基面や線間に照明が必要であり、照明設備の設置・点検作業が必要なことに加え、照明のムラに伴う昼夜の変位誤差発生が課題であった(図-3)。

再帰性素材を使用したターゲットの導入により, 光源の照明はカメラ下の 1 灯のみになり, 線間等への照明設備の設置が不要となり, 計測データの安定化にも繋がった(図-4).



図-3 照明設備を用いた夜間撮影状況

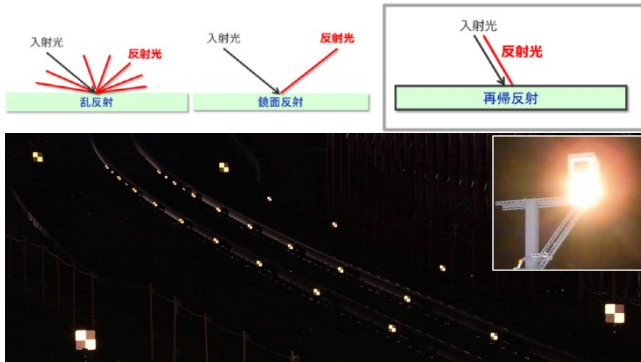


図-4 再帰性ターゲット導入後の夜間撮影状況

(2) 新型ターゲットの開発と現場検証

本システムの開発以降、測点となるターゲットには白丸型のものを使用してきた。これは白丸の輪郭から重心を算出する検出原理である。この方式によると、ターゲットに付着する汚れにより計測性能が低下するため、月に1回程度の清掃作業が必要である。

そこで、清掃作業の削減(清掃間隔の長期化)による省人化と線路内作業減による安全性の向上を目的とし、新型ターゲットを用いた計測システムに改良した。

新型の十字型のターゲットは、黄色部と黒色部の輝度差から境界線を抽出し、その交点を求めている。従って、ターゲットの一部が汚れにより隠れても、境界線が視認可能であれば交点を算出可能である。

計測現場で行った約3か月間の新旧ターゲットの比較検証結果を図-5、図-6に示す。なお、本検証は工事影響の無い期間で実施した。

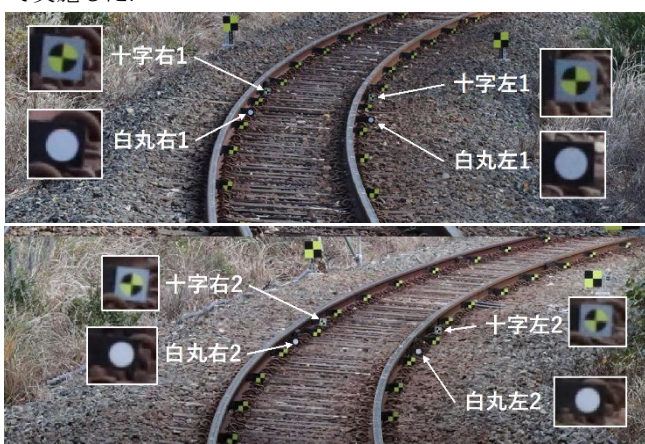


図-5 現場比較検証状況

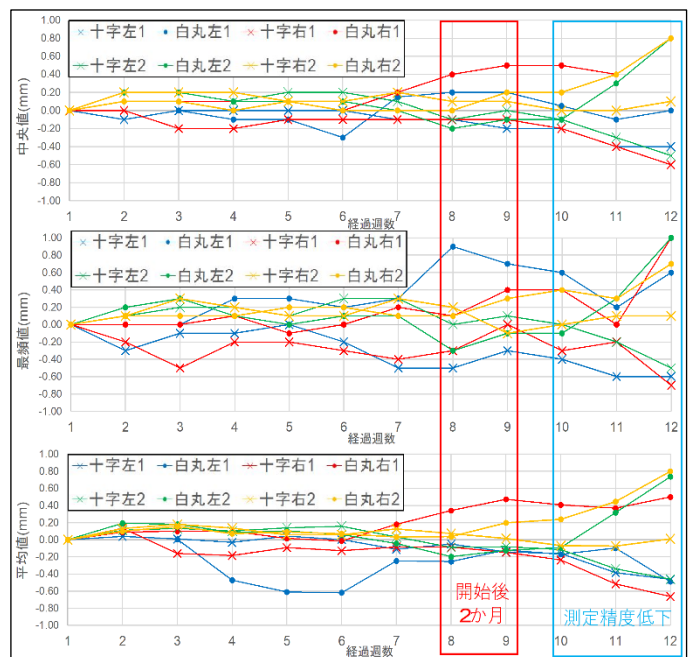


図-6 比較検証結果(中央値, 最頻値, 平均値)

図-6は各ターゲットの1週間ごとの中央値,最頻値,平均値を示している。各グラフで8~9週目(計測開始後約2か月)のデータを比較すると、

- ・中央値：十字は-0.2~0.1mm,白丸は-0.2~0.5mm
- ・最頻値：十字は-0.5~0.2mm,白丸は-0.3~0.9mm
- ・平均値：十字は-0.15~0.07mm,白丸は-0.25~0.47mm

と全項目で十字の方が安定した結果であった。

またグラフより、白丸は7週目頃から各数値が高くなったことに対して、十字は数値が安定しており、汚れ耐性に優れていることから、2か月間は安定した計測を継続可能であることを確認できた。

また、十字においても、10~12週目には各数値に誤差が発生していることから、汚れにより測定精度が低下したと考えられる。

従って、十字ターゲットの導入により、ターゲット清掃間隔を2か月に1回に短縮することが可能と考える。これにより、線路内作業低減による安全性の向上に繋がると考えられる。

4. おわりに

本計測システムは約20年間に様々な改良を加えることで計測精度,耐久性,施工性等の向上を行ってきた。今後も現場のニーズや社会環境の変化に対応すべく,システムの改良に取り組み,工事の安全性,経済性の向上に貢献していきたいと考える。

仮設土留工による既存マンションへの影響検討

(株) オオバ ○ 長 谷 川 亜 美

1. はじめに

近接施工とは「既存建物の近傍において新設構造物の施工をする場合、その施工によって生ずる地盤変位に起因して既設構造物に変状が生じ、安全性や機能に影響を与える恐れのある工事」と定義されており、近年、都市化の進展に伴い既設構造物に近接して施工する状況が増加している。

本稿は、既存マンションに近接する地盤を下げ道路を整備する際の擁壁構造に伴う仮設土留工（三段切梁鋼矢板方式）による影響検討をおこなう。

2. 検討概要

本計画地では掘削及び土留工設置により、掘削による土留め壁の変形に伴う地盤変形、土留め壁の引き抜きに伴う地盤変形が考えられる。

本稿では、既存マンションへの影響について以下の検討をおこなう。

① 影響検討

土質により影響範囲の検討をおこなう。

② 変形検討 (FEM)

仮設土留工の施工段階に合わせた逐次解析法と、仮設土留工の最大変位による強制変位法の2つの手法を用いて、二次元有限要素解析 (FEM) による解析をおこなう。

3. 影響検討

影響範囲は道路土工指針を参考に設定する。検討断面は仮設土留工が既存マンションに最も近接する1断面とする。

周辺への影響を検討する場合、近接の程度を判定する必要がある。道路土工 仮設工指針に示される影響範囲を示す。本計画地は砂質土地盤であり、危険側の検討として鋼矢板は引き抜く場合についても検討する。図-1に示すⅠは地盤変形の影響が及ばないと考えられる範囲、Ⅱは地盤変形の影響が及ぶと考えられる範囲である。

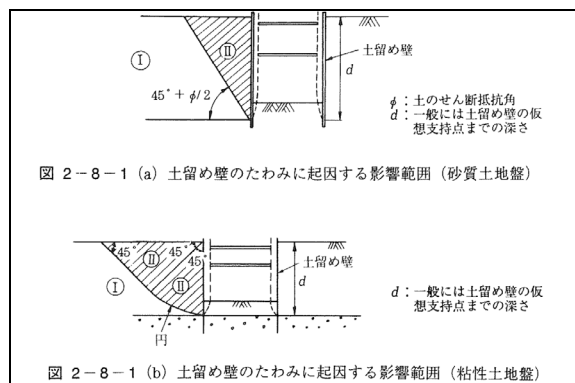


図-1 土留壁のたわみに起因する影響範囲

鋼矢板切梁支保工における近接の程度を以下に図示する。

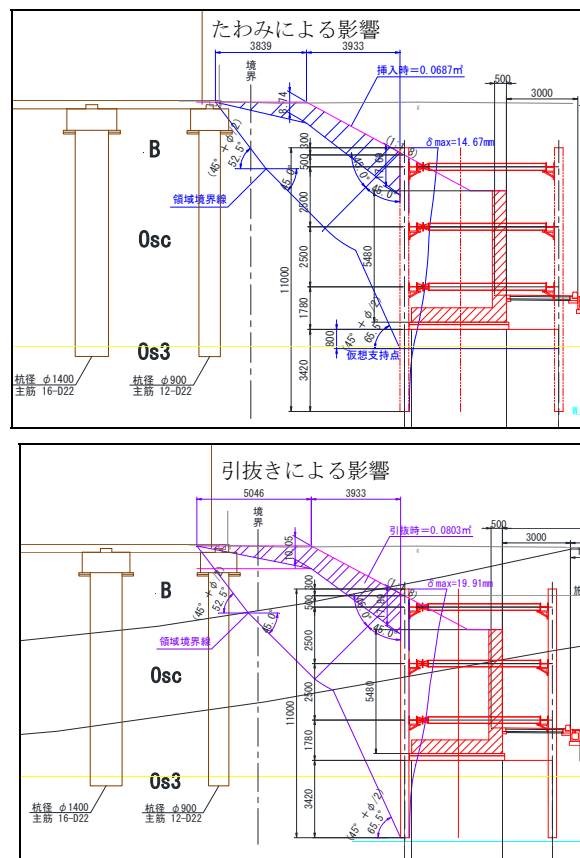


図-2 仮設影響範囲検討図

以上より、影響範囲は、マンションの杭基礎頭部でⅡの影響の及ぶ範囲となる。掘削時、引抜き時共に既存マンションの断面方向の杭4列に対し、近接する1列の杭頭部に影響する結果となった。

4. 変形検討 (FEM)

汎用地盤解析プログラム「PLAXIS 2D」を用いて二次元有限要素解析 (FEM) をおこなう。解析モデルは、仮設土留工の施工段階に合わせた逐次解析法と、仮設土留工の最大変位による強制変位法の2つの手法、二次元有限要素解析 (FEM) による。検討断面は影響検討と同一断面の1断面とする。解析範囲は、大規模な掘削による影響が大きいと想定される道路部を考慮し、幅 165.0m、深さ 50.18mと設定する。仮設土留工法は3。影響検討の結果を踏まえて鋼矢板Ⅲ型による切梁式土留工を採用する。

建築物の杭基礎は、建物の全重量を杭径を勘案した杭本数で割り、杭基礎頭部に鉛直荷重として載荷した。

許容変位量は、「建築基礎構造設計指針」「道路橋示方書同解説」を参考に、下表の通りとした。

表-1 許容変位量

	許容値	出典
即時沈下(mm)	25.0	建築基礎構造設計指針
許容変化角(rad)	1.0×10^{-3}	建築基礎構造設計指針
杭の水平変位量(mm)	15	道路橋示方書 同解説

解析はマンション基礎杭頭部を観測点とし、逐次解析では、解析フェーズとして切梁設置から撤去までを20段階に分類して各フェーズでの解析をおこなう。土留工側から順にP1からP4を設定する。

解析結果として、変位が大きかった上位3つのフェーズでの解析モデル図と最大変位を以下の図と表にまとめる。

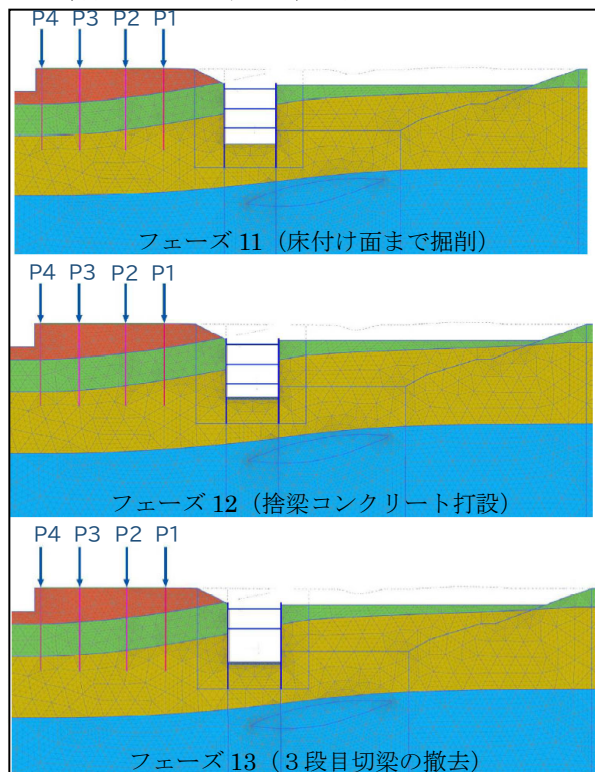


図-3 最大変位時の解析モデル図

表-2 逐次解析による最大変位

Phase	最大変位			許容値照査		
	P4 水平変位	P1 鉛直変位	P2 変形角	水平変位	鉛直変位	変形角
11	-10.184	22.528	0.437	○	○	○
12	-9.810	21.768	0.423	○	○	○
13	-9.570	21.759	0.422	○	○	○

切梁を設置することによりマンション側へ向かって圧力がかかるため、仮設土留工側から地盤が盛り上がる形で変位が起こる。そのため、水平変位については観測点 P4 の値、鉛直変位については P1 の値、変形角については P2 の値が、各フェーズの最大値となった。

解析の結果、各フェーズで設定した許容値以下となった。

続いて、掘削時の強制変位による解析をおこなう。逐次解析法と同様の手法で、組み合わせモデルとして解析をおこなう。逐次解析で最も変位が大きかったフェーズ11を対象として、掘削範囲の地盤重量を開放し、土留壁の水平変位を水平方向の強制変位として入力し観測点の変位を求める。観測点は逐次解析同様に、マンション基礎杭頭部をP1～P4として設定する。

各観測点での変位は以下の通りである。

表-3 強制変位による解析における各観測点の変位

Phase	変位			許容値照査		
	水平変位	鉛直変位	変形角	水平変位	鉛直変位	変形角
P1	-9.641	21.933	0.000	○	○	○
P2	-9.654	15.727	0.414	○	○	○
P3	-9.643	9.180	0.364	○	○	○
P4	-9.630	4.485	0.313	○	○	○

解析の結果、設定した許容値以下となった。

5. おわりに

本業務は、影響線による検討と FEM 解析を用いた変形検討より仮設土留工が近接建物へ与える影響検討をおこなった。影響検討では、掘削時、引抜き時共に既存マンションの断面方向の杭4列に対し、近接する1列の杭頭部に影響する結果となったものの、ほとんど影響を受けないことが分かった。FEM 解析では、逐次解析法・強制変位法ともに既存マンションへの影響について設定した許容値内に収まることが分かった。

FEM 解析では、許容値を超える箇所はなかったものの、許容値に近い変位がみられるフェーズもある。以上の結果より、地形や地質等により影響が広範囲に及ぶ可能性がある為、慎重に検討を行う必要がある。

参考文献 (または引用文献)

- 1) 日本道路協会：道路土工 仮設構造物工指針，H11.3
- 2) 西日本旅客鉄道株式会社：地盤掘削による影響の予測，H29.3

車両基地盛土に使用される細砂の締固め特性

日本工営(株) ○河内 洸輝
日本工営(株) 林 良樹

1. はじめに

バングラデッシュ国では、メトロによるダッカ大量高速輸送開発プロジェクト(DMRTDP)が進められており、MRT 1号線がバングラデッシュ初の地下鉄路線となる。MRT 1号線は、国際空港、ビジネス地区、ダッカの交通網の重要な結節点を結ぶ計画である。このDMRTDPは、2022年12月に開通したMRT6号線と同様に、JICAによる日本の円借款プロジェクトとして実施されている。



図-1 MRT 1号線路線図

バングラデッシュは、そのユニークな地形と河川デルタ地帯で知られており、世界最大のデルタ地帯は、ガンジス川、ブラマプトラ川、メグナ川の3つの大河川の合流によって形成されている。このデルタ地帯は、河川、小川、湿地が複雑に絡み合っていることが特徴で、洪水が発生しやすく、気候変動、特に海面上昇の影響を非常に受けやすい地域となっている。ほぼ毎年、雨期には国土の3分の1が1メートル以上の深さまで冠水し、盛土構造物は浸食や浸透の危険にさらされている。

国土の大部分は砂が堆積する広大な沖積デルタ平野で構成されており、盛土工事には基本的に砂が充填材として使用されている。MRT1号線の車両基地は、湖沼地への埋立・盛土として建設されている。盛土部分は、河川より浚渫した細砂を適用し、極めて高い締固め密度管理の下で建設されるよう設計されている。締固め管理は、修正プロクターでの締固め度D値95%以上である。一般的には、路盤工事を対象に修正プロクターが適用されるが、本プロジェクトでは、車両基地の盛土は深い湿原の上に細砂を一層ずつ締固めた造成盛土にも適用している。ここでは、パドマ

川の細砂を使用した盛土材料の締固め特性と締固め試験結果、およびその後の品質管理状況について報告する。

2. 盛土材の特性

MRT1号線の車両基地盛土は、36万 m^2 に平均高さ約6m、166万 m^3 の盛土を建設する計画である。盛土材はガンジス川の支流のパドマ川から採取され、砂運搬船で現場付近へ運搬し、現場のストックヤードへポンプアップされる。盛土材は「細砂」で、物理的特性は下表のとおり。

表-1 盛土材の材料特性

Soil properties		min	max	Ave
Specific gravity	Gs g/cm ³	2.682	2.726	2.700
Moisture Content	Wn %	6.6	13.0	10.1
Fine Content	Fc %	1.3	9.9	7.5
D50	%	0.200	0.219	0.212
Coefficient of uniformity	Uc %	1.57	2.94	2.48
Maximum dry density [※]	ρ_{dmax}	1.57	1.61	1.59
Optimal water content [※]	wopt %	13.6	14.1	13.8

※Modified Proctor's compaction DATA: Fre1 ~ Fre17 (17)

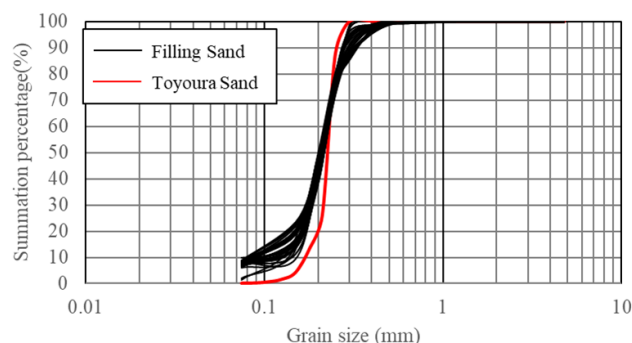


図-2 盛土砂の粒径加積曲線

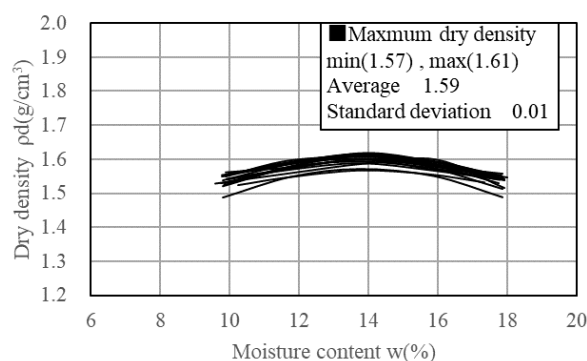


図-3 盛土砂の締固め曲線

盛土材の特徴を示すために豊浦標準砂を合わせて提示した。均等係数 U_c は 2.54 で、豊浦標準砂の 1.4 より大きい(図-2 参照)。修正プロクター締固め試験は、最大乾燥密度 $1.57 \sim 1.61 \text{ g/cm}^3$ で、平均値は 1.59、標準偏差は 0.02 となっている。最適含水比は $13.6 \sim 14.0\%$ を示す。図-3 に締固め曲線を示す。自然含水比は $8.1 \sim 13.0\%$ の範囲で、平均値は 10.8% である。締固め曲線形状から、乾燥密度は含水比の増減によって大きく変化しないことがわかる。ただし、乾燥すると粉のように乱れてしまうため、施工中に水を追加散布する必要がある。当然ながら、最適含水比となるように水を追加する。

3. 転圧試験

転圧試験では、転圧回数は 6 回、8 回、10 回とし、試験ヤードは 18 トン振動ローラーで層厚 20cm の層を 4 層まで構築した。図-4 に転圧試験ヤードを示す。各層、各転圧回数で砂置換法(サンドコーン試験 ASTM D1556)による現場密度試験を実施した。結果を図-5 に示す。3 層目、4 層目では、転圧回数とともに締固め度 D 値も増加している。2 層目では、転圧回数 10 回で D 値が低下している。転圧回数が 6 回の場合、管理値 D 値 95% に達する余裕はほとんどなく、転圧回数 10 回の D 値は 8 回とほぼ同じであるが、数値にばらつきがある。したがって、転圧回数は 8 回とすることとした。

施工品質管理は、盛土 3 層ごとに 100m 間隔、締固め 300 平方メートルごとにサンドコーン試験 (ASTM D1556) を実施している。2024 年 7 月末現在、盛土の 68% が完了しており、サンドコーン試験実施数 3368 点、締固め度は最小値が 95.0%、最大値が 99.4%、平均値が 96.5%、標準偏差は 0.715 となっている(図-6 参照)。

4. まとめ

細砂を使用した修正プロクター締固め度 D 値 95% 以上の管理は厳しい施工が強いられると考えられたが、現状は所定の転圧回数にて非常に良好な結果を得るに至っている。その理由としては、①適用する材料は細砂であるが、ばらつき自体はほとんどなく、一定した物理特性の盛土材料の安定供給されていること、②最適な含水比を目指した加水作業が着実に行われていること、③薄層 (20cm) 撒きだし・仕上がり厚での締固め作業により転圧効果を向上させていることが施工の背景にあると考えられる。

これらの状況を踏まえ、盛土材料の品質を採取現場で継続的にチェックし、最終的に、高品質で安定した強固な盛土の構築を実現すべく、入念な品質管理を継続して進めていく所存である。

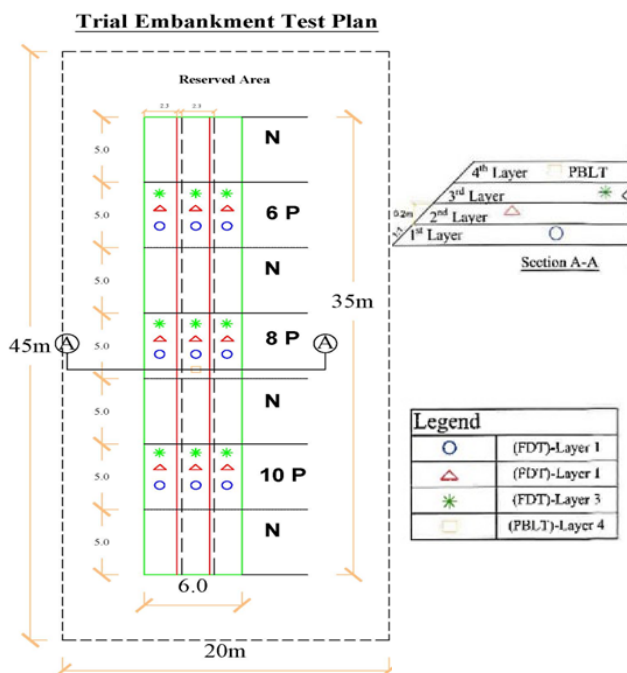


図-4 転圧試験ヤード

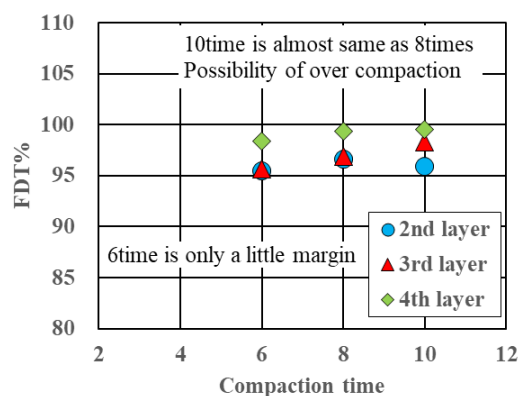


図-5 転圧回数と締固め度の関係

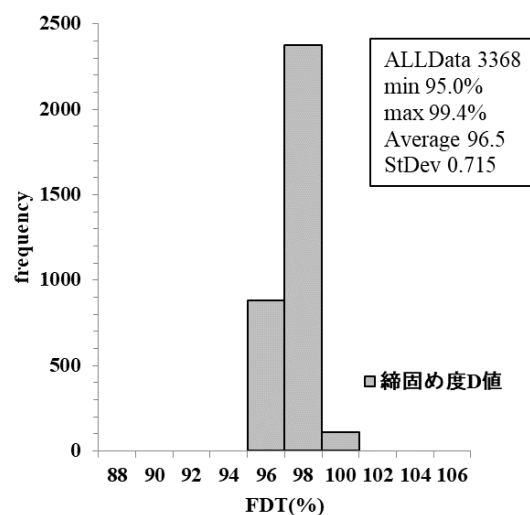


図-6 盛土品質管理試験結果

(2023/5/16~2024/7/11)

トンネルの維持管理の効率化・高度化研究

株式会社エヌイーエス 木村勇斗

1. はじめに

社会インフラの点検及び措置の進捗は、国や都道府県に比べ市町村は遅れている傾向にある。その背景として予算・技術力・人材不足が指摘されている。それらの解決のためには、市町村に適する維持管理技術の効率化及び高度化と共に、それらを活用した戦略的維持管理を策定できる人材育成が望まれている。

上記の情勢の中、内閣府主導の戦略的イノベーション創造プログラム（以下 SIP という）が進められている。SIP とは科学技術イノベーションの実現を目的とした国家プロジェクトであり、産学官連携を図り基礎研究から実用化及び事業化、出口まで一貫通貫で研究開発を推進するものである。

SIP という大枠の中で地方自治体等の人材の活用に関心を当てた北陸 SIP において、当社エヌイーエスは金沢工業大学と協力し、トンネルの維持管理の効率化・高度化研究を行っている。

本稿では、2023 年度に行った北陸四県のトンネルの把握、道路管理者に対してのヒアリングとアンケートについて述べる。

2. 研究の概要

道路トンネルの維持管理は、国土交通省による「道路トンネル定期点検要領」のに基づき、定期点検（近接目視、診断、記録等）が実施され、その診断結果から措置（調査、補修設計、工事、監視等）の有無を判断している。定期点検は、5 年に一度の頻度を基本とし、有資格者が近接目視と打音検査により、それぞれの変状の判定～診断を実施している。道路管理者は、点検・調査結果等をもとに、長寿命化計画を立案し、将来予測に基づく適正な予算措置が要求される。

本研究では、一連の維持管理サイクルを対象として、市町村道路管理者が抱える課題を整理し、トンネル維持管理の効率化・高度化を目指した手引書（以下手引きという）を作成し、人材育成を含めた実装化を目的とするものである。なお、上記課題に対して有効となる「新技術活用」に着目し、適用されるフィールドにおいて実証実験を行い、その効果検証を行うものである。

本研究の実施内容、および開発技術による効果、そして結果としての実装に向けた制度としての手引き作成や人材育成方針を、図-1 に示す。

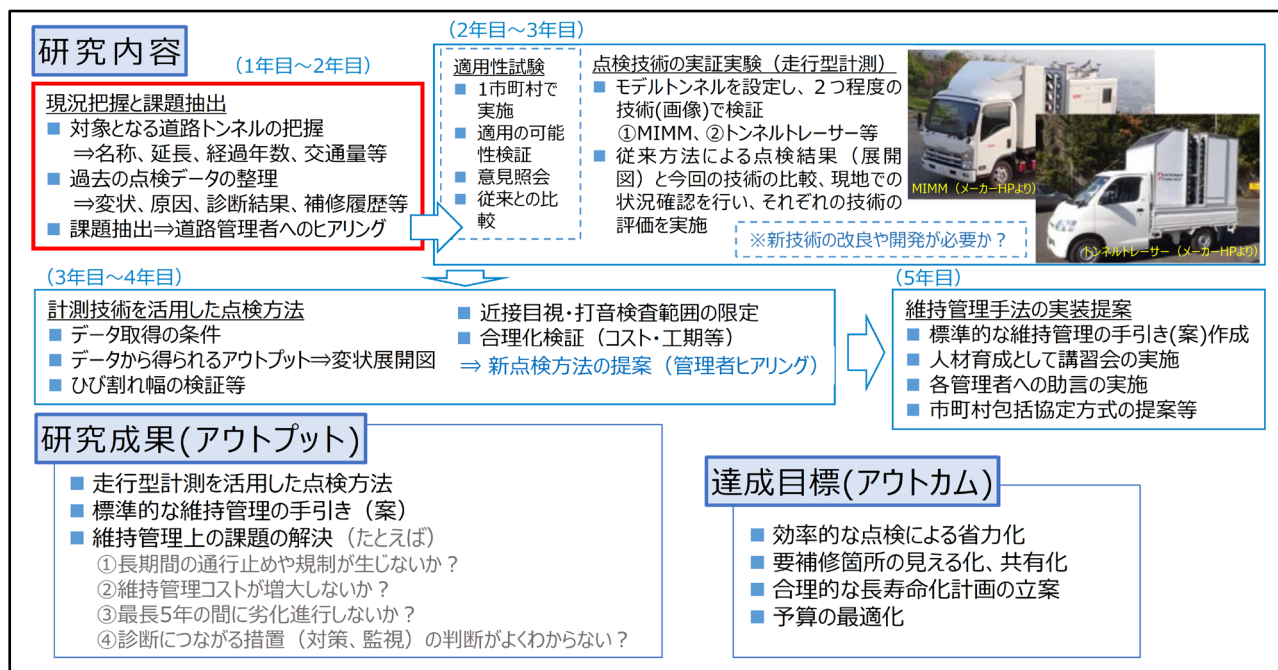


図-1 トンネル維持管理の効率化・高度化に関する技術開発概要¹⁾

3. 2023 年度研究内容及び成果

図1に示す現況把握と課題抽出として、北陸地方市町村管理トンネルの全体数及び管理数を把握し、富山市、白山市へのヒアリングを実施した。

3.1 トンネルの管理数

北陸4県の市町村管理トンネルは、総数で163本となっており、新潟県、福井県、石川県、富山県の順となっている。市町村別でみると全47市町村で平均3.5本となり、新潟市、長岡市、十日町市、村上市、黒部市、白山市、能登町、小浜市が7本(平均値の倍)を管理している。

3.2 トンネルの特徴

各県ごとに市町村管理トンネルの特徴を市町村別に把握するため、国土交通省道路局 HP「道路メンテナンス年報(2021年度)各都道府県における道路管理者毎の老朽化対策状況 2022.9.16訂正」より、点検結果(判定区分Ⅰ～Ⅳ)の施設数、割合、各施設の修繕等措置の状況について、整理を行った。(表-1)

表-1 トンネルの修繕等措置の状況²⁾

都道府県	トンネル数	措置が必要 (Ⅲ以上)	措置着手	措置完了
新潟県	62本	44本	21本(47.4%)	8本(18.2%)
福井県	40本	17本	13本(76.5%)	7本(41.2%)
石川県	33本	14本	5本(35.7%)	3本(21.4%)
富山県	28本	16本	7本(43.8%)	5本(31.3%)

北陸4県全てにおいて健全な(判定区分Ⅰ)トンネルは0本であった。

また判定区分Ⅳのトンネルは7本あることが分かった。内訳は新潟県と石川県に3本ずつ、富山県に1本である。

北陸地域は古いトンネルが多い傾向にある。新潟県、富山県、石川県の北陸三県は市町村が管理するトンネル全体の約32%が建設後51年以上経過している³⁾。

北陸四県のトンネルは地域間を繋ぐ役割を果たしており、エリアにおいての生活を支えている。また災害の早期復旧に向けて重要な位置を占めている。

3.3 ヒアリングの実施及び結果

本研究では、2023年度～2024年度に向けて、「手引き」の作成のため、道路管理者が抱える課題を正しく把握するため、トンネル管理に関するアンケートとヒアリングを実施した。2023年度は富山市、白山市の道路管理者に対し、直接対面でヒアリングを行った。

