

堤防と道路構造物を一体構造とするための 検討手法（中間報告）

小西 康之¹

¹近畿地方整備局 河川部 河川管理課（〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44）。

河川管理施設等構造令に準拠しているか判断し難い構造物に対して、どのような切り口で安全性を評価すべきか。河川堤防と道路構造物が一体となる施設を例にとり、洪水時、地震時、及び経年変化などの現象に対して想定される被害シナリオから、河川管理施設及び道路施設各々が確保すべき機能を導き、安全性を照査するための検討手法について中間報告する。

キーワード 堤防と道路構造物の一体構造物、要求性能

1. はじめに

現在、大阪市此花区高見から北区豊崎までの約4.3km区間において、広域幹線道路ネットワークの形成や大阪市北部中心地域の交通混雑緩和などを目的として、自動車専用道路（淀川左岸線2期）の計画が大阪市により進められている。淀川左岸線（2期）は、現在事業中の淀川左岸線（1期）や大和川線とあわせて「大阪都市再生環状道路」の一部を形成し、地域の環境保全への配慮の必要性から、構造形式を堤防に近接したトンネル構造を主体として計画が進められている。そのため、淀川左岸堤防の定規断面内に道路構造物であるボックスカルバートを設置する必要が生じている。そこで、平成23年5月に淀川左岸線（2期）事業に関する技術検討委員会を設立し、河川堤防の治水機能を維持するための技術的な指標を明確にし、安全性を検証するための検討を進めて

いるところである。今回は、当委員会における中間報告として、河川管理施設及び道路施設の各々が確保すべき要求性能を導き、安全性を照査するための検討手法について報告する。

2. 課題・問題点

河川管理施設等構造令（以下、「構造令」という。）第19条では、「堤防は、盛土により築造するものとする」とある。これは河川堤防の「土堤原則」を規程したものである。河川堤防が土堤を原則としている理由は、工事の費用が比較的低廉であること、材料の取得が容易であり、構造物としての劣化現象が起きにくいこと、修復が容易であること等があげられる。このような中で、淀川左岸堤防の定規断面内に道路構造物であるボックスカルバートを設置しようとした場合、堤防内に止水性のある構造物を設置することによる洪水時の堤防の浸潤面の上昇が助長されること、あるいは道路底版と基礎底面とのあいだに水みちが発生すること等の堤防の安定を損なうおそれと考えられる。

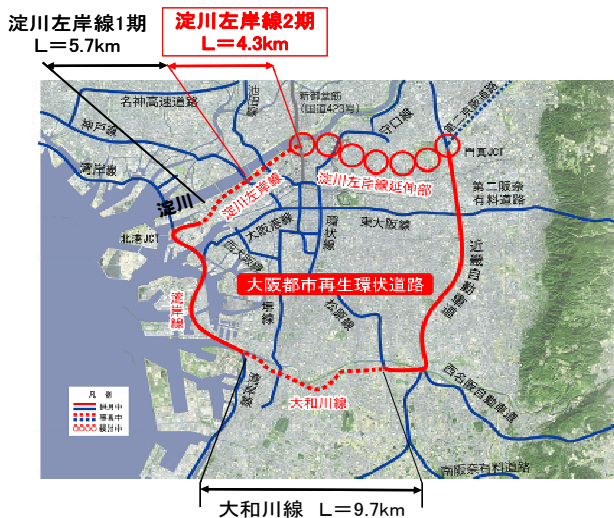


図-1 淀川左岸線（2期）位置図

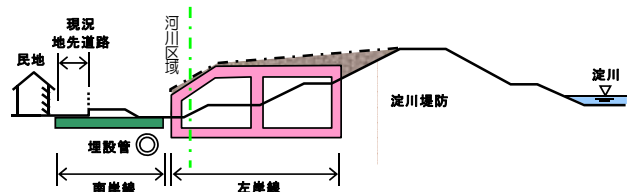


図-2 淀川左岸線と河川堤防 断面イメージ

3. 課題・問題点に対する検討方針

こうした課題に対して、河川堤防と道路構造物の一体

構造物が堤防として要求される機能を満足すること、かつ現況堤防と同等以上の機能を有することを確認しなければならない。さらに、施工に際しては、仮設構造物が堤防として要求される機能を確保することも求められる。しかし、淀川左岸線（2期）のように計画堤防断面にコンクリート構造物が入り込む構造に対しては、定められた基準や安全性の照査手法がない。そこで、洪水・豪雨や地震時などの非常時、あるいは地下水変動、経年変化などの平常時において、機能低下にともなって一体構造物に起こりうる被害を想定し、想定される被害から確保すべき要求性能を設定することで安全性の照査手法を検討した。以下に全体の検討フローを示す。

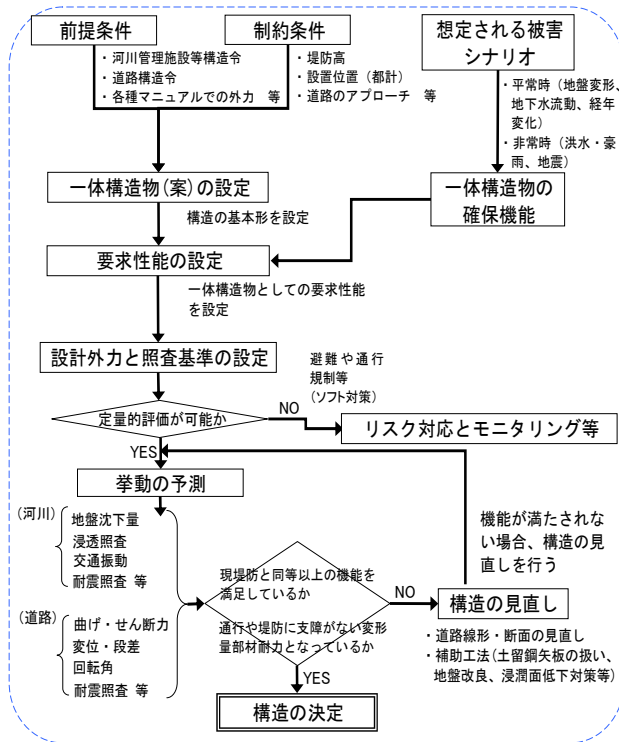


図-3 一体構造物の安全性照査手法フロー図

4. 一体構造物の安全性照査手法

ここでは、図-3で示した一体構造物の安全性の照査手法に基づき、河川や道路における前提条件と当該箇所における制約条件、さらには想定される被害シナリオ及び想定される被害シナリオから導かれる一体構造物に求められる確保機能について整理する。

(1) 前提条件の整理

a) 河川的前提条件

河川的前提条件としては、構造令を満たすこと及び堤防の機能を満たすことが条件となる。つまり、構造令に対しては、計画高水位（高潮区間では、計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造とすること等の構造令の規定を満たさなければならない。また、

河川堤防設計指針（H9.3.23）に示されている、堤防の機能である耐浸透機能、耐侵食機能、耐震機能、河川の維持管理ができること等の堤防の機能を満足しなければならない。

b) 道路の前提条件

道路の前提条件としては、道路区分や計画交通量などの道路諸元あるいは曲線半径、縦断・横断勾配等の道路線形等を規定する道路構造令を満足しなければならない。また、道路構造物の安全性、通行機能を確保するために、耐震機能、構造物の安定性等を確保しなければならない。

(2) 制約条件の整理

制約条件については、河川側、道路側それぞれ次のような条件を満たす必要がある。

a) 河川の制約条件

堤防への影響が極力でないよう道路構造物が計画堤防断面にできるだけ入り込まないこと、淀川の左右岸バランスに配慮して、計画堤防高から極力突出しないことが河川の制約条件となる。

b) 道路の制約条件

当該区間は、国道2号、阪神高速池田線などの道路橋やJR東海道本線、阪急電鉄などの鉄道橋が交差する区間であるが、道路高や鉄道軌道高を変更しないよう縦断的な制約があること、また、平成8年に都市計画決定なされているため都市計画で定められた範囲内で道路を設置する必要があるなどの平面的な制約もある。さらに、生活道路へのアプローチを確保することなどが道路の制約条件となる。

(3) 一体構造物（案）の設定

4.(1)、(2)で整理した河川や道路の前提条件並びに制約条件を踏まえ、一体構造物の基本形を図-4のように設定した。即ち、道路の2連ボックスを階段状にして堤防への抵触する範囲を極力減らす構造を一体構造物の基本形として設定した。この基本形を踏まえ、一体構造物に求められる要求性能を導き、定量的な評価に基づいて最終的な構造の決定を行っていくこととなる。

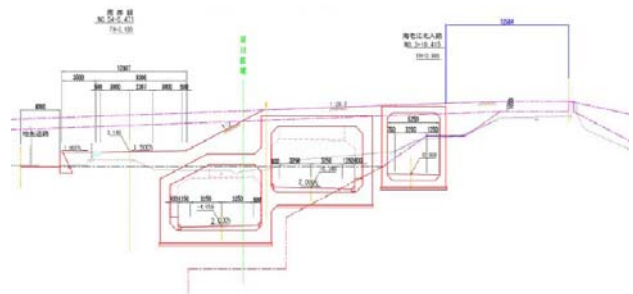


図-4 制約条件による基本形

(4) 外的要因に対して想定される被害

次に、一体構造物に起こりうる被害を想定し、機能低

下に関わる被害想定から確保すべき要求性能を設定するため、平常時においては、地盤変形、地下水変動、経年変化、といった外的要因に対しどのような被害が想定されるかを検討した。さらに、非常時においては、洪水・豪雨あるいは地震といった外的要因に対し、どのような被害が想定されるかについて検討を行った。

a) 地盤変形による被害想定 (完成時及び施工時)

当該区間の地層構成は、おおむね堤防直下の基礎地盤に液状化しやすい砂質土があり、その下位に軟弱粘土の圧密対象層が分布している構造となっている。このような地盤の中で、盛土あるいは道路構造物と地盤の圧密沈下差による地盤変形によって、堤体の沈下・変形、地表面の段差・ひび割れ、ゆるみの発生や道路底版と基盤底面の間隔による水みちの発生が想定される。さらに、道路構造物においては、函体の移動、継手の段差も想定される(図-5)。また、掘削、土留矢板設置による施工時の地盤変形によっては、矢板の変形さらには背面地盤の陥没や掘削部の地下水排水によって周辺地盤の沈下といったことが想定される(図-6)。

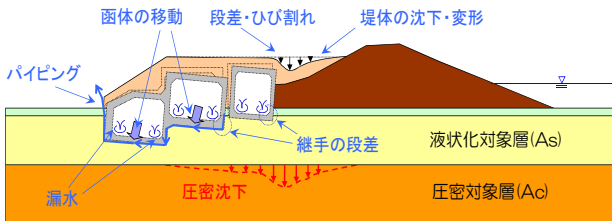


図-5 地盤変形に伴う被害想定イメージ図 (完成時)

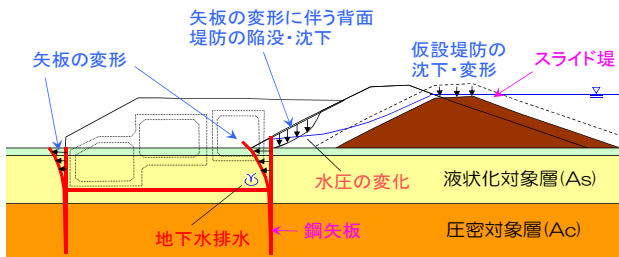


図-6 地盤変形に伴う被害想定イメージ図 (施工時)

b) 地下水変動による被害想定 (完成時及び施工時)

構造物の設置による地下水変動に対しては、地下水流動阻害による堤体内浸潤面上昇による水みちの発生あるいは構造物に沿った縦断方向の水みちの発達、空洞化が想定される。さらに、道路構造物については、水位上昇によるボックスの浮き上がりの段差発生や継手部からの漏水・土砂流入が想定される。また、堤内側の地下水水位低下によっては、圧密沈下が促進されて、躯体周辺が沈むことも考えられる(図-7)。施工時については、水圧変化による土留矢板の変形等が想定される。

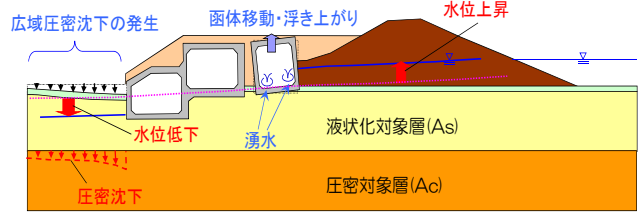


図-7 地下水変動に伴う被害想定イメージ図 (完成時)

c) 経年変化による被害想定 (完成時)

老朽化あるいは交通振動による経年変化に対しては、堤防天端面の陥没等の堤防の変形や道路構造物の部材の耐力低下による破壊、継手部損傷などの被害が想定される(図-8)。



図-8 経年変化に伴う被害想定イメージ図 (完成時)

d) 洪水・豪雨による被害想定

洪水・豪雨時においては、堤体内の水位上昇に伴って堤体がゆるむことによるすべり破壊の発生あるいは基礎地盤のパイピング破壊の発生、流水の侵食作用による堤防の不安定化といった被害が想定される(図-9)。さらに、道路構造物においては、越水により土砂が流出した際の躯体移動や浮き上がり、堤防変形に伴う構造物の変形、継手部の損傷、段差・離れ等の被害が想定される(図-10)。また、施工時については、矢板の変形や矢板変形に伴う背面堤防の陥没・沈下、さらには浸透水による継目等からの土留め内の浸水といった被害が想定される。

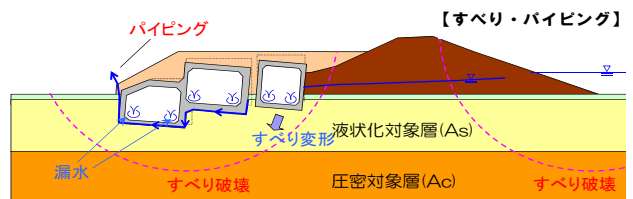


図-9 すべり・パイピング被害想定イメージ図 (完成時)

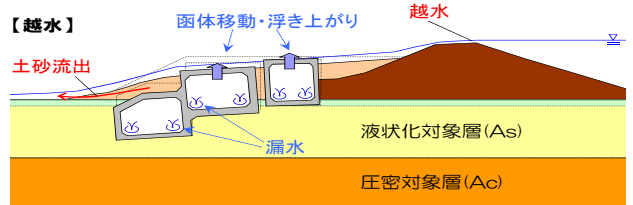


図-10 越水による被害想定イメージ図 (完成時)

e) 地震時における被害想定

当該区間の地層構成は上述した通り堤体直下に液状化しやすい砂質土があるため、地震時においては、液状化による流動変形に伴う堤体の沈下や応答の相違による地盤と道路構造物の剥離による水みちの発生、さらには地震後の津波等による越水による浸水被害が想定される。道路構造物においては、段差・ひび割れ・陥没、函体の移動等の被害が想定される(図-11)。また、施工時においては、土留矢板の変形に伴う堤体の段差・ひび割れ等の発生が懸念される。

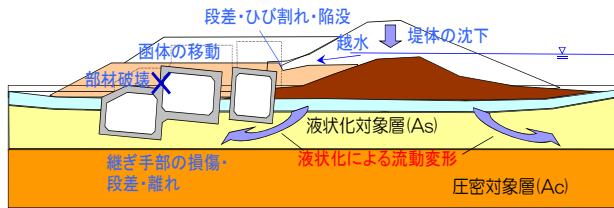


図-11 地震時の被害想定イメージ図(完成時)

(5) 想定される被害シナリオから導いた確保機能

前項で検討した様々な外的要因に対して想定される被害から、一体構造物として確保すべき機能を設定した。これらの確保機能については、堤防の機能を満たす項目として、耐浸透機能、耐侵食機能、耐震機能等の定量的な評価が可能な項目と、河川の維持管理、災害復旧等の定量的評価が困難な項目とに分類した(表-1)。同様に、道路構造物の安全性、通行機能を確保する項目として、耐震機能、構造の安定性、周辺影響への抑制・低減(圧密沈下)等の定量的な評価が可能な項目と、道路の維持管理、災害復旧等といった定量的評価が困難な項目に分類した(表-2)。これにより、定量的評価が可能な項目については、設計外力と照査基準を明確にし、一体構造

表-1 堤防[完成時] 一体構造物の確保機能一覧

項目	想定される被害シナリオ(現象)	想定される被害シナリオから導いた一体構造物の確保機能	
		[完成時]	
定量的評価項目	①耐浸透機能 地下水変動 洪水・豪雨	●地下水流動阻害(堤体内浸潤層の上昇)により水みち発生を起さないこと	●地下水流動阻害により、構造物に沿った縦断方向の水みち発生を起さないこと
	②耐侵食機能 洪水・豪雨	●基礎地盤のハビタゲ破壊に対する安全性を確保すること	●すべり破壊に対する安全性を確保すること
	③耐震機能 地震	●土と構造物が洪水・降雨時の浸透や変形により、堤体の崩壊や水みち発生を起さないこと	●直接侵食に対する安全性を確保すること
	④堤体本体の点検と強化	●主流路(低水路等)からの側方侵食、洗掘に対する安全性を確保すること	●道路からの雨水排水による堤防侵食を起さないこと
	⑤構造物周辺の堤防の点検と強化	●地震後の河川外への越流を防止すること	●地盤沈下による堤防高の不足を起さないこと
定量的評価が困難な項目	⑤河川の維持管理	●定期的な測量成果により堤防沈下量の把握	●定期的な構造物点検(目視点検、沈下計測)により構造物の変形やクラックなどの把握
	⑥災害復旧	●出水期前、台風期、出水後において、目視点検を実施	●継続監視、点検強化ができること
	⑦材質及び構造	●継続監視、点検強化ができること	●地震後において、構造物点検が実施できること
		●短期間(14日)で隙間の復旧を行えること	●グラウトホールを設置し隙間の補修を行えること
		●津波予警発令時には二次被害防止のための施設操作を行うこと	●津波予警発令時には二次被害防止のための施設操作を行うこと

物の安全性の照査を行なうことで構造の検討が可能となった。一方、定量的評価が困難な項目については、確保すべき機能への対策として、維持管理及びモニタリング手法あるいは復旧方法を含めて検討することとなった。

表-2 道路[完成時] 一体構造物の確保機能一覧

項目	想定される被害シナリオ(現象)	想定される被害シナリオから導いた一体構造物の確保機能	
		[完成時]	
定量的評価項目	①耐震機能	地震	●地震に対するボックスの安全性、供用性を確保すること ●備土圧下での地盤変形(液状化)に対する道路ボックスの安全性、供用性を確保すること ●補助工法(液状化対策)を実施すること
	②構造的安全性	地盤変形	●道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を確保すること
		地下水変動 経年変化 洪水・豪雨	●道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保すること ●道路躯体の浮き上がりに対する安全性、供用性を確保すること
	③周辺影響の抑制・低減	地盤変形	●洪水、大雨などによるボックスの安全性、供用性を確保すること
		地下水変動	●圧密沈下による周辺影響を防止すること ●周辺地盤沈下計測 ●堤内地の地下水変動を抑制すること ●補修、補強ができること
	④構造物の止水性	地盤変形	●道路躯体の本体・継手部の止水性を確保すること
地下水変動 経年変化 洪水・豪雨			
定量的評価が困難な項目	⑤道路の維持管理	地盤変形	●継続監視、点検強化ができること
	⑥災害復旧	地盤変形	●損傷や段差が生じた場合に構造物・舗装の補修ができること
		地下水変動 経年変化 洪水・豪雨	●非常時に交通規制を行う
⑦材質及び構造	地盤変形	●老朽化による構造物の損傷の拡大を防ぐこと	

5.おわりに

淀川左岸線(2期)事業は、道路構造物が堤防と近接するわが国でも初めての形式となるため定められた基準や照査手法がない。本稿では、堤防と道路構造物の一体構造物が、堤防として要求される機能を満足すること、現況と同等以上の機能を確保すること、並びに、施工に際して仮設構造物が堤防として要求される機能を確保することを踏まえ、洪水、地下水、地震時等の想定される被害から一体構造物として確保すべき機能を設定し、安全性の照査手法を確立した。これにより、一体構造物の安全性照査手法に基づき、道路ボックス形状による影響検討を踏まえ、縦断的な評価による全線の安全度評価を行っていくことが可能となった。また、堤防としての特性を如何に確保、維持できるかが重要な課題であり、技術的な指標だけにとどまらず、災害復旧や維持管理などのメンテナンスも含めて検討する必要があると考えている。

参考文献

- 1)第1回淀川左岸線(2期)期事業に関する技術検討委員会
- 2)第2回淀川左岸線(2期)期事業に関する技術検討委員会

第二阪和高架橋で発生したコンクリートのひび割れ原因の考察と対応について

増田 寛四郎

近畿地方整備局 大阪国道事務所 管理第二課 (〒536-0004大阪府大阪市城東区今福西2-12-35)

供用開始から間もないコンクリート橋において、ひび割れが発生し、学識経験者を含めた特別委員会により詳細調査が行われている。しかし、その後の定期点検で、新たなひび割れが発見され、先の点検と比較した結果、損傷が進行している可能性があることを確認した。

本論文では、特別委員会の報告を補完する形で、各種追加試験を実施し、ひび割れの原因特定と補修工法の選定についてとりまとめたものである。検討の結果、進展するひび割れの原因は乾燥収縮によるものであり、その要因は、骨材組合せ及び単位水量と推測した。

キーワード コンクリート道路橋、乾燥収縮、劣化進行予測、維持管理、長寿命化

1. はじめに

コンクリート構造物は、適切な設計、施工を行えば高耐久性が期待できるため、公共構造物に広く使用されている。しかし、建設後の比較的早い段階で、予期せぬひび割れが生じるという事態は、その原因によってはコンクリート構造物の信頼性を揺るがしかねず、原因を究明した上で適切な補修対策が必要となる。

本論文では、第二阪和高架橋に発生したひび割れの原因を、各種試験により明らかにし、対策案を取りまとめた結果について報告する。

2. 背景

(1)対象橋梁

第二阪和国道は、大阪と和歌山を結ぶ約53kmの幹線道路で、一般国道26号の慢性的な渋滞の解消を主な目的とした道路である。

本論文の対象橋梁は図-1の6橋（合計2,039m）で、2001年から2002年にかけて供用を開始した。対象橋梁の諸元を表-1に示す。

(2)既往の調査・点検

対象橋梁に対し、以下の調査・点検が実施されている。

供用2年後に実施された第1回橋梁定期点検(以下「H17点検」)で、予期せぬ多数のひび割れが確認された。

それを受け、2008(平成20)年度に、学識経験者を含む「第二阪和国道の橋梁損傷対策検討特別委員会((社)土木学会)」(以下、「特別委員会」)により詳細調査が行われた。その結果、劣化原因は乾燥収縮であり、緊急を要するひび割れでは無いと提言され、補修対策の提案も含めて2010(平