以下にヒアリング結果を示す。

- (1) 中長期にわたり、予算計画案は立案しているが、毎年予算を確保することが困難である。

- (2) 健全性Ⅲ、Ⅳのトンネルを抱えており、更には通行止めのトンネルも抱えている。
- (3) 利用頻度の低いトンネルがあるものの、廃止・廃道が困難である。
- (4) 慢性的な人員不足であり、今後の人材確保にも不安を抱えている。そのため技術職、事務職問わず取り組んでいく必要がある。
- (5) トンネル維持管理に特化した資格を有する職員は不在である。
- (6) トンネル個別の勉強会は行っていない。
- (7) 技術力向上のため資格取得や論文等の投稿、研修会への参加等を促している。
- (8) 新技術に関しては、活用実績があり国も推進していることから興味を持っている。
- (9) 新技術は、採用の理由がはっきりしていれば促進すべきと考えており、マニュアルや歩掛が明確になればもっと採用されと考えている。

4. おわりに

2023年度は、現時点でのトンネルの把握と地方自治体における維持管理の実態について、ヒアリングを通して読み取ることが出来た。

続く2024年度は、現地での調査を行っていく。その時にポイントとなるのが「安価で専門技術の必要がない調査」である。新技術を活用し、予算不足・技術不足・人材不足の三つを埋める試みを行う。

謝辞

本研究はSIP「スマートインフラマネジメントシステムの構築」の一部で実施・計画しており、ヒアリングにご協力いただいた白山市、富山市担当部局の皆様はこの場を借りて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 掲載写真:MIMM/計測検査(株)、トンネルトレーサー/中外テクノス(株)、HPより
- 2) 国土交通省:道路メンテナンス年報(2021年度)各都道府県における道路管理者毎の老朽化対策状況 2022.9.16訂正
- 3) 国土交通省 北陸地方整備局:道路メンテナンス年報北陸版(新潟県・富山県・石川県), 2021.2.38p

トンネル掘削による井戸水位低下要因の検討

(株) エイト日本技術開発 ○ 沖田 孝行
風見健太郎

1. はじめに

本業務では、京都府南部のトンネル新設工事に伴い、周辺地区の井戸、沢水への工事影響を評価するために水位・流量測定を行った。調査の結果、トンネル施工期間中、井戸Aの水位低下が確認され、付近の沢水においても流量の減少が見られた。過年度業務では、「高橋の方法」によりトンネル掘削に伴う湧水影響範囲が設定されているが、水位低下が確認された井戸Aは、その範囲外に位置している。

そこで、本業務では、調査地の地形地質学的特徴と水質分析結果を踏まえ、調査地の地下水流動を把握し、湧水影響範囲外に位置する井戸の水位低下要因について検討した。

2. 地形地質概要

調査地の地形は、断層を境として、標高 700m 程度の山地からなる北部と、丘陵地～低地で構成される南部に分けられる。北部の山地はチャートや泥岩からなる中生代ジュラ紀の付加体で、新設トンネルは、この付加体を貫く形で掘削された。南部の丘陵地～低地は、新生代新第三紀鮮新世～更新世の大阪層群及び段丘堆積物、完新世の谷底平野堆積物で構成される。

3. 調査概要

(1) 観測方法

井戸Aに対する工事影響を把握するため、水圧式自記水位計（応用地質社製 S&DL mini (10m 計)）による水位観測を実施した。また、水質の観点からも評価するため、簡易水質測定（水温、pH、EC）と水質分析（イオン分析：主要7項目+NO₃⁻）を実施した。

(2) 観測頻度

自記水位計による測定間隔は1時間に1データとし、月1回の頻度で手測りによる水位観測を実施した。簡易水質測定も同様に月1回測定した。イオン分析は季節変化を見るため、夏季（7月）と冬季（1月）の年2回実施した。

(3) 評価方法

1) トンネル湧水量（濁水処理量）との比較

トンネル湧水量（濁水処理量）の日データを入手し、井戸Aの水位変動と湧水量の増減との関連性を評価した。

2) 実効雨量解析による工事影響評価

井戸Aに対する工事影響を客観的かつ定量的に評価する

ため、実効雨量解析を実施した。この解析では、トンネル工事前期間における雨量（実効雨量）と井戸水位の関係から回帰分析を行い、井戸水位の予測式を算出した。評価方法としては、予測式の95%信頼区間を求め、上限値と下限値を「工事影響評価ライン」とし、このラインを下回った場合を「工事影響有り」とした。

イオン分析の結果はヘキサダイアグラムの平面分布図に整理し、調査地における地下水流動を検討した。

4. 観測結果

(1) 水位観測・実効雨量解析結果

水位観測結果を図-1、実効雨量解析結果を図-2に示す。トンネル工事は令和4年5月～令和6年2月で掘削・覆工が行われた。図-1では、工事期間中の令和4年8月において井戸水位が急低下を示し、同時にトンネル湧水量が急増していることが読み取れる。また、実効雨量解析の結果も同様に、実測値が工事影響評価ラインを下回った。このことから、水位低下が少雨等の自然的要因ではなく、トンネル工事により引き起こされたものであることが推察される。

令和4年8月以降の水位については、一時的に回復傾向となるが、施工前と比べて1m程度水位が低い状態が継続しており、実効雨量解析でも実測水位が予測水位を下回り続け、工事影響評価ラインの下限値付近で推移していることが分かる。

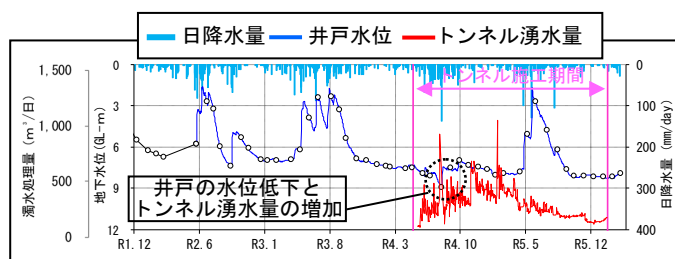


図-1 井戸水位とトンネル湧水量

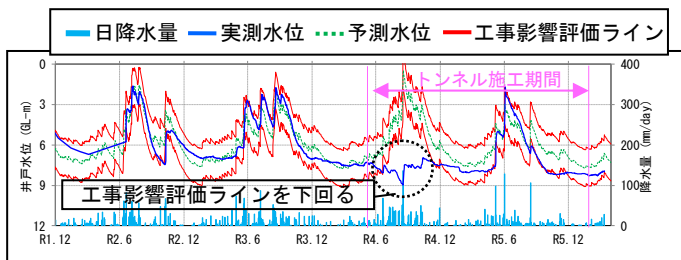
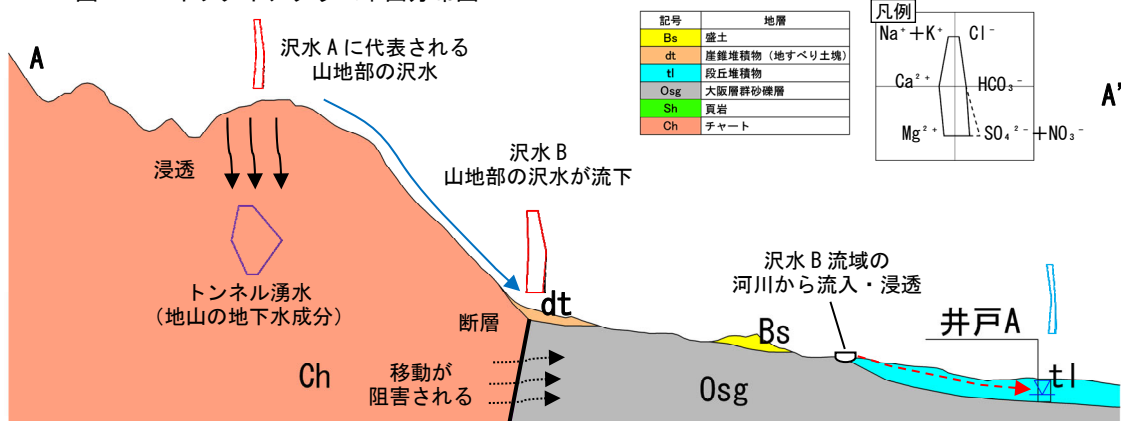
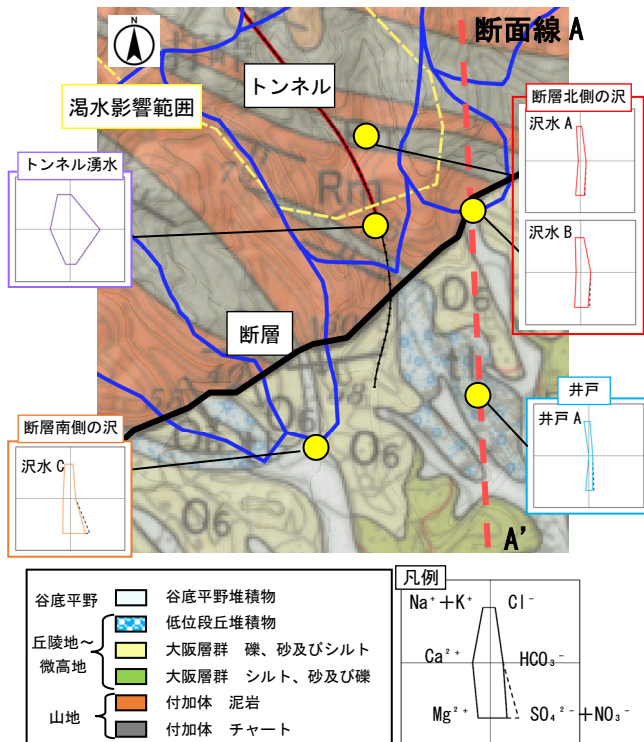


図-2 実効雨量解析結果

(2) 簡易水質測定・イオン分析結果

井戸 A の簡易水質は、水温は 14.0~16.6℃、pH は 6.0~7.8、電気伝導率は 5.7~6.4mS/m であった。これらの値は、トンネル掘削前の傾向と同様であり、異常値は確認されなかった。

また、各観測箇所のイオン分析結果をヘキサダイアグラムの平面分布図として図-3 に整理した。調査地では、地質構造として北部の山地と南部の丘陵地~低地を分ける断層がある。南部は丘陵地~微高地が北西-南東方向に並行し、その間を谷底平野堆積物が埋積している。水質は断層を境にして北側と南側で状況が異なっており、北は Mg-HCO₃ 型、南側は Ca-SO₄、Ca-HCO₃ 型である。井戸 A は断層南側の大阪層群や低位段丘堆積物で構成される丘陵地~微高地上に位置しているが、井戸 A の水質は北側の沢水と近い結果となった。なお、トンネル湧水は他の観測箇所とは異なる形状をしていた。



5. 考察

上記の結果に基づいて、調査地の井戸 A における水位低下要因を考察する。図-4 に、図-3 の断面線 A-A' で作成した調査地の地下水流動のイメージ断面図を示す。トンネルに関連のある地下水は、調査地の地形地質構造により流動が阻害されていると考えられる。沢水 A や B などは、溶存成分が少なく、一方でトンネル湧水は溶存成分が多い。これは、トンネル湧水が地山の地下水成分を示し、沢水 A などの山地の表流水が浸透することで形成されたと考えられる。この地下水が断層によって一部遮水され、南側への移動が阻害されることで、調査地における水質の違いが現れていると考えられる。

井戸 A については、水質が断層北側の沢水 A や沢水 B と類似しており、山地を流下してきた沢水が大阪層群及び段丘堆積物に浸透したものが涵養源となっている可能性が高い。地形的に井戸 A の涵養源は沢水 B と考えられ、この沢は「高橋の方法」により設定された湧水影響範囲内(図-3 中の黄色破線)に含まれており、観測でも流量の減少が確認された。井戸 A の水位低下は、湧水影響範囲に含まれる涵養源流域(沢水 B)の水量が減少したことで起こったと推察される。

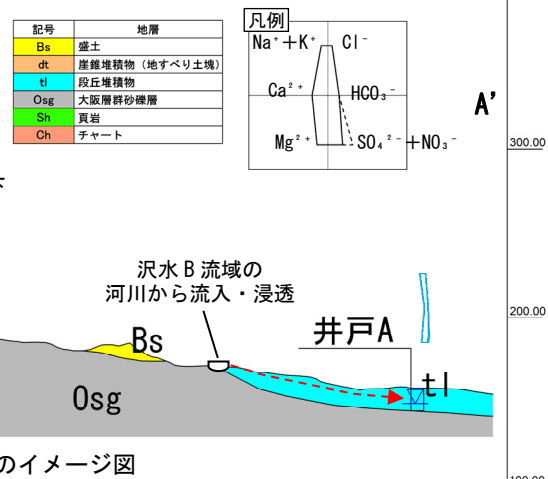
6. まとめ

湧水影響範囲外で起きた井戸の水位低下について、水位観測・実効雨量解析により、トンネル工事と水位低下が関連していると考えられたため、地形地質、イオン分析結果により推定した調査地の地下水流動から、井戸の水位低下要因について検討した事例を紹介した。

地下水の動きは実際には見ることができないため、地形や地質、地下水位、流量、及び地下水水質など、多角的な視点から判断することが重要であると考えられる。

参考文献

- 1) 5 万分の 1 地質図「奈良」, 産業総合技術研究所 地質調査総合センター, 2000.



木津川上流上野遊水地における 簡易魚道および水田魚道の設置と横断連続性再生効果

株式会社建設環境研究所 江藤 彰汰

1. はじめに

木津川上流上野遊水地は三重県伊賀市の治水対策のために整備され、新居、小田、長田、木興の4つの遊水地から構成されている。国土交通省木津川上流河川事務所ではこれまでに、上野遊水地を含めた木津川上流域において「河川の横断連続性」、「かつてみられた氾濫原環境」の回復・再生に向けた取り組みを実施してきた。本報告では、上野遊水地における横断連続性再生の取り組みとして、新居遊水地の堤脚水路と水田排水路の落差に簡易魚道を、水田排水路と水田の落差に水田魚道を試行的に設置し、連続性の再生効果を検証したものである。

2. 方法

(1) 遡上調査

令和5年5月11日～12日にかけて、新居遊水地内の堤脚水路、水田排水路にそれぞれ簡易魚道、水田魚道を設置した(千鳥X型魚道)(図1)。また、魚道の設置時、魚類が移動できる水深を確保するため、各水路で土嚢、角材を用いた堰上げを実施した。両魚道に通水が確認された後、5月30日17時～6月2日13時にかけて魚道出口に小型定置網を設置し、日中4時間毎に揚網し魚類の遡上状況を確認した。



図1 魚道の設置状況(上：簡易魚道、下：水田魚道)

(2) 生息状況調査

魚道設置前の5月8日及び魚道設置後の5月30日に堤脚水路、水田排水路においてタモ網、サデ網を用いた魚類の採捕調査を行い、魚道設置前後の魚類生息状況の変化を確認した(各地点1名×30分程度)。

3. 結果

(1) 遡上調査

5月30日17時から6月2日13時までの68時間、定置網を設置した結果、簡易魚道でタモロコ等5種12個体、水田魚道でドジョウ等3種12個体の遡上が確認された(表1)。揚網時間による遡上個体数に差は確認されなかったが、簡易魚道において、降雨により水路流量が増加した6月2日に遡上個体数が増加した。

表1 遡上調査結果

種名	5/31			6/1			6/2		合計 (個体数)
	9時	13時	17時	9時	13時	17時	9時	13時	
	晴	晴	晴	晴	曇	曇	雨	雨	
簡易魚道	コイ	1					1		2
	ヌマムツ						2		2
	タモロコ						2		2
	カマツカ						5		5
	シマヒレ ヨシノボリ	1							1
水田魚道	コイ			1			1		2
	ドジョウ		1				3		4
	ミナミメダカ	3	1		2				6
合計(個体数)		5	2	1	2		14		24

(2) 生息状況調査

生息状況調査の結果、堤脚水路、水田排水路併せて12種266個体の魚類が確認された(表2)。堤脚水路と水田排水路の両方で魚道の設置後に種数、個体数が共に増加した。特に水田排水路については、魚道設置前にはタウナギ1種1個体のみの確認であったが、魚道設置後には底生魚、遊泳魚併せて7種69個体の確認に至った。

表 2 生息状況調査結果

No.	種名	堤脚水路		水田排水路		合計 (個体数)
		設置前 (5/8)	設置後 (5/30)	設置前 (5/8)	設置後 (5/30)	
1	コイ		46		41	87
2	フナ属				1	1
3	オイカワ	1	1			2
4	ヌマムツ	9	1		1	11
5	モツゴ		5			5
6	タモロコ		38		1	39
7	ドジョウ	8	25		5	38
8	タウンギ		3	1	2	6
9	ミナミメダカ	23	31		17	71
10	オオクチバス		3			3
11	シマヒレヨシノボリ		1		1	2
12	カムルチー	1				1
-	合計(個体数)	42	154	1	69	266

表 3 魚道設置前後の水深と流速

測定箇所	水深(cm)		流速(cm/s)	
	設置前	設置後	設置前	設置後
堤脚水路	9.0	14.0	5.0	6.0
水田排水路 (簡易魚道出口)	2.0	15.0	10.0	0.0
水田排水路 (水田魚道下流)	3.0	9.0	8.9	1.3

4. 考察

(1) 魚道の設置による横断連続性の再生効果

本調査にて魚道を遡上した魚種は、遊泳力の低いミナミメダカをはじめ、ドジョウ、カマツカ、タモロコといった底生魚、遊泳魚の両方の遡上が確認されており、ナマズ、コイ等の大型個体を除く多くの魚種にとって遡上が可能であると考えられた。遡上を行う時間帯に選好性は確認されなかったが、6月2日の雨天時には遡上個体数が増加した。6月2日には日降水量が100mmを超える降雨があり、流量の増加による呼び水効果により、魚道への遡上が促進されたと考えられる。

魚道設置後の魚類の生息状況の変化について、堤脚水路では魚道設置時の堰上げによる水深の増加により、周辺に生息していた魚類が水深が深くなった魚道周辺に集まったため、確認種数と個体数が増加したと考えられる。また、水田排水路についても、魚道の設置に伴う堤脚水路との連続性の回復と水深の増加による生息環境の改善により、確認種数、個体数が共に増加したと考えられる。そのため、平常時の水深が浅く、魚類の避難・逃避場所の乏しい三面張りの水田水路においては、魚道の設置に合わせて堰上げによる水深の増加も実施することが望ましいと考えられた。

(2) 今後の展望

簡易魚道及び水田魚道の設置により、一定の横断連続性再生効果があることが示唆された。

今後、地域が主体となった上野遊水地内における横断連続性の回復の実施に向け、魚道の設置や横断連続性の回復がもたらす地域への恩恵を地域住民に普及、啓発する必要があると考える。魚のゆりかご水田米等、米のブランド化による付加価値の創造や地域の生き物観察会としての魚道のモニタリング調査の実施等¹⁾、地域が主体的かつ長期間実施できる仕組み作りの検討が必要と考えられる。

また、洪水時における遊水地としての機能を損なわないよう、出水期の魚道撤去等の対応に関する取り決めや、水田排水路、堤脚水路の修繕・改築に合わせた落差への魚道の取り付け等、ハード・ソフトの両面での対応を併せて実施することが望ましい。

謝辞

本稿作成にあたっては、木津川上流河川事務所の皆様にご協力いただき、中川農産代表 中川正巳様及び伊賀市東高倉区のみなさまには調査のご協力を快く承諾し、水田魚道の設置にご協力いただきました。深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 一般社団法人 農村環境整備センター：水田魚道づくりの指針 普及啓発用パンフレット，一般社団法人 地域環境資源センター，2010年6月

地域生活道路における法面崩壊の災害復旧

日本工営都市空間株式会社 ○松田 紗奈
稲田 栄二
鈴木 実

1. はじめに

和歌山県白浜町内の町道柳橋小谷線において、2023年5月、降雨を起因として幅約15m高さ10mにわたる法面の崩壊が起こり、通行止めとなった。当該箇所は、観光地である白浜温泉の繁華街に位置し、地域住民だけではなく、通学児童や観光客も利用する生活道路である。また、津波発生時の避難路として重要な役割を担っているため、早期復旧が求められた。

本業務では、この崩壊法面の復旧対策として一般構造物予備・詳細設計を行い、法面保護工法の比較検討を行った。その結果として、「鉄筋挿入工法＋吹付砕工」を採用した。また、崩壊法面の上方にある既設跨道橋については、崩壊後の安定性について検討を行い、崩壊後の現状地盤で橋梁全体に大きな影響がないことを確認した。

2. 現地状況と崩壊原因

現地調査を行った結果、現地の状況および崩壊要因は以下の通りである。

2-1. 現地状況

- (1) 法面には上部に石積擁壁、下部にコンクリート張工が設置されている。土質は上部に約2.0mの土砂層、下部に風化した軟岩層が分布している。
- (2) 法面上方の跨道橋下部工付近から、路面排水を崩壊法面の法肩を通して流下させているが、水路には長年土砂が堆積しており、機能していない。
- (3) 崩壊した斜面には応急措置としてモルタル吹付が行われている。
- (4) 両袖部の法面は上部石積に変状はないが、下部コンクリート張工に軽微なひび割れが見られる。
- (5) 崩壊の奥行は1～1.5mと推定される。浅い円弧すべりとともに、表層に施工されていた厚さ1m前後のコンクリート張工や石積擁壁が崩落

したものと考えられる。

2-2. 崩壊要因

今回発生した崩壊の要因として、跨道橋下部工付近からの水路が、狭窄、屈曲しており、土砂・枯葉等が堆積していたため、水路をつたわず、溢れた水が長年にわたり断続的に法面の上部部や側面から石積擁壁背面に浸透し、風化したと考えられる。また、浸透した雨水による吸い出しも合わさって、不安定化した風化岩層が前日の降雨が引き金となって崩壊したと考えられる。

なお、前日の5月19日には、最大24時間雨量35mm/24h(5月19日0時～24時)、最大1時間雨量9mm/h(5月19日15時～16時)を記録している(白浜観測所)。

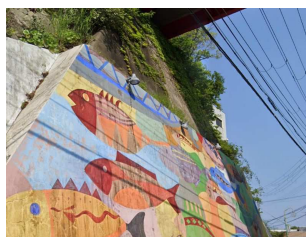


写真-1 崩壊前¹⁾



写真-2 崩壊後

3. 法面对策工の設計

対策工の設計に先立ち、ボーリングによる地質調査を実施した。その後、予備設計として法面对策工の工法比較を行った。

3-1. 検討区間

崩壊法面は、被災後の応急処置としてモルタル吹付を設置している。しかし、両袖部には不安定な土砂層及び風化岩層が残存している。安定解析を行った結果、斜面上部では、安全率が1.2を下回る結果となった。従って、南海トラフ巨大地震により新たな崩壊を起こす、或いは崩壊範囲が袖部まで拡大することにより再び通行不能となることが考えられた。現地調査と地質調査の結果、対策工を行う区間は崩壊斜面、及び両袖部を含む、延長35.0m区間とした。

3-2. 現場条件

当該法面は、法高が最大 13.6m であり、勾配 1:0.2 程度で下部にコンクリート張工、上部に石積擁壁が設置されている。また法面上部に跨道橋が架かっている。従って、切土法面の安定勾配で切り直すことは不可能である。現況法面勾配を変えることなく新たな崩壊防止を行うため、法面保護工による対策を行うこととした。

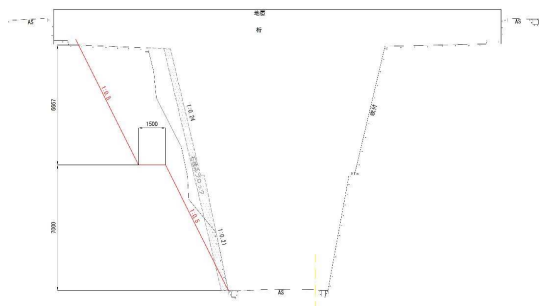


図-1 切土法面 1:0.5 で切り直した場合

3-3. 法面保護工の選定

「道路土工-切土工・斜面安定工指針」²⁾の選定フローにより表-1 の対策工法が挙げられるが、①現道幅員を確保するため、新たな構造物は設置できない。②法面が崩壊する恐れがあるため、床掘、掘削等は不可能であり、「グラウンドアンカー工」、「地山補強土工(鉄筋挿入工)」を選定した。

表-1 対策工法

	工 法	適用性	備 考
1	擁壁工	×	
2	杭工	×	
3	グラウンドアンカー工	○	吹付砕工と併用
4	吹付砕工	○	
5	地山補強土工(鉄筋挿入工)	○	吹付砕工と併用

3-4. 工法比較検討

前述の検討条件に基づき工法比較案を選定したが、対象となる斜面は上部の土砂層(すべり層)、下部の軟岩層に分かれるため、次の3案を選定した結果、経済性、施工性に優れる「第1案:鉄筋挿入工+吹付砕工」を選定した。

第1案:鉄筋挿入工+吹付砕工

円弧すべりによる法面破壊は鉄筋挿入工で対応する。補強材の受圧構造体及び法面保護工として、地山の凹

凸に追従しやすい吹付砕工を用いる。

第2案:鉄筋挿入工+受圧板

円弧すべりによる法面破壊は鉄筋挿入工で対応する。補強材の受圧構造体及び法面保護工として、FRP製受圧板を用いる。

第3案:グラウンドアンカー工+吹付砕工

円弧すべりによる法面破壊はグラウンドアンカー工で対応する。補強材の受圧構造体及び法面保護工として、地山の凹凸に追従しやすい吹付砕工を用いる。

4. おわりに

本業務では、法面崩壊の第一報があつてから数日後に現地で状況確認を行い、測量、地質調査を行った上で崩壊した原因を確認した。また、対策工法の選定、概算工事費の算出等を速やかに対応することで早期復旧に繋がった。

復旧対策の検討にあたっては、単に崩壊した斜面の修復だけではなく、将来的に南海トラフ地震が発生した場合、再度通行不能になる可能性を考慮し、両袖部を含む広範囲な検討を行った。また、法面崩壊箇所の対面の法面は、同様な法面構造となっており現段階では崩壊はしていないものの、将来的にも安定が確保できているか懸念があつた。そのため、対面法面の対策工設計も受注し、地域生活道路の安全性を確保した。



写真-3 対策完了後

参考文献(または引用文献)

- 1) Google マップストリートビュー
- 2) 「道路土工-切土工・斜面安定工指針」公益社団法人日本道路協会 平成21年度版

調整池の配置計画の検討～土地区画整理事業による基盤整備を対象として～

(株) オオバ 勝 美由乃

1. はじめに

近年の豪雨災害の激甚化等により、雨水の流出量を調整する雨水貯留施設（以下、「調整池」という）の整備など、流域治水への取り組みは全国的に広がっている。

一方で、地権者が所有する土地の一部を公共用地等に充てて公共施設の整備改善を行う土地区画整理事業においては、地権者への負担を減らすために、減歩率の低減が求められる。そのため、公共施設として調整池を設ける場合には減歩率を考慮した配置計画とする必要がある。

本稿では、土地区画整理事業による市街地整備を検討している地区を対象に、効率の良い土地利用を実現するための調整池の配置計画を検討する。

2. 地区の概要と調整池の設計基準

(1) 地区の概要

検討対象地は、京都府下で土地区画整理事業の事業化を検討中の K 地区とする。

K 地区は面積が約 12.2ha で、現況はほぼ全域が低平な水田であり、地区全体が市街化調整区域に含まれている。

しかしながら、インターチェンジへの近接等、交通利便性の高い立地条件を活かし、産業拠点の形成に向けた土地利用を検討している。

K 地区では土地所有者等への土地利用に関する意向調査の結果等を踏まえ、地区内すべての農地を造成して、3つの大街区の企業用地としての土地利用を想定する。

また、公共施設としては、4 路線の区画道路と調整池を配置する。

(2) 調整池の設計基準

K 地区における調整池の設計基準としては、京都府「災害からの安全な京都づくり条例」に規定される「重要開発調整池に関する技術的基準」（以下、「京都府基準」という）を用いる。

3. 検討方針

現況地盤高と放流先水路の位置に着目し、図-1 に示す Case1～Case3 の位置について、調整池の配置計画を検討する。

- ・ Case1：現況地盤高が最も低い企業用地（東）の北側
- ・ Case2：放流先に最も近い企業用地（北西）の北西角
- ・ Case3：放流先に最も近い企業用地（北西）の南西角

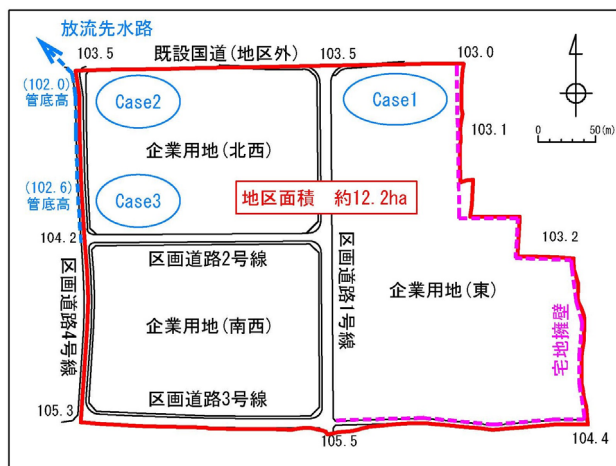


図-1 K地区の概略計画図

検討方針としては、Case1～Case3 それぞれにおいて、宅地面積から法面等の面積を除き、平坦地として利用可能な土地利用有効面積を算出し、その大小から土地利用効率を比較する。

また、検討については、下記の手順で行う。検討に用いる定数等については表-1 に示す。

- ① 地区内の降雨が調整池へ自然に流下するように、Case1～Case3 における土地利用計画を作成する。宅地擁壁の設置範囲には企業用地への出入口を設けないこととし、その他は法面による高低差処理を基本とする。表面勾配は0.5～1.0%の範囲内とする。
- ② ①の計画より、道路や法面等、調整池流域に含むことができない直接放流区域の面積 $A'(\text{m}^2)$ を求める。なお、雨水は表面勾配に沿って流下するものとする。
- ③ ②で求めた A' から、許容放流量（調整池から放流できる最大の流量） $Qa(\text{m}^3/\text{s})$ を算出する。
- ④ 調整池の洪水調整容量 $V_{\text{max}}(\text{m}^3)$ 及び調整池用地の規模を求める。
- ⑤ 利用可能な土地利用有効面積を求める。

表-1 検討に用いる定数等

項目	採用値	備考
下流河川の許容放流比 流量 $qa(\text{m}^3/\text{s}/\text{ha})$	0.0567	下流河川調査より算定
調整池の流域面積 $A(\text{ha})$	12.2	=地区面積とする
開発後の流出係数 f	0.9	雨水の浸透が非常に少ない土地
洪水到達時間 $t(\text{分})$	10	
降雨強度 $r(\text{mm}/\text{hr})$	146	京都, 1/50 年, 後方集中型

前頁の手順③における Q_a の算出にあたっては、京都府基準を採用し、年超過確率 1/50 の計画規模とする。

洪水調節方式は自然放流方式が原則であるが、K 地区では放流先の水路が浅いためポンプ方式を採用する。調整池は堀込式とし、構造は図-2に示す通りとする。なお、周辺地盤高から越流水深と余裕高を合わせて 1.0m 下方に HWL を設定する。

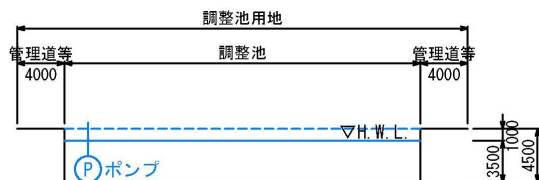


図-2 調整池検討概略図（断面図）

4. 検討結果及び考察

検討結果について、下記の表-2に示す。

表-2 検証結果の比較

項 目	Case1	Case2	Case3
直接放流区域の面積 A' (ha)	1.260	0.711	0.818
許容放流量 Q_a (m^3/s)	0.232	0.432	0.393
洪水調整容量 V_{max} (m^3)	13,168	9,263	9,826
土地利用有効面積(m^2)	100,400	102,800	102,000

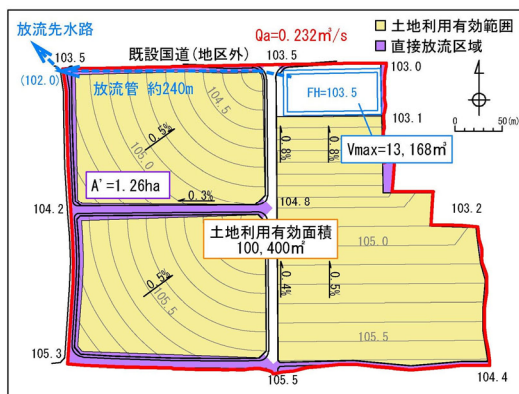


図-3 Case1における土地利用計画図

Case1は土地利用有効面積が $100,400m^2$ と最も小さい結果となり（図-3参照）、Case1～3の中で最も土地利用効率が悪い調整池の配置計画であると考えられる。

周辺の現況道路高による計画道路高の制限により、区画道路2号線を調整池流域に含められなかったため、Case1は他2案と比較して A' が大きくなり、企業用地面積が減少した。