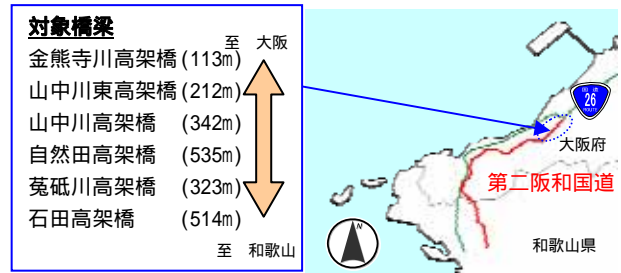


図-1 位置図

表-1 対象橋梁諸元

橋梁名	上部工形式	供用年次
金熊寺川	ボス箱	2001(H13)
山中川東	ボス箱, プレT	2002(H14)
山中川	ボス箱	2001(H13)
自然田	プレT, プレビーム	2002(H14)
菟砥川	ボス箱, プレT, プレビーム	2002(H14)
石田	プレT	2001(H13)

成22年3月に委員会報告書¹⁾としてとりまとめられた。

しかし、2010(平成22)年度の第2回橋梁定期点検(以下「H22点検」)において、新たなひび割れが発見され、H17点検とH22点検を比較した結果、損傷が進行している可能性があることを確認できた(図-2参照)。

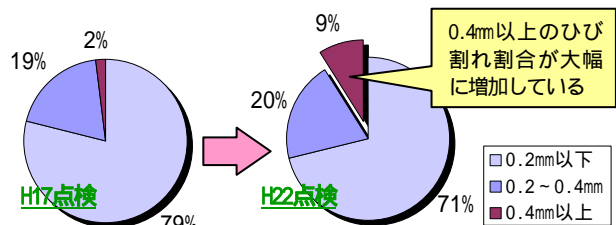


図-2 ひび割れ進展状況

(3)使用骨材

対象橋梁で使用されている骨材産地の組合せは、委員会報告書と竣工図書を調査した結果、表-2のとおりであ

った。本論文では、骨材組合せを ~ の記号で表す。
骨材の産地は図-3のとおり、近畿地方から九州地方の
広範囲に及んでいる。

表-2 骨材の組み合わせ

骨材 組合せ (産地)	記号							
	細骨材	(海砂)	A	C	C	H	F	A
		(砕砂)	B	E	-	E	E	-
粗骨材		B	E	D	E	G	E	
骨材 使用状況	上部工	x					x	
	下部工					x		

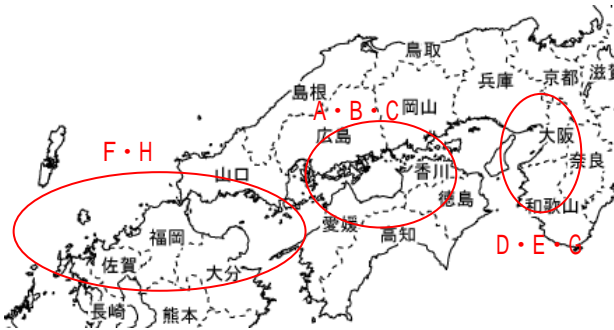


図-3 骨材産地

(4)近畿地方整備局での乾燥収縮に対する取り組み²⁾

2007年にコンクリート標準示方書が改訂され、設計編において設計上の収縮ひずみの最終値は最大1,200 μ程度を想定するという考えが明らかにされた。また施工編においては、レディーミクストコンクリートの受け入れ基準として1,000 μを越えないことが標準と規程された。

第二阪和国道は2007年以前に設計・施工が完了しているため、これらの規程は反映されておらず、ひび割れが発生した橋梁から採取した試料により乾燥収縮試験を実施したところ、最終収縮ひずみが1,000 μを越える結果となった。

第二阪和国道で確認されたひび割れの主要原因は、コンクリートの乾燥収縮ひずみが大きくなる骨材が使用されたものと推定されたが、他の地域のコンクリートにも同一の産地、あるいは同じ性状を示す骨材が使用されている可能性がある。

そのような骨材を使用して製造されたコンクリートは、設計で想定している物性値との乖離が大きいため、運用可能な具体的な作業手順（対策フロー）が定められた。

対策フローの中で、最終乾燥収縮ひずみが 8×10^4 以上（従来は1,000 μ以上）の場合は、そのレディーミクストコンクリートの使用を原則として認めないこととしている。対策フローは、本検討の対象橋梁への調査・試験・解析を実施した結果に基づき、使用材料に起因する収縮が構造物の性能に悪影響を与えることが無いように、暫定的に特別委員会でとりまとめたものである。

3. 調査・試験計画

(1)発生している損傷の整理

H17点検とH22点検結果から、発生しているひび割れ

の進行状況について整理を行った。

a)上部工

使用骨材の組合せによって、損傷進行状況が異なっている。特に および の組合せで進行が顕著である(表-3参照)。

また、同じプレビーム桁であっても、自然田高架橋では損傷が進行しているが、菟砥川高架橋では、あまり損傷は進行していない。この違いは、使用している骨材組合せが異なるためと考えられる(図-4参照)。

表-3 骨材組合せごとの損傷進行状況

骨材 組合せ	構造形式	評価指数(1部材平均)		損傷進展 比(%)
		H17点検	H22点検	
自然田高架橋 (プレビーム)	プレート	7.4	8.9	121
	ボス箱	3.7	7.9	215
	プレビーム	255.4	771.8	302
菟砥川高架橋 (プレート)	プレート	2.9	3.8	133
	ボス箱	0.7	6.5	875
自然田高架橋 (ボス箱)	プレート	3.7	3.7	100
	ボス箱	0.4	0.6	139
	プレビーム	35.0	35.1	100

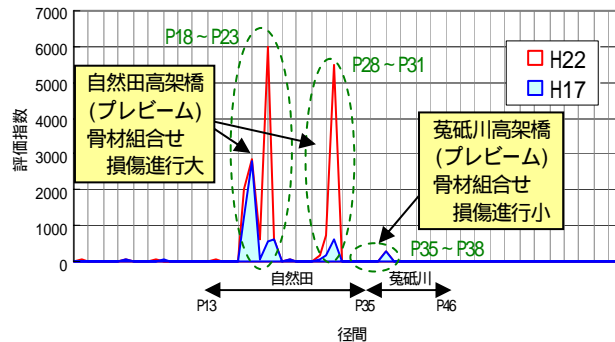


図-4 H17点検とH22点検の損傷状況比較

b)下部工

端支点橋脚、中間支点橋脚で顕著な差は見られないため、伸縮部からの漏水による影響は小さいと考えられる。橋梁定期点検の損傷図からは、損傷は特定の方に偏っておらず全面に発生している。また錆汁の発生は認められなかった。

上部工と比較すると、全体的に損傷の進行程度は低い結果であった。

(2)試験項目の選定

ひびわれの発生原因は、コンクリートの材料、配(調)合、施工・使用環境、構造、外力など様々であるが、一般的なものとしては、「中性化」、「塩害」、「ASR」が挙げられる。

特別委員会では、コンクリートの「乾燥収縮」ひずみが大きくなる特定の骨材使用が原因としているが、確認を得るにはサンプル数が少ないことにも言及している。

a)中性化

特別委員会により十分に中性化残りがいることが確認されており、ひびわれの発生原因は、中性化によるもので無いと判断した。

しかし、理論値よりも中性化は進行していることから、追加試験を実施することが必要と考えた。

b) 塩害

特別委員会により塩分含有量試験が実施されており、塩分濃度が0.14kg/m³と腐食発生限界濃度1.2kg/m³に対して十分小さな値となっていたため、ひびわれの発生原因は、塩害によるもので無いと判断した。

c) ASR

特別委員会において、岩種判定、骨材試験および残存膨張量の測定(JCI-DD2)が実施されている。残存膨張量の測定結果は、いずれも判定基準0.05%を下回ったが、0.047%の膨張量となった試料もあった。

特別委員会の調査時点では、ひびわれの進行が確認されていなかったため、ASRの疑いは低いと結論付けていた。

しかし、H2点検で新たにひびわれの進行が確認されたことから、遅延膨張性骨材によるASRの可能性が考えられた。

微細な結晶粒や歪んだ結晶格子をもつ石英が反応性鉱物である骨材は、膨張が非常にゆっくり進行するなどの理由により、JCI-DD2法では抽出できない要因がある。

よって、遅延膨張性骨材によるASRの検証可能なカナダ法(NBRI法)によるコアの促進養生試験を実施し、遅延性膨張骨材によるASRがひびわれの原因である可能性について検証した。

d) 乾燥収縮

特別委員会において、ひびわれの主要原因は、特定の骨材の使用による乾燥収縮としている。

本検討で、骨材の組合せがひび割れの進行に影響していると考えられたが、特別委員会では、上部工・下部工のすべての骨材組合せに対する試験は実施されていなかった。よって追加試験を行い補完した。

e) DEF(エトリンガイトの遅延生成)

一般にDEF (Delayed Ettringite Formation) は、初期強度発現性を向上させるため蒸気養生された二次製品で見られる損傷である。

しかし最近、ごく稀ではあるが現場打ちコンクリートでも発生しているケースが見られる。よって、DEFが本ひび割れの原因である可能性も考えられた。したがって、粉末X線回折と偏光顕微鏡観察により、エトリンガイトの生成有無を確認した。

4. 調査・試験結果

(1) 試験実施数量

本検討での調査・試験の実施数量は表-4の通りである。

表-4 試験実施数量

調査・試験項目	単位	実施数量
ひび割れ密度	箇所	27
促進膨張試験(カナダ法)	試料	27
粉末X線回折	試料	9
偏光顕微鏡観察	試料	1
乾燥収縮試験	試料	15
中性化試験・かぶり測定	試料	27

(2) 試験結果概要

a) ひび割れ密度

損傷を定量的に評価するために、ひび割れ密度調査を行った。コア採取箇所近傍で範囲を設定してひび割れ長さを計測し、密度を算出した。

試験結果を用いて、「損傷程度」と乾燥収縮試験から求めた「最終収縮ひずみ」の相関を確認した。

b) 促進膨張試験(カナダ法)

全ての試料で、膨張率が0.1%以下となり無害となった(図-5参照)。よって、ひび割れの原因が遅延膨張性骨材によるASRである可能性は無いと判断した。

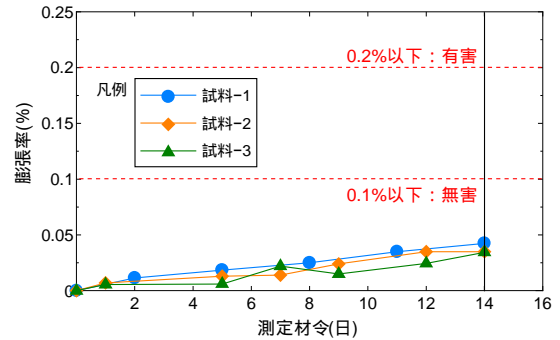


図-5 促進膨張試験結果(抜粋)

c) 粉末X線回折・偏光顕微鏡観察

いずれの試料でもエトリンガイトの生成は確認されなかった(図-6参照)。よって、損傷の原因がDEFである可能性は無いと判断した。

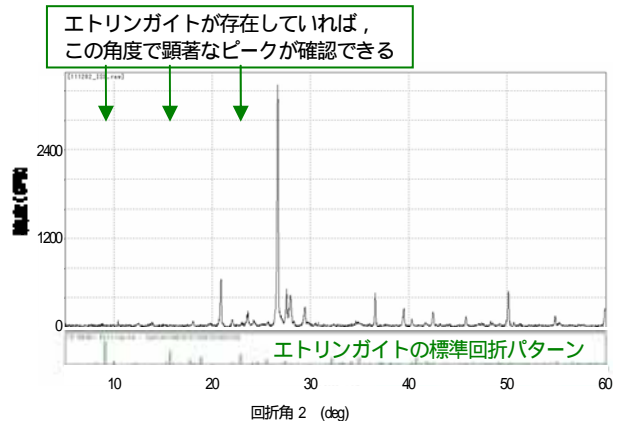


図-6 粉末X線回折試験結果(抜粋)

d) 乾燥収縮試験

乾燥収縮試験は、特別委員会にて提案されている実橋梁からの採取コアから作成した試料を用いる方法とした。乾燥収縮の進行は(式-1)の双曲線で近似できる³⁾。

$$e_{ds}^{\zeta}(t, t_0) = \frac{e_{ds\zeta}^{\zeta}(t - t_0)}{b + (t - t_0)} \quad (式-1)$$

$e_{ds}^{\zeta}(t, t_0)$: コンクリートの材令 t_0 から t までの乾燥収縮ひずみ

$e_{ds\zeta}^{\zeta}$: 乾燥収縮ひずみの最終値

b : 乾燥収縮の経時変化特性を表す項

試験結果を回帰分析し双曲線の係数を算出し、劣化予測を行った(図-7参照)。その結果、骨材組合せごとに異なった劣化予測曲線が得られた。

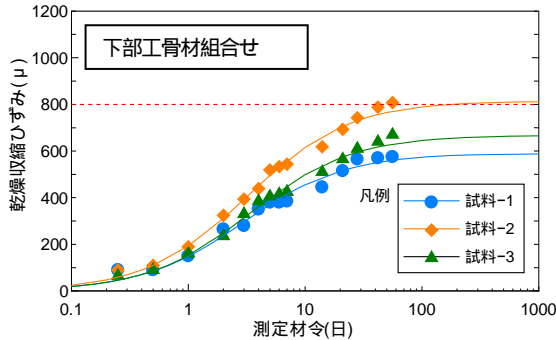


図-7 乾燥収縮試験結果(抜粋)

e) 中性化試験・かぶり測定

採取したコアに対するフェノールフタレイン法により中性化試験を行った。また電磁波レーダ法により鉄筋のかぶりを測定した。

中性化深さと中性化期間の関係式はコンクリート標準示方書に示されている。関係式中の中性化速度係数**b**は、実測値から求めるのが原則であるが、水結合材比より求めることもできる⁴⁾。

表-5 中性化試験結果(抜粋)

骨材組合せ	中性化深さ y	経過年 t	実測値係数 b	理論値係数 b	比
上部工	11.0	10.9	3.33	0.84	3.96
	8.4	10.7	2.32	0.03	77.33
	7.8	11.4	2.31	0.03	77.00
	11.9	10.7	3.67	0.66	5.56
	8.9	10.7	2.97	0.84	3.54
	11.5	10.8	2.98	0.84	3.55

表-5に示すとおり、実測値から計算した中性化速度係数は理論値よりも大きくなっている。単位結合材料が多いIPC上部工でも中性化が進行しているため、中性化速度が速くなっている要因について分析を行った。

(3) 試験・調査結果のまとめ

- 試験・調査結果より以下の点が明らかになった。
- 1: ひび割れの原因はASR, DEFである可能性は無い。
- 2: 乾燥収縮の進行は、骨材の組合せによって異なる。
- 3: 中性化は理論値よりも進行している。

5. 調査・試験結果の分析

(1) 損傷状況と試験結果の分析

a) コンクリート打設時からの最終収縮ひずみ推定

本検討における乾燥収縮試験は、竣工後10年以上経過した部材から採取したコアで実施しているため、試験開始時には、水分損失により、乾燥収縮が進行していると考えられる(図-8)。

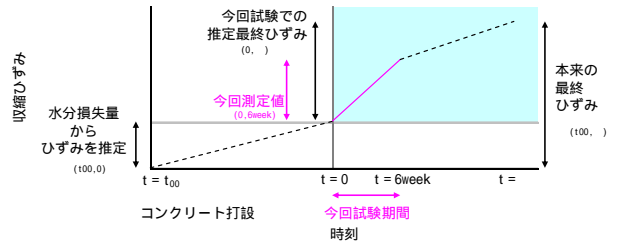


図-8 最終乾燥収縮ひずみ推定の概要

よって、以下の仮定に基づいて補正を行い、本来の最終乾燥ひずみを推定した。

- 1: 水分損失と乾燥収縮ひずみは比例する。
- 2: 水分量はコア表面からの距離に比例する。
- 3: 打設直後の水分量は、コア最深部の水分量に等しい

本来の最終収縮ひずみを推定した結果、次頁の表-6に示すとおり、いくつかの試料で最終収縮ひずみが 8×10^4 となっている。

表-6 最終収縮ひずみ推定結果

骨材組合せ	最終収縮ひずみ	
	上部工	下部工
	-	789
	1,090	847
	671	899
	782	1,172
	656	-
	-	462

b) 「最終収縮ひずみ」と「損傷程度」の相関分析

「最終収縮ひずみ」と「損傷程度」の相関について分析を行った。損傷程度は「ひび割れ密度」とした。

ピアソンの相関分析より、有意な相関関係があること、やや強い正の相関があることを確認した。よって、乾燥収縮がひび割れの原因であると判断できる。

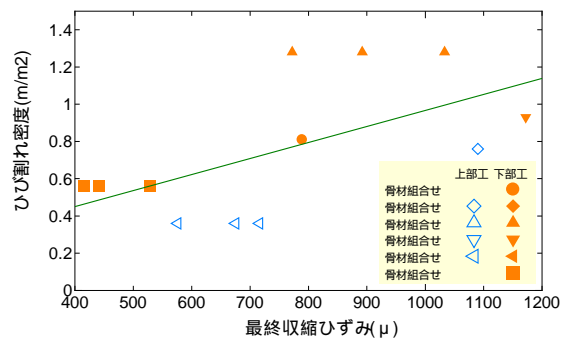


図-9 「最終収縮ひずみ」と「ひび割れ密度」の散布図

c) 「推定単位水量」と「最終収縮ひずみ」の相関分析

中性化速度係数の算出式により、実測値から求めた中性化速度係数から単位水量を推定した。

いずれの試料でも配合設計の単位水量 $165 \sim 173 \text{kg/m}^3$ に

比較して、推定単位水量は $194 \sim 266 \text{ kg/m}^3$ と大きな値(1.2~1.6倍)となった。

続いて、推定した単位水量と最終収縮ひずみとの相関について分析を行った。

図-10に示すとおり骨材組合せごとに分布図を作成すると、単位水量比が大きくなると、最終収縮ひずみが大きくなる傾向が見られた。その傾向は、上部工・下部工に関わりなく確認できた。

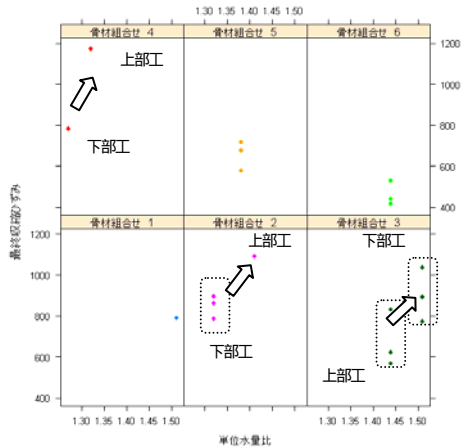


図-10 「単位水量比」と「最終収縮ひずみ」の散布図

特別委員会においても、水セメント比の推定を行っており、配合設計よりも水セメント比が多くなっているサンプルがあった。

なお、本検討で推定した単位水量は、中性化速度係数から求めたものであり、ひび割れの影響などにより、実際の単位水量よりも大きな値となっている可能性はある。

(2) 損傷原因の確定

以上より、第二阪和高架橋に発生しているひびわれの主原因は「乾燥収縮」であると結論づけた。

また、ひびわれの進行状況の差異は、使用されている骨材組合せの違いに依存することが明らかとなった。

その他の要因として、単位水量が多かったことも損傷の進展を助長した可能性が考えられる。

6. 損傷への対策

(1) 損傷の進行予測・対策シナリオの選定

a) 乾燥収縮による損傷の対策シナリオ

部材表面の乾燥収縮ひずみから、(式-1)を逆算して乾燥収縮の経時変化特性を表す項を求め、乾燥収縮による損傷の進行を予測する(図-11参照)。

乾燥収縮による損傷の対策シナリオは、図-12に示すフローにより選定する。

最終乾燥収縮ひずみが 8×10^{-4} 以下の場合、現行規程を満足すると考え、乾燥収縮に対する補修検討は不要と判断した。

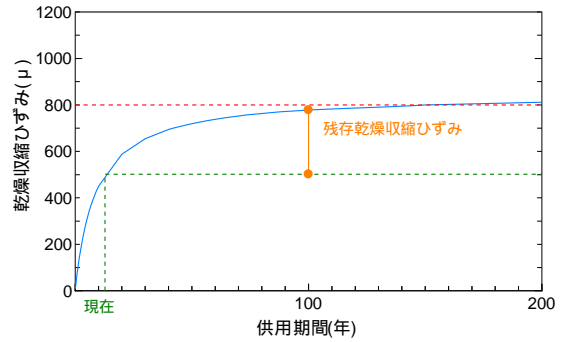


図-11 乾燥収縮による損傷の進行予測例

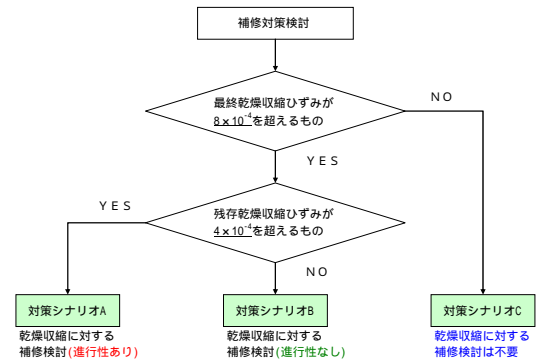


図-12 乾燥収縮による損傷の対策シナリオ選定フロー

部材表面の乾燥収縮ひずみは 4×10^{-4} となった時、幅0.2mm、間隔0.5mのひび割れが発生し対策が必要⁵⁾とした。

よって、残収縮ひずみが 4×10^{-4} 以下の場合、補修を行えば、供用100年の間に対策が必要なひび割れが新たに発生しないと考えられ、進行性なしとして補修計画を立案した。逆に、残収縮ひずみが 4×10^{-4} 以上の場合、進行性ありとして、補修計画を立案した。

b) 中性化による損傷の対策シナリオ

実測した中性化深さから求めた中性化速度係数を用いて、中性化による損傷の進行を予測する。

中性化による損傷の対策シナリオは、図-13に示すフローにより選定する。

供用期間100年の間に中性化残りが10mm以下に達する場合は、中性化による損傷への対策が必要と考え、補修計画を立案した。

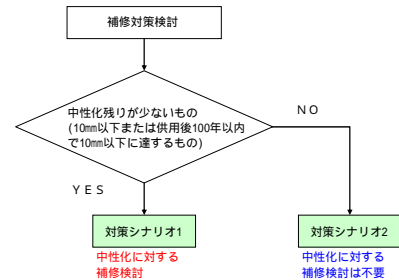


図-13 中性化による損傷の対策シナリオ選定フロー

c) 複合劣化による損傷の対策シナリオ

乾燥収縮と中性化の対策シナリオを組み合わせる複合

劣化による損傷の対策シナリオを策定し、表-7に示すA-1~C-2までの6通りの対策シナリオとする。

表-7 複合劣化による損傷の対策シナリオ

対策シナリオ	乾燥収縮		中性化	
	対策必要		対策不要	対策必要
	進行性あり	進行性なし		
A-1				
A-2				
B-1				
B-2				
C-1				
C-2				