加えて、Case1では延長約240mの放流管の敷設が必要であり、企業用地（北西）の北側に別途水路用地を設けなければならないため、結果として A' がより増加した。

しかし、Case1では企業用地（東）と地区外隣接地との高

低差が最大約1.8mと3案の中で最小であり、宅地擁壁の施工費用の削減が可能であると考えられる。

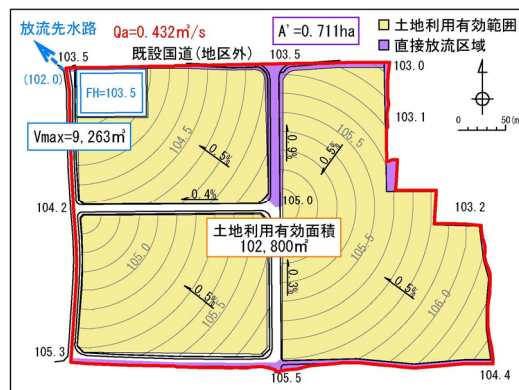


図-4 Case2における土地利用計画図

Case2では、土地利用有効面積が $102,800m^2$ と最も大きくなった（図-4参照）。そのため、Case2が最も土地利用効率が良い調整池の配置計画だと考えられる。

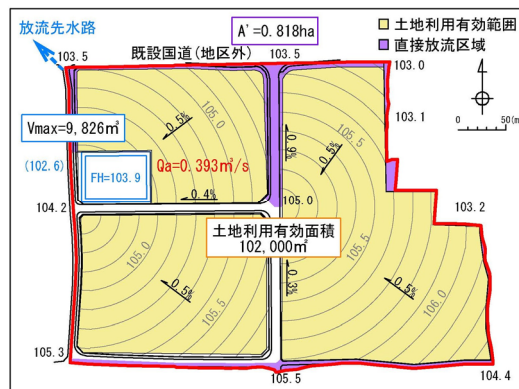


図-5 Case3における土地利用計画図

Case3では、土地利用有効面積が $102,000m^2$ となり（図-5参照）、Case2より約 $800m^2$ 少なくなった。

しかし、Case1やCase2と異なり、北側にある既設国道沿いの調整池の施工を避けられるため、掘削や仮設等に要する施工費用の削減が可能であると考えられる。

5. おわりに

本検討により、Case1～3の中では、Case2の放流先水路に最も近い企業用地（北西）の北西角が、最も土地利用効率が良い調整池の配置計画であると考察できた。

一方で、土地区画整理事業では、保留地の売却によって事業費を捻出する。そのため、施工費用等の増加に伴い、必要となる保留地面積も増加し、公共・保留地合算減歩による地権者への負担が大きくなる。

今後は、土地利用効率だけでなく施工費用等を加味した経済比較を進めることにより、より地権者への負担の少ない事業計画の策定を目指す。

砂防堰堤の予備設計における BIM/CIM 活用事例

株式会社エイト日本技術開発 楠本 大輔
田崎 健治
○小原 有貴子

1. はじめに

国土交通省は、令和5年度からすべての公共工事において BIM/CIM を原則適用する方針を示しており、大阪府でも同時期から BIM/CIM 適用業務の試行を進めている。¹⁾

本業務は上記試行による「BIM/CIM 適用業務（発注者指定型）」であり、砂防堰堤予備設計検討にて3次元モデルの活用を行った。本論文ではその活用事例を報告する。

2. BIM/CIM の活用とその効果

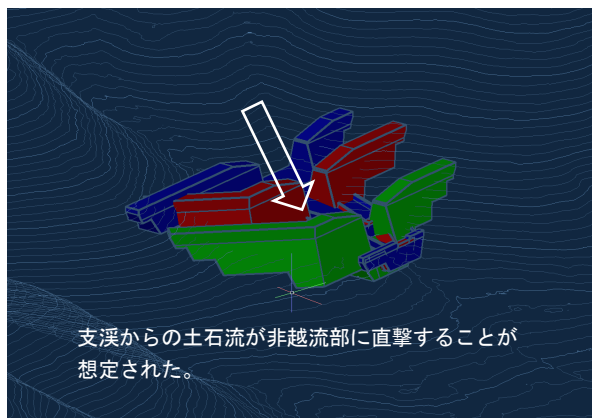
大阪府の実施方針¹⁾に従い、受発注者間で協議し決定した項目に合わせて検討を行った。

砂防堰堤設計検討項目における、BIM/CIM 活用実施内容とその効果について下記にまとめる。

(1) 配置計画検討

堰堤モデルと地形モデルを重ね合わせ、堰堤3案の施設配置検討の妥当性を確認した。

検討モデルにより、堰堤3案の地山嵌入状況の妥当性が確認できた。加えて、最下流案は支溪からの土石流が非越流部に直撃することが想定された。その結果、透過部幅を拡幅する等の修正を行い、施設配置計画の比較案検討において精度向上を図った。



図－ 1 3 案比較検討モデル

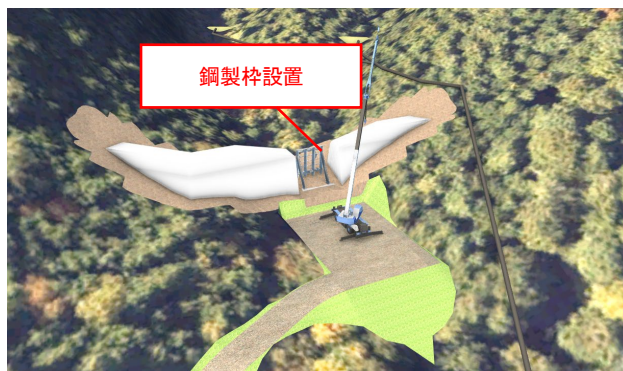
(2) 仮設・施工計画検討

施工ステップごとに3次元モデルを作成し、施工計画の実現性を確認した。

各ステップにおいて3次元モデルを作成し、仮設道路や建機モデル、仮排水管計画を重ねることで施工イメージを視覚化し、第3者への具体的な施工イメージの共有・理解

に貢献した。

また、各ステップの最適な仮設道路位置や仮排水計画を検討し、詳細検討や施工時の手戻りの最小化を図ることが出来た。



図－ 2 施工ステップ抜粋（鋼製枠設置）

(3) 完成イメージと景観検討

堰堤完成イメージを、地元住民説明会における活用を想定して視覚化した。その際、地元間伐材の有効活用の一環として杉板型枠を使用することを念頭に、堰堤下流面側を杉板型枠模様に近似したテクスチャを用いて表現した。

堰堤と保全対象人家、周辺の植生状況を合わせた統合モデルによる完成イメージを作成し、第3者への堰堤設置時のイメージの共有・理解へ貢献した。



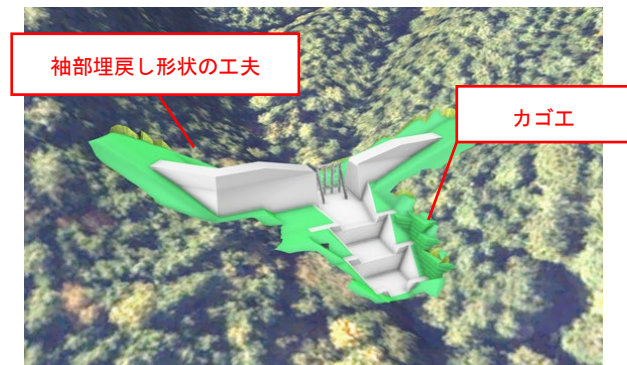
図－ 3 完成イメージモデル

(4) 埋戻し形状検討

2次元図面にて形状を検討し、3次元にて施工時の実現性を高めた盛土形状を再度検討するとともに現地地形との取り合いについて視覚化した。

埋戻し部（間詰工や法面保護）の形状把握は、堰堤軸横

断面を基に作図しなければ困難であり、通常詳細設計における検討作業となる。しかし、掘削影響範囲や本堤等主要構造物の配置、現況地形に合わせて3次元モデルを作成することにより、構造一般図からでは困難な埋戻し部の具体的な形状の設定が可能となった。



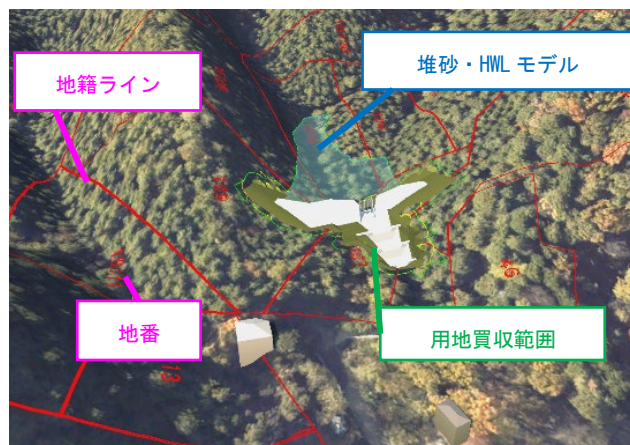
図ー 4 埋戻し形状モデル

(5) 用地買収範囲の確認

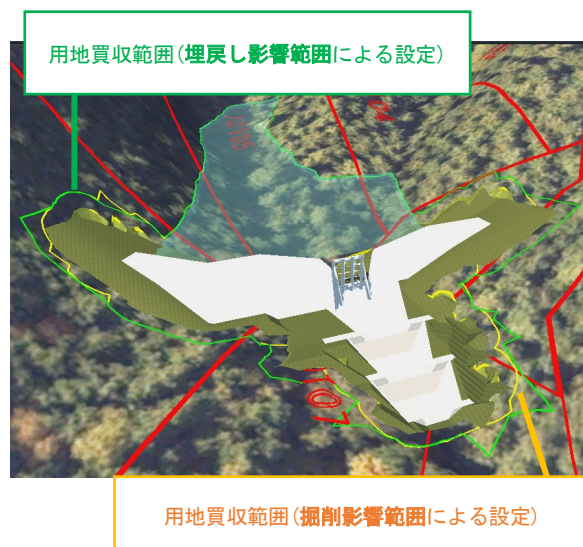
3次元モデルに複数情報(受領した割り込み図と用地買収範囲、堆砂モデルなど)の重ね合わせを行い、3次元での位置関係の確認を行った。

統合モデルにて重ね合わせることで、各情報の位置関係や干渉の有無等が確認可能となった。これにより、用地買収交渉先の地権者に対して、堰堤設置後の状況説明が容易になる等の効果が期待できる。

また、大阪府 砂防設備技術指針(案)において、構造物周辺の用地買収範囲は「掘削影響範囲外縁から+2m」²⁾とされているが、埋戻し法面や擁壁がその範囲内に収まらない場合は、追加用地買収が必要となるおそれがある。本検討では、3次元モデルを用いて埋戻しの影響を考慮することで、予備設計段階における用地買収範囲の把握について、精度向上を図ることができた。



図ー 5 重ね合わせモデル



図ー 6 用地買収範囲の精度向上

3. まとめ

3次元モデルを作成し、各種検討の深化に活用した結果、以下のような効果が得られた。

- ・土石流捕捉の確実性を考慮した施設配置計画立案
- ・堰堤完成イメージ共有の促進
- ・地形改変を最小化した仮設計画立案
- ・2次元図面での把握が困難な埋戻し形状の視覚的表現
- ・用地買収範囲把握の精度向上

本件は予備設計業務であるが、3次元モデルを活用することで、今後の検討を見据えた具体的な計画を行うことができた。さらに、検討イメージを視覚的に伝えられることで、協議の際に共通した具体的な現場イメージを持つことにより、円滑な話し合いを行うことができた。

参考文献

- 1) 大阪府都市整備部：土木事業における BIM/CIM 適用に関する試行方針, R5. 4. 1
- 2) 大阪府都市整備部河川室河川環境課：大阪府 砂防設備技術指針(案) No. 4, H29. 3 参-12

漏水検知システムの開発

(株) ニュージェック 安木 裕

1. はじめに

水道管の老朽化による漏水等事故発生件数の増加に対し、全国の自治体職員数は減少し、十分な点検が難しくなる状況下で、今後の維持管理は、TBM (Time Based Maintenance: 定期保全) から CBM (Condition Based Maintenance: 予知保全) への以降が必要となる。

一方、現状の水道管の点検は、現地による人力での調査・作業が主体であり、マンパワーに依存している。上記の維持管理課題を踏まえると、現地へ行かずに効率的に漏水の発生候補地を検知できるシステムの需要は高いと考えられる。なお、漏水を検知するシステムはすでに他企業等においても、研究開発が進められているところではあるが、弊社では、水圧に着目した状態監視と漏水検知を両立したシステムを開発している。

2. 弊社の漏水検知システムの特徴

弊社が開発中の漏水検知システムは、水道管に圧力センサを設置し、取得した水圧データから面的な解析（特許取得済の独自のアルゴリズムをもとに、コンター図で表現など）を行う手法である。

システムの導入にあたり、事前に対象地域の管網水理計算モデルを構築し、圧力センサの最適な設置位置及び数量を設定することで、効率的かつ網羅的に対象地域の水圧データを取得する。

所得した水圧データから、通常時の水圧分布との変化量を面的に表現し、単位法線ベクトル変化量を用いた独自の評価方法にて漏水を判定する。

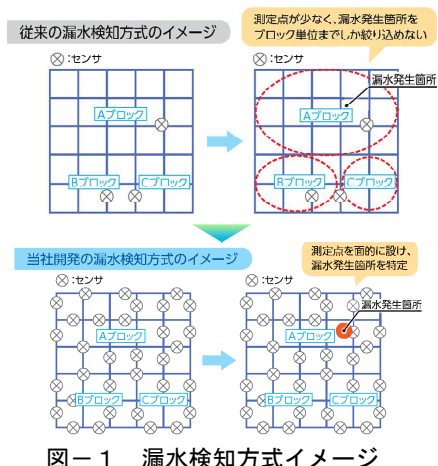


図-1 漏水検知方式イメージ

3. 漏水検知のアルゴリズム

漏水検知システムの漏水検知フロー図を図-2に示す。

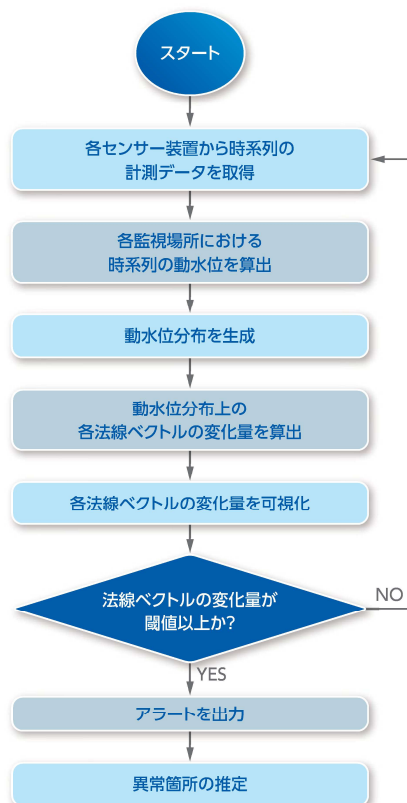


図-2 漏水検知フロー図

(1) 動水位の算出

静水圧と静水位、動水圧と動水位のイメージを図-3に示す。

本システムにおいては、標高差による水圧変化の影響を無くするために標高を加味した動水位（位置エネルギー+動水圧）を算出する。なお、動水圧でも漏水検知は可能であるが、高低差による水圧変化が含まれるため検知精度が劣ることが考えられる。

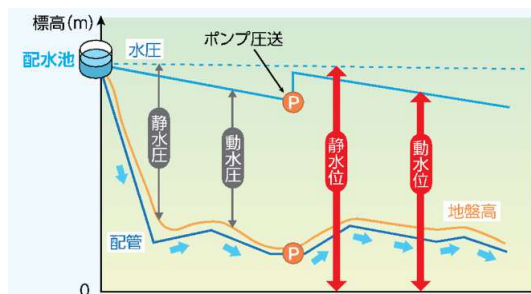


図-3 静水圧と静水位、動水圧と動水位のイメージ

(2) 動水位分布及び単位法線ベクトル変化量の算出

動水位分布は(1)で算出された動水位から、基準データと比較データ(例:通常時データと漏水時データ)を用いてそれぞれ作成する。

次に、作成した面的データである動水位分布に対して垂直な単位法線ベクトルを算出する。通常時と漏水時で法線ベクトルの向きが変わることに着目し、面の勾配が大きくなるほどベクトル変化量が大きくなることを利用して、漏水候補を可視化する。

算出方法のイメージを図-4に、算出に必要なパラメータを図-5に示す。

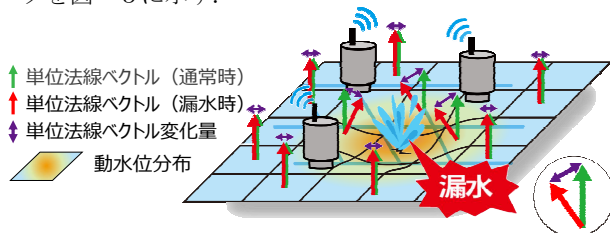


図-4 単位法線ベクトル差(変化量)のイメージ

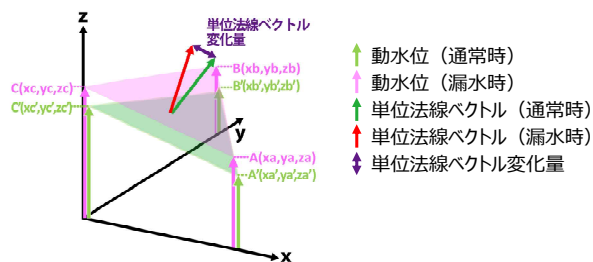
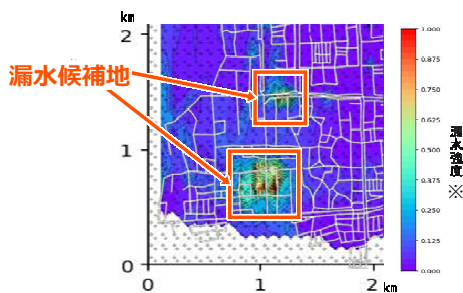


図-5 算出に必要なパラメータ

(3) 単位法線ベクトル変化量の可視化

(2)で算出された単位法線ベクトル変化量をコンター図により表現し、漏水候補地を可視化する。



※漏水強度は、単位法線ベクトル変化量の最大値を1として割合表示したもの。

図-6 漏水候補地の抽出例

4. 漏水検知アルゴリズムの確認

(1) センサ設置間隔の確認

某自治体を事例として、圧力センサ設置間隔の違いによる漏水候補地の判断の可否を確認した。単位法線ベクトル変化量により評価することで、圧力センサの間隔が

300mでも安定して500m四方(人力での調査が容易な範囲)での漏水候補地の絞り込みが可能である。(図-7参照)

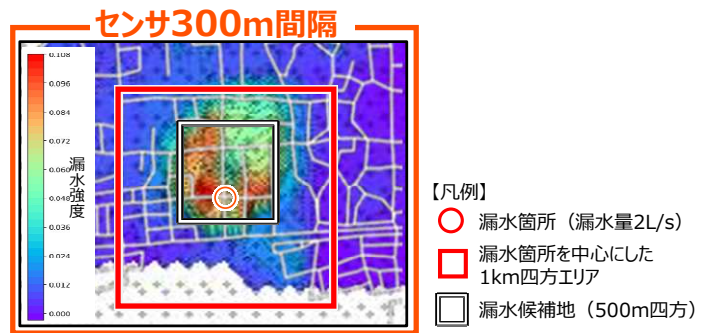


図-7 センサ間隔300mにおける漏水候補地の抽出

(2) 検知可能な漏水量の確認

某自治体を事例として、漏水量の違いによる漏水候補地の判断の可否を確認した。その結果、圧力センサの間隔を300mとし、漏水量1.0L/sでも安定して500m四方での漏水候補地の絞り込みが可能であることを確認した。(図-8参照)

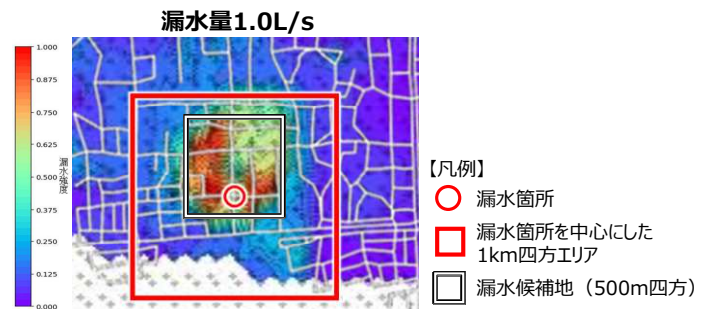


図-8 漏水量1.0L/sにおける漏水候補地の抽出

5. さいごに

今回弊社が開発した漏水検知システムにおいては、独自のアルゴリズムにより漏水候補地の特定が可能であり、水道管の維持管理課題を抱えている全国の自治体へ大きく貢献することができる。

なお、本システムの実用化に向け、令和6年6月頃から某自治体の実フィールドでの実証実験を開始しているところである。今後は、実証実験等の結果も踏まえ、ブロック内の管路密度の違いによる圧力センサの最適な設置数の検討や導入効果を見極めていく。

土砂災害特別警戒区域等指定箇所における上端保全も踏まえた

急傾斜地崩壊対策について

株式会社 日建技術コンサルタント 蓮井 天

1. 概要

本業務は、急傾斜地崩壊危険区域において土砂災害特別警戒区域（通称レッドゾーン）を解消するため、現地の状況を把握のうえ急傾斜地崩壊防止施設の予備設計を行い、最適な急傾斜地崩壊防止施設を計画するものである。本事例では①土砂災害特別警戒区域を削除可能な工法選定、②上端保全を前提とした工法選定、③表面侵食防止を前提とした工法比較、④ネット式地山補強土工の工法比較について確認することができる。

2. 現地状況

本業務箇所は、斜面勾配は31～62°、斜面高は5.1～16.0m、斜面延長は約170mである。斜面上部には高等学校や道路があり、斜面下部には排水用の水路が整備されている。土砂災害防止法上はこの水路のポケット量を考慮し土砂災害特別警戒区域は人家まで到達しないものとなっているが、水路自体の保全や斜面崩壊の連続性（水路の堆積土をすぐに除去できない場合）を考慮し対策工を施すものとした。斜面上には、落石防止ネットや布製枠工が既存施設として整備されているが、布製枠工の背面には侵食があり、土砂流出が確認できた。また、斜面の一部に古い崩壊跡が認められ、近隣地区では令和3年8月豪雨で表層崩壊（すべり崩壊 H4.0m×B10.0m×D2.0m）が発生している。

簡易貫入試験の結果、表層崩壊土層に該当する土層厚は約1.5～3.0mであった。



写真 現地状況

3. 工法選定

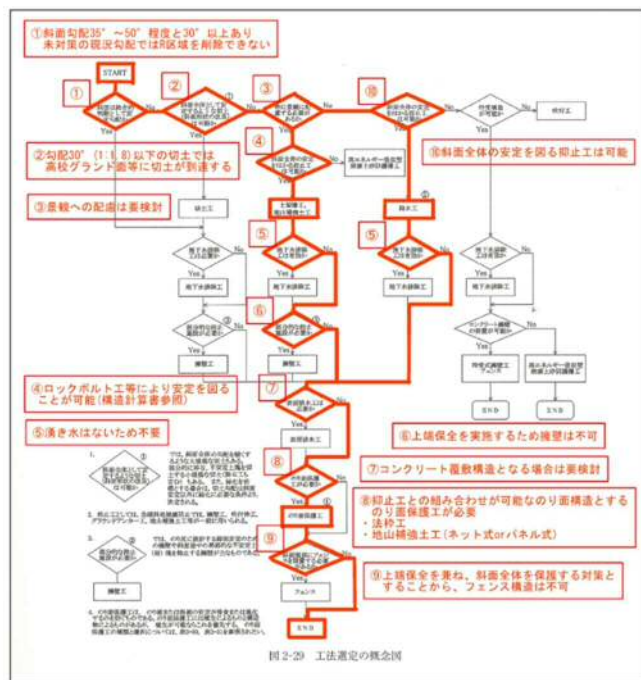
(1) 設計条件の整理

①表層崩壊を防止し、土砂災害特別警戒区域を削除可能な工法とする。加えて、当該現場は斜面上部にも学校・道路があり上端保全に努める必要があること、残斜面が5m以下であっても崩壊の可能性があることから、斜面全面を保護する原因地对策工による工法選定とする。

②表面侵食を防止可能な工法とし、網目の細かい材料（ラス金網等）を併用する。

③構造物撤去部等、土面が表層に現れる箇所に対して、植生工を実施する。

(2) 選定フロー



→「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例-急傾斜地崩壊防止工事技術指針 本編
令和元年5月」p.59（赤線・赤文字加筆）

図-1 工法選定フロー

(3) 対策工の選定

選定フローより、以下の工法にて比較検討を行った。

第1案：プレストネット工（ラス金網併用）

第2案：ユニットネット工（ラス金網併用）

第3案：クモの巣ネット工

第4案：吹き付け砕工＋鉄筋挿入工

上記のほか、グリーンパネル工法等のパネル式鉄筋挿入工についても検討を行ったが、この工法は多少の不陸であれば対応できるものの、本現場では凹凸が多く斜面上部に保全対象があるため安定勾配での切土（斜面整形）も現実的ではないことから、パネル式地山補強土工は不採用とした。また、当該設計区間で古い崩壊跡があること、近隣地区で令和3年8月の豪雨で表層崩壊及び表面侵食が発生していることを顧みて、表層崩壊防止のための本対策に加え、表面侵食を抑える補助対策として、協議の結果、ラス金網を設置することとした。クモの巣ネット工においては高強度ネット（3mm）が標準装備されている。一方で、プレストネット工は1.5mもしくは2.0mの格子状の鋼材、ユニットネット工は0.5mの格子状のネット材となることから、これらの工法においてはラス張工（材・工）の別途計上が必要となる。吹付砕工は、植生基材吹付工にラス張工が計上されているため別途計上はしないものとした。

工法比較の結果、本現場においてはクモの巣ネット工が最有力案となった。

図-2 工法比較表（第1～3案）

図-3 工法比較表（第4案）

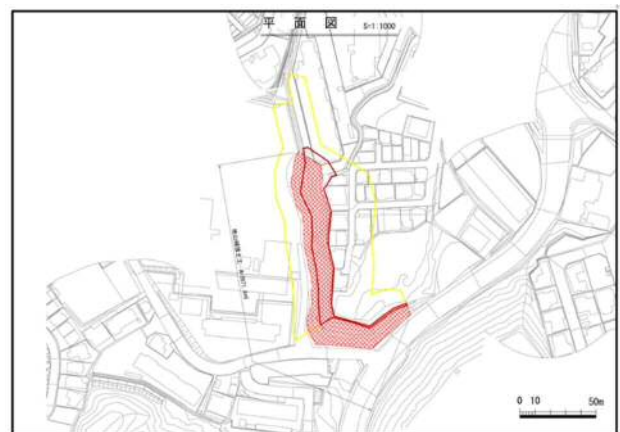


図-4 設計図面（平面図）

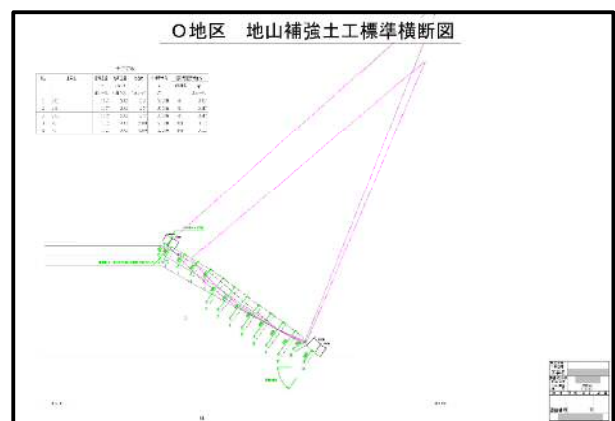


図-5 設計図面（標準横断面図）

凍結防止剤の劣化進行への影響分析を踏まえた

橋梁洗浄による予防保全の取組み

パシフィックコンサルタンツ株式会社 橋本 啓汰

1. はじめに

積雪寒冷地においては、路面凍結防止のため、凍結防止剤散布が不可欠であり、中部地整管内においても標高の高い山間部で散布している状況にある。凍結防止剤は、主に塩化ナトリウムを使用しており、管内には塩害対策指針整備以前に架設された橋梁も多いため、塩分を要因とした劣化進行が懸念される。塩分への対策としては、コンクリート橋では表面保護、鋼橋では塗装塗替が代表的であるが、特に塗装塗替は高額な費用を要することから、橋梁延命化のための予防保全対策が重要である。

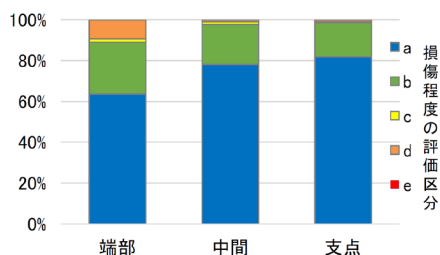
本稿では、比較的安価かつ簡易に実行可能な予防保全対策として、高圧水等により橋梁表面に付着した塩分を除去する橋梁洗浄に着目し、中部地整管内の橋梁を対象として、蓄積された点検データの活用により、凍結防止剤の散布影響を分析するとともに、それら結果を踏まえて洗浄の試験施工を実施し、塩分除去効果の確認と今後の計画的実行に向けた課題抽出を行った。

2. 点検データを活用した損傷傾向分析

管内橋梁の劣化状況や凍結防止剤の影響を把握し、洗浄方法検討に活用するため、中部管内の橋梁 5,486 橋（鋼橋 3 割、PC 橋 3 割、RC 橋 4 割）を対象として、点検データを用いた損傷傾向分析を実施した。

a) 劣化状況

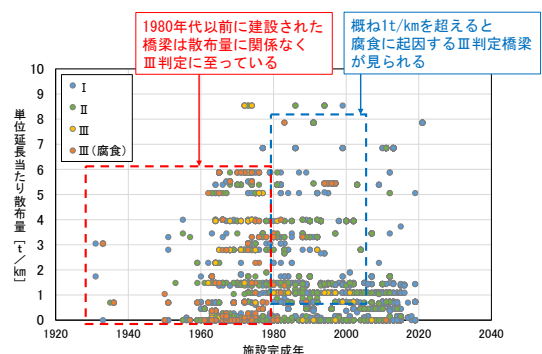
橋梁種別ごとの損傷状況を整理した結果、主要部材において健全度Ⅲ判定にあたる C2 判定の損傷は、鋼橋で最も多く発生しており、部材としては主桁で主に発生していた。鋼橋主桁の損傷種別としては、防食機能の劣化とそれに伴う腐食が顕著であり、腐食については、中間部よりも桁端部で損傷が進行している傾向がみられた。



図－1 鋼橋主桁の部位ごとの損傷程度割合

b) 凍結防止剤散布の影響を踏まえた損傷分析

管内路線を管理する事務所のうち、多いところでは年間で平均 3.0t/km 以上の凍結防止剤を散布している。橋梁洗浄の効果的な実施に向けて、凍結防止剤の影響を把握し、散布影響が大きい橋梁を抽出するため、凍結防止剤散布量と健全性の関係を整理した。散布量は路線単位データであることから、明確な傾向は見られなかったものの、比較的新しい橋梁については、概ね 1t/km の散布量を超えると主桁の腐食に起因したⅢ判定橋梁が発生する傾向にあることが推察された。



※径間単位データを使用，2017～2021 年度の点検結果

図－2 散布量と鋼橋主桁の健全度判定結果

3. 洗浄実施事例の調査

限られた予算内での最適な洗浄方法検討においては、既往知見の活用が有効であると考え、橋梁洗浄の実施事例を調査した。

東北地方整備局¹⁾では、鋼橋を対象として 2008 年度より 2 年に 1 度のサイクルで洗浄を実施している。洗浄水は、水道水を使用しており、損傷が発生しやすい桁端部から 1.5m の範囲を標準として、洗浄後の付着塩分が 50mg/m² 以下となるよう洗浄している。

NEXCO 中日本²⁾では、鋼橋およびコンクリート橋を対象として、2016 年より 5 年に 1 度のサイクルでナノバブル水を用いた橋梁洗浄を実施している。ナノバブル水とは、大きさ 1 万分の 1mm 以下の極小の気泡を含む水であり、気泡はマイナス電位を帯びているため、汚れなどのプラスのものに付着しやすい特性を有している。

4. 試験施工の実施

橋梁洗浄による塩分除去効果の確認と、実行に向けた課題抽出を目的とした洗浄試験施工を実施した。

a) 対象橋梁

対象橋梁の選定にあたっては、洗浄が効果的な橋梁であることは前提として、試行的位置づけであることから経済面・施工面での実施の難易度が低く、今後の実行を見据えた最適解選定のための比較材料収集が重要となる。したがって、本試験施工では、散布量 1t/km 以上の路線の大規模な仮設が不要かつ異なる形式の鋼橋 2 橋を選定した。また、事例調査も踏まえ、参考として PC 橋 1 橋も対象とした。

b) 施工方法

2 章の分析結果から洗浄箇所は桁端部周辺とし、高圧洗浄機により、NEXCO 中日本より提供いただいたナノバブル水を供給して洗浄を実施した。施工の概要と洗浄実施状況を以下に示す。

表－1 施工方法

項目	内容
洗浄方法	高圧洗浄
洗浄箇所	桁端部から 1.5m 以内の主桁およびその周辺部材
使用機材	高圧洗浄機、給水タンク、ランス、運搬トラック
洗浄水	ナノバブル水（NEXCO 中日本より提供）
塩分調査方法	表面塩分計 （効果確認のため、洗浄前・洗浄後に計測実施）
塩分調査箇所	鋼橋：主桁のウェブ・下フランジ、下横構等 PC 橋：主桁下部、床版間詰部等



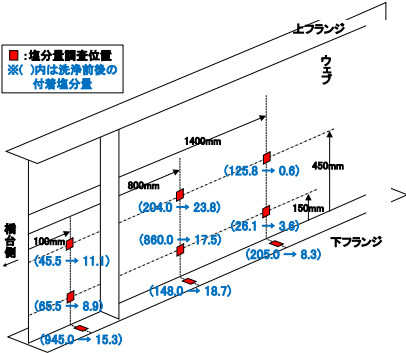
図－3 洗浄実施状況

c) 結果と考察

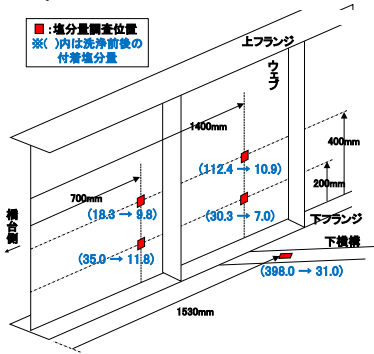
鋼橋においては、洗浄により付着塩分は概ね 20mg/m² 以下に減じており、部位によりばらつきはあるものの、最大で 99.5%の塩分減少が見られた。塩分量は、特に下フランジ上面で多い傾向にあり、水平部材である下フランジには、ウェブを伝って流れてきた路面水が滞りやすいためであると推察される。

コンクリート橋においては、鋼橋のような塩分除去効果は見られず、洗浄後のほうが塩分量の多い箇所が見られた。これは、コンクリート表面の凹凸やひび割れの影響で、表面塩分計を密着できていなかったことが原因と推察される。

■鋼桁橋
(外桁外面)



■単純鋼トラス橋
(外桁内面)



図－4 鋼主桁の洗浄前後の付着塩分量（mg/m²）

5. まとめ

本稿では、管内橋梁の損傷傾向分析や試験施工を実施し、橋梁の損傷状況や塩分付着傾向、洗浄による塩分除去効果等を確認した。また、それら検討や結果を踏まえ、橋梁洗浄の計画的運用に向けた今後の検討課題を下表のとおり抽出した。今後も試験施工によるデータ収集を継続するとともに、施工性・経済性・健全性等、総合的な観点から最適案を比較検討し、より簡易かつ効果的な洗浄手法を確立していく予定である。

表－2 今後の検討課題

視点	課題
対象橋梁	洗浄効果の高い橋梁の抽出、実施制約条件の整理
洗浄水	費用対効果を考慮した洗浄水の決定
洗浄方法	洗浄機材・洗浄方法の簡易化、洗浄水の飛散対策
洗浄頻度	塩分付き戻り量の把握
洗浄箇所	塩分付着傾向を踏まえた効果的な洗浄範囲設定
効果検証	洗浄実施橋梁の継続的なモニタリングによる延命化効果の検証
調査方法	一定の計測精度を担保した効率的な調査方法の確立
調査箇所	適切な洗浄範囲設定に向けた塩分調査箇所の決定

参考文献

1) 田村正樹, 加藤保, 千葉洋: 鋼道路橋の付着塩分に伴う対策について, ゆきみらい 2016 研究発表資料, 2016.

2) 「NEXCO 中日本名古屋支社 大規模更新・大規模修繕事業が本格化」道路構造物ジャーナル, 2018.7.25 公開. <https://www.kozobutsu-hozen-journal.net/interviews/11221/?spage=3> (最終閲覧日: 2024.8.5)

一級河川を渡河する単純橋の設計

協和設計株式会社 細川 英二

1. はじめに

本業務は、一級河川を渡河する橋長 21m の橋梁設計である。既設護岸や堤内地盤高を考慮して、橋台位置・橋長を設定し、最適な上部工、下部工形式を選定した。

基礎工は、地質調査結果を踏まえて、適用可能な場所打ち杭を選定し、杭径の検討を行った結果、最も経済的なφ1000を採用した。支持力を許容する最小杭本数を検討し、15m以上となる杭の配筋は3段階に断面変化させた。

2. 橋梁(計画)条件

本橋梁は、一級河川を渡河するため、既設護岸、堤内地盤高の確認を行い、下記に示す橋台配置条件a)～d)により、橋長 21m とする。河川定規断面を図-1に示す。

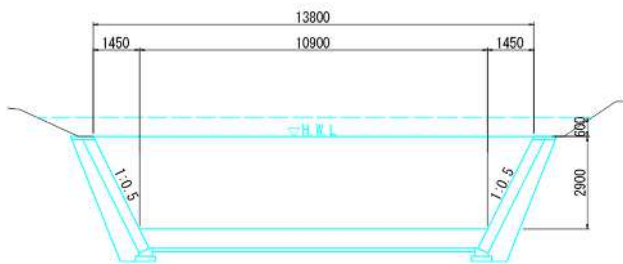


図-1 河川定規断面

・橋台配置条件

a) 方向

河川(堤防)と同方向

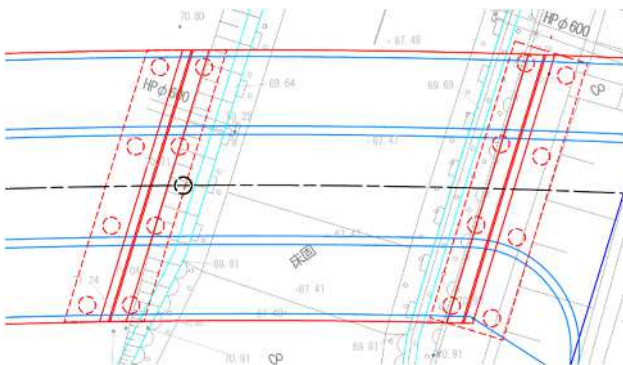


図-2 橋台方向

b) 位置

川幅が 50m 未満の小規模の河川については、橋台

の設置位置が洪水流下に与える影響が特に大であるとして、堤防の表法肩より表側の部分に橋台の前面が出ることが禁止としている。¹⁾

上記のことから、橋台縦壁位置を堤防表法肩(HWL上の土羽表法肩)より前に出さない位置とした。

c) 底面高

堤防に設ける橋台の底面を堤防の地盤高以下とするとともにパイルベント基礎による橋台を設けることを禁止としている。ここに本業務における「堤防の地盤高」とは、図-3に示すように堤防の表法尻と裏法尻とを結ぶ線とみなしている。¹⁾

上記のことから、橋台底版を堤防地盤高以下とする。

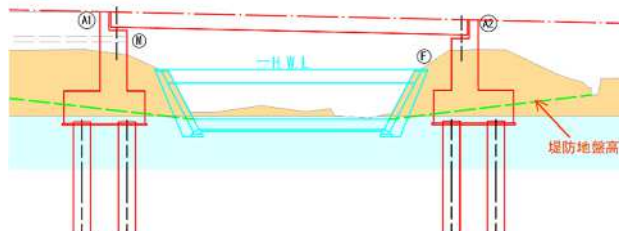


図-3 堤防地盤高、橋台底版位置

d) 桁下余裕高

- ・河川 HWL 対し余裕高 60cm を確保
- ・桁下高は堤防天端以上とする。

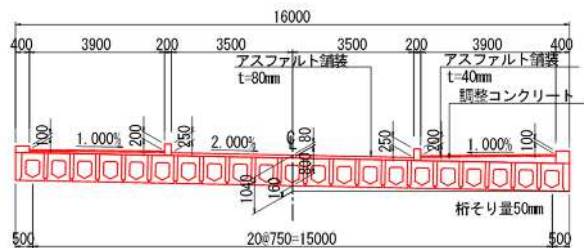
3. 形式検討結果

・上部工

上部工形式は、「近畿地方整備局 設計便覧」⁴⁾の標準適用支間表及び、以下の抽出条件 a)～c)により、プレテンション方式単純スラブ桁橋を選定した。

- a)適用支間長 21mの単純形式から抽出する。
- b)桁下余裕高を確保するため、桁高の高い構造は抽出しない。
- c)桁下を利用した施工となる支保工架設形式は抽出しない。

橋桁断面を「道路橋用プレストレストコンクリート橋桁 設計・製造便覧」⁵⁾より設計し、上部工標準断面を図一4に示す。



図一4 上部工標準断面

・下部工

橋台高は 15m 以下で構成可能なため、「近畿地方整備局 設計便覧」⁴⁾の橋台形式選定の目安表より一般的な逆 T 式橋台を採用した。

・基礎工

地盤調査結果より、支持層は、粘性(Osc 層)となり「H29 道路示方書Ⅳ P239」³⁾の杭先端の極限現支持力度の特性値表より、適用性がある「場所打ち杭」を採用した。「近畿地方整備局 設計便覧」⁴⁾より、杭長、杭配置条件 d), e)を示す。

d)杭長

杭長は N 値 50 程度以上の層へ杭先端の貫入量を杭径程度に抑えることにより、A1, A2 ともに 17.5m とする。

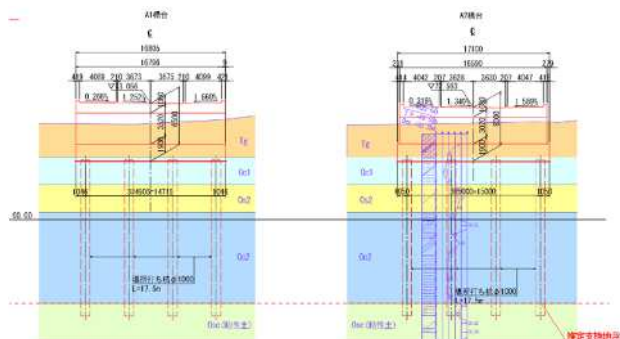
e)杭径・杭本数

杭長 17.5m をふまえ、支持力を許容する最も経済的な杭径・杭本数を検討した結果

杭径：1000 φ

杭本数：8 本

とした。



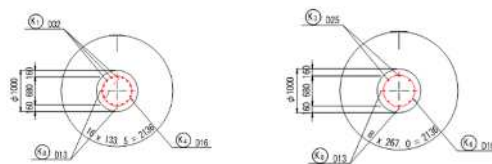
図一5 杭長・杭配置

b)杭配筋図

15m 以上となる杭の配筋は、安全性、コスト性を考慮し以下の①、②の位置で3段階に断面

変化させた²⁾。

- ① 最大曲げモーメント M_{max} の 1/2 となる位置。
- ② 最小鉄筋量(0.4%)を満足する鉄筋量。



図一6 杭配筋断面図

4. まとめ

本業務は、一級河川を渡河する橋長 21m の橋梁を計画するにあたり、経済性、安全性、施工性、環境配慮を総合的に考慮し設計した。橋台位置は、洪水時の流下阻害を防止するために、堤防表法肩(HWL 上の土羽表法肩)より前に出さないように設定した。また、橋台の底版高を堤防の地盤高以下に設定し、パイルベンド基礎を採用しないことで堤防の安定性を考慮した。

上部工形式としては、「近畿地方整備局 設計便覧」の標準適用支間表、適用支間長 21m の単純形式、桁下余裕高を確保するため最小桁高であること、桁下を利用しない施工形式の条件に基づき、プレテンション方式単純スラブ桁橋を選定した。また、河川 HWL から余裕高 60cm を確保し、桁下高は堤防天端以上とすることで、洪水時の安全性を向上させた。

基礎工としては、地質調査結果に基づき、最も経済的な φ 1000 の場所打ち杭を採用し、支持力を許容する最適な杭本数を検討した。さらに、15m 以上となる杭の配筋を3段階に断面変化させることで、安全性を確保しつつ経済性を考慮した設計を行った。

今後の課題として、最小桁高を選定したが、桁下余裕量にあまり余裕がないため、縦断線形をもう一度見直す可能性がある。

参考文献 (または引用文献)

- 1) 社団法人 日本河川協会：改訂 解説・河川管理施設等構造令 財団法人 国土開発技術研究センター編，H11.11 pp.289～291. (引用頁)
- 2) 公益社団法人 日本道路協会：杭基礎設計便覧，R2.9.
- 3) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 H29.11
- 4) 国土交通省近畿地方整備局：設計便覧(案)，H24.4
- 5) 一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会：道路橋用プレストレスト・コンクリート橋桁 設計・製造便覧 R2.8.

狭隘地における橋側歩道橋の施工計画

東洋技研コンサルタント株式会社 米谷 智仁

1. はじめに

新設橋梁の下部工施工・上部工架設は現場条件により選定する工法が大きく変わる。特に都市部等の狭隘地で施工する際は周辺道路・民家等への配慮から、従来の標準的な工法では、施工不可となることも多い。本稿では限られた施工スペースにおける橋側歩道橋の下部工施工工法、上部工架設工法について報告する。

2. 業務概要

本業務は既設橋（渡河橋）に近接した橋側歩道橋の詳細設計業務である。架橋地の道路区分は4種2級であるが、既設橋の幅員は約5.2m（2.6m+2.6m）と歩道幅員が確保できていない状態である（図-1）。歩行者の安全・安心確保のため、橋側歩道橋が計画された。

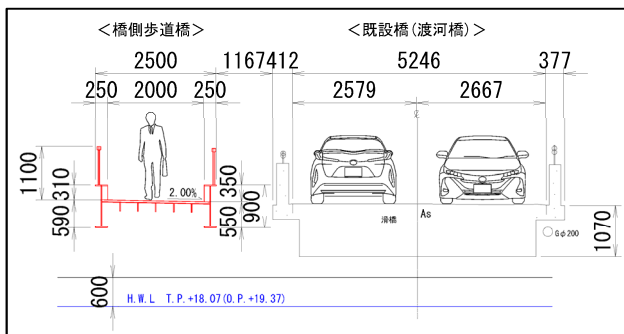


図-1 断面図

架橋位置周辺の現場状況は、下記 ~ のとおりである。

市街地であり、借地に制約を受ける。現道は、地域の幹線道路であり交通確保のため施工時の通行止めが不可である。渡河橋であるが下部工施工、上部工架設ともに河川区域外の作業となるため河川への影響が無く、通年施工が可能である。以上の条件より基礎工の形式は狭隘地施工が可能な工法を抽出・選定した。下部工及び擁壁施工では、現況交通を確保した仮設計画を行った。上部工架設ではクレーン一括架設を採用し、地組及びクレーン組立ヤードを考慮した架設計画を行った。

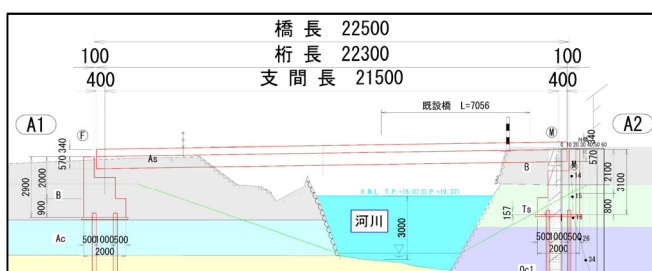


図-2 側面図

3. 施工条件

(1) 施工時期

下部工施工、上部工架設とも河川区域外での作業のため通年施工が可能である。また、現道は地域の幹線道路のため、施工中においても交通確保する必要がある。ただし、片側交互通行による規制は可能である。

(2) 支障物件

地下埋設物は、現地踏査・道路台帳より確認を行い、施工時に影響がないことを確認した。電柱および架空線は、一部移設が必要であることを現地において確認した。

(3) 施工ヤード

基礎工施工時、下部工施工時はA1橋台背面及びA2橋台背面を施工ヤードとする。ただしA1橋台背面は、市道が接続されており通行止め不可のため、不足する施工ヤードは現道を利用した。基礎施工時は昼間のみ片側交互通行、下部工施工時は現道に鋼矢板を打設するため、終日片側交互通行とした。A2橋台背面の借地は可能なため、資機材はA2橋台背面に配置した。（図-3）上部工架設時は、クレーンサイズ、地組スペースを考慮し、市道の交通を確保したうえでA1橋台背面を施工ヤードとした。クレーンのアウトリガー張出時に借地が不足するため現道を利用した。市道は、桁架設時のみ通行止めとした。（図-4）

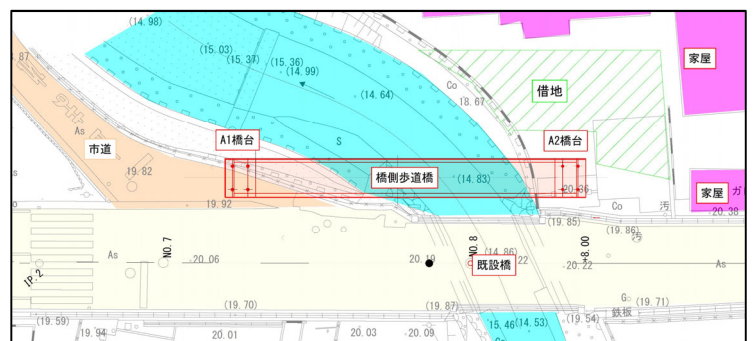


図-3 施工ヤード

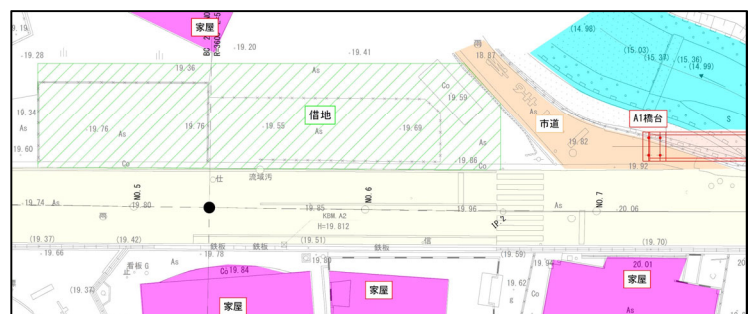


図-4 A1橋台背面施工ヤード

4. 下部工施工計画

(1)基礎形式の検討

基礎形式は杭基礎が選定されるが、現地にて確保可能なヤードは約 8m×14m 程度となる。一般的な基礎杭施工では 3 点支持式杭打ち機を想定する場合、約 20m×35m 程度の施工ヤードが必要となる。そのため約 8m×14m 程度のヤード内で重機配置・施工可能なマイクロパイル杭を選定した。

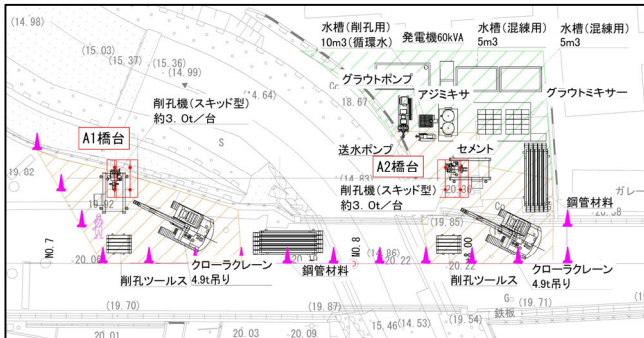


図-5 マイクロパイル杭施工重機配置

(2)下部工施工

橋台と擁壁は、近接するため同時施工となる。現道交通を確保するために土留工(鋼矢板工法)を採用した。また鋼矢板と現道が近接するため変位抑制の観点から頭部連結材を配置した。

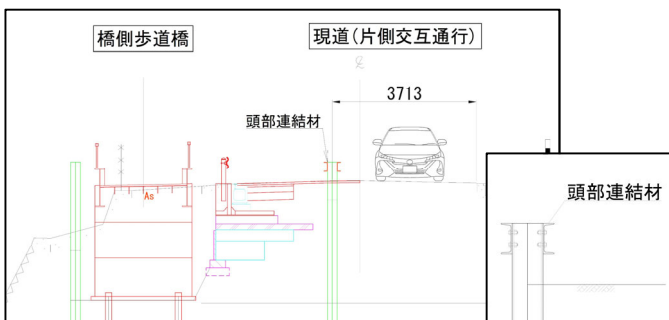


図-6 下部工施工

鋼矢板打設は、一般的にパイプロハンマ工法が採用されることが多いが、A2 橋台背面のスペースでは 55t 吊クロークレーンの組立解体が不可である。そのため 25t 吊ラフタークレーンにて施工可能な油圧圧入工法を採用した。また河川に近接する鋼矢板については、引抜により影響を与えないよう切断・存置とした。

5. 上部工施工

渡河橋であり河川区域内にペント設置は不可であることから、河川区域外から架設する計画とした。地組・クレーン配置は、A1 橋台背面にしか確保できないため、橋側歩道橋の橋種は、クレーン一括架設が可能である中路式鋼床版鉋桁橋を採用した。なお、A1 橋台背面の借地のみでは地組と施工重機の配置が不可であるため、現道一車線分を使用する計画とした。(図-7)A1 橋台背面の市道は一括架設の一日

のみ通行止めとした。(図-8)

クレーンサイズは、吊重量より 200t トラッククレーンを選定した。(表-1)また、必要な組立ヤードは、約 15m×40m 必要であるが確保困難なため、専用の着脱リフターを使用することで約 5m×40m と組立ヤードを縮小することが可能であり採用した。

表-1 架設諸元

架設諸元			
作業半径	R=30.0m	吊具重量	0.17t
吊り上げ高さ	H=5.0m	定格総荷重	11.67t
部材重量	11.50t	クレーンサイズ	200t

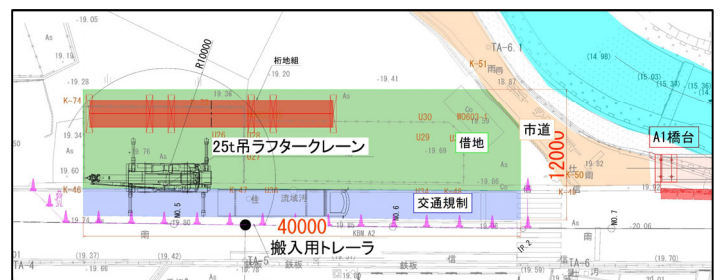


図-7 地組立時作業ヤード

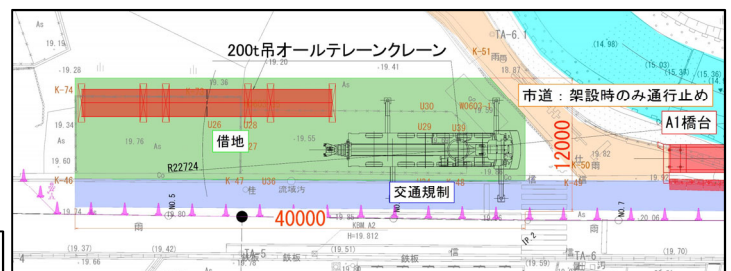


図-8 一括架設時作業ヤード

6. まとめ

都市部に計画される橋側歩道橋は、狭小な施工ヤード、現道の交通規制など、設計上の制約が多い。今回、基礎杭、下部工、上部工の各施工段階において、狭小な施工ヤードで計画可能な構造形式、施工方法が求められた。基礎杭ではマイクロパイル工法、下部工では油圧圧入工法、上部工では橋種選定と着脱リフターによる 200t ラフタークレーンの組立てを採用することにより、現道通行止めの回避、市道の通行止めの抑制が可能となった。また、交通量の多い現道への配慮として頭部連結材による鋼矢板変位抑制、河川護岸への配慮として鋼矢板存置として計画した。

狭小な施工ヤードに対応する工法を採用する場合、一般的な施工条件下の橋梁と比較して、コストは増加傾向となるが、今回のような都市部の橋梁計画では、安全性への配慮や交通規制などの社会的影響も評価し構造形式、施工方法を検討する必要がある。

葛城市における 2050 年脱炭素社会実現に向けたシナリオ検討

株式会社オオバ 奥 直樹

1. はじめに

2020 年 10 月、政府は 2050 年までに温室効果ガス排出量を全体としてゼロにする「カーボンニュートラル」を目指すことを宣言した。国がカーボンニュートラル実現の宣言を行ったことで、脱炭素社会の実現に向け、2050 年までに二酸化炭素排出量実質ゼロを目指す「ゼロカーボンシティ」を宣言する自治体も増加しており、2024 年 6 月時点で 1,112 自治体が宣言している。

葛城市は令和 3 年 12 月に「ゼロカーボンシティ」を宣言し、ゼロカーボンの実現に向けて様々な取組を進めている。こうした中で、2050 年までにカーボンニュートラルを達成するために、ロードマップの作成が急務である。そこで本業務では、地域脱炭素の実現に向けた新たな政策や施策を構想する事を目的とし、葛城市の現況や将来の予測に即した脱炭素に向けたロードマップやシナリオを作成したので、本報においてその検討過程を報告する。

2. 対象地域の現況

葛城市は奈良県の北西部に位置し、面積は 33.73 km²で奈良県 39 市町村中 24 番目の広さのコンパクトな町である。また、本市は多くの名所や旧跡、相撲発祥の地としても有名である。

人口は年々増加傾向にあり、2020 年の人口は 36,832 人であった。しかし、国立社会保障・人口問題研究所の将来人口推計によると 2050 年には 32,971 人まで減少すると予測されている。

本市の 2020 年度の温室効果ガス排出量は、148 千 t-CO₂ (自治体排出量カルテ (環境省) より) であり、内訳をみると、運輸部門が全体の 35.1%を占めており、次いで家庭部門は 25.0%、産業部門が 19.6%と続いている。また、本市の再生可能エネルギー (電気) の導入ポテンシャルは 449,721MWh/年となっている。これを CO₂削減量に換算 (関西電力 2020 年度排出係数: 0.350kg-CO₂/kWh) すると、157,402 千 t-CO₂/年の削減となる。

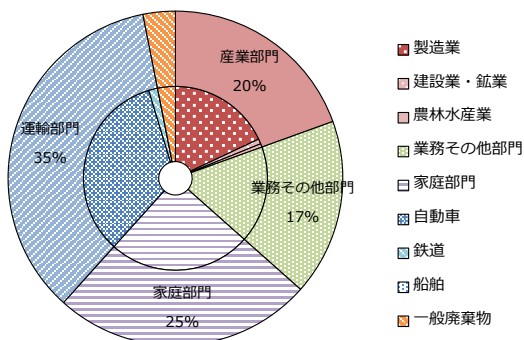


図-1 2020 年度の分野別温室効果ガス排出量

3. 脱炭素社会実現に向けたシナリオ検討手順

2050 年に脱炭素社会を目指すためには、脱炭素社会へのシナリオを定める必要がある。本業務では、以下のフロー図に従ってシナリオの検討を行った。

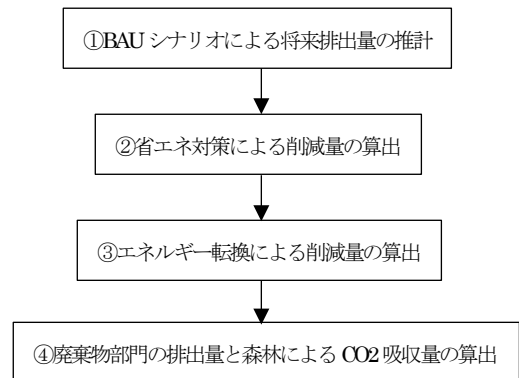


図-2 脱炭素社会実現に向けたシナリオ検討のフロー図

まず、「①BAU シナリオによる将来排出量の推計」を行う。BAU シナリオとは、人口や製造品出荷額等の社会経済の変化を想定したシナリオのことを指し、排出量削減に向けた具体的な取組を行わないまま推移した場合の将来の推計のことをいう。①で将来の温室効果ガス排出量を推計し、次に「②省エネ対策による削減量の算出」、「③エネルギー転換による削減量の算出」を行う。最後に、廃棄物部門において排出された温室効果ガスについては森林吸収によって相殺し、温室効果ガス排出量実質ゼロを目指すことを考えた。

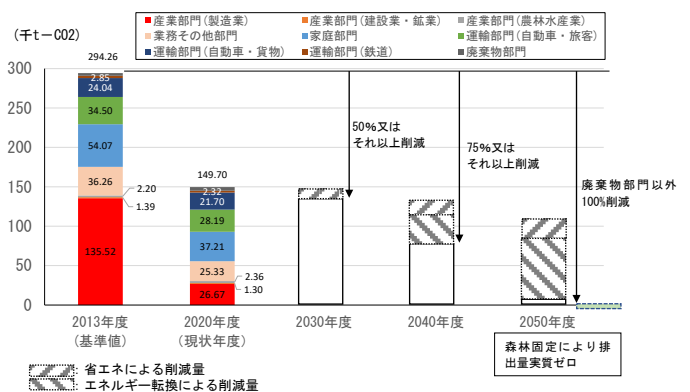


図-3 2050 年ゼロカーボンシティへのロードマップ

4. シナリオ検討の詳細

まず、「①BAU シナリオによる将来排出量の推計」を行った。
推計の結果、2030 年度の BAU 排出量は 142.83 千 t-CO₂、2040 年度は 135.83 千 t-CO₂、2050 年度は 128.64 千 t-CO₂ となっており、基準年度である 2013 年度と比較すると、2050 年度は約 56.3%減少するという推計結果になった。

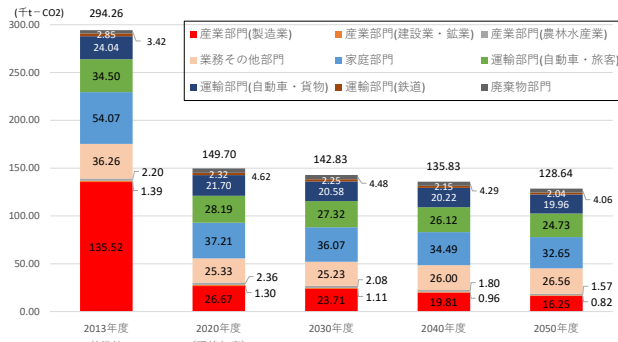


図-4 BAU シナリオにおける将来の排出量推計

次に「②省エネ対策による削減量の算出」を行った。各部門において、省エネ対策を行った際の削減量は、2030 年度が約 12 千 t-CO₂、2050 年度は約 31 千 t-CO₂ であり、2013 年度比で 2030 年度は 55.6%、2050 年度は 66.9%削減の見込みがある。

さらに「③エネルギー転換による削減量の算出」を行った。考え方としては、熱エネルギー由来の CO₂ 排出を電気エネルギー由来の CO₂ 排出に転換することで、再生可能エネルギー（電気エネルギー）で賄うことが可能であるという考え方である。ここで仮定として、すべての熱エネルギーが電気エネルギーに変換できた時、2020 年度の CO₂ 排出量は 142.6 千 t-CO₂ となるが、本市の再生可能エネルギーの導入ポテンシャルは 157,402 千 t-CO₂ であり、導入ポテンシャルの約 1,000 分の 1 であることから、十分賄えるものである。

最後に「④廃棄物部門の排出量と森林による CO₂ 吸収量の算出」を行った。「地方公共団体実行計画（区域施策編）策定・実施マニュアル（算定手法編）」を用いて算出すると、2.55 千 t-CO₂ であった。それに加えて、2050 年までに森林環境税等を用いて森林や竹林等の整備を行うこととした場合、森林固定量は 3.76 千 t-CO₂ となる。2050 年度のごみ由来の二酸化炭素排出量は 3.65 千 t-CO₂ であることから、廃棄物部門の二酸化炭素排出量と森林による二酸化炭素吸収量が相殺され、温室効果ガス排出量が実質ゼロとすることが可能である。

5. 施策の検討

2050 年脱炭素社会の実現をするために、基本方針と基本施策を検討した。施策は以下に示す通りである。

表-1 施策の体系

基本方針	基本施策
1. 再生可能エネルギーで暮らすまち	①再エネの導入推進 ②再エネの活用促進 ③再エネの新しい使い方の促進 ④脱炭素建築物の普及促進 ⑤再エネの促進区域の設定
2. 省エネ行動が浸透したまち	①脱炭素な生活様式への転換促進 ②エコドライブの普及促進 ③自動車等の利用促進 ④3R の推進 ⑤環境教育・啓発の推進
3. 省エネな暮らしをしようまち	①省エネルギー型機器の導入促進 ②次世代自動車の導入促進 ③公共インフラの利便性向上 ④地産地消（地消地産）の推進 ⑤魅力ある職場づくり ⑥魅力あるレジャー
4. 豊かな自然(葛城山系など)の恵みがもたらされるまち	①森林の保全・整備の推進 ②魅力あるレジャー利用の促進 ③市産材の利用促進
5. 歴史文化が息づく誇れるまち	①木造住宅を主体としたまちづくり ②公園・社叢林の保全・管理
6. 多様な連携により脱炭素化を加速するまち	①市民協働による取組の推進 ②次世代産業への取組支援