(2)補修工法の選定

供用期間(100年)の間に耐久性に影響がある損傷を発生させないことを維持管理目標として補修工法の選定を行った。

a)乾燥収縮に対する補修工法の選定

乾燥収縮による損傷の進行が予測される対策シナリオAに対しては、エポキシ樹脂注入材3種を使用し、進行の恐れがない対策シナリオBおよびCに対しては、エポキシ樹脂注入材1種を使用する。

表-8 エポキシ樹脂注入材の要求性能⁶⁾

	土木補修用エポキシ樹脂注入材	
	1種	3種
ひび割れ進行区分	進行が止まった	進行している
ひび割れ幅(mm)	0.2~5.0	
伸び率(%)	-	100以上

b)中性化に対する補修工法の選定

対策シナリオIに対しては、中性化による損傷を顕在化させないことを目的に表面保護工を実施する。

大きな乾燥収縮が生じている構造物に対して、透湿性の無い表面保護工を適用した場合、内部水分の移動により自己収縮と同様の応力が発生し、貫通ひび割れが生じる恐れがあるため、対策シナリオAおよびBに用いる材料は、水蒸気透過性を要求性能とした。

また、第三者被害が想定される箇所については、はく落抵抗性を要求性能とした。

表面保護工法は、表-9に示す要求性能を担保出来る工法を選定できるように、図-13に示す選定フローに従って選定を行った。

表-9 表面保護工(表面被覆工)の要求性能

要求性能	準拠基準	判定
二酸化炭素透過防止性	JIS A1171	1mm以下
水蒸気透過性	JSCE-K522-2006	高透湿性 15g ² ・日以上
ひび割れ追従性	JSCE-K532-2007	高追従 1.00mm以上 中追従 0.40~1.00mm
はく落抵抗性	-	1.5kN以上 ⁷⁾

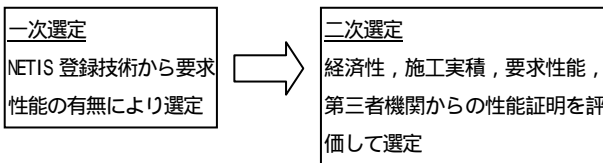


図-13 表面保護工の選定フロー

7.まとめ

(1)結論

特別委員会報告書と本検討で得られた結果から、進展するひび割れの劣化原因は乾燥収縮によるものであり、損傷の進行原因は特定産地の骨材組合せと判断した。

また、配合設計より単位水量が多かったと推測でき、それも損傷進行の一因となった可能性が考えられる。

今後、本検討に基づき、対象橋梁の長寿命化を主眼とした保全対策を進めていく予定である。

(2)今後の展望

レディーミクストコンクリートの受け入れ規程値である 8×10^{-4} は、第二阪和国道に対する調査結果から得られた暫定値である。

今回の検討では、骨材の組合せに着目し、対象橋梁で使用されている骨材組合せ6パターン全てに対して試験を行ったが、骨材の組合せは他にも考えられる。骨材組合せによっては、さらに大きな進展が生じる可能性があるため、今後も施工事例を収集していくことにより、規定値の精度を高めていく必要がある。

(3)おわりに

2010年にコンクリート構造物の収縮ひずみに関して、コンクリート標準示方書の品質管理基準が試行的に制定されたが、要因となった事象が本論文の対象橋梁であることから、その背景を知ることによって技術部局の技術向上に資すれば幸いである。

謝辞：今回の検討にあたり協力頂いた京都大学大学院宮川豊章教授と岡山大学綾野克紀教授に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) (社)土木学会：第二阪和国道の橋梁損傷対策検討特別委員会報告書，2010
- 2) 国土交通省近畿地方整備局：橋梁上部工への「コンクリートの長さ変化試験」の試行導入について，2010
- 3) (社)土木学会：2007年制定 コンクリート標準示方書設計編，pp47,2008
- 4) (社)土木学会：2007年制定 コンクリート標準示方書維持管理編，pp92-93,2008
- 5) 国土交通省：橋梁定期点検要領(案)，
- 6) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト コンクリートの耐久性向上技術の開発(土木構造物に関する研究成果)，pp237,1989
- 7) 日本道路公団：コンクリートはく落防止対策マニュアル，pp35,2000

河川コンクリート構造物点検の手引き(案)の作成

坂尾 祥文¹・松江 庸介²

¹近畿地方整備局 猪名川河川事務所 調査・品質確保課 (〒563-0027大阪府池田市上池田2-2-39)

²近畿地方整備局 近畿技術事務所 品質調査課 (〒573-0166 大阪府枚方市山田池北町11-1)

老朽化した施設の維持管理が重要となっている昨今の状況において、河川コンクリート構造物では、健全度評価方法や対策区分判定の具体的な判断基準、および、点検方法やその手順等が定められていない状況である。そのため、本稿では、具体的な今後のマネジメントサイクルを見据え、これらの問題に対処すべく近畿技術事務所が行った過去の技術管理業務で得た知見等をもとに、河川コンクリート構造物点検の手引き(案)の作成を行ったものである。

キーワード 河川管理施設、手引き、健全度評価、点検業務、コンクリート

1. はじめに

近畿地整管内における河川の直轄管理施設は約550施設あるが、そのほとんど全てがコンクリート構造物を含む施設である。中でも樋門・樋管は400施設を超える。そのうち築造から現在までに40年を経過している施設は3割を超過しているが、10年後には6割を超えることになり、老朽化した施設の維持管理が重要事項となっている。樋門・樋管等の河川コンクリート構造物に生じる変状の要因は、外力の影響(沈下、開き、段差)、漏水による影響(止水板の変形、析出物の滲出)、劣化因子の影響(アルカリ骨材反応、塩害、中性化)、流水による影響(すり減り)、施工不良(かぶり不足、ジャンカ等)などが考えられる。これらの変状は放置したままであると、変状が進行し大規模修繕に至る可能性がある。従って、今後の河川コンクリート構造物の管理では、小規模な補修を繰り返し実施することで、施設の長寿命化を図る予防保全型管理が望まれる。

また、河川管理においては、コンクリート構造物に限らず、従来から河道や施設の変状の発生とそれへの対応、災害の発生と対策等の繰り返しの中で、安全性を確保しつつ過去の経験等をもとに処置を講じ、実態としてサイクル型の管理が長年にわたり実施されてきたところである。

しかし、今後ますます河川管理に係る業務も多岐にわたっていくことが十分に考えられることから、現場を基本としたサイクル型河川管理のノウハウの効率的な継承が急務となっていた。このことは、当事務所と河川関係事務所との技術交流会においても維持管理における課題

として挙げられていた。

2. 本手引き(案)の概要

本手引き(案)の作成にあたっては、現場で実際に点検業務を行う若年職員(出張所の係長等)が使用することを想定した。そのため、職員が点検を行うにあたり、部材等の損傷の程度を計測等によって確認し、簡易判定を行い、その結果を記録する一連の手順や判定方法等を具体的に示すものとした。また、河川巡視等で概括的に把握した異常・変状等の点検において、具体的実施手順を示す他、異常な状態を具体的に写真で示し、状態のレベルの判定等を容易に行うことが出来るよう工夫した。

また、本手引き(案)は、河川砂防技術基準維持管理編「河川編」¹⁾を踏襲した、堤防等河川管理施設及び河道の点検要領案²⁾における「河川管理施設(堤防を除く)」の点検における損傷程度の評価や対策区分判定に対応できる位置付けとしている。

さらに、手引き(案)には、実際に現場で使用する係長等の意見を反映させるために、手引き(案)のプロトタイプを河川関係事務所や出張所へ配布の上、係長等へのヒアリングを実施した。ヒアリングの結果から、内容の分かりにくい箇所や改善点等の意見を整理し、出来るだけ実用的な手引き(案)となるようにブラッシュアップを行っている。

3. 調査結果

(1) 点検対象施設・部位の設定

調査目的に述べたように、河川コンクリート構造物に関する具体的な損傷評価方法や補修補強判定の統一した基準は特に設けられていない状況にある。

そのため、本手引き（案）の点検対象施設・部位は、樋門を中心として、通常の維持管理業務において職員による目視が可能な河川コンクリート構造物のコンクリート部材等に幅広く適用できるものとした(図-1)。

- ・本手引き（案）では、河川管理施設で最も多く設置されている樋門を例に解説することとしたが、その他、堰や水門、矢板式護岸、堤防のバラベツ式特殊堤等のコンクリート部位にも適用することとした。
- ・大規模施設である大堰や排水機場等についても、当該施設固有の点検要領等が用意されていない場合には、必要に応じて本手引き（案）を適用することとした。
- ・張り護岸、積み護岸などコンクリートブロック等で構成されている施設は対象外とした。
- ・水中に没しており陸上から目視が困難な床止めや水制工等も対象外とした。
- ・樋門に付随する管理橋、操作室は対象とし、コンクリート以外の材質が用いられている部位（鋼桁、窓枠など）についても損傷評価の対象とした。

(2) 損傷程度の評価方法

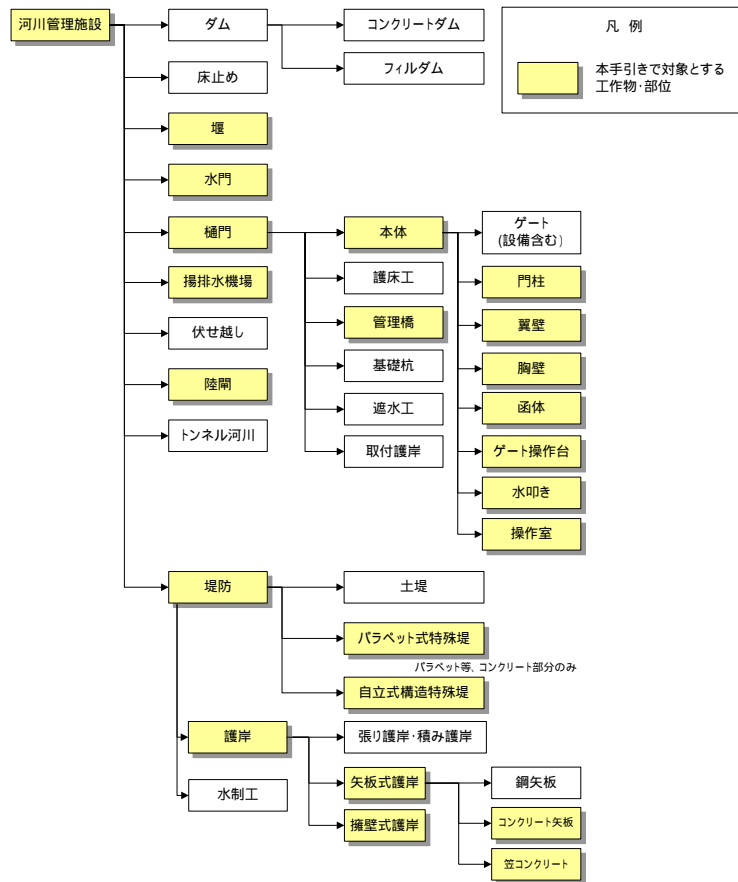


図-1 点検対象とした施設及び部位

点検対象施設・部位に生じる損傷について、損傷の種類と損傷の程度に応じた健全度評価基準を設定した。

a) コンクリート部材

コンクリート部材の経年劣化や外力による損傷の種類

表-1 コンクリート部材の損傷種類

対象部材	損傷種類
コンクリート	ひびわれ
	浮き、剥離・鉄筋露出
	漏水・遊離石灰
	すり減り
	開き
	沈下

表-2 コンクリートの健全度評価基準(一部)

・浮き、剥離・鉄筋露出

健全度	状態の目安	事例写真
a	損傷なし。	-
b	-	-
c	うきまたは軽微な剥離が生じている。	
d	剥離が生じて鉄筋が露出しているが、鉄筋の腐食は軽微である。	
e	剥離が生じて鉄筋が露出し、鉄筋が著しく腐食している。	