また、施策による脱炭素の効果を把握し、2050 年度のゼロカーボンシティの実現に向けた進捗を管理するために評価指標を設定した。例えば、次世代自動車普及割合については 2040 年度に 50%以上の普及を目指すなど、5 部門計 6 項目の指標を設定した。

6. まとめ

本業務では、2050 年脱炭素社会の実現に向けた新たな施策を構想することを目的とし、脱炭素シナリオの検討を行った結果、各部門へのノルマ量、その手法、時期を明確にすることで、温室効果ガス排出量を実質ゼロとすることが可能であることが分かった。しかし、家庭部門の排出量など市政と関わりが大きい部門もあることから、本市から市民への呼びかけや周知、脱炭素に向けた支援等を行い、葛城市全体で各種取組を推進していくことが不可欠である。

参考文献

- 1) 地方公共団体実行計画(区域施策編)策定・実施マニュアル(算定手法編) 環境省 R5.3 P.213
- 2) 自治体排出量カルテ(葛城市) 環境省
- 3) 日本の地域別将来推計人口(平成30(2018)年推計) 国立社会保障・人口問題研究所 H30.3

鋼 2 径間連続鈑桁橋の施工計画に関する検討

協和設計株式会社 馬 驍

1. はじめに

本業務は、新規事業化された自動車専用道路において、二級河川と県道にかかる鋼 2 径間連続鈑桁橋の詳細設計業務である。工事現場で施工をスムーズに行うため、施工計画を検討した。河川の施工条件である非出水期の期間、流量などを踏まえ、橋台、河川内橋脚施工や上部工架設時の最適な施工順序や施工方法を選択することで、非出水期での施工できることを確認した。

2. 施工(計画)条件

本橋梁は、二級河川と県道にかかる鋼 2 径間連続鈑桁橋である。山側の A1 橋台と上部工架設には進入路が必要となり、架橋予定位置の上流に仮橋を整備して搬出入する計画とした。なお県道上の上部工架設時は県道の通行止めを想定している。

a) 橋梁条件

橋長 98m (2 径間連続鈑桁橋)

- ① 橋 台形式: A1, A2 箱式橋台 (H=17.9m, 19m)
基 礎形式: 場所打ち杭 (A1 ϕ 2000 15 本)
(A2 ϕ 2000 18 本)
- ② 橋 脚形式: 張出し式(T 形)橋脚
基 礎形式: ニューマチックケーソン
- ③ 上部工形式: 鋼 2 径間少数鈑桁橋

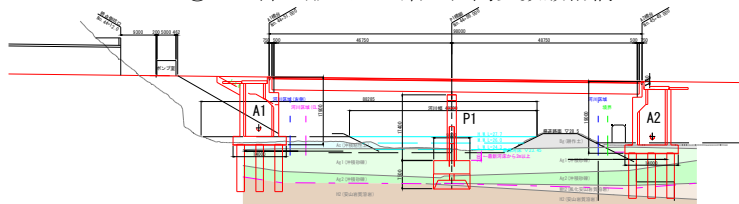


図-1 橋梁側面図

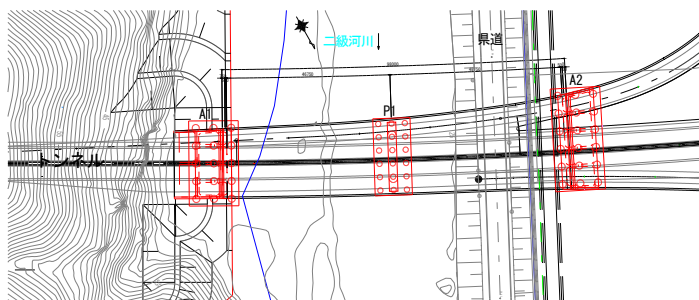


図-2 橋梁平面図

b) 河川条件

二級河川 (河川幅 49.3m)

河道形式 左岸:築堤河道 右岸:掘り込み河道

縦断勾配 1/480

粗度係数 0.025

計画高水流量 390m³/s

c) 施工時河川条件

① 非出水期期間

「11月1日～翌5月31日」

② 非出水期期間流量 (上流側における観測所の河川断面、水位データ、流域面積などをもとに算出)

非出水期最大流量 162m³/s

非出水期常時流量 65m³/s

3. 施工計画の検討

① A1 橋台

A1 橋台施工時は、県道から河川を横断する仮設構造物が必要である。既設計において橋梁と隣接するトンネルを施工するための進入路(仮橋)が上流側に計画されている(図-3 左)。そこで、渡河部はトンネル施工用仮橋と共有し、仮橋右岸側の平場部から A1 橋台施工ヤードまでの坂路を計画した(図-3 右)。また坂路の終点側に耐候性大型土のう最大高さ 5 メートル適用可能な盛土道路を計画した。

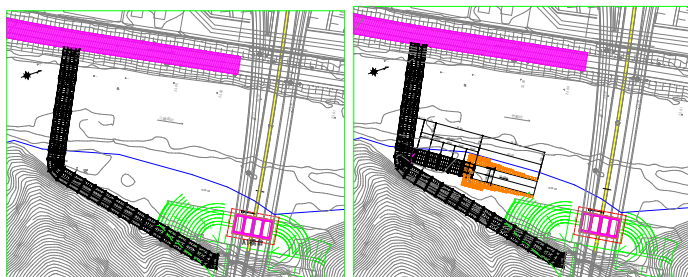


図-3 A1 橋台進入路

仮橋延長を減らすことで、コストの縮減を図った。出水期において河川範囲内は仮設構造物を設けないことで、A1 橋台仮橋の架設は仮橋上から施工する(図-4 縦架設)方法を採用した。仮橋の幅員や作用荷重は架設重機を考慮し、非出水期において仮橋を架設し、基礎部分を施工し、躯体構築工事が出水期で行い、通年施工が可能となった。A1 橋台の施工期間を1年に収めることができた。

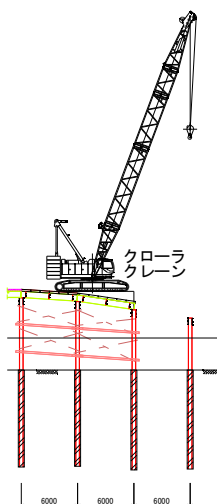


図-4 縦架設

② P1 橋脚

河川内 P1 橋脚の施工ヤードは、ケーソン構築用設備や作業重機の配置などを考慮し、図-5 に示すように計画した。川の流向に配慮し、上流側の施工ヤードを流

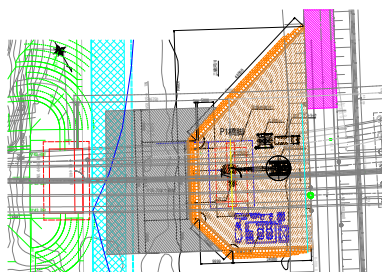


図-5 P1 橋脚施工ヤード

下方向に対して 45 度で設定した。河川内の施工ヤードは非出水期に限定するが、現状河川断面(図-6(上))では流下能力が満足しないため、河川底面を掘削して、非出水期最大流量の流下断面を確保した(図-6(下))。ケーソン基礎を採用することで、基礎構築工事を 1 非出水期に収めることができた。

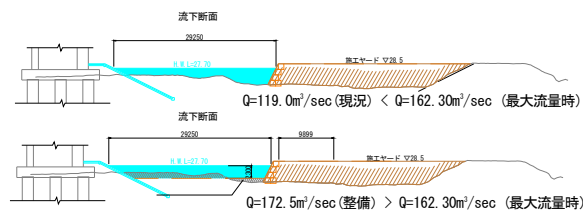


図-6 P1 流下能力

		P1橋脚 1年目							
		9	10	11	12	1	2	3	4
P1橋脚	準備・後片付け								
	施工ヤード								
	ケーソン設備工								
	躯体構築工								
	流下掘削工								

図-7 P1 工程表

③ 上部工架設

上部工架設は河川内仮設盛土を行い、ベント併用クレー

ン架設を採用し、桁架設までを 1 非出水期で行い、床版工、橋面工は上空作業であるため、通年施工とし、全体的工期が約 1 年となる。

ベント配置を 1 径間当り 1 箇所にあるため、鋼桁は 10m 程度以下のブロックで搬入し、3~4 ブロックを地組して、架設する計画とした。ベント配置や架設ヤードを確保するため、山側と県道側に仮盛土を設置する。非出水期最大流量の流下断面を確保するため、極力盛土の範囲を抑えた。クレーンの作業半径や架設重量を踏まえ、200t クレーンを適用した。なお、河川内施工期間や県道の通行を止めを考慮し、架設順序を図-8 のように設定した。図-9 に示すように、桁架設が 1 非出水期内で施工できることを確認した。

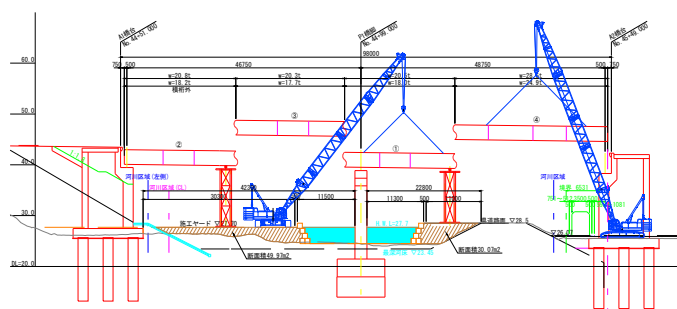


図-8 上部工架設

		上部工施工							
		9	10	11	12	1	2	3	4
準備・後片付け	準備・後片付け								
	施工ヤード								
	ベント設備工								
	山側 A1-P1 地組・架設工								
	県道側 P1-A2 地組・架設工								

図-9 上部工施工工程表

4. まとめ

今回の発表では鋼 2 径間連続鉄桁橋の施工計画について紹介した。出水期には河川内に仮設構造物が配置できず、非出水期においては、河川内構造物により縮減した河川断面の流下能力を計算し、非出水期最大流量を満足することが確認した。なお、桁架設完了まで 4 非出水期で完成できることも確認した。

橋梁の施工計画は、各現場の条件ごとに異なるため、安全性、経済性、実現可能性などを十分に考慮し、適切な順序、施工工法、機材を選定することが重要である。

参考文献 (または引用文献)

- 1) 一般社団法人 土木研究センター:「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル, 2023.05
- 2) 財団法人 日本建設情報総合センター: 土木工事仮設計画ガイドブック, H23.03
- 3) 一般財団法人 建設物価調査会: 国土交通省土木工事標準積算基準書(河川・道路篇), R5.06

3次元CADソフトを活用した土量バランスの最適化に配慮した道路設計

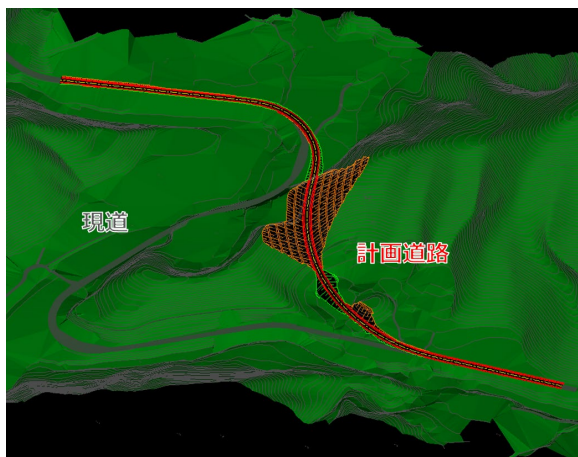
パシフィックコンサルタンツ(株) 村木 秀國

1. はじめに

道路概略設計の路線選定では経済性・施工性・走行性および環境への配慮等、多くの要素を考慮しなければならず、曲線半径や勾配などの道路構造上のパラメータを調節することで数多のルートが選択可能である。考え得るすべてのルートに対して平面設計および縦断設計を行い、経済性を評価することは困難であるため、最適路線の選定基準は定性的な評価に頼る部分も多い。

本業務では曲線半径を調節することで土量バランスを最適化した路線を選ぶために、3次元CADソフトを活用して、平面設計・縦断設計および土工量の計算の効率化を図り、道路設計の高度化を試みた。

2. 3次元CADソフトについて



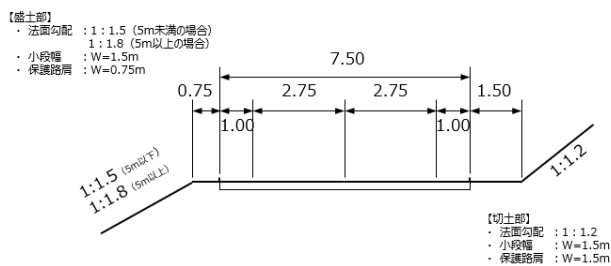
図—1 3次元路線図

本業務では、道路設計に特化した3次元CADソフト「STRAX」を使用して、某箇所の道路概略設計を行った。STRAXは地形図の3次元編集、線形入力・調整、道路路線選定、道路走行シミュレータ等のシステムで構成されている。線形調整システムでは地形図を基に平面線形を描画できる。作成した線形データを路線選定システムに取り込み、線形上の縦断面データを出力することができる。得られた縦断面の情報を基に、道路の縦断線形図が作成可能である。作成した縦断線形データを路線選定システムに取り込むことで3次元路線図を作成できる。地形図をポリゴン化することで精緻な3次元地形図を作成し、土工定規を設定した後に、

土工量を自動で計算する。線形データを作成する作業手間はあがるが、曲線部の拡幅や緩急曲線のすりつけ等を設定どおりに自動設置できるため、平面図・縦断図作成の手間は格段に減る。

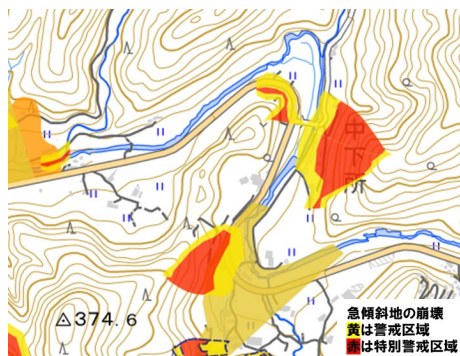
3. 設計概要

図—1に示す某箇所は前後区間が設計速度 50 km/h に対し、当該区間は曲線半径 55m、設計速度 30 km/h の線形不良箇所である。当該区間では道路概略設計としてトンネルを用いた路線が検討されていたが、費用削減の可能性を鑑みて、土工に限った路線を検討した。当該区間の道路区分は第3種第4級で、設計速度は 50 km/h の二車線道路である。断面構成および土工計画は以下に示す通りである。



図—2 標準断面構成

4. コントロールポイントについて



図—3 土砂災害警戒区域図

図—3に示すように本設計区間の周辺には急傾斜地の土砂災害警戒区域及び特別警戒区域、山腹崩壊危険地区が分布する。

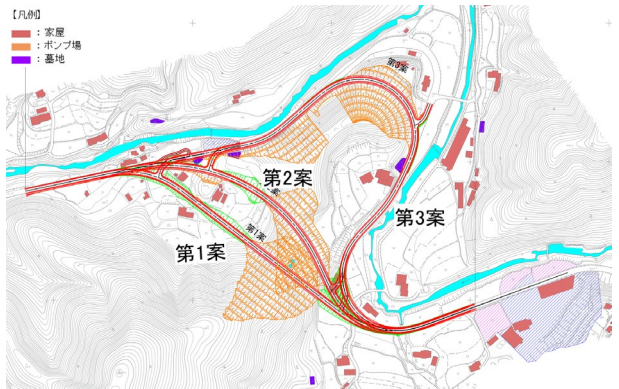
地物のコントロールポイントは図—4に示すように、民

家、墓地、河道、農業用ポンプ場等である。

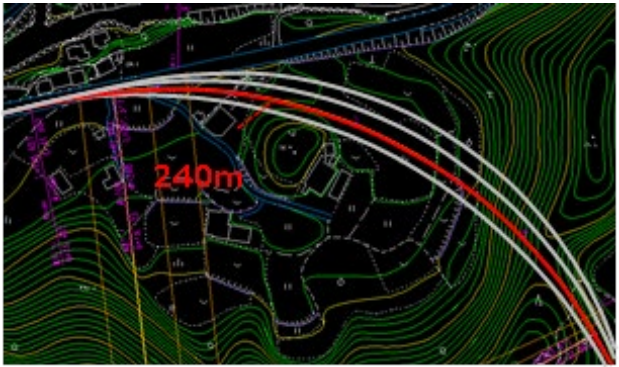
5. 路線選定

路線のコンセプトは以下のとおりで、路線図を図―4に示す。

- 第1案：現道を直線でつなぐ道路線形を重視するルート
- 第2案：山岳部の横断距離を極力短くし、切土量を最小に抑えるルート
- 第3案：可能な限り現道を活用するルート



図―4 路線図



図―5 平面線形計画の様子

左記の3案のうち、第2案について、コントロールポイントを可能な限り避け、山岳部の横断距離が最小となるルートを地形図から読み取り、切土量が最小となるような曲線半径を模索した。表―1に切土部の曲線半径について検討した結果を示す。曲線半径は施工性を考慮し、20m刻みで検討した。図―5に示すように平面線形を描画し、第2章で述べたプロセスで各線形について土工量を算出した。計算結果から切土量が最小となる平面曲線半径は240mであり、切土量は115,507m³であることが分かった。

表―2は比較表を示す。概算事業費に着目すると、第2案では土量を最適化したことで直接工事費が大幅に削減されていることがわかる。また、第2案は地形改変面積が3案の中では最も小さいため、環境面でも優れた案といえる。

表―1 切土量計算結果

平面曲線半径 R	切土量
R=200m	118,469m ³
R=220m	115,663m ³
R=240m	115,507m ³
R=260m	116,128m ³

6. おわりに

3次元CADソフトの活用により、道路概略設計の路線選定における作図および土量計算を効率化することができた。また、作図の簡易化や土量計算の自動化により、ヒューマンエラーを未然に防ぐことができ、手戻りや手直し作業は大幅に削減された。加えて、上述の作業の効率化により、これまで困難であった土量等の定量的な比較検討が可能となった。3次元CADソフトの積極的な活用により、検討内容の深度化や、道路設計の更なる高度化を期待したい。

表―2 比較表

	第1案		第2案		第3案	
延長	L=720m 現道拡幅部: 214.7m / 盛土部: 379.3m / 切土部: 126.0m		L=760m 現道拡幅部: 345.0m / 盛土部: 212.3m / 切土部: 202.7m		L=1,120m 現道拡幅部: 885.0m / 切土部: 235.0m	
土量バランス	残土量: 14.2万m ³	切土: 151,620m ³ / 盛土: 9,354m ³	残土量: 11.1万m ³	切土: 114,444m ³ / 盛土: 3,586m ³	残土量: 16.2万m ³	切土: 161,909m ³ / 盛土: 116m ³
走行性	最小曲線半径: R=120m	標準値で計画	最小曲線半径: R=100m	標準値の最小値で計画	最小曲線半径: R=80m	特例値で計画
	最急縦断勾配: i=6.0%	切土量を極力抑えるため、標準値の最大値で計画	最急縦断勾配: i=6.0%	切土量を極力抑えるため、標準値の最大値で計画	最急縦断勾配: i=6.0%	切土量を極力抑えるため、標準値の最大値で計画
	最小視距: 66.5m	標準値: 55mを満足	最小視距: 60.6m	標準値: 55mを満足	最小視距: 54.1m	標準値55mを満足せず、視距拡幅が必要
施工性	現道拡幅部: 約220m	現道拡幅部が約220mのため、現道規制期間は第3案と比べて短い現道接続部において、現道との高低差を解消するための取合せ工事施工時に交通規制が必要	現道拡幅部: 約350m	現道拡幅部が約350mのため、現道規制期間は第3案と比べて短い現道接続部において、現道との高低差を解消するための取合せ工事施工時に交通規制が必要	現道拡幅部: 約890m	現道拡幅部が約890mのため、現道規制期間は最も長い現道接続部において、現道との高低差を解消するための取合せ工事施工時に交通規制が必要
概算工事費	項目	金額[千円]	項目	金額[千円]	項目	金額[千円]
	直接工事費以外の事業費	11.9億	直接工事費以外の事業費	10.3億	直接工事費以外の事業費	13.8億
	直接工事費	10.1億	直接工事費	8.0億	直接工事費	11.7億
	計(消費税・諸経費込)	22.0億	計(消費税・諸経費込)	18.3億	計(消費税・諸経費込)	25.5億
総評			◎			

宮津市府中地区におけるグリスロを活用した再エネまちづくりの試行

～地域と連携した実証実験～

(株) オリエンタルコンサルタンツ ○ 中 井 智 仁
(株) オリエンタルコンサルタンツ 土 屋 克 貴
(株) オリエンタルコンサルタンツ 土 崎 伸

1. 背景と目的

宮津市では再エネ活用を推進しており、その手段として、グリーンスローモビリティ（以下グリスロ）によるエコ観光地づくりを位置づけている。しかし、新しいモビリティサービスの導入は需要確保もさることながら運用面でのハードルが高く、実装化は容易ではない。そのため、ニーズや地域の課題意識が高い府中地区において、実証実験を通じて、地域と行政が連携してグリスロを活用していける仕組みづくりを行うこととした。

2. プロジェクトの内容

地域による参画を得ながら、活用・運用がどの程度可能であるかを把握・共有化するために、地元住民や関係者にガイドや送迎、予約受付等を実施してもらうことを基本に、極力地域関係者に内容を検討していただく形で、検討・調整を行った。その結果、地域の観光資源をつなぐために、考えられる車両の使い方を試しつつ、無理のない形で日常生活面での活用も図る方針とした。

上記を踏まえ、令和5年10月～11月にかけ、観光ガイドツアー（図2）およびシャトル運行（図3）、デマンド型の日常移動支援（図4）を試行する実証実験を行った。



図2 観光ガイドツアーの運行ルート

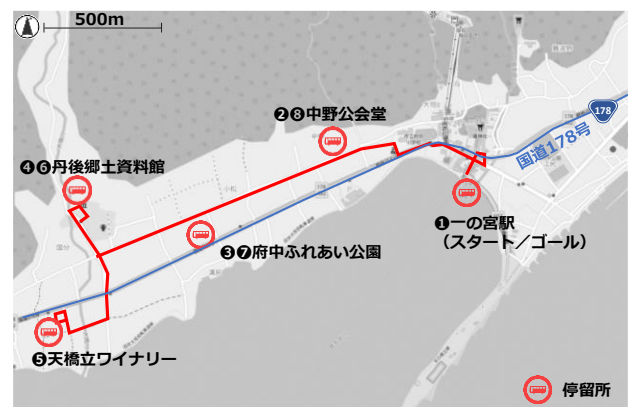


図3 シャトル運行の運行ルート



図1 使用した車両

(地元小学生によるラッピングを実施)

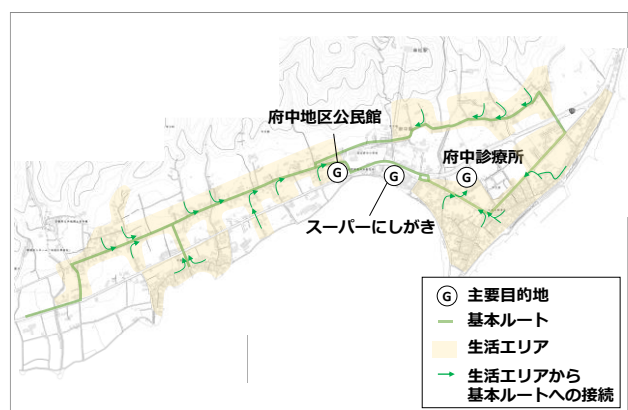


図4 デマンド移動支援の運行ルート

3. 効果

地元住民がガイド・送迎を行ったガイドツアー、デマンド移動支援は、利用者からの評価が特に高く、ドライバー側の満足度も高かった（表1）。また、一部の店舗がグリスロ利用者に対し商品割引を行う等の連携も見られた。さらに地元観光会・民生児童委員等からも活用に対し前向きな意見（協力体制や地元主体での実施についての同意等）を得ることができた。一方で、今回の実験では、ガイドツアー、デマンド移動支援の利用者は、当日の呼び込みやモニターの事前設定を行ったため、実際のニーズで継続的な運行が可能かは不明確である。

4. 結論

実証実験という限定的な期間・環境下では、府中地区の観光PRや高齢者の外出支援等に効果的であることを確認したが、実際のニーズに応じた運行や料金収受とのバランス等、現実的なレベルでの効果的・継続的な運行が可能かは不明確である。引き続き、グリスロをより効果的に使うための検証や実際のニーズに合わせた運行方法の確認を進める。

表1 利用者・ドライバーの声（一部抜粋）

観光ガイド	
利用者	<ul style="list-style-type: none">・グリスロに地元の小学生のシールがあり、地域の方々となじんでいたのが良かった。・楽しい時間を過ごす事ができた。実用化されたらまた利用したい。・歩いては行けない所にたくさん行けた。・ガイドさんの話が良かった。
ドライバー	<ul style="list-style-type: none">・地元ならではの話を楽しんでくれることが多かった。・ワイナリーで試飲やソフトクリーム、パン、お土産の購入ができて嬉しそうだった。・足の不自由な方が歩いていくのが大変な眞名井神社に行けて喜んでいた。・天平の道等の観光マップにない場所に行けて喜んでもらえた。
シャトル運行	
利用者	<ul style="list-style-type: none">・運転手さんと楽しく会話できて楽しかった。・ワイナリーに行きたかったのでシャトルバスがあって良かった。・まち全体の協力体制を感じた。・ルートがすごくよかった。
デマンド移動支援	
利用者	<ul style="list-style-type: none">・好きな時間に来てくれるのでありがたい。・買い物ができる点が良い。・安心して乗れる点が良い。
ドライバー	<ul style="list-style-type: none">・ドライバーとの会話の中でも高評価で、楽しそうに乗っていた。・地元の知っている人がドライバーをしていたので、安心していった。・買い物の付き添いもしてもらえて喜んでいった。

背面土の地盤バネを考慮した橋台耐震性能照査

(株) 日建技術コンサルタント 田中 友浩

1. はじめに

本業務は、橋台の耐震性能が不十分なため、耐震性能の照査を実施し、耐震補強設計を行ったものである。

本橋は図-1 に示すような主要地方道を跨ぐ跨道橋である。A1 橋台は河川堤防内に設置されており、大規模な補強等が現実的ではないため、橋台背面土の地盤バネを考慮した動的解析により、耐震性能の照査を実施し、補強規模の縮小を図る。

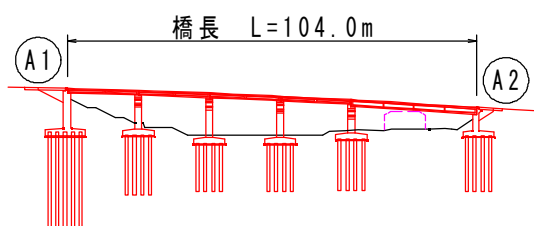


図-1 橋梁側面図

2. 現況照査

地盤の液状化判定において、液状化が生じると判定されたため、レベル2地震動に対する照査も実施する。¹⁾ 静的解析による橋台の現況照査では、レベル2地震動タイプIIにおいて、A1 橋台の前フーチング及び後フーチング、A2 橋台の後フーチングにおいてせん断耐力が超過となった。

対策工法としては、底版増厚や裏込め土の土圧軽減工法等が考えられるが、いずれも橋台背面の大規模掘削が発生し、本線の通行止めを行う必要がある。また、A1 橋台は河川堤防内に位置しているため、河川管理者からの承認も得られにくい。以上のことから、橋台に対しては基礎負担を極力抑えた解析として、背面土の地盤バネを考慮した動的解析を実施する。

3. 設計条件

設計条件を表-1 に示す。

表-1 設計条件

適用基準	H24 道路橋示方書
重要度区分	B 種の橋
地域区分	A2 地域
地盤種別	Ⅲ種地盤
支承条件	A1 : 可動 A2 : 固定

4. 解析モデル

解析モデルは、道路橋示方書で推奨されている質点、はり要素、ばね要素等によってモデル化する。¹⁾

堅壁、フーチングについては、部材の降伏後の変形を考慮する必要があることから、道路橋示方書に記載のバイリニア型の非線形梁要素でモデル化する。¹⁾ 基礎については、道路橋示方書記載の橋の解析モデルの例¹⁾ に準じ、線形ばね要素としてモデル化する。

A1 橋台については図-2 に示すように、橋台全体に土被りが極めて大きく、堤体の一部のため掘削が制限されている部分である。仮に災害により被災しても短時間で復旧されるため、橋台前面側の地盤バネについても考慮する。

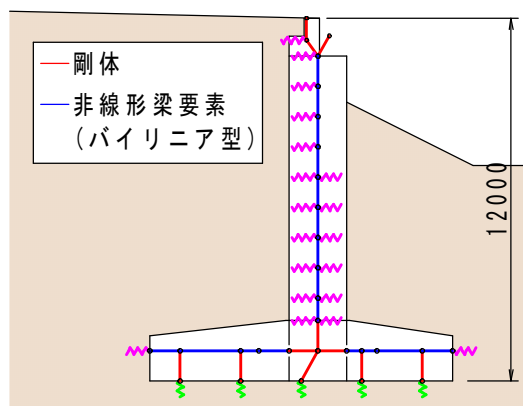


図-2 A1 橋台モデル図

A2 橋台については図-3 に示すように、A1 橋台と同様にモデル化するものとするが、前面の埋め戻しによる土被りが小さいため、前面側の地盤バネによる抵抗は考慮しない。

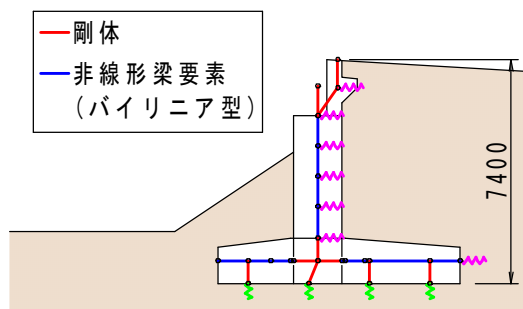


図-3 A2 橋台モデル図

5. 背面土のモデル化

橋台背面土の影響は図-4 に示すような非線形バネとして扱ってよいとされている。また、バネ反力の上限值は受動土圧に相当する値とする。²⁾

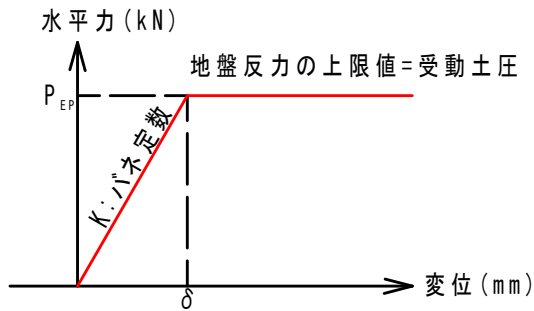


図-4 地盤反力バネモデル図

地盤バネはバネ定数を式(1)²⁾ から、地盤バネの上限值を式(2)³⁾ から算出する。

$$K = k_H \cdot A \quad (1)$$

$$k_H = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここに、

K : 橋台背面土バネのバネ定数(kN/m)

k_H : 橋台背面土の水平方向地盤反力係数(kN/m³)

α_k : k_H の推定に用いる補正係数

k_{H0} : 直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)で、地盤の変形係数 E_0 より以下より求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.30} \alpha E_0$$

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

A : 橋台背面土バネの作用面積(m²)

B_H : 橋台の換算載荷幅(m)

$$P_{EP} = K_{EP} \gamma x \quad (2)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

ここに、

P_{EP} : 深さ x における地震時の地盤の受動土圧強度(kN/m²)

γ : 背面土の単位体積重量(kN/m³)

x : 計画地盤面からの深さ(m)

K_{EP} : 地震時の受動土圧係数

ϕ : 土のせん断抵抗角(°)

δ_E : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角(°)で、 $-\phi/6$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角度(°)

6. 解析結果

橋台に対する動的解析より、A1、A2に対しては図-5に示す通り、A2橋台の前フーチング及び縦壁基部のみせん断耐力超過となった。

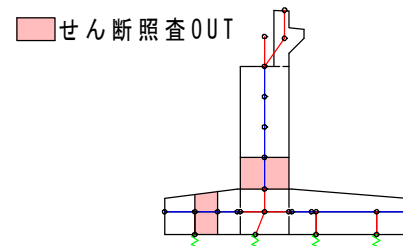


図-5 A2橋台照査結果

A1橋台に関しては、許容値の1/2程度となっており、全て許容値以下となった。要因としては、静的解析では一般的に前面土砂の水平抵抗は無視するが、A1橋台前面の土被りが非常に大きいことから、動的解析時に前面土砂の抵抗を地盤バネとしてモデル化した結果、全体的に応答値が小さくなったと考えられる。また、地盤バネ自体の減衰により、躯体に発生する断面力が小さくなっていることも要因と考えられる。

A2橋台もA1橋台と同様に応答値が小さくなったが、固定支承のため、上部工の分担重量も大きく、部分的に耐力を超過する部材が発生している。

7. 補強方法

せん断耐力を増強するためには、せん断補強鉄筋を増加させる方法が最も有効であることから、あと施工せん断補強鉄筋による補強を行う。せん断補強を行う範囲としては、せん断補強が必要となる範囲の両端にそれぞれ部材断面の有効高に等しい長さを加えた範囲とする。³⁾

河川範囲外のA2橋台前面の床掘を行い、あと施工せん断補強鉄筋を打設するのみの施工となることから、背面土の地盤バネを考慮した動的解析により、補強規模の縮小を図ることができた。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 H24. 3
日本道路協会 P. 118, 119, 120, 167, 251
- 2) 既設橋梁の耐震補強工法事例集 H17. 4
(財)海洋架橋・橋梁調査会 P. I-102, 104 II-223~229
- 3) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 H24. 3
日本道路協会 P. 199, 339

花飾りによる道路空間のおもてなし・華やかさ演出に関する取組み (大阪市御堂筋の例)

株式会社建設技術研究所 ○ 今 井 優 希

阿 部 正 太 朗

豊 嶋 尚 子

1. はじめに

大阪市では、車中心のみちから人中心のみちを目指し、大阪のメインストリートである御堂筋において「御堂筋将来ビジョン」を策定している。その状況下、2025年大阪・関西万博をめざして「みちの未来を体験」をテーマに「御堂筋サテライトプラン」を計画している。2023年度に「御堂筋チャレンジ2023」と称した実験の一環として、おもてなし環境づくりをめざした花飾り（ハンギングフラワー等）の設置を御堂筋2区間の歩道の花壇で実施し、万博機運醸成の効果確認や環境整備・維持管理方法の検証を行った。

本稿では、花飾りによるおもてなし空間演出の取組みを紹介し、実験より得られた効果や今後の課題について報告する。

2. 実施内容

2023年11月に実施した「御堂筋チャレンジ2023」では、道路協力団体や御堂筋に関心を持つ有志団体（以下ボランティア）、沿道店舗と連携して花飾りの取組みを実施した。具体には、①花飾り設置（照明柱へのハンギングフラワー7か所、壁掛け式花飾り6か所及び花壇整備2か所）（図-1）②期間中の植栽の維持管理（灌水作業、花がら摘取り、欠損入替え、施肥、切り戻し、雑草処理）、③花のリユース（撤去時の花きの配布）、④広報活動（SNS運用、リーフレットの作成・配布（図-2）、紹介HPの作成・運用）を実施した。

期間中の取組みに対し、万博時のおもてなし環境整備検討に向けた効果検証を実施した。具体には、御堂筋歩道通行者及び沿道地権者等に対して花飾りの実施に関するアンケート調査を実施し、花飾りによる空間演出の取組みを評価した。加えて、ボランティアによる①及び②の作業について作業記録を残し、蓄積することで、今後の維持管理における課題を把握した。



図-1 ハンギングフラワー(左) 壁掛け式花飾り(右)



図-2 配布したリーフレット

3. 効果検証

3-1. 歩道通行者による空間評価

御堂筋歩道通行者に対し、①調査員を用いた紙でのアンケート調査（2023年11月11月24～26日、30日の4日間）、②花壇に設置したQRコードによるWeb

アンケート調査(2023年11月18日～20日の3日間)を実施し、①では421件、②では62件の回答を得た。

回答者の属性をみると、女性の回答割合が高く、Webではその傾向がさらに強かった。また、Web回答者は60代・70代が約7割を占めていた。

アンケートの結果、「花」で通りを飾る手法によるおもてなし演出、御堂筋の印象を良くする・万博にふさわしい取組みであることへの肯定的な意見が96%以上を占めた。一方、壁掛け式の花飾りは、ハンギングフラワーと花壇に比べて華やかさを演出していると感じる人の割合は10%以上少なかった。これは、壁掛け式の位置が歩行者の視点より低い位置に設置されていたこと、周辺に違法駐輪や駐車車両があり視認性が低かったことなどが要因として考えられる。

3-2. 沿道地権者・商業者等による空間評価

御堂筋沿道地権者及び商業者等に対し、Webによるアンケート調査を実施し、46件の回答を得た。

その結果、花飾りの取組みが御堂筋のおもてなしを演出するという意見が98%、空間の高質化になる等の肯定的な意見が93%を占めた。一方で、沿道の憩い・滞在空間だと感じる割合は半分程度にとどまった。

また、花飾りを適切な状態に保つためには維持管理(花飾りの灌水等)が必要であることを課題と感じる割合は98%であった。しかし、御堂筋の高質化のために維持管理へ協力したいと答えた割合は57%にとどまった。この結果から、沿道地権者は花飾りの取組みについては賛同できるが、維持管理には協力が難しいという実態が明らかになった。

3-3. 花飾りの維持管理に関する作業記録

花飾りの維持管理は、ボランティアが2日に1回の頻度で実施した。花がらの摘み取り、ごみ拾いについては毎行い、灌水や欠損の入れ替え、施肥、雑草処理は適宜実施した。作業ごとにGoogleフォームから作業記録を入力してもらい、ボランティア内での作業・現場の状況を共有した(図-3)。

1	本日作業を行った場所	<ul style="list-style-type: none"> ・ はり重前花壇、HIPS前花壇、はり重前ハンギング、HIPS前ハンギング、大丸前ハンギング：毎日 ・ 大丸前花壇：3日間(3回に1回程度) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 日々の気づき ・ 灌水後、通行人に水が滴らないようガードする人員が必要。 ・ はり重前は食べ残しが散らばっている。作業に大きなゴミ袋が必要だ。 ・ タバコの吸い殻が多い。 ・ 道路側のヤブが緑まわっている。 ・ 株の抜き取りといった花壇へのいたずらはほぼなかったが、御堂筋チャレンジの看板が引っこ抜かれていた。 ・ 花の世話をしていると声をかけてくれる人も多い。
2	本日の作業		
3	本日の作業人数	<ul style="list-style-type: none"> ・ 3人：10日 ・ 4人：1日 	
4	本日の作業時間		
5	本日の現場対応	<ul style="list-style-type: none"> ・ ゴミ拾い：11日 ・ 注意喚起：3日 	

図-3 作業記録の集計

報告事項として、ハンギングフラワーへの灌水後、通行人に水が滴らないようにガードする作業員が必要であることや、花壇周辺等にゴミやタバコの吸い殻が散乱し清掃作業を要したこと、花壇内の看板が抜かれたこと等が挙げられた。一方で、ボランティアが花の世話をしていると通行人と会話が生まれる等の報告もあった。

4. まとめ

4-1. 花飾りによる道路空間の華やかさ演出の可能性

御堂筋チャレンジ2023では、利用者や沿道地権者等へのアンケート調査結果より、御堂筋における花飾りが万博や空間の高質化にふさわしいと感じる人が多いことを明らかにした。一方で、花飾りによって憩いや滞留空間になるという意見が少なかったことから、道路におけるさらなるおもてなし空間づくりには、花飾りを鑑賞するような場所の設え(滞在空間整備やライトアップ、壁面演出、歩行者動線の考慮等)が必要であると考えられる。

また、アンケート調査では、高齢者によるWeb調査への回答が多く、ICTツールを活用できる高齢者が花飾りに興味関心があることは新たな知見である。女性や高齢者による花飾りを通じた新たな御堂筋のファン作りやコミュニティ形成が今後期待できる。

4-2. 沿道植栽の維持管理における今後の課題

期間中、花飾りを適切な状態で維持できた要因の1つとして、作業状況の情報共有と関係者間の連携による取組み実施があげられる。

一方で、沿道地権者等にとっては、現状のままで花飾りの維持管理への協力は難しく、主に作業負担について指摘する意見が多くみられた。内容として、灌水を行う場合の時間捻出やホース等用品や水道の費用負担、悪天候時の撤去等の安全対策作業などである。

維持管理作業においても、ハンギングフラワーの灌水作業時の安全確保や配慮、花飾り周辺の清掃作業など多様な作業が生じた。作業時間など負担が増える場合は沿道店舗や道路協力団体等との役割分担が望ましいと考えられる。

今後は関係者連携による維持管理方法の検討や、空間を活かして収入を得ることで維持管理費を賄う仕組みなど、より広域的・長期的な維持管理スキームの検討が必要になる。

機械施工が困難な急斜面の洗掘対策設計

協和設計株式会社 片寄 温幹

1. はじめに

本業務は、豪雨により洗掘された自然斜面の復旧・対策を目的とした詳細設計である。当該現場は重機の進入が困難であることから、人力施工が可能な工法を選定することが課題であった。

現場状況と洗掘原因から工法選定の条件を検討し、詳細設計を行った。

2. 現場状況

設計箇所は山間部における盛土高約 20m の法尻部から河川までの延長 50m の自然斜面（沢筋）である。

道路から盛土法尻までは排水施設が整備されており、盛土法尻には集水桝が配置され、この集水桝が道路部（法面含む）及び道路部以外の、流域約 32ha（10 年確率、流出量 $Q=0.67\text{m}^3/\text{s}$ ）の現況流末となっている。

しかし、集水桝より下流は、洗掘対策としてはかご枠の設置に留めたものとなっている。かご枠より下流は斜面の沢筋に垂れ流しとなっており、斜面末端の河川まで流下している。

上記の集水桝付近と沢筋に沿って洗掘が進行している。

また、洗掘の進行度合いは推定値で、集水桝付近で最大深さ約 2.2m 最大幅約 3m、沢筋で最大深さ約 1m 最大幅約 2m となっており、集水桝付近がより顕著に洗掘されている。



図1 沢筋の洗掘状況(下流から上流を望む)

斜面は最急勾配が約 35 度であり、洗掘箇所以外も不陸が顕著で倒木も目立つ。

また、重機の進入について、下流側の沿道からの進入路となる渡河部の橋梁幅員が 1.0m と狭小であるため困難である。上流側の道路盛土上部からは約 20m の高低差が障害となるため困難である。

3. 洗掘原因の分析

洗掘原因を「洗掘が顕著な集水桝付近」と「沢筋」の 2 箇所に分けて分析した。

(1) 洗掘が顕著な集水桝付近

まず、既設集水桝に流入する左右両側の既設側溝の流下能力に着目し、排水計算を行い、流下能力を照査した。照査の結果、10 年確率の流出量に対する流下能力を満足することを確認できた。

次に、既設側溝の平面・縦断要素に着目し、集水桝付近の洗掘原因は集水桝右側の既設側溝の流末付近の屈折箇所からの越水であると推察した。（図2 参照）

上記の屈曲箇所は勾配変化点でもあり 45% の急勾配から、ほぼレベルに変化し集水桝に接続する。

したがって、上流から流下してきた雨水が屈曲と勾配の変化によって越水していると判断した。

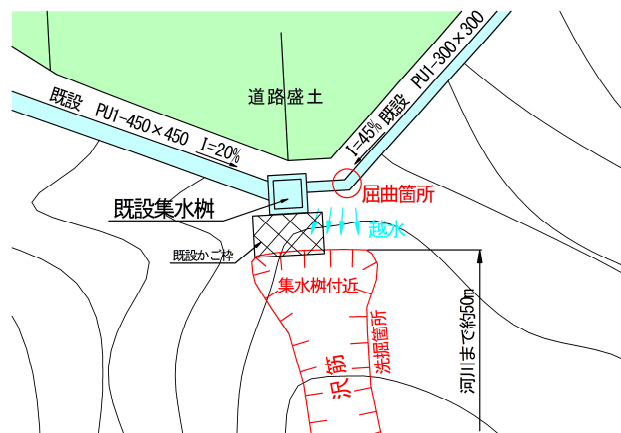


図2 集水桝付近現況平面図

(2) 沢筋

沢筋の洗掘原因は、豪雨による排水量が沢筋の自然水路の排水能力を超過したこと、倒木や不陸等による水の流れの阻害だと判断した。

したがって、現況の洗掘された沢筋のまま放置すると、今後も豪雨の度に洗掘が進行すると推察できる。

4. 対策工法の条件整理

現場状況と洗掘原因から対策工法の条件を以下に整理する。

- ① 人力施工が可能な対策工法の選定
- ② 現況流末（集水桝）から河川放流までの水路を整備
- ③ 永久構造物による対策

5. 対策工法の検討

(1) 洗掘が顕著な集水樹付近

集水樹付近の洗掘が顕著な箇所は、既設 PU 側溝の屈曲箇所からの越水による、洗掘対策として一般的で、人力施工が可能ななご枠を設置した。

(2) 沢筋

通常の斜面の水路整備にはコンクリート二次製品のベンチフリュームやコルゲートフリュームを採用するのが一般的¹⁾だが、当現場では「重機の進入ができない」、「製品が重く、人力での小運搬ができない」等の問題点があり採用を見送った。

そこで、軽量(図 3 参照)で人力施工が可能な永久構造物²⁾のポリエチレンU字溝を採用した。

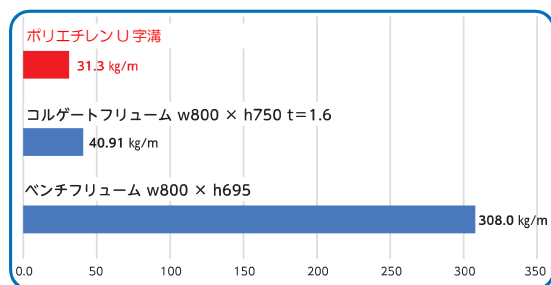


図 3 代表的なU字溝の重量比較

また、ポリエチレンU字溝は基礎工が不要であり、一切のコンクリート打設や碎石の小運搬を行わないため、施工量の減少・施工期間の短縮が図れる。



図 4 ポリエチレンU字溝(図は 800×800)

6. 細部構造の検討

(1) 水路の断面検討

降雨確率年を 10 年とし流出量を算定し、上流の既設水路断面以上を確保するよう計画水路断面を決定した。

計算結果から 300×300 以上の断面の流下能力が必要であるが、上流の 450×450 以上の断面を確保するものとし、500×500 の断面を採用した。

また、その重量は 1 本(2m) 当り 45.0kg であり人力での布設が可能である。

(2) 既設集水樹とポリエチレンU字溝の取り合い

現況で集水樹から垂れ流しとなっている水の流れをポリエチレンU字溝に導く必要があるが、

集水樹とポリエチレン U 字溝の接続はコンクリート取り壊しと打設が必要であるため困難である。

また、材質上の観点からポリエチレンとコンクリートの付着も難しい。

したがって、集水樹とポリエチレンU字溝を接続せず、半割のコルゲート管を集水樹開口部に縦に取り付けポリエチレンU字溝に流下させる計画とした。(図 5 参照)

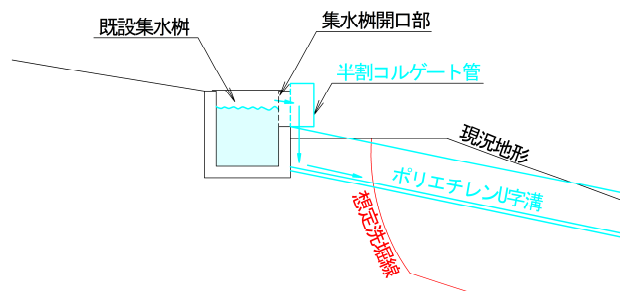


図 5 集水樹付近断面図

7. まとめ

本業務の自然斜面の洗掘対策設計では、重機の進入が困難であることから、人力施工が可能な対策として、ポリエチレンU字溝による、水路整備を立案した。

現場状況に応じて、最適な工法選択行うことが重要であり、当現場のように機械施工が困難な水路整備ではポリエチレンU字溝の採用は有効と思われる。

参考文献 (または引用文献)

- 1) 道路土工 切土工・斜面安定工指針 (平成 21 年度版), 社団法人 日本道路協会, 平成 21 年 6 月, pp172-173
- 2) 農業農村整備民間技術情報データベース, (一社) 農業農村整備情報総合センター, 令和 6 年 8 月 6 日取得

河川堤防サイクリングロードの設計

(株) 修成建設コンサルタント ○ 寺嶋 翔

1. 業務概要

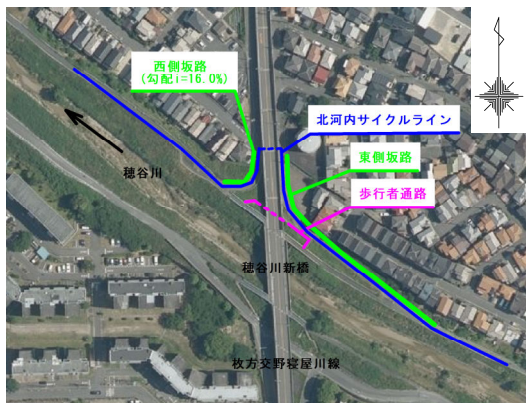
本業務は、大阪府枚方市にある一級河川、穂谷川と主要地方道枚方交野寝屋川線とを結ぶ自転車歩行者専用道の設計を実施した業務である。当該路線は堤防道路との接続坂路が急勾配で取りついていたため、バリアフリー基準に基づいた道路形状の計画を行った。また、民家に近接している箇所擁壁形状についての検討を行った。



図－1 業務位置図

2. 業務箇所の現状

設計対象箇所は穂谷川右岸側であり、北河内サイクリラインは枚方交野寝屋川線の橋梁部(穂谷川新橋)と立体交差している。枚方交野寝屋川線を横断する場合、一度堤防川裏側へ降りたのちに再度堤防へ登る必要があるが、堤防道路へ接続する西側坂路は、勾配 $i=16\%$ となっており、バリアフリーの基準である 5.0% (特例値: 8.0%) を満足していない。また歩行者の場合、階段及び歩行者通路(幅員: 約 1.5m) を利用し、坂路を通過せずに階段を使うことで枚方交野寝屋川線を行き来することができる。



図－2 現況図

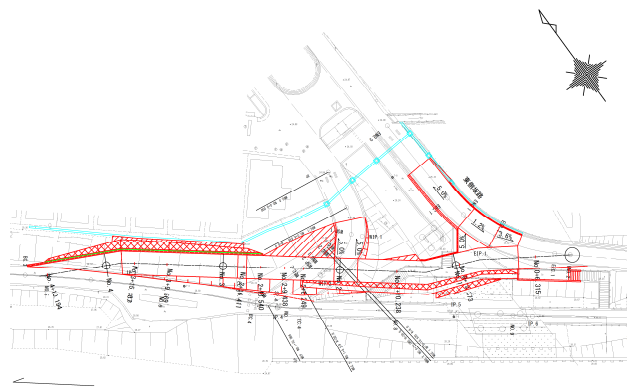
3. 道路計画

現況天端道路へ接続する坂路の縦断勾配が急であり自転車利用者及び歩行者の走行が困難であるため、バリアフリーの縦断勾配の基準 ($i=5.0\%$) を満足できる自転車歩行者専用道路の道路形状を設計・検討を行った。

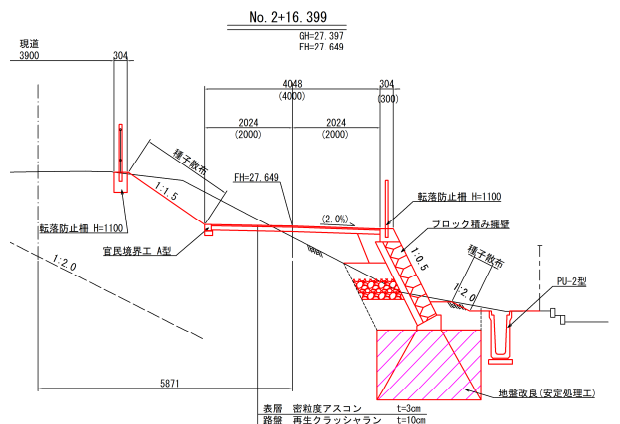
設計条件を表－1に示す。

表－1 設計条件

名称	採用値
幅員 1)	$W=4.0\text{m}$
建築限界 2)	$H=2.5\text{m}$
縦断勾配 3)	$i=5\%$
踊り場 4)	高さ 75cm 毎に幅 1.5m 以上の踊り場を2箇所設置



図－3 計画平面図



図－4 計画横断面図

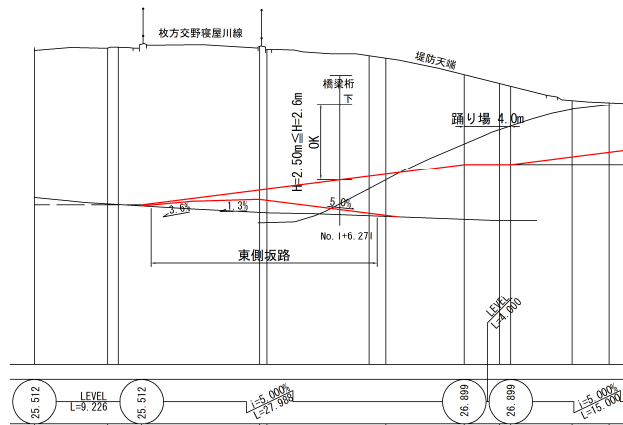


図-5 計画縦断面図(前半)

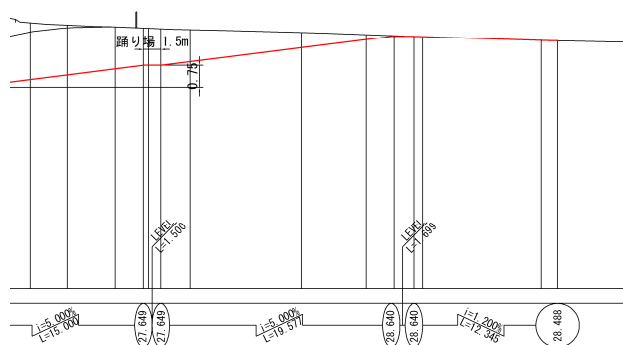


図-6 計画縦断面図(後半)

4. 擁壁計画

民地に近接している区間で必要となる擁壁について、擁壁構造の検討を行った。

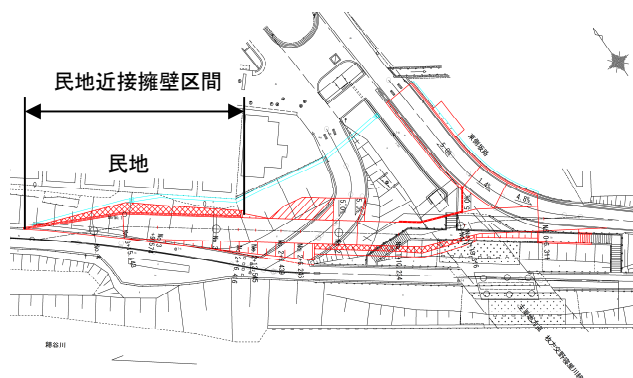


図-7 擁壁区間図

選定条件を表2-1に示す。

表-2 選定条件

擁壁高 H=3.0m 程度
基礎地盤が悪い箇所の盛土擁壁
歩道部の擁壁

比較工法は、重力式擁壁・ブロック積み擁壁・プレキャストL型擁壁(片持ちばり式擁壁)と基礎地盤が悪い箇所に適用される軽量盛土工とする。軽量盛土工については、発泡スチロールを使い、プラントヤードが不要で人力施工が可能なEPS工法とした。

比較結果として、経済性に最も優れるブロック積み擁壁を採用とした。

5. 参考文献

- 1) 道路構造令の解説と運用, 公益社団法人 日本道路協会 R3. 3, p617. p620
- 2) 道路構造令の解説と運用, 公益社団法人 日本道路協会 R3. 3, p617
- 3) 道路の移動等円滑化整備ガイドライン, 大成出版社 p57
- 4) 道路の移動等円滑化整備ガイドライン, 大成出版社 p54

ジェイアール西日本コンサルタンツ (株) ○ 徳 永 涼 子
ジェイアール西日本コンサルタンツ (株) 中 谷 紘 也

3. 三次元モデルによる検証

(1) 目隠し板としての機能の検証

構造としての最適案は選定したが、目隠し板としての機能の検証が必要となる。そこで、最適案である案3を三次元モデルで作成し、目隠し板の有無による住宅2階からの見え方や電車の車内からの見え方を検証した。また、目隠し板が妥当な高さであるのかを目隠し板の設定高さより0.2m低くした高さと比較し、電車の車内からの見え方を検証した。図-1、図-2、図-3に、三次元モデルを示す。

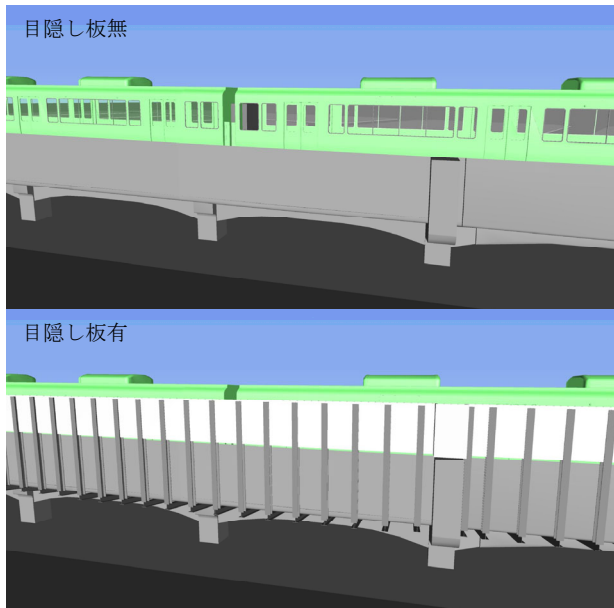


図-1 目隠し板の有無による住宅2階からの見え方

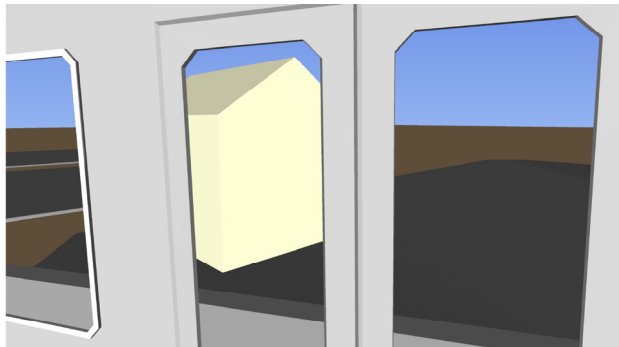


図-2 現状の車内からの見え方

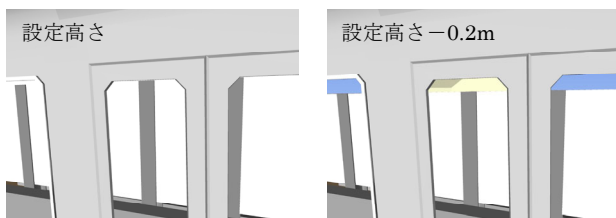


図-3 目隠し板の高さ変更による車内からの見え方

三次元モデルより、住宅2階からの視点では、電車の窓が目隠し板により隠れており、乗客が見えないことが確認できた。さらに、電車の車内からの視点では、目隠し板に

よって車内から住宅が見えないことが確認できた。したがって、最適案は目隠し板としての機能を果たしていることが確認できた。また、設定高さより0.2m低くした目隠し板高さでは車内から住宅2階が見えるが、設定した目隠し板高さでは、車内から住宅が見えないことから、設定した目隠し板高さが妥当であることを確認できた。

(2) 周辺への影響に対する検証

次に、最適案が周辺の景観に与える影響を検証した。ここでは、案1と最適案である案3を比較する。図-4に、案1と案3の地上からの視点における三次元モデルを示す。

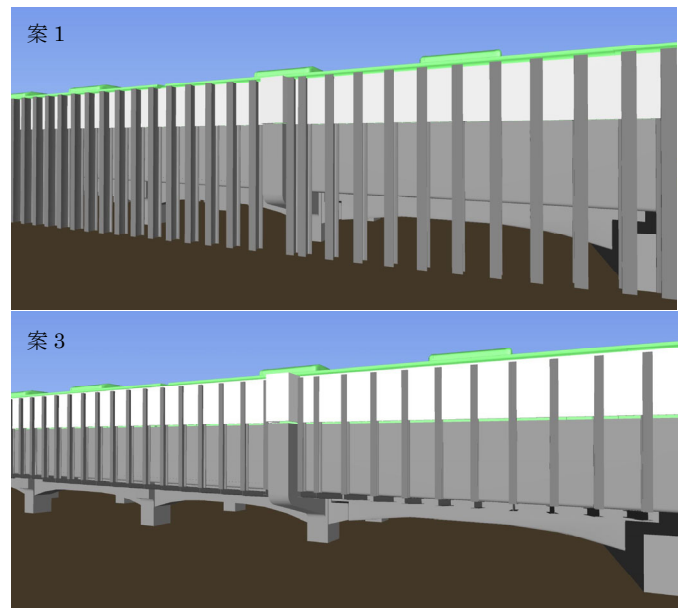


図-4 地上からの見え方

目隠し板設置の有無で比較すると、目隠し板を設置することで圧迫感を抱く。そのうえで、案1と案3の2案を比較した際に、案1では支柱サイズが大きくなるため、より圧迫感を抱く。定性的ではあるが、案3は案1より圧迫感を抑えることができ、景観への影響を小さくできていることが確認できた。

4. おわりに

本検討では、目隠し板設置の基本的な考え方を示し、構造比較検討を行い、最適案を選定した。また、三次元モデルを用いて目隠し板の機能や周辺への影響を検証した。本検討は概略検討であり、今後検討を深度化していく。最後に、構造物としての機能や周辺への影響を確認するために、三次元モデルを活用することは有効な方法である。さらに、事業者や住民も、より現実的な施工後のイメージを確認することができるため、積極的に活用することが望ましい。

全日本コンサルタント(株) 沼 依吹

図-1 踏切道内誘導表示

大阪府	7(4)
奈良県	5
兵庫県	4
愛媛県	4(1)
徳島県	3
神奈川県	2
香川県	2
長崎県	2
合計	29

— 305 —

4. 設置検討

踏切道内誘導表示の現地施工においては、歩行者の安全な通行や鉄道車両の安全な走行のため、剥がれることがないように路面にしっかりと密着させる必要がある。誘導表示の設置方法として、埋込式、溶融式、貼付式が存在する。踏切内において、埋込式は断面欠損するため不可能である。溶融式は埋込式、貼付式と比べ、耐久性には劣る。これらの理由から、踏切道内誘導表示の設置方法は貼付式を選定した。また、現状の踏切道の路面は、アスファルト、コンクリート、ゴム、木材等さまざまな材質となっているため、踏切道内誘導表示の路面との確実な接着に留意することが必要である。

使用する接着剤については、材料メーカーと協議を重ね、接着試験結果を踏まえて、接着剤の選定を行った。

また、踏切版の目地をまたいで設置すると隙間ができて剥がれやすくなってしまうため、踏切道内誘導表示の設置箇所の検討も重要となってくるため、現地で鉄道事業者、市、弊社で立ち合い、設置位置を明確にした。

5. まとめ

踏切内ということもあり、接着方法に課題があった中での誘導表示設置であるが、今後も痛ましい事故を防ぐために、道路管理者と鉄道事業者の費用負担の課題解決と共に、普及率を上げていく必要がある。

AR 技術を用いた橋梁設計における発注者との合意形成手法の提案

(株) エイト日本技術開発 黒澤 樹

1. はじめに

土木分野では、令和5年度より原則として、全ての詳細設計・工事において、建設事業で取扱う情報をデジタル化することにより、調査・測量・設計・施工・維持管理等の建設事業の各段階に携わる受発注者のデータ活用・共有を容易にし、建設事業全体における一連の建設生産・管理システムの効率化を図ることを目的とした、BIM/CIM (Building/Construction Information Modeling, Management) の適用が義務付けられている。

なお、最近ではBIM/CIMの一環として、CG (3次元モデル) と現実の空間を組み合わせ、現実世界に仮想モデルを作り出す、AR技術「Augmented Reality」(拡張現実)の活用事例も増えてきており、スマートフォンやタブレット等の媒体を用いて活用されている。

本論文は、未だ活用の少ない橋梁設計における、AR技術を活用した、発注者との合意形成手法の提案を行うものである。

2. 土木分野におけるAR技術の活用事例

土木分野におけるAR技術の活用事例としては、大きく2つの項目に分けられると考える。

(1) 設計段階における完成イメージの共有

3次元モデルで作成した構造物を、実際の完成位置に重ね合わせることで、完成イメージの共有化を図る。上記は主に、地元説明資料や対外協議資料に活用される。



図-1 AR技術の活用事例「完成イメージの共有」¹⁾

(2) 施工現場における活用事例

土木分野において、最もAR技術の活用が活発化し、技術が発達してきているのは、施工現場での活用であり、主に施工精度の向上・工事の安全性向上を目的として、活用されている。