・ひびわれ

健全度	状態の目安	事例写真
a	損傷なし。	-
b	幅 0.2mm 以下のひびわれが見られる。	
c	幅 0.2mm 超、0.3mm 以下のひびわれが見られる。	
d	幅 0.3mm 超、1.0mm 以下のひびわれが見られる。	
e	幅 1.0mm 超のひびわれが見られる。幅 0.3mm 超のひびわれが、著しく多く見られる。	

や健全度評価は、各機関の指針や要領等で整理されているが、種類の数や健全度評価の段階は様々である。本調査においてはコンクリート部材や鋼部材で構成される橋梁の健全度評価が体系的に整理されている橋梁定期点検要領(案)³⁾を参考とし、コンクリートのひび割れ調査・補修・補強指針-2009⁴⁾、ひび割れ判断の手引き(案)⁵⁾、樋門補強マニュアル(案)⁶⁾等を用いて、コンクリートの損傷種類と健全度評価基準を設定した(表-1, 2)。

b) 鋼部材

本手引き(案)では樋門に付随する管理橋も点検対象とした。管理橋は鋼部材であることが多い。そのため、鋼部材の損傷種類、健全度評価基準についても設定した。設定にあたっては「橋梁定期点検要領(案)」を参考とした(表-3, 4)。

c) その他の部材

点検対象とした樋門操作室では、建具(窓、扉)のシーリングの劣化により漏水があると、ゲート設備に支障を及ぼす可能性がある。そのため、建具(窓、扉)のシーリングの劣化についても健全度評価基準を設定した。設定にあたっては、建築物修繕措置判定手法⁷⁾を参考とした(表-5, 6)。

(3) 対策区分判定

点検により損傷を発見、評価した後、損傷程度の評価に基づき補修対策をいつ実施すべきであるかを判断することが必要となる。そのため「橋梁定期点検要領(案)」を参考に「対策区分判定」を設定した(表-7)。

(4) 点検手法の検討

河川コンクリート構造物点検は、出水期前や河川巡視にて劣化・損傷が報告された際に実施する「外観目視点検」と、外観目視点検で発見された劣化・損傷の原因究明や劣化予測を行うために実施する「詳細調査」の二段階の体系とした。外観目視点検に基づく損傷程度の評価・対策区分判定は、点検を河川コンクリート構造物に詳しくない職員も実施すること、点検が職員の技術力向上の貴重な機会であること、評価・判定結果のチェック体制を確保すること等に配慮し、評価・判定を一次と二次の二段階で実施する流れとした(図-2)。また、一次判定では、健全度評価数等から簡易的に対策区分が判定できる仕組みを作成した(表-8)。二次評価・判定は各事務所に設置する判断会議で実施することとし、以下の役割を持たせることとした。

- ・ 損傷の発生箇所や状況は千差万別であり、点検者の主観的な判断により、評価にバラつきが生じてしまうことを解消する。
- ・ 河川コンクリート構造物が置かれている環境条件や劣化の進行状況などから総合的に勘案して判断する。

外観目視点検においては、施設全体の状況を確認した

表-3 鋼部材の損傷種類

対象部材	損傷種類
鋼	腐食
	防食機能の劣化

表-4 鋼材の健全度評価基準

・腐食

健全度	状態の目安		事例写真
	損傷の深さ	損傷の面積	
a	損傷なし		
b	小	小	
c	小	大	
d	大	小	
e	大	大	

損傷の深さ

区分	一般的状況
大	鋼材表面に著しい腐蝕が生じているか、または、明らかな板厚減少が視認できる。
小	錆は表面的であり、著しい板厚の減少は視認できない。

損傷の面積

区分	一般的状況
大	着目部分の全体的に錆が生じている。または着目部分に広がりのある発生箇所が複数ある。
小	損傷箇所の面積が小さく局所的である。

表-5 その他の部材の損傷種類

対象部材	損傷種類
その他	シーリングの劣化

表-6 その他の部材の健全度評価基準

・シーリングの劣化

健全度	状態の目安	事例写真
a	損傷なし。	
b	-	
c	-	
d	-	
e	漏水又はその痕跡が見られる。	

あと、地上からの近接目視、または、遠望目視により実施することにした。近接目視、または、遠望目視の区分は、対象部位・部材の視認状況に応じて判断を行うこととした(図-3)。

詳細調査は、対策区分判定が「S」と判定され、劣化原因の推定が必要な場合や、補修補強方法が外観目視のみでは判断出来ない場合等に、コンクリート関連の有資格者等やコンクリート構造物に関する専門知識を有する者が実施することとした。

点検から損傷程度の評価、対策区分判定、補修の実施までの流れを図-4に示す。

(5) 河川コンクリート構造物点検の手引き(コンクリート編)の作成
上記で作成した内容を取りまとめて、河川コンクリー

ト構造物点検の手引き(コンクリート編)を作成した。以下に手引き(案)の特徴を示す。

手引き(案)は、【解説編】と【手順書】から構成するものとした。手順書では、解説書の記載箇所をすぐに参照できるようにするために、解説書の該当頁を記載した。

点検シートは、以下に配慮して作成した(図-5)。

- ・河川カルテに添付できる様式、
 - ・劣化の経年変化が分かるように時系列的に整理
 - ・記入要領、および、記入例を添付
- 損傷評価基準一覧表と現場用チェックシートを作成した。

分かりやすい手引き(案)とするために、参考写真や図表を多用した。

表-7 河川コンクリート構造物における判定区分

判定区分	判定の内容	具体例
A	損傷が認められないか、損傷が軽微で補修を行う必要がない。	-
B	状況に応じて補修を行う必要がある。	一部のコンクリートにひびわれや剥離等が生じているものの、次回の定期点検までに放置しても構造物の安全性が著しく損なわれない状態。
C	速やかに補修等を行う必要がある。	一部のコンクリートが剥離し、内部の鉄筋が腐食して断面減少するなど、損傷が著しく次回の点検までに補修が必要な状態。
D	構造の安全性の観点から、緊急対応の必要がある。	コンクリートが広範囲で剥離し、多くの鉄筋が腐食して断面減少するなど、構造の安全性が著しく損なわれており、緊急に処置されることが必要な状態。
S	詳細調査の必要がある。	アルカリ骨材反応の恐れがある場合など、目視点検だけでは原因の推定や補修方法の検討が困難な場合。

表-8 対策区分判定(一次判定)の例

健全度評価数	損傷範囲・部材箇所	劣化要因の推定	判定区分
a, または, bのみである (c・d・eはなし)	-	-	A
cが1つ以上ある (d・eはなし)	-	-	B
dが1つ以上ある (eはなし)	dの損傷が、局部的である	-	C
	dの損傷が、広範囲である、または、構造上重要箇所である	できる	D
eが1つ以上ある	-	できない	S
	-	できる	D
-	-	できない	S