【施工精度の向上】

実際の施工現場上に、構造物を重ね合わせることで、施工ステップごとに部材の位置を明確化し、施工精度の向上が期待される。

【工事の安全性向上】

全体の工事工程を、実際の施工現場上に、映像で重ねることにより、限りなく現実に近い映像で工事のシミュレーションをすることが可能となり、現場の作業員や管理者などは、施工工程・施工イメージを共有することで、工事の安全性向上が期待される。



図-2 AR技術の活用事例「施工現場の活用①」²⁾

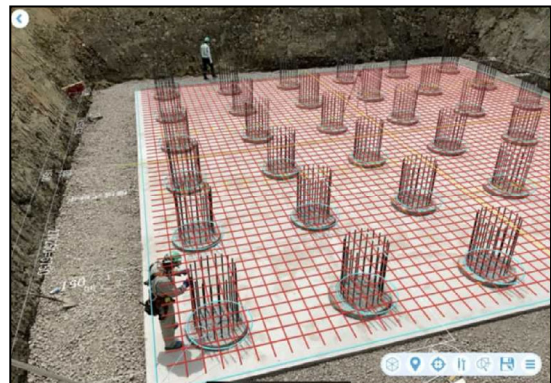


図-3 AR技術の活用事例「施工現場の活用②」¹⁾

3. 橋梁設計における AR 技術の活用事例

橋梁設計においては、未だ AR 技術を設計段階で活用された事例が少ない。

国土交通省では、発注者との合同現地踏査において、地下構造物の可視化や高架橋完成イメージの共有等に AR 技術が活用された事例が挙げられている。



図-4 橋梁設計における AR 活用事例³⁾

4. 本論文での提案事項

(1) 現状の活用事例に対する懸念事項

前項に示す通り、活用事例が少ないが、これまでの橋梁設計では、現地での 3 次元モデルとの重ね合わせによる、完成イメージの視覚化が主な AR 技術の活用であった。

なお、上記は実際の構造物の規模感が把握でき、完成イメージの視覚化が可能となるが、実際に現地に赴く必要があることや、地形状況によっては、視覚化する角度が限定される等の懸念事項が挙げられる。

本論文では視点を変え、現地ではなく、発注者との協議時(会議室等の室内)に AR 技術を活用することで、現地に行くことなく、同等以上の効果が期待できると考える。

(2) 発注者との協議時における AR 技術の活用手法

本論文で提案するのは、発注者との協議時において、大判の平面図上に、尺度を合わせた 3 次元の地形モデルや構造モデルを浮かび上がらせることで、仮想的な完成後の現地状況を作り出す手法である。スマートフォンやタブレットの AR アプリを用いることで、協議の中で発注者自身が見たい角度で、仮想的な現地空間を確認することが可能となる。

上記によりこれまで以上に、橋梁設計における発注者との意思疎通・情報共有が高度化されることで、本論文で提案する AR 技術の活用手法が、発注者との合意形成手法に有効と考える。

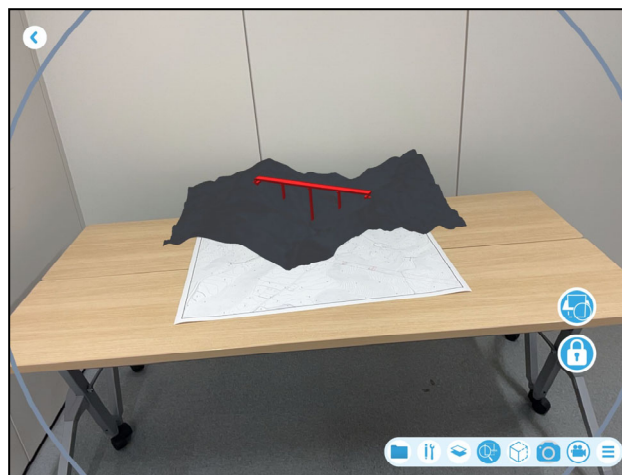


図-5 協議での AR 活用イメージ

(3) 使用 AR アプリ

本提案で使用した AR アプリは株式会社 NexTerrace の「TerraceAR」である。

5. まとめ

本論文で提案した AR 技術の活用手法については、橋梁設計に限らず、他土木設計(道路, 建築, 河川, etc.)においても、活用が可能であり、発注者との合意形成手法として、同様の効果が期待される。

設計業務を進めていく上で、特に重要となるのは、受注者側(設計者)が提案する内容を、如何に分かりやすく説明し、発注者との合意形成を図ることであり、設計段階における AR 技術の活用は、完成イメージの共有, 周辺地形による制約条件の履行確認, 他構造物との近接状況の確認等の視覚的効果により、発注者との意思疎通・情報共有が高度化されることで、協議を円滑に進めることが可能となり、合意形成手法として、有効な手段であると考えられる。

未だ橋梁設計における AR 技術の活用事例は少ないため、今後の AR 技術の発達により、これまで以上に AR 技術が身近なものとなり、多くの橋梁設計者が AR 技術を活用することで、橋梁事業全体の活性化を期待する。

参考文献(または引用文献)

- 1) BIM/CIM 関連基準要領等:「義務項目、推奨項目 事例集」, 国土交通省, R. 5. 4 53 p.
- 2) BIM/CIM 関連基準要領等:「義務項目、推奨項目 事例集」, 国土交通省, R. 5. 4 59 p.
- 3) BIM/CIM 関連基準要領等:「義務項目、推奨項目 事例集」, 国土交通省, R. 5. 4 42 p.

地方都市のバイパスルート検討における最適ルートの選定

(株) オオバ 土 屋 翔 大

1. はじめに

我が国では自動車の走行台数、走行距離ともに近年まで増加傾向にある。しかし、我が国の道路ネットワークは欧州各国に比べると貧弱であり、1人あたりの年間渋滞損失時間は約40時間にのぼるなど慢性的な渋滞が発生している。本稿では、渋滞対策の1つとしてあげられているバイパス整備について、地方都市におけるバイパスのルート検討を実施した一例について述べる。

2. 基本条件の整理

(1) 本路線の役割

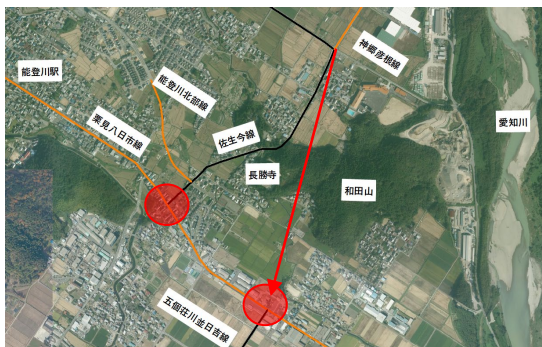
県道佐生今線は、滋賀県東近江市佐生町を起点に東近江市今交差点に至る2.7kmの一般県道である。

また、対象地域の南側に位置する県道栗見八日市線は、JR能登川駅へのアクセス路や市町間および幹線道路を連絡する補助幹線道路としての役割を担っている。しかし県道神郷彦根線および市道能登川北部線が供用予定であり供用後は、県道佐生今線との接続部は交通量が約40百台増加する予測となり、通勤時間帯の渋滞発生が懸念されている。

そこで、神郷彦根線から栗見八日市線を接続させる佐生今線のバイパス道路を整備し、JR能登川駅へのアクセス性の向上、当該交通の分散化、整序化により交通負荷の軽減を図る必要がある。

(2) 当該地区の土地利用状況

周辺の土地利用状況について図-1に整理する。県道佐生今線東側に愛知川が位置しており主に農林業的な土地利用が主体である。また、県道栗見八日市線は北西方向に能登川駅が位置しておりその周辺に宅地が広がっていることから都市的土地利用が主体であることが確認できる。

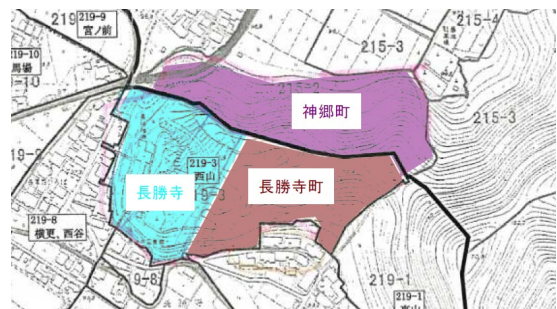


【図-1】 当該対象地域利用周辺状況

(3) 法規制状況の整理

ルート選定にあたり、現在の法規制状況の整理を行った。原則として、法規制区域を避けて線形を決定する方針としたが、埋蔵文化財包蔵地は延伸区域全体にかかるため、避けることが出来ない。

また、和田山は、南西側を長勝寺、南東側を長勝寺町、北側を神郷町が所有している(図-2参照)。



【図-2】 和田山の所有者

3. 設計条件の整理

道路設計の基本条件は以下の通りである。

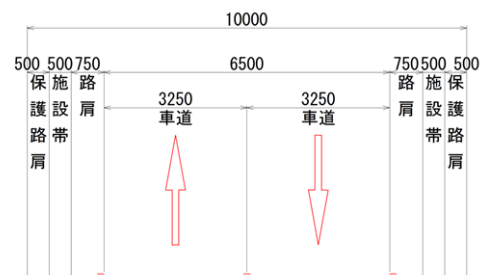
計画交通量：4000台/日以上 20,000台/日未満

道路区分：第3種-第2級 設計速度60km/h

車線幅員：普通道路3.25m 路肩：0.75m

施設帯・保護路肩：0.5m

計画標準断面図は下記に示す通りである(図-3参照)。



【図-3】 計画標準断面図

4. 一次選定

一次選定では基本的なルート3案にて抽出し、比較選定を行った。和田山を縦断する2ルートは、トンネル案と切土案を比較する。一次選定案を表-1、線形図を図-4に示す。

設計条件は3案とも同様とし、幾何構造については道路構造令の標準値に準拠する。

表-2 二次選定案

第1案	①佐生今線現道拡幅案
	現道の佐生今線を拡幅することで、起点区間(五個荘川並日吉線～神郷彦根線)の渋滞緩和を図る案。
第2案	②和田山縦断ルート 短トンネル案
	和田山西側にトンネルを開通させ、バイパスルートを作る案。トンネルL=193.0m
	③和田山縦断ルート 切土案
	和田山西側の地山を開削し、バイパスルートを作る案。東側に比べ、切土段が少なくすむ。
第3案	④和田山縦断ルート 長トンネル案
	和田山東側にトンネルを開通させ、バイパスルートを作る案。トンネルL=362.0m
	⑤和田山縦断ルート 切土案
	和田山東側の地山を開削し、バイパスルートを作る案。西側に比べ、切土段が多くなる。

第1案	①佐生今線現道拡幅案
	現道の佐生今線を拡幅することで、起点区間(五個荘川並日吉線～神郷彦根線)の渋滞緩和を図る案。
第2案	②和田山縦断ルート 短トンネル案
	和田山西側にトンネルを開通させ、バイパスルートを作る案。トンネル L=193.0m
第3案	③和田山縦断ルート 長トンネル案
	和田山東側にトンネルを開通させ、バイパスルートを作る案。トンネル L=362.0m

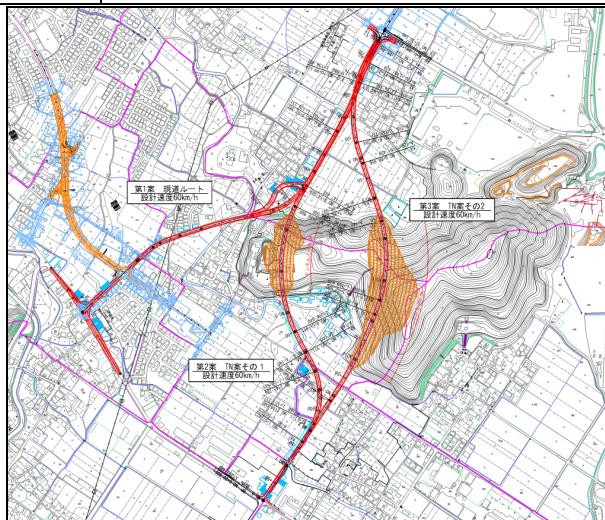
表-3 二次選定比較表

[illegible]

二次選定比較表では、第 2 案が最適線形となる。トンネル区間が短いため、第 3 案ほど事業費は高額とはならず、第 1 案と比べても、五個荘川並日吉線－神郷彦根線間のアクセスは非常に良くなり利便性に優れる。また、施工性の観点からすると、第 1 案については、佐生今線の供用中施工が必要とされるが、第 2 案については、山地北側において十分施工ヤードを確保できるため、佐生今線を供用しつつ施工ができるメリットがある。佐生今線は民地区域で、通学路の役割も担っており安全性の観点からすると、第 1 案については、将来的に交通量が増加する中、歩道整備の実施も不明で、安全面に懸念が残る。一方で、第 2 案については、線形付近の大部分が農地であり、安全性に優れた案と言える。よって、最適線形は第 2 案の短トンネル案となる。

本検討では、一次選定にて和田山の縦断方法を決定し、経済性、合理性を踏まえ、二次選定にてルートを決定した。

本稿で行った検討では、第2案が経済性、線形安全性で最も有力であったが、トンネル計画は地盤状況を文献により推定したものであり詳細調査した結果を基に行っていない。今後の検討の際には、土質調査、環境調査、土地利用状況等を考慮し、ルート選定を行う必要があると考えられる。



【図-4】 一次選定線形図

一次選定によれば、第 1 案が最も経済性に優れ、次いで、第 2 案が経済性に優れる。第 3 案については、トンネルの施工延長が長いこと事業費は高額となり、最も経済的に不利な案と言える。切土案については、土工費が高額となるため、トンネル案に比べ、経済性に劣る結果となった。切土案については第 2 案で 4 段規模となり、和田山を所有する長勝寺への敷地影響が大きい。また、第 3 案では 8 段規模の計画となり、現実的な計画とは言えない。よって二次選定において、切土案は棄却することとし、佐生今線現道拡幅案とトンネル案にて二次選定比較を行う。

二次選定では、下記 3 ルートについて、経済性、利便性、施工性の総合的観点より比較を行うものとする。

海岸線に近接し、かつ軟弱地盤を有する逆 T 式擁壁の設計

協和設計株式会社 成川 幸宏
伊澤 公太郎
荒木 麻里
○ 李 冠達

1. はじめに

本業務は、IC のランプ新設に伴い逆 T 式擁壁を検討するものである。当該地区は、海岸線（防潮堤）との離隔が 20m 以下と近接するため、塩害対策として堅壁かぶりを 90mm と設定した。また、軟弱地盤を有するため、基礎形式の経済比較を行い地盤改良を選定した。さらに地盤改良範囲には、杭基礎を有する既設擁壁があるため、既設杭撤去工法の提案も実施した。

2. 業務の概要と設計条件

- 設計代表断面を以下に示す

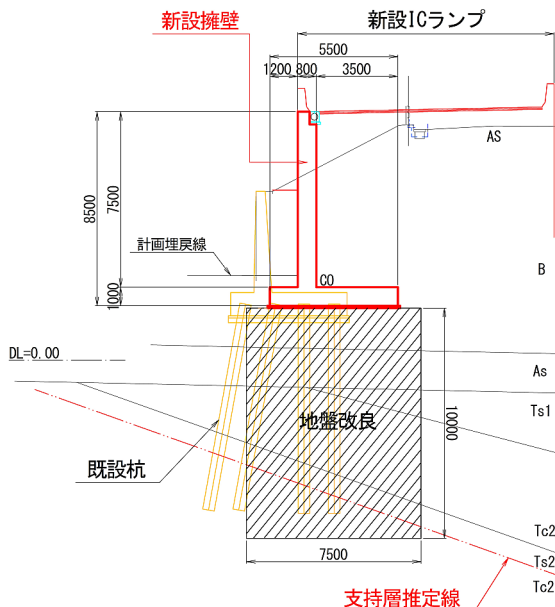


図-1 設計代表断面図

- 地盤定数を下表に示す

表-1 地盤定数一覧表

土層名	略号	設計用N値	単位体積重量 γ_t (KN/m^3)	せん断定数		変形係数 E (MN/m^2)
				粘着力 c (KN/m^2)	せん断抵抗角 Φ ($^\circ$)	
粘性土	Bc	6	16.0	19	0	4.2
砂質土	Bs	9	17.0	0	30	6.3
礫質土	Bg	30	20.0	0	36	21.0
粘性土	Ac	2	14.0	12	0	1.4
砂質土	As	7	17.0	0	28	4.9
砂質土1	Ts1	22	18.0	137	0	15.4
砂質土1-1	Ts1-1	11	18.0	0	32	7.7
砂質土1-2	Ts1-2	25	18.0	0	35	10.5
粘性土2	Tc2	49	17.7	188	0	34.3
砂質土2	Ts2	48	19.0	0	38	33.6

- 地盤種別：当該地区の地盤種別はⅡ種地盤となる。
- 鉄筋かぶり：過年度業務の方針を踏襲し、防潮堤を海岸線と想定する。本擁壁と防潮堤との離隔が 20m 以下のため、対策区分は S¹⁾ とする。なお、擁壁は橋梁の橋台と同じように背面から土圧を受ける構造であることから、道路橋示方書下部工編²⁾ に基づき、堅壁はかぶりを 90mm とする。底板は直接外気に触れないため、標準かぶり 70mm とする。
- 重要度：擁壁からの主働崩壊角が本線の車線に及ぶため、重要度 1 とする。
- 風荷重：遮音壁（路面から 5.0m）を設置するため、風荷重を考慮する。

3. 各種構造の検討

(1) 対象擁壁形式の抽出

当該路線の擁壁は最大擁壁高さが 5m~10m 程度の盛土擁壁であるため、擁壁は表-2 を参考に、逆 T 式擁壁を採用することとした。

表-2 擁壁形式の抽出³⁾

擁壁の種類	適用高さ	選定上の目安	構造図	本工程への適用
重力式擁壁	5m程度以下	・基礎地盤が良好な箇所に用いる ・杭基礎となる場合は適用しない ・撤止め擁壁として用いられる		壁高が高い ×
もたれ式擁壁	10m程度以下	・基礎地盤は堅固な場合が望ましい ・比較的安定した地山や切土部に用いる		盛土部の擁壁である ×
ブロック積（石積）擁壁	5m以下	・法面下部の小規模な崩壊防止や法面保護に用いる		輪荷重がかかる ×
大型ブロック積擁壁	8m以下	・比較的安定した地山や切土部に用いる		直壁構造である盛土部の擁壁である ×
片持ち梁式擁壁（逆T式）	3~10m程度	・杭基礎となる場合にも用いる ・10m以上の場合も採用を検討する		本工程へ採用 ○
U型擁壁	-	・地下横断のアプローチ部で用いられる掘削式と地先道等へ取り付けの中詰め式がある		本工程の目的にそぐわない ×
プレキャスト擁壁	5m以下	・現場打ち擁壁と比較して、工事費が有利となる場合に採用する		壁高が高い ×
補強土壁	3~18m程度	・盛土に比べて変形・変状に対する修復性に劣る ・橋台背面アプローチ部には採用しない		浸水想定区域の範囲内 ×

(2) 基礎形式の検討

今回新設する擁壁は杭基礎を有する既設擁壁の撤去を伴うため、構造的と経済性を比較検討した。検討案は以下の3案とした。

・第1案：地盤改良（パワーブレンダー工法）

既設杭を全て撤去した後、残孔を良質土で充填し地盤改良を行う。改良深度 13m までに適用する標準的な工法である。

・第2案：地盤改良（エポコラム工法）

既設杭を撤去せずにそのまま地盤改良を行う工法であるが、既設杭の径が 500mm であるため、適用条件（ $\phi 450\text{mm}$ 以下）を満たさない。

・第3案：杭基礎

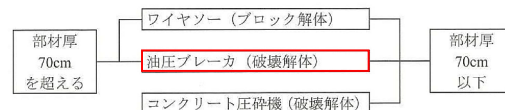
既設杭を全て撤去した後、残孔を良質土で充填し新設杭を打設する。ただし、良質土の充填性が不十分となり、周面摩擦が適切に取れないことがある。また、杭引抜時に支持層が乱れるため、構造安定性が低下する恐れがある。

(3) 既設擁壁撤去工法

新設擁壁位置に既設擁壁があるため、施工前に擁壁を撤去する必要がある。下記より、擁壁の躯体は破壊解体工法（油圧ブレーカー）で撤去する。

(3) 施工性・工期

1) 部材の厚さと解体機械（解体工法）の適用性



(4) コスト評価

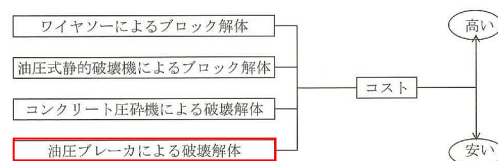


図-2 油圧ブレーカー破壊解体工法⁴⁾

表-3 基礎形式比較表

	第1案	第2案	第3案
工法	既設杭撤去+地盤改良（パワーブレンダー工法）	既設杭未撤去+地盤改良（エポコラム工法）	既設杭撤去+杭基礎
断面図			
既設杭の対応	既設杭を全撤去した後、残孔を良質土で充填し地盤改良を行う	既設杭を撤去せずにそのまま地盤改良を行う	既設杭を全撤去した後、残孔を良質土で充填し新設杭を打設する
構造的	標準的な工法で適用する ○	既設杭の径（ $\phi 500\text{mm}$ ）が適用条件（ $\phi 450\text{mm}$ ）を満たさない ×	良質土の充填性が不十分のため、周面摩擦が適切に取れないことがある。支持層が乱れるため、構造安定性が低下する △
経済性	109,345千円 (2.23)	49,100千円 (1.00)	137,807千円 (2.81)
評価	構造的が担保でき、かつ経済的 ⇒採用	構造的より不適合	構造安定性が低下し、経済的ではない

4. まとめ

- ・浸水想定域の範囲内であるため、逆T式擁壁（塩害対策のため、堅壁かぶり 90mm を確保）を採用。
- ・支持層深度が GL-5m 以上のため、地盤改良にて支持力を確保。
- ・既設擁壁本体は油圧ブレーカーで撤去。杭はケーシングによる既設杭引抜工法を適用。
- ・当該地は、既設 IC として使用中のため、地質調査が十分に行われてない。今後の課題として、軟弱地盤に対して追加ボーリング等を行い、地盤条件を正確に把握する必要がある。

参考文献（または引用文献）

- 1) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編, H. 29. 11. pp. 183
- 2) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, H. 29. 11. pp. 72, 86
- 3) 国土交通省 中部地方整備局 道路部：道路設計要領設計編, pp. 4-13
- 4) 北陸橋梁撤去技術委員会：橋梁撤去技術マニュアル, H. 30. 9. pp. 55

鉄道アンダーパス計画における土留および軟弱地盤対策の検討

(株) 吹上技研コンサルタント 綿 舎 真 紀

1. はじめに

鉄道直下を軌道面下約 10m で横断するアンダーパスの新設に対し、軟弱地盤（関東ローム， $N=0\sim2$ ）に適した土留および軟弱地盤対策を検討したものである。

地質構成は、地表部より関東ロームが層厚 10m 程度で分布し、その下位に $\phi 100\sim200\text{mm}$ 程度の玉石が混入する N 値 50 回以上の礫層（武蔵野礫層）が厚く堆積していた。

地下水位は、既往調査より下部礫質土層を対象とした現場透水試験の平衡水位が GL-6m 付近で確認されたことから、被圧水頭（地下水位）がこの当りにあると推測された。

本件は、鉄道直下を横断するアンダーパス計画であるため GL-10m 付近まで掘削する必要があるため、地下水位よりも深い位置まで掘削を行う。

以上より、壁高 10m 程度の土留工（擁壁工）、地下水位が上昇した状態で掘削を行った際の盤ぶくれ対策の検討が必要となった。また、鉄道との近接施工となるため、軌道に及ぼす影響や安全性を確認し、計画の妥当性を検証した。

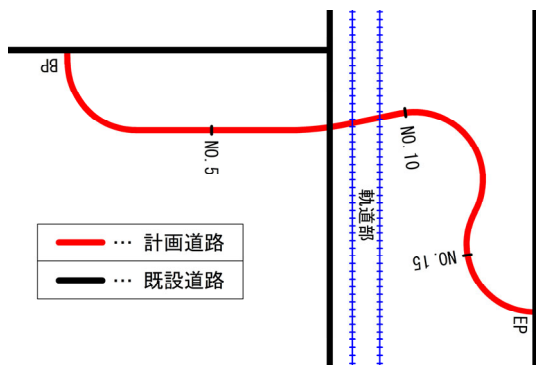


図 1-1 計画平面図

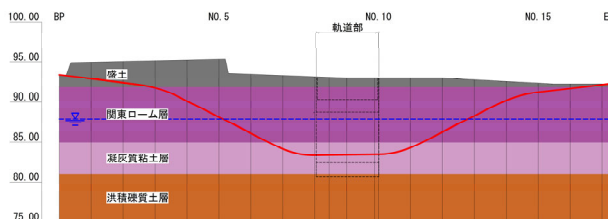


図 1-2 計画縦断面図

2. 土留対策の検討

2-1 擁壁工の検討

坑口部で用いられる擁壁工（土留工）は、一般的に斜壁擁壁や U 型擁壁などが用いられる。しかしながら、壁高 10m 程度の擁壁が必要であり、地表部より 10m 程度までローム層が分布している軟弱地盤層であると共に、以下の設計条件などを考慮する必要があることから、当地に適した土留工の検討が必要であると判断した。

設計条件
・ 壁面が垂直であること。（用地的制約）
・ 掘削が軌道や重要施設に及ばないこと。
・ 地下水位の上昇に耐えること。
・ N 値 50 回以上の硬質地盤（ $\phi 200\text{mm}$ の玉石混入層）に打設できること。

そこで、壁高 10m 程度の設置が可能で、切土擁壁に適した「自立山留め式擁壁」を抽出し、比較検討を行った。

表 2-1 比較検討結果

工法	施工性	安全性	経済性
第1案：短形プレストレストコンクリート壁	△	△	○
第2案：H壁PCパイル壁	△	△	○
第3案：鋼管矢板壁	○	◎	◎

第1案や第2案は背面土圧軽減対策（EPS 等）を施す必要があり、地下水位の上昇が考えられる当地では、浮力が大きくなり安定性が低くなることが想定されるため採用し難い。それに比べ、「鋼管矢板壁」は硬質地盤の打設が容易であり、将来にわたる変形が小さいと推測されることから、施工性・安全性に優れた「鋼管矢板壁」を抽出した。

当地の地質調査結果を用いて設計計算を実施した結果、必要杭径は $\phi 2000\text{mm}$ となったが、施工期間に制約のある当地においては、施工機械の市場性が低い同径杭工は採用し難く、市場性の高い小型機（杭径 $\phi 1500\text{mm}$ 以下）での施工とする必要があった。

そこで私は、ローム層の地盤強度が N 値からの推定結果より高い可能性を推察し、三軸圧縮試験の実施により固有のせん断強度を確認すべきと考えた。

その結果、想定したように高いせん断強度（ N 値からの推定の 2 倍以上）が確認でき、適切な作用土圧を求めることで、小口径での杭工の実現性を確認した。

2-2 鉄道への影響評価

本計画は、鉄道直下を横断するアンダーパスであるため、掘削に伴う軌道への影響を検証する必要があると判断した。当地は軟弱地盤であることから、周辺地盤及び既設構造物を 1 つの系で解析可能な有限要素法「二次元弾塑性 FEM 解析」や、比較の変位が小さい場合に用いられる応力とひずみの関係の線形モデルを用いて、妥当性を検証した。

一般的には、JR 東日本および JR 西日本では、在来線軌道の整備基準値例として高低変位や通り変位を 15mm としており、本計画においても 15mm を限界値、その 50% の 7mm を警戒値として解析した。

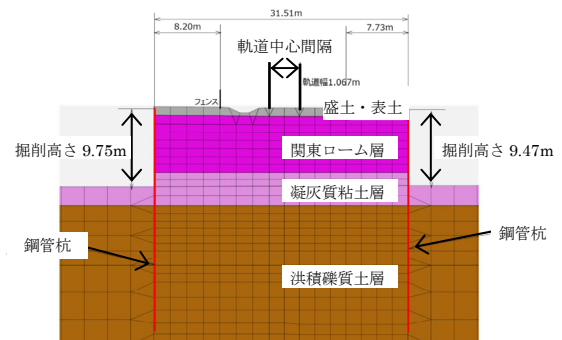


図 2-1 解析モデル（残地部分詳細図）

その結果、最大変位は水平、鉛直ともに許容値（警戒値 7mm）以下となる 1.5mm 以下となっており、設計計算結果での妥当性を確認できた。

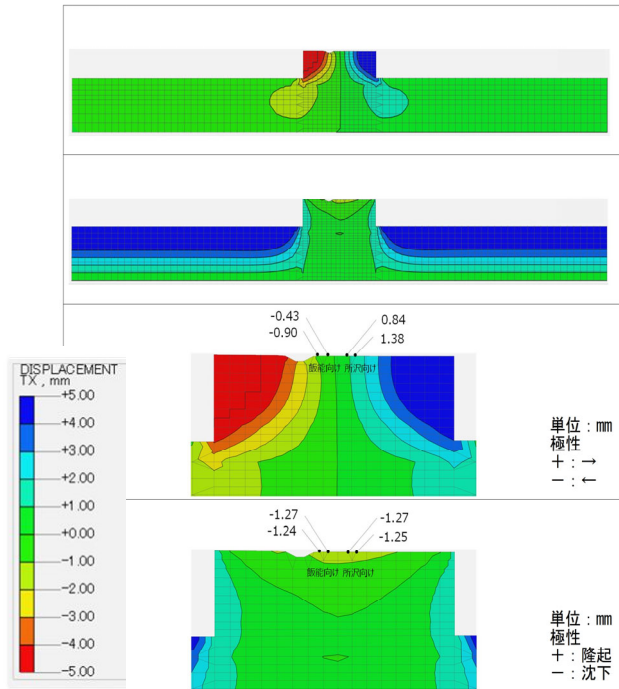


図 2-2 解析結果

3. 盤ぶくれ対策の検討

3-1 盤ぶくれに対する安全性

前述のとおり、当地は既往調査により上昇時の地下水位が GL-6m 付近にあると推測された。この水位で掘削を行うと、図 3-1 のように掘削箇所の有効応力が減少し、盤ぶくれが生じる。

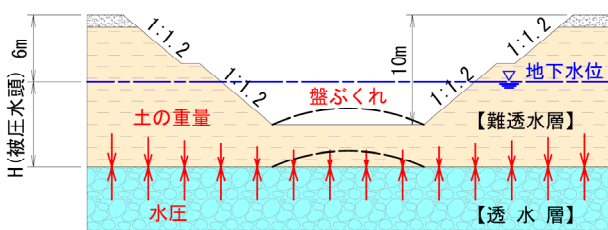


図 3-1 盤ぶくれ

そこで、被圧水圧と土かぶり荷重との比で評価する荷重バランス法を用いて、盤ぶくれに対する安全性を確認した。

その結果、地盤改良を行わず掘削を行う場合、盤ぶくれに対する安全率は 0.48 となり、一般的な常時の安全率 1.1 を大きく下回るため、地盤改良を行う必要があると判断し、地盤改良深さの検討を行った。

検討の結果、地盤改良を 7.0m 行ったとき、安全率が 1.12 であり基準値 1.1 を上回ることから、盤ぶくれに対する地盤改良厚は 7.0m とした。（図 3-2 参照）

また、地表より GL-6.50m (H=86.0m)まで掘削した時点での未対策時の盤ぶくれに対する安全率が 1.11 となるため、図 3-2 に示すとおり、H=86.0m 以深に掘削が及ぶ区間は盤ぶくれ対策を行い、それ以浅（概ね小段以浅）の掘削に止まるエリアは、十分な土被り厚があるため対策を行わないものとした。

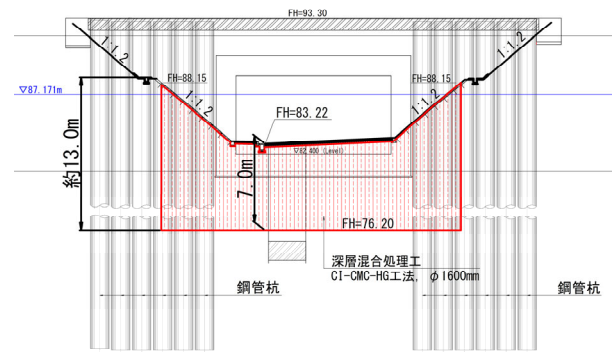


図 3-2 盤ぶくれ対策標準図

3-2 地盤改良工法

地盤改良深さは 13m 程度であることから、中・深層混合処理工法である以下の 4 工法で比較した。

表 3-1 比較検討結果

工法	適用性	施工性	経済性
第1案：スラリー噴射方式（地中攪拌）	×	×	—
第2案：高圧噴射攪拌方式（New スリーブ注入工法）	△	△	△
第3案：高圧噴射攪拌方式（ジェットクリート工法）	△	△	△
第4案：深層混合処理方式（CI-CMC-HG 工法）	○	○	◎