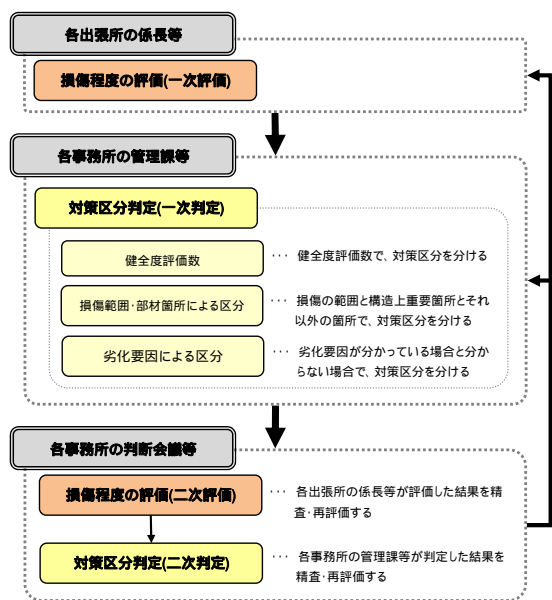


図-2 外観目視点検の評価方法

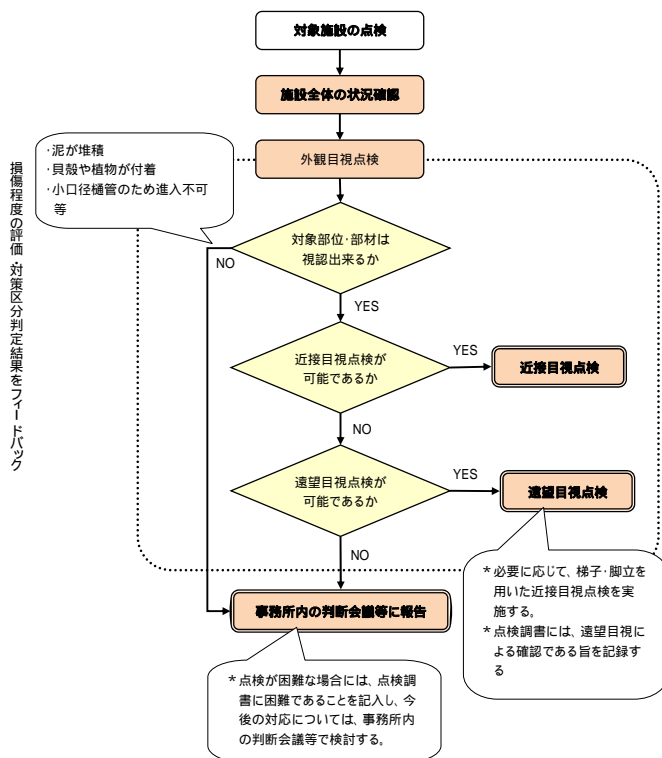


図-3 外観目視点検の流れ

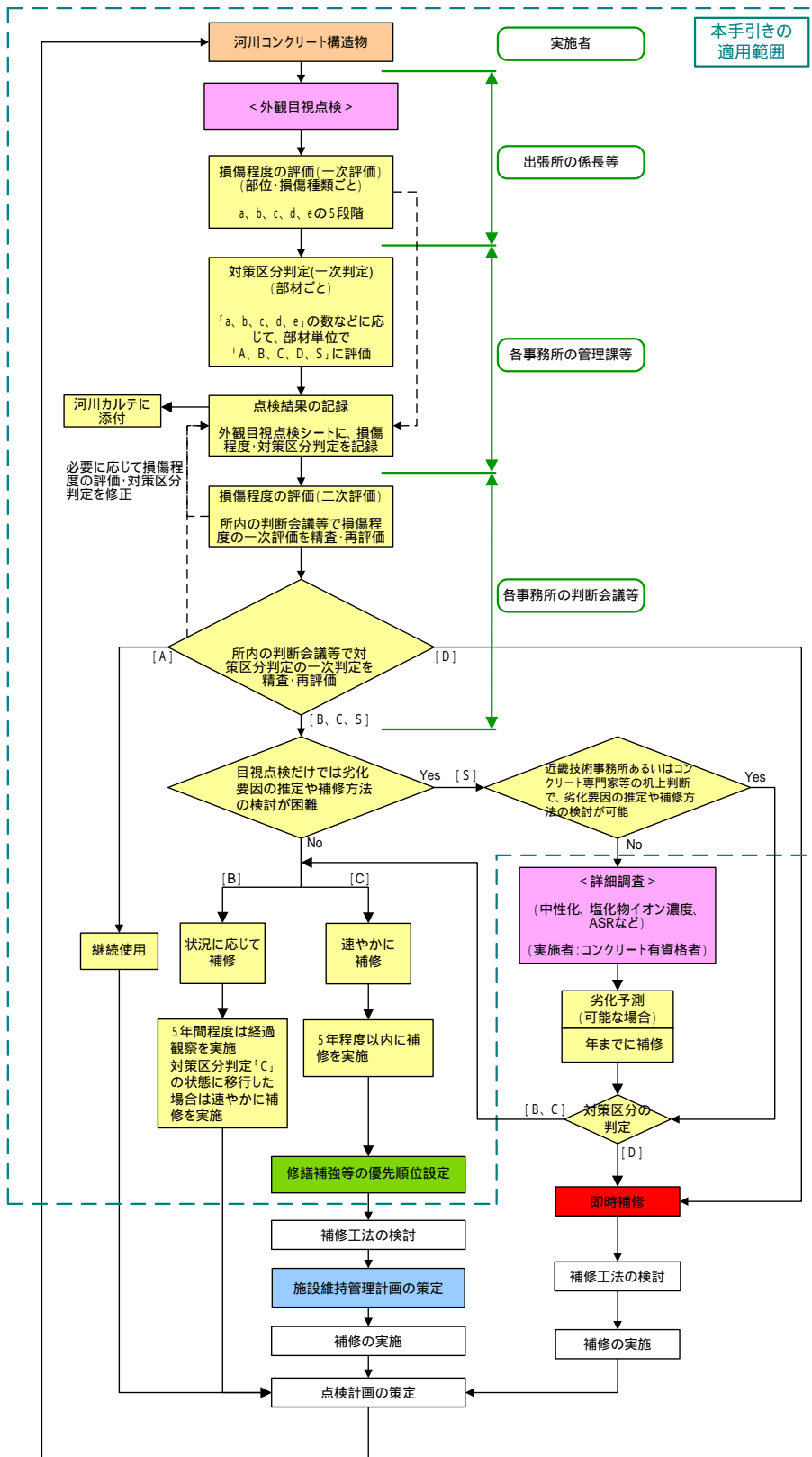


図4 点検から補修までの流れ

出張所の係長に意見照会を行い、手引き（案）にはこれらの意見を反映させ、ブラッシュアップを図った。
 コンクリート構造物に関する主な参考文献を記載した。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局：河川砂防技術基準維持管理編「河川編」，2011年5月
- 2) 国土交通省河川局：堤防等河川管理施設及び河道の点検要領案，2011年5月
- 3) 国土交通省国道・防災課：橋梁定期点検要領(案)，2004年3月
- 4) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針-2009-，2009年3月
- 5) 建設省近畿地方建設局近畿技術事務所：ひび割れ判断の手引き（案）<近畿地建版>，1997年3月
- 6) 国土交通省河川局治水課：樋門補強マニュアル(案)，2001年12月
- 7) (財)建築保全センター：建築物修繕措置判定手法，1993年6月

5. 今後の計画

本手引き（案）は来年度以降，本格的に現場で実践されていくことになる。様々な構造形式や規模，環境条件への適用性，出張所や事務所の組織体制に応じた点検体制の構築等，現在は想定し得ない改善すべき箇所が出てくることが考えられる。そうした改善への意見・要望を吸い上げ，継続的に見直しを行うことにより，実践的な手引き（案）に改定していく予定である。

また，本手引き（案）の対象外となっている施設に関する評価基準や点検手法についても，別途検討していく必要があると考えている。

【記入例】 河川コンクリート構造物 外観目視点検シート 損傷程度・対策区分判定記入表															
水系		川		事務所		出張所									
施設名	部材名	位置	名称	12K/8+05m	施設管理者	国土交通省 近畿地方整備局 河川国海事務所									
損傷程度・対策区分判定	施設名	部材名	位置	点検年月日	材質	損傷種類	損傷程度	対策区分判定	写真番号	備考	記入者	損傷状況写真			
												写真番号	近景写真	遠景写真	
・損傷がみられた場合、その施設と対象部材を記入し、損傷程度・対策区分判定を行う。	樋門	本体	門柱	上流側	H21.4.26	コンクリート	ひびわれ	a				近畿本部 (一次評価) 近畿三層 (一次判定)	1		
							浮き・剥離・鉄筋露出	c	B	1					
							漏水・遊離石灰	a							
							すり減り	-							
							開き	-							
							沈下	-							
							腐食	-							
							防食機能劣化	-							
							その他	シーリング劣化	-						
・点検記録は、時系列で記入する。	樋門	本体	真壁	-	H21.4.26	コンクリート	ひびわれ	a				近畿本部 (一次評価) (一次判定)	2		
							浮き・剥離・鉄筋露出	a	A						
							漏水・遊離石灰	a							
							すり減り	c	B	2					
							開き	a	A						
							沈下	a							
							腐食	-							
							防食機能劣化	-							
							その他	シーリング劣化	-						
・変化なし	樋門	本体	門柱	上流側	H22.3.10	コンクリート	ひびわれ	a		3	変化なし	近畿次部 (一次評価) 近畿四層 (一次判定)	3		
							浮き・剥離・鉄筋露出	c	B						
							漏水・遊離石灰	a							
							すり減り	-							
							開き	-							
							沈下	-							
							腐食	-							
							防食機能劣化	-							
							その他	シーリング劣化	-						
・変化なし	樋門	本体	真壁	-	H22.3.10	コンクリート	ひびわれ	a				近畿次部 (一次評価) (一次判定)	4		
							浮き・剥離・鉄筋露出	a	A						
							漏水・遊離石灰	a							
							すり減り	c	B	4	変化なし				
							開き	a	A						
							沈下	a							
							腐食	-							
							防食機能劣化	-							
							その他	シーリング劣化	-						
その他特記事項															
点検年月日	特記事項										記入者				
H21.4.26	橋体内、真壁、水叩きは、漏水のため、点検不可。操作室の屋根は、コンクリート・鋼以外である。										近畿本部				
H22.3.10	同上										近畿次部				

図5 外観目視点検シート

東日本大震災の知見を踏まえた水門の基本設計 について

藤倉 永大¹・河崎 尚弘²

¹近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 技術開発課 (〒651-0082兵庫県神戸市中央区小野浜町7-30)

²近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 技術開発課 (〒651-0082兵庫県神戸市中央区小野浜町7-30)

東北地方太平洋沖地震及びこれに伴う津波により水門を含む多くの海岸保全施設が被災した。一方で、今回発生した津波のような発生頻度は極めて低い影響が甚大な最大クラスの津波に対する設計手法は、現時点で明確にされたものはない。

そのような状況の中、今後高い確率で発生することが懸念されている東海・東南海・南海地震等に伴う津波により甚大な被害が想定されている和歌山下津港の海南地区において、津波水門の検討を行ったものである。

キーワード 津波水門, 基本設計, 最大クラスの津波, M9クラス地震, 三連動地震

1. はじめに

平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震及びこれに伴う津波は、海岸沿いに整備した一連の防護ラインを乗り越え、堤内地へ浸水被害をもたらすと同時に多くの海岸・港湾・河川構造物を破壊した。

中でも防潮水門・潮止め堰などの構造物は、地震発生時の揺れによる損傷は致命的ではないものの、津波による波力や津波来襲後の越流によって電源・制御設備が浸水し、機能不全になったものや管理橋ごと流出した事例が確認された。また、今回発生した津波は、越流後に引波が生じたため、[図-1](#)に示すとおり隣接する取付護岸の多くが転倒し、水門だけが取り残されているといった箇所も多く確認され、今回の津波では設計外力を大きく上回るものであったことに加えて、超過外力に対して脆弱であることが明らかになった。



図-1 東日本大震災における被災状況

これを受け、今後の施設計画・設計においては、発生頻度の高い津波に対する安全性の確保だけでなく、発生頻度は極めて低い影響が甚大な最大クラスの津波に対しても、壊滅的な倒壊はしにくい「粘り強い構造」が求められているところである¹⁾。

本稿で報告する対象施設は、和歌山下津港海岸（海南地区）において整備する津波対策水門（水門幅30m、高さ9.5mと日本最大級クラス）であり、近い将来高い確率で発生することが懸念されている東海・東南海・南海地震（以下「三連動地震」という）を踏まえ、早期整備が求められている施設である。

本稿では、東北地方太平洋沖地震及びこれに伴う津波による被災実績²⁾、中央防災会議の方針³⁾、施設天端を越流するような津波に対する考え方^{1) 2) 4)}などを踏まえ、発生頻度の高い津波に対する検討を前提としつつ、最大クラスの津波に対しても「粘り強い構造」となるよう検討した結果を報告する。

2. 基本設計内容

(1) 設計する上での適用基準

設計対象施設である水門は、和歌山下津港海岸（海南地区）における津波防護ラインの一翼をなし、係留区域の港口部に整備される計画であり、海岸保全施設として運用される施設である。

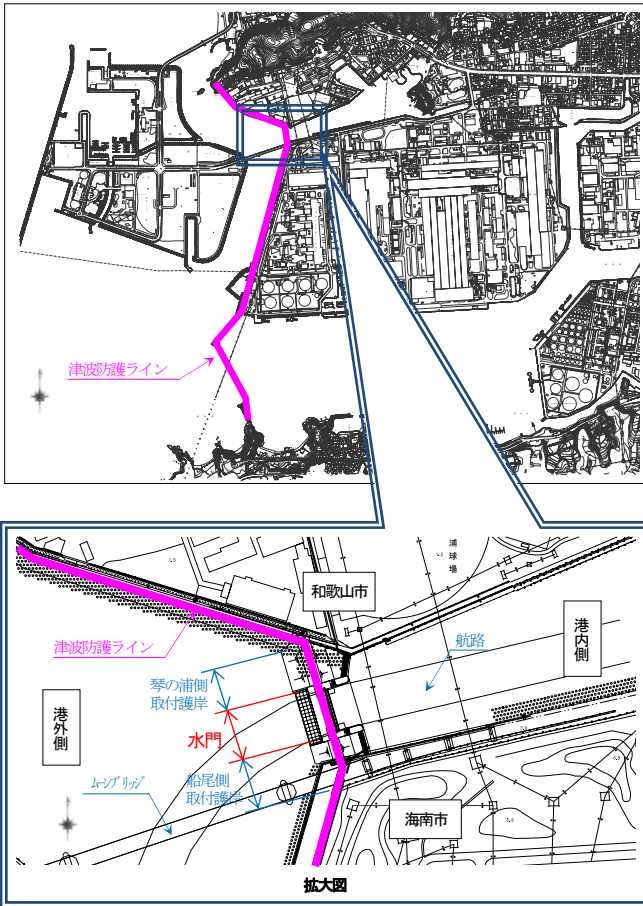


図-2 平面図

通常、海岸保全施設の設計手法は、海岸保全施設の技術上の基準・同解説⁵⁾（以下「海岸基準」という）及び港湾の施設の技術上の基準・同解説⁶⁾（以下「港湾基準」という）に基づき設計する。しかしながら、信頼性設計によって構造物の安全性を確認する海岸基準及び港湾基準においては、取付護岸の設計は出来るものの、水門に対しては具体的な性能規定が明確に定められていない。一方で、河川構造物では、河川構造物耐震性能照査指針（案）⁷⁾（以下「河川基準」という）において、水門に対する要求性能を耐震性能という規定で整理されており、具体的な照査方法が明記されていることから、対象水門については海岸基準及び港湾基準に準拠しつつも、具体的な照査方法は、河川基準や道路橋示方書⁸⁾、コンクリート標準示方書⁹⁾に基づいて照査した。

(2) 津波水位

津波水位については、図-3及び図-4に示す津波シミュレーション結果より表-1のとおり設定した。なお、余震時の津波水位については、3ピークの平均値とした。表-1より余震（M9クラス地震）時の津波においても発生頻度の高い津波水位より高いため、最大クラスの津波が非常に大きいものであることが分かる。