その結果、最大改良深さが 13m までであることや大規模な施工現場での施工速度が遅くなること、さらには硬質地盤の改良に適さないことなどから、第 1 案～第 3 案は適用性や施工性などから採用し難い。それに比べ、硬質地盤用に開発した工法であり、重機は大掛かりであるが施工速度の速い第 4 案は施工性や適用性に優れ、確実性が高いことから「深層混合処理方式(CI-CMC-HG 工法)」を採用した。

4. あとがき

本件は、鉄道直下を横断するアンダーパスの新設計画であるが、地表部に軟弱地盤、下部に硬質地盤が堆積しており、地下水位の上昇が考えられる地質的、施工的に不利な条件下であることから、鉄道に影響が出ないよう土留対策、盤ぶくれ対策を含む掘込み道路の計画を行った。

土留対策は、施工性・安全性の優れる「鋼管矢板壁」を抽出し、地盤特性を詳細に把握した上、市場性の高い小型機での施工が可能な小口径杭工とした。また、掘削時の鉄道への影響を評価するため「二次元弾塑性 FEM 解析」を行い、当計画の妥当性の検証した結果、変位が許容値以下であることを確認し、妥当性を確認できた。

盤ぶくれ対策は、常時の安全率が基準値を満たすよう、H=86.0m 以深に掘削が及ぶ区間に対して 7.0m まで地盤改良を行う計画とした。地盤改良工法は、硬質地盤に適用することが可能で、施工速度の速い「深層混合処理方式 (CI-CMC-HG 工法)」を採用した。

なお、15m を超える地盤改良については、一般的に深層混合処理工法が多用される。しかしながら、当地の地盤条件のように、超軟弱地盤の下位に玉石を混入する硬質地盤が出現する場合は、選定工法に限られる。今回は硬質地盤対応の CI-CMC-HG 工法を選定したが、改良機械の市場性などから、施工期間に限られる工事では採用し難い場合もある。当地のような地盤構成は各所に点在するため、今後は深い地層の硬質地盤にも対応できるような地盤改良工法のさらなる開発が望まれる。

3 次元点群データを活用した老朽化評価

日本工営(株) ○ 戸松 功祐
日本工営(株) 村上 和康
日本工営(株) 横山 伸幸
日本工営(株) 角南 敦史

1. まえがき

堺泉北港に位置する対象岸壁は、老朽化が進んでおり、利用状況や施設の変状を把握したうえで、該当施設周辺を利用しながら補修工事を実施できるよう、最適な補修方法の選択および施工計画を立てる必要があった。

一方で、岸壁を繋ぐ取付部(横桟橋構造)については、目視点検および簡易計測等が実施されておらず、原設計資料も残されていないため、具体の構造諸元や変状の詳細な位置、数量、規模および劣化度が不明であった。

そこで、取得済みの点群データを用い、構造諸元の把握、老朽化程度の把握等を実施した。

2. 点群データと現況の比較

点群データは大阪公立大学よりご提供いただいたものを使用した。

点群データを TREND-POINT(福井コンピュータ株式会社)および Recap pro2023(AutoDesk 社)を用いて読み込み、現地踏査における簡易計測により取得した実測値と点群データの比較を実施し、現地形状に一致することを確認した。

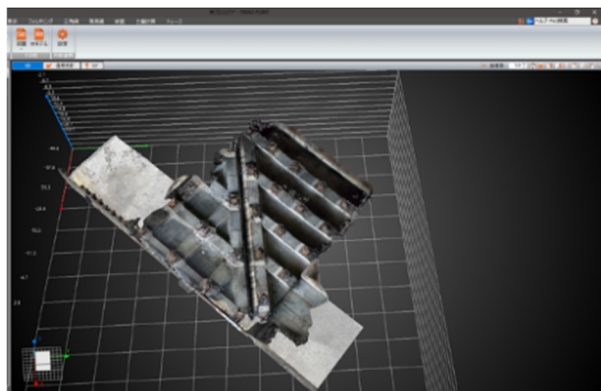


図-1 点群データ(下面全景)

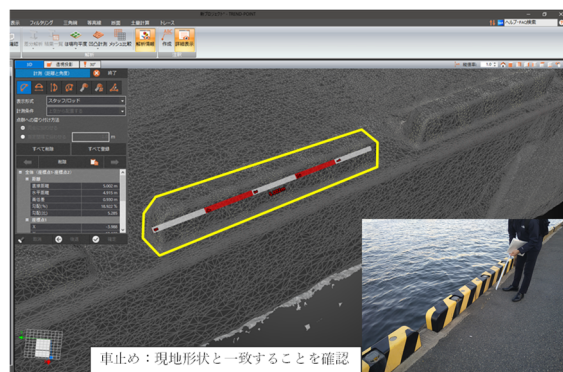


図-2 点群データと実測値の比較状況

3. 既設鋼管杭の性能評価

(1) 再現計算モデルの設定

既設鋼管杭については、現有肉厚の測定が実施されているが、元厚が不明であり、現状で要求性能を満足しているか不明であったため、再現計算により性能評価を実施するものとした。

既設鋼管杭の杭径は、前述のとおり、点群データを用いて測定し、概ねφ600mm程度であることが分かった。また、施設中央部において斜めに構造上の縁が切れていることを確認した。したがって、縁の切れた構造のうち、海側の構造に位置する既設鋼管杭が外力を受け持つものとして再現計算モデルを設定した。

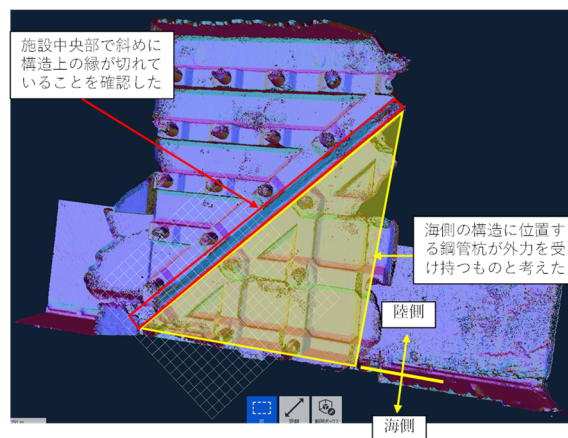


図-3 再現計算モデルの設定

(2) 再現計算の手法

再現計算は、簡易性の観点から、チャンの方法を用いた概略計算によるものとした。計算方針は以下のとおりである。

- ・海側から陸側にかけて地盤高（根入れ）が変化する場合、杭ごとの突出長を考慮する。
- ・各杭頭は上部工で結合されているため、杭頭固定とみなし、頭部変位量が同じであるものとする。
- ・頭部変位量が 20cm（栈橋法線の劣化度判定基準）となる場合の水平力がどの程度になるかチャン方法により算出する。
- ・各杭の水平力の比率により、検討外力を各杭に割り振る。
- ・割り振った外力に対する各杭の応力を算出する。
- ・算出した応力に応じて限界肉厚が決まるため、現有肉厚との比較を行い、性能評価とする。

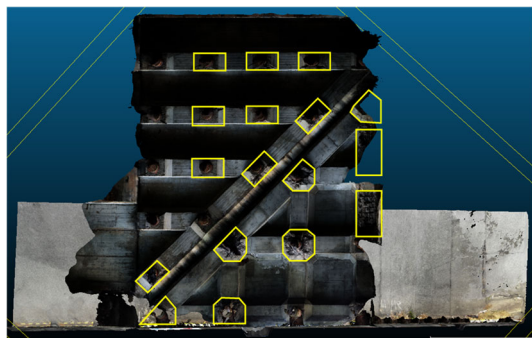
再現計算の結果、地震時において一部杭で許容応力度を満足しないと判断された。

表－１ 計算条件一覧

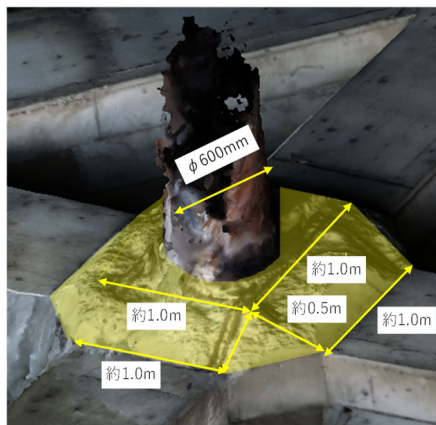
項目	計算条件
準拠基準	港湾構造物設計基準（昭和 42 年 4 月）
検討状態	船舶牽引時，地震時
船舶牽引力	25t≒250.0kN
設計水平震度	0.15
土質条件	砂質土， $\phi=30^\circ$
横方向地盤反力係数	kh=1500N（kN/m ³ ） （ $\phi=30^\circ$ より N=4 と想定）

4. 補修対象の選定

補修対象については、前述の通り目視点検および簡易計測等が実施されていないことから、点群データに紐づけられたロボット画像から変状が疑われる箇所（劣化度 a～b と思われる顕在化した変状）を簡易的に抽出した。



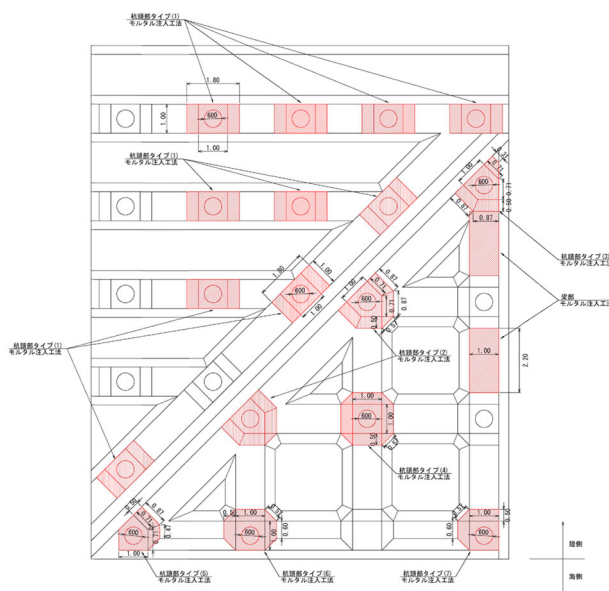
図－４ 補修対象の選定状況（全景）



図－５ 補修対象の選定状況（杭頭部の変状）

5. 図面作成

点群データより取得した寸法、構造諸元および補修対象の選定結果に基づき、図面を作成した。



図－６ 図面作成状況

6. まとめ

対象施設のように既往の調査結果や原設計資料がない場合において、点群データを用いることで構造諸元の把握や簡易な老朽化評価を実施することができた。

山間部道路における小規模落石対策施設の検討

(株) 吹上技研コンサルタント 堀部 翔

1. はじめに

山間部道路の崩壊斜面付近において、設計延長 14m の小規模な落石防護柵の詳細設計を実施した。設計区間は尾根の先端付近に位置しており、わずか 14m の区間でも斜面形状が様々に変化する。

そこで本業務では、落石対策便覧による設計手法に加えて、落石シミュレーションを実施することで、現場に適した設計となるよう配慮した。また、出来上がり全体イメージの確認と自身の技術力向上を目的として、3次元モデル及び4Dシミュレーションを作成した。

2. 現地状況

設計区間は幅員 4~5m の山間部道路が存在し、斜面は道路建設時の切土により急勾配を呈していた。切土斜面の一部が崩壊しており、仮設防護柵(高さ約 5m、延長約 5m)、大型土のうにより応急的な復旧がなされていた。

また隣接区間は山裾に落石防護柵(擁壁基礎)が設置されていた。

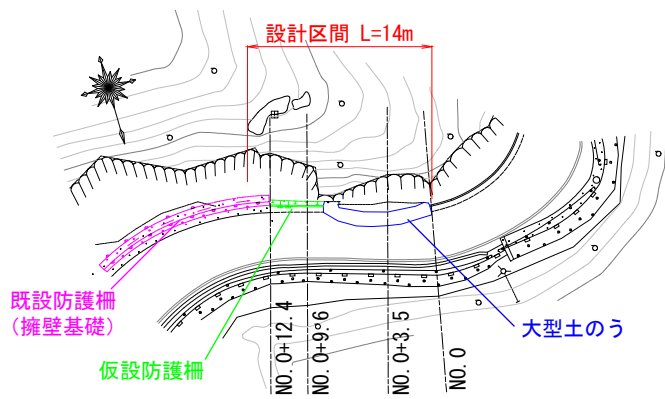


図-1 現地状況平面図



図-2 現地写真

3. 対策工法

対策工法は、隣接区間に落石防護柵(擁壁基礎)が設置されているため、落石防護柵とすることを基本とした。

落石防護柵(擁壁基礎)による対策は、尾根まで掘削が生じるため、現実的でない。よって対策は、基礎の設置時に掘削が生じない、鋼管杭式落石防護柵を選定した。

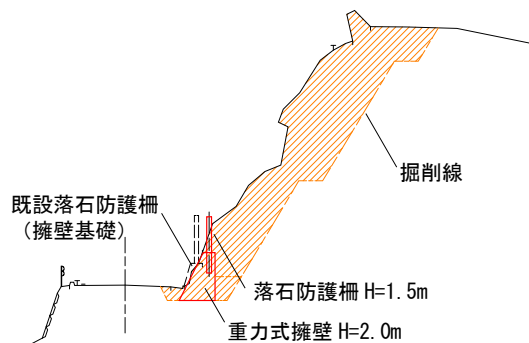


図-3 落石防護柵(擁壁基礎)検討図

4. 検討事項

(1) 落石条件及び検討結果

現地調査を実施したところ、斜面中の落石発生源の浮石径よりも斜面裾の落石径のほうが大きかった。

設計区間の斜面高は最高でも 10.1m と比較的低いため、斜面裾に落下している落石の最大径が遷急線から落下することを想定した。

落石対策便覧に基づき、各断面の落石エネルギーを算出した結果、NO.0+12.4 が最大の落石エネルギー(49.9kJ)となった。また、NO.0+12.4 で鋼管杭式落石防護柵の柵高を算定した結果、柵高は 4.5m となった。

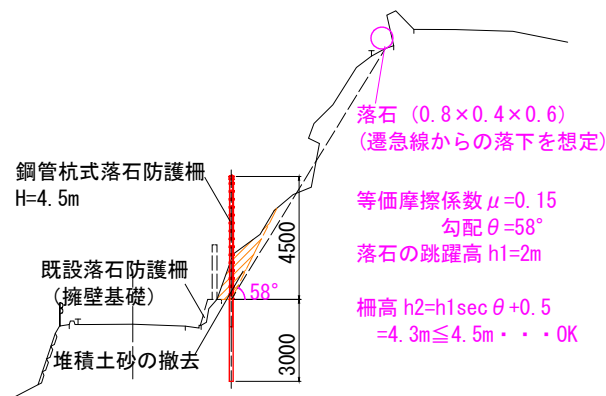


図-4 鋼管杭式落石防護柵検討図 (NO. 0+12.4)

(2) 配置計画

図-5 の通り、配置条件を考慮して平面位置を決定した。



図-5 配置位置図

(3) 各断面における柵高照査

(1)、(2)を基に鋼管杭式落石防護柵を配置し、各断面の柵高を算出した結果、NO.0+3.5、NO.0+9.6、NO.0+12.4において4.5m、NO.0において5.5mとなった。

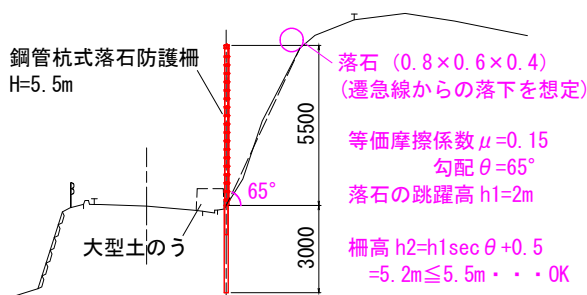


図-6 鋼管杭式落石防護柵検討図 (NO.0)

NO.0 は設計区間の端部であることに加えて、柵高を5.5mにすると、遷急線まで覆うほどの高さとなる。

遷急線から発生する落石に対して柵高5.5mを確保することは、過大と考えられることから、NO.0で落石シミュレーションを実施した。結果を図-7に示す。

図-7より、全てのケースで柵高4.5mの余裕高以下で落石が捕捉可能と算定されたため、柵高4.5mを一連に配置する計画とした。

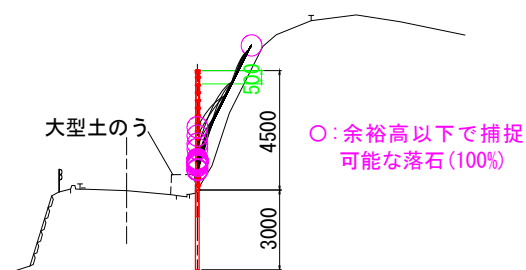
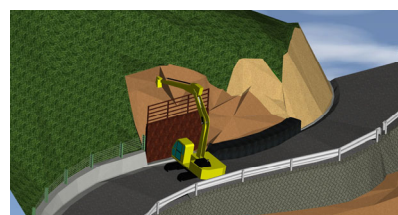


図-7 シミュレーション結果 (NO.0)

5. 3次元モデル作成

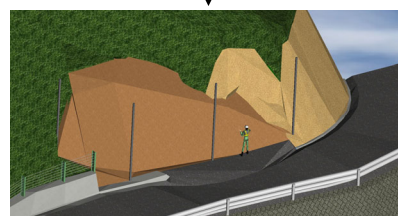
出来上がり全体イメージの確認と自身の技術力向上を目的として、3次元モデル及び4Dシミュレーションを作成した。



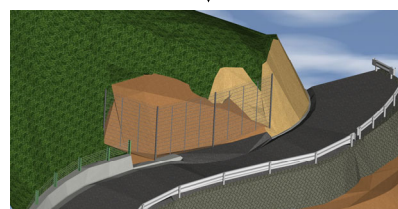
STEP1. 崩土及び仮設防護柵撤去



STEP2. 支柱設置



STEP3. ロープ・金網設置



STEP4. 施工後

図-8 4Dシミュレーション

6. まとめ

設計区間の一部の断面では、落石対策便覧により算定される柵高と実際の地形を考慮した落石シミュレーションにより必要と判断される柵高は乖離していた。

落石対策便覧の柵高を算出する式も重要であるが、本業務のような急勾配かつ落下高の低い斜面においては落石シミュレーションにより柵高を確認することも有効である。

本業務を通して、小規模な設計においても工夫を凝らし、基準書等と現地状況を踏まえて最適な設計を実施することが重要であると学んだ。また、3次元モデル及び4Dシミュレーションが、施工イメージの具体化に繋がることを実感した。モデルの作成にあたって、2次元の設計図面から対策工の仕上りを具体的に想像することが難しかったため、今後も積極的に3次元モデルや4Dシミュレーションを作成し、感覚を養っていきたい。

空港進入灯橋梁の耐震補強対策

パシフィックコンサルタンツ(株) ○西 山 大 貴
パシフィックコンサルタンツ(株) 西 村 学

1. 概要

空港進入灯橋梁とは、空港滑走路の延長部分が海や山の場合に航空機着陸用の照明を備えた橋梁であり、安全確保のための重要施設の1つである。

南紀白浜空港が位置する太平洋沿岸部では、南海トラフ巨大地震の発生が想定されており、当該空港の進入灯橋梁は現行基準に準拠していないため、落橋等の被害が予測される。したがって、南紀白浜空港の進入灯橋梁を対象に、ファイバーモデルを使用した非線形動的解析による耐震性能照査、及び耐震補強設計を行った。

2. 橋梁概要

本橋の橋梁概要、及び側面図を以下に示す。本橋の大きな特徴として、鋼管トラス構造であり道路橋と比較して上部構造が軽いこと、橋脚高さが不揃いであること、クロスバーが設置されている点が挙げられる。地盤の高低差が大きいため、橋脚高が最も低いP6橋脚は6.0mであるのに対して、最も高いP5橋脚は33.5mである。したがって、橋軸方向の地震時水平力がP6橋脚に集中することが予想される。また、クロスバーは滑走路進入端から150m、300mの位置に設置が必要な灯火であり¹⁾、本橋のP9橋脚がクロスバーの設置位置にあたる。P9橋脚は橋軸直角方向の両側にクロスバーが張出した形状となっている(写真1)。

表 - 1 南紀白浜空港 進入灯橋梁 橋梁概要²⁾

橋梁名	南紀白浜空港 進入灯橋梁
橋長	534.5m (=184.0m+180.0m+170.5m)
上部工形式	3 径間連続ワーレントラス 3 連
下部工形式	P1~P9 橋脚: プライヒ形式鋼製橋脚 A1 橋台: 逆 T 式橋台
基礎形式	深礎杭基礎 (φ2.0m)

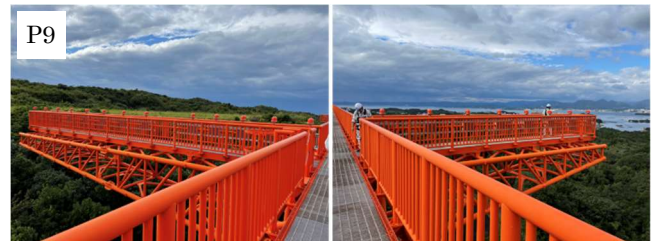


写真 1 P9 橋脚 (クロスバー) (起点側から望む)

3. 耐震性能の評価

3.1 概要

「空港土木設計要領」より、進入灯橋梁は地震後に想定される輸送形態に対応できる耐震性能を確保しなければならない³⁾。したがって、地震後に航空機が着陸可能な状態であることに着目し、落橋させないこと、灯火の傾きが許容できる範囲の残留変形とすることを目標とする耐震性能を設定した。

3.2 解析手法

本橋梁は空港進入灯橋梁であり、解析手法は「空港土木設計要領」に準じて動的解析法を用いる。動的解析に用いる入力地震動は、空港に最も影響が大きいとされる地震動とし、当該空港で設定された南海トラフ巨大地震を使用する(図-2)。

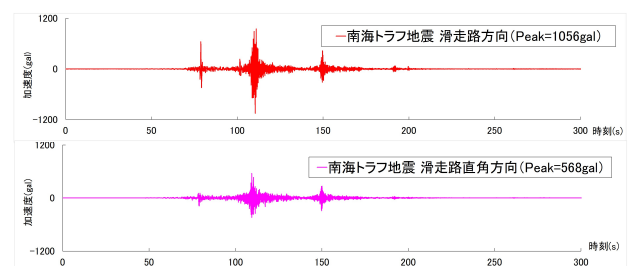


図-2 南海トラフ巨大地震時刻歴波形
(上: 橋軸方向、下: 橋軸直角方向)

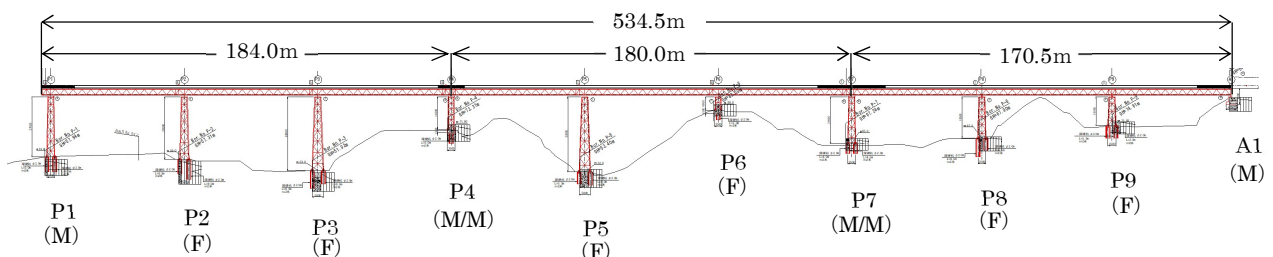


図-1 南紀白浜空港進入灯橋梁 側面図

3.3 解析モデルの作成

上部構造の各部材を主要部材と二次部材に分類する。主要部材は構造上重要な部材であり、降伏すると桁に残留変形が生じて灯火が傾き空港機能を維持できないため、降伏させないことを目標とする。二次部材は、塑性化しても空港機能に与える影響は小さいため、破断させないことを目標とする。そのため、主要部材は線形梁要素、二次部材はファイバーモデルとし塑性化を許容する。解析モデル図を以下に示す。下部構造の各部材は、「道示」に基づいて許容ひずみを設定した。

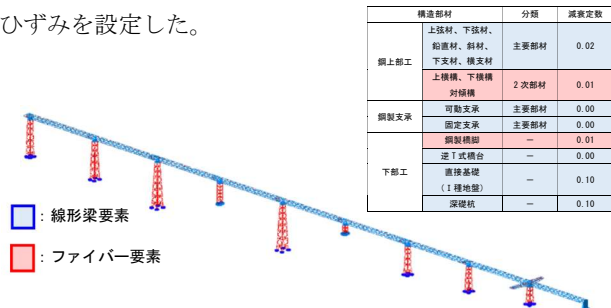


図-3 南紀白浜空港進入灯橋梁 モデル図

3.4 耐震性能照査結果

耐震性能照査を行った結果、上下部工の構造部材は損傷しないことを確認した。可動支保を構成する部材の応力度は許容応力度以下であったが、支保の移動量が許容移動量を超過した。固定支保はP6、P9橋脚の一部の部材応力度が許容応力度を上回る結果となった。これは、橋脚高さが低いP6橋脚に水平力が集中すること、P9橋脚はクロスバーがあり反力が大きいためであると考えられる。

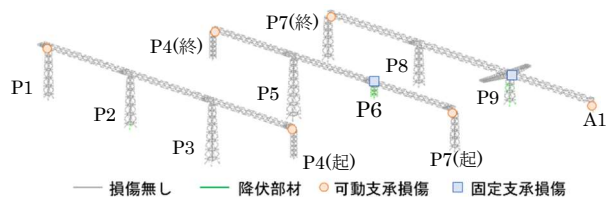


図-4 南紀白浜空港進入灯橋梁 損傷図

3.5 上部構造の落下防止対策

上部構造の落下防止対策として段差防止構造、落橋防止システム⁴⁾の検討を行った。支保部が損傷し橋梁に段差や傾きが生じることで灯火の方向に乱れが生じる可能性がある。各灯火の角度に着目し段差防止構造の検討を行った結果、支保高さ分析が下がっても桁の折角は小さく、地震後早期に復旧可能であると判断し段差防止構造は不要とした。

なお、落橋防止システムの要否について検討した結果、桁端部の落橋防止構造、全橋脚支点部における橋軸直角方向に対する落橋対策が必要であることを確認した。橋脚支点部は柱間を接続する梁構造となっているため、頂部幅が狭く橋軸直角方向の桁かかり長が不足する結果となった。

4. 耐震補強設計

本橋の耐震補強内容は、耐力が不足する固定支保、移動量が不足する可動支保の補強、落橋防止構造の設置、及び橋軸直角方向の落橋対策である。以下に選定した工法、及びイメージ図を示す。

表-2 対策工法

対策箇所	選定した工法	選定理由
固定支保	支保補完構造	支保交換案と比較して安価。
可動支保	上弦交換	移動可能性が不足しているため支保交換が必要だが、下弦は耐力照査を満足しているため。
桁端部の落橋防止構造	緩衝チェーン	PC ケーブル、ゴム被覆チェーンと比較して安価。
橋軸直角方向の落橋対策	橋軸直角方向の桁かかり長	柱間を接続する梁構造間に、補強鋼板を設置し橋軸直角方向の桁かかり長を確保。

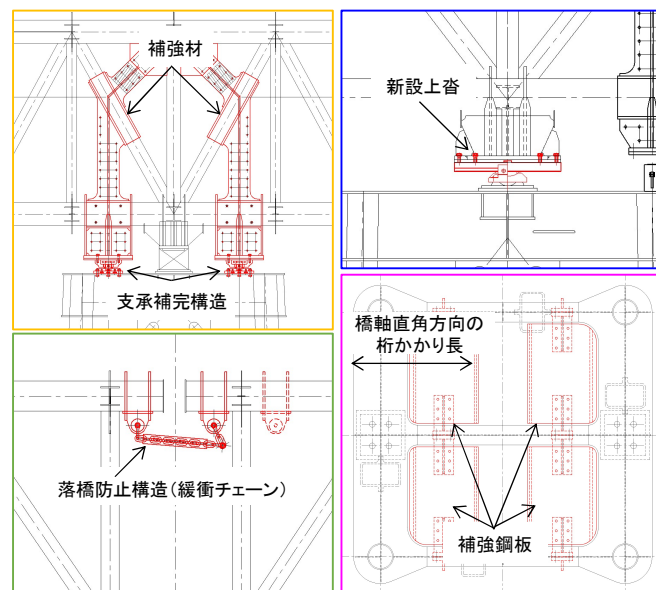


図-5 補強構造 (左上：支保補完構造、右上：上弦交換、左下：落橋防止構造、右下：橋軸直角方向の落橋対策)

参考文献 (または引用文献)

- 1) 飛行場灯火 設置要領：国土交通省航空局交通管制部 管制技術課，R4.3.31，2p.
- 2) 南紀白浜空港工事誌：和歌山県，H9.2，418p.
- 3) 空港土木設計要領(耐震設計編)：国土交通省航空局，H31.4 (R5.4 一部改正)，3p.
- 4) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編：日本道路協会，H29.11，pp.275-pp.296.

編集後記

(一社)建設コンサルタント協会加盟企業の技術力向上、技術交流、技術者の能力向上を目的に開催されてきた近畿支部主催の研究発表会は、今年度で57回目を迎えました。

今年度の研究発表会は、コロナ禍の終息に伴い、大阪科学技術センターにおいて全面集合形式で開催することが出来ました。また、今年度は昨年引き続き、土木学会関西支部と連携し、ポスター発表のコラボレーションを実施できました。

土木学会関西支部主催の関西土木工学交流発表会との共同開催(場所:インテックス大阪)で実施した「ポスター発表」は、入社4年目までの若手技術者から37編の応募がありました。来場した学生に建設コンサルタントの仕事内容を理解して頂くよい機会になったと考えます。

「一般論文発表」は、60編の応募があり、聴講者入場のもと、熱のこもったプレゼンテーションが繰り広げられました。なお、審査は、昨年度と同様、Google Formsを活用した方法を採用することで、審査・採点及び集計時間の短縮を実現できました。

昨年度から再開した「学生発表」は、各委員からの働きかけによって12編の応募を頂きました。発表会当日は同行者を含め多くの学生に来場して頂きましたが、建設コンサルタントに興味・関心がある学生にとっては、各社の現役技術者と交流できる貴重な機会になったと考えます。

「特別講演」は、大ホールにおいて、京都大学防災研究所の松島格也様より“災害に対するレジリエンスと経済評価～持続可能ななりわいの再構築に向けて～”、国土交通省近畿地方整備局技術調整管理官の川尻竜也氏からは“建設コンサルタントをとりまく最近の話題”と題して、貴重なご講演をいただきました。多くの聴講者が熱心に聞き入る姿が見受けられました。

「建コン近畿支部委員会主催の報告会やワークショップ等」は、社会資産共有活動委員会、環境安全委員会、BCP委員会、ICT研究委員会、道路研究委員会、インフラメンテナンス研究委員会、河川研究委員会、働き方研究委員会、魅力発信委員会、高速道路委員会阪神高速WGの参加のもと、実施することができ、研究発表会にも賑わい、活気が戻ってまいりました。

来年度は、これまでの経験や積み上げてきた実績などを活かしつつ、建設コンサルタントの魅力を広く発信する新たな取り組みを積極的に取り入れて、「第58回研究発表会」を開催したいと考えております。

最後に、本研究発表会の開催にあたり、論文発表者や特別講演者の皆様には、貴重な時間を割いて原稿の作成、発表・講演等をしていただきまして、厚くお礼申し上げます。また、研究発表会を運営するに当たり、多大なるご支援、ご協力をいただきました関係各位に心より感謝申し上げます。

令和6年度研究発表委員会
副委員長 小久保 敦朗
(令和6年9月現在)

<令和6年度研究発表委員会>

委員長:近藤 浩治

副委員長:小久保 敦朗

委員:岩佐 潔則(幹事)

委員:東 和彦(副幹事)

委員:初本 奈緒子

委員:林 泰史

委員:大永 夕陽

委員:今田 真治

委員:山口 明日香

委員:松原 学

委員:平井 恒輔

委員:大藤 友貴

委員:酒井 宏紀

委員:田代 かりん

委員:間 雅則

委員:丁子 信

委員:梅田 岳明

委員:村田 淳紀

委員:源田 早也佳

委員:長森 大樹

委員:水野 伸一

委員:畑中 隆宏

委員:神原 明宏

委員:今野 真希

委員:中島 徳仁

委員:横山 宗一郎