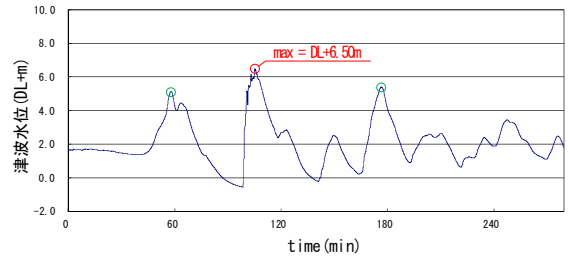


図-3 津波波形（発生頻度の高い津波）

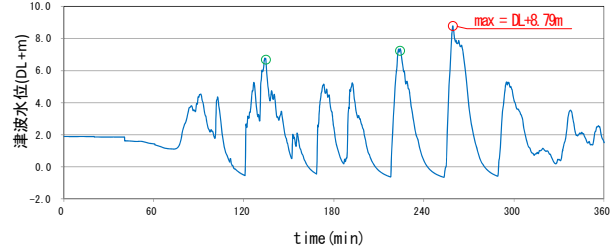


図-4 津波波形（最大クラスの津波）

表-1 対象津波水位（潮位：HWL=DL+1.90m）

①	発生頻度の高い津波 （三連動地震により発生する津波）	DL+6.50m
②	余震（三連動地震）時の津波	DL+4.91 m
③	最大クラスの津波 （M9クラス地震により発生する津波）	DL+8.79 m
④	余震（M9クラス地震）時の津波	DL+6.87 m

(3) 外力ケース

対象水門に作用する外力は、「想定外の外力」とならないように、実現現象として考えられる外力を組合せて設定した。ここでいう実現現象として考えられる外力とは、東日本大震災でみられた継続時間の長い地震や本震以降の余震回数がこれまで発生した大規模地震に比べて多い結果を受け、最大クラスの津波及び最大クラスの津波を引き起こす地震（以下「M9クラス地震」という）や、津波と余震の同時生起を外力ケースとして設定した。

その結果、照査した外力は、常時（自重・風荷重）、地震時（L1地震）、高潮・波浪時、発生頻度の高い津波（三連動地震により発生する津波）時、大規模地震（L2地震：海溝型、直下型の2種類）時に加え、M9クラス地震時とそれに伴い発生する最大クラスの津波時、更には津波（押波）と余震の同時生起、津波（引波）と余震の同時生起とした。

本検討における外力ケース設定の特徴は、津波と余震を同時に作用させたことである。通常の水門であれば、地震もしくは津波の両ケースを外力として作用させ、クリティカルとなる外力ケースで部材を設定する。

今回のように、津波と余震を同時に作用させるということは、水流方向でいうと、図-5に示すとおり地震時の構造物自身に発生する慣性力と地震時に生じる動水圧、更に余震時の津波が同時に作用する場合であり、他の外力ケースに比べて非常に大きな外力ケースとなる。

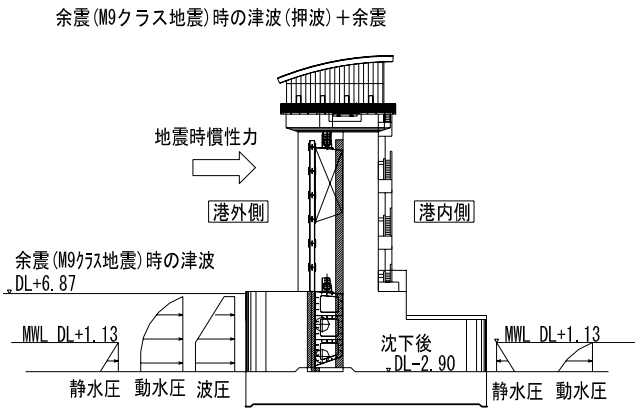


図-5 津波(押波)+余震の同時生起作用時のモデル図

(4) 要求性能と性能規定

対象水門は、発生頻度の高い津波（三連動地震により発生する津波）に対する津波防災施設であり、大規模地震（L2地震：海溝型、直下型の2種類）に対しても水門としての機能を確保することが前提となる。水門としての機能とは、大規模地震後もゲートの開閉が可能であり、防護ラインを確保するという機能である。ただし、大規模地震も海溝型と直下型に大別されるが、津波が発生しないと考えられる直下型については一定期間内に修復することを前提として、海溝型に比べ要求性能を1ランク下げる計画（耐震性能2→耐震性能3）とした。

表-2 耐震性能

耐震性能1	水門としての健全性を損なわない性能
耐震性能2	水門としての機能を保持する性能
耐震性能3	水門としての機能の回復が速やかに実行可能な性能

水門の機能は、地震時や津波来襲時にゲートの開閉が可能であることを前提とするが、大規模地震時に対しても耐震性能1（水門としての健全性を損なわない）を確保することは、施設の規模が大規模となり、コスト面を考えると現実的ではない。

ただし、高い確率で発生することが懸念されている三連動地震（L2地震 海溝型）及び発生頻度の高い津波（三連動地震により発生する津波）に対しては、所定の機能を発揮すべきであり、耐震性能2（塑性変形を生じてもゲートの開閉に支障をきたさない）を確保することとした。

しかし、1000年に1回程度の確率で発生するとされる最大クラスの津波（M9クラス地震により発生する津波）に対しては、全てをハード対策で対応することは施設整備に必要な費用、海岸の環境や利用に及ぼす影響などの観点から現実的ではないため、越流は許容するものの、水門としての機能の回復が速やかに実行可能なことを

前提に耐震性能3を確保することとした。なお、M9クラス地震については、その後に発生する最大クラスの津波を考慮して、三連動地震（L2地震 海溝型）と同様に耐震性能2を確保することとした。

(5) 設計手法

対象水門における設計状態と主たる作用を表-3に示す。

表-3 設計状態と主たる作用

永続状態	自重
変動状態	レベル1地震動
偶発状態	レベル2地震動 M9クラス地震動 津波

計画する水門施設は、作用する外力によって、永続状態と変動状態、偶発状態に大別され、それぞれの状態によって設計する手法は異なる。

a) 水門本体

水門本体については、永続状態や変動状態では、水門としての健全性を損なわない性能を確保するため、通常のコンクリート構造物と同様に許容応力度法により弾性領域内となるよう照査を実施した。

偶発状態では、地震時保有水平耐力法により照査を実施し、塑性変形がゲートの開閉を妨げない範囲となるよう照査を実施した。

なお、河川基準での照査は、基本的に静的照査法による照査となるが、対象水門は動的照査法による照査も実施した。

b) 水門基礎

水門基礎については、原則、全ての設計状態において降伏しないことを前提としているが、偶発状態において液状化の影響を考慮する場合は、降伏以下にしようとする不合理な設計になることがあるため、許容塑性率及び許容変位以下となるよう照査を実施した。この手法は、橋脚や橋台を設計する道路橋と同様の照査手法であり、道路橋示方書¹⁰にも照査方法が記述されている。なお、許容塑性率の値は橋脚と橋台によって異なるが、水流直角方向に土圧を受けることから橋台に準じて塑性率を3とした。

c) 水門ゲート

水門ゲートについては、大規模であることや湾内に位置した構造物であるため、容易に修復することは困難であることを踏まえ、全ての設計状態において弾性領域内におさまるよう許容応力度法にて照査を行った。但し、偶発状態については弾性領域内の中でも降伏点の90%以内となるよう照査を実施した。

(6) 照査用震度

照査用震度算出フローを次頁の図-6に示す。

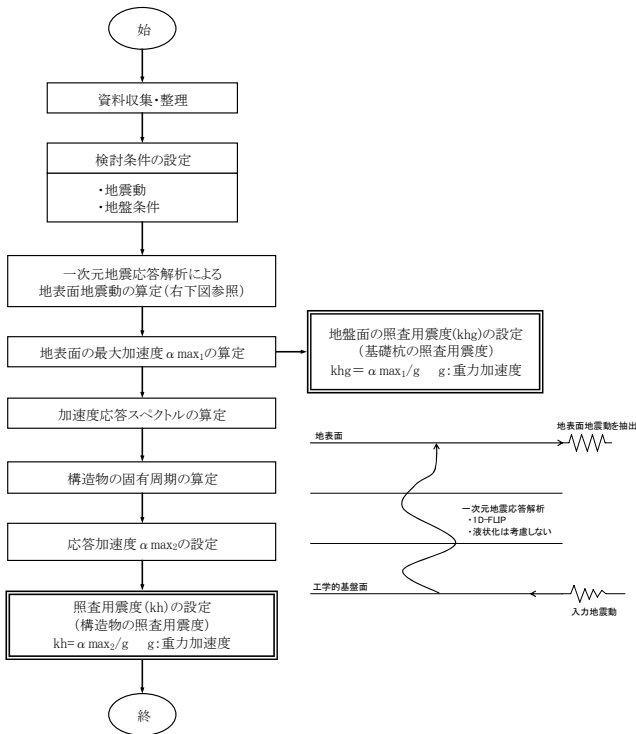


図-6 照査用震度算出フロー

河川基準では、設定する照査用震度は道路橋示方書に準じて地域別、地盤種別に応じて設定されているが、対象水門においては港湾基準に基づいて、計画地点における各地震動について、地表面における地震動から算出した加速度応答スペクトルと構造物の固有周期から照査用震度（構造物照査用）を設定した。

最も大きい値となったのは、M9クラス地震における照査用震度であり、水門構造物に対して1.0以上の照査用震度となった。各地震動における照査用震度（構造物照査用）の算出結果を表-4に示す。

表-4 照査用震度（構造物照査用）一覧表

No.	設計地震動			最大加速度 (gal) (工学的基盤面)	照査用震度
①	L1地震動		水流方向	196.06	0.402
			水流直角方向	196.06	0.368
②	海溝型	三連動	水流方向	305.90	0.764
			水流直角方向	417.83	0.637
③	L2地震動 (本震)	直下型 (M6.5)	走向(北)	624.71	0.728
			水流直角方向	473.69	0.598
④		走向(東)	水流方向	699.84	0.711
			水流直角方向	736.57	0.606
⑤	L2地震動 (余震)	海溝型	水流方向	214.13	0.555
			水流直角方向	292.48	0.521
⑥	M9クラス (本震)	海溝型	M9クラス地震動	731.89	1.043
			水流直角方向	1,025.99	0.750
⑦	M9クラス (余震)	海溝型	M9クラス地震動	548.92	0.876
			水流直角方向	769.49	0.724

3. 設計結果

(1) 水門本体

大規模な水門構造物は、U形形式や逆T形形式のものが大半を占める。対象水門における開閉装置形式は、信頼性、経済性等を比較検討した結果、1モータ2ドラムのワイヤロープウインチ式を採用しており、左右の操作室に設置しているドラムを連動軸により連結し駆動させるため、門柱の相対変位が小さくなるU形形式の方が逆T形形式に比べて優れていると考えられるが、U形形式の場合は、底板中央部に発生するモーメントが大きくなるため、一般的な配筋により所定の安全性が確保されるかどうかは課題であった。

照査の結果、永続状態や変動状態で必要となる軸方向の鉄筋はD32の2段配筋となった。偶発状態においても、鉄筋径を1ランクアップ (D32→D35) させることで、所定の安全性が確保される結果となり、U形形式が選定可能となった。

(2) 水門基礎

水門の基礎は、支持層が60m程度と深く、周辺に病院等が近接する環境であるため、施工可能な杭工法も限られてくる。本検討においては、永続状態と変動状態で経済的となる杭種・杭径を選定し、偶発状態において安全性照査を実施した上で、施工性、経済性等を比較検討した結果、中掘り杭工法（噴出攪拌方式）鋼管杭（上杭：φ800 t=16mm SKK490，下杭：φ800 t=9mm SKK400）を採用した。偶発状態の安全性照査では、一部塑性化するが、許容塑性率及び許容変位量以下となるため、性能規定を満足する結果となった。

(3) 水門ゲート

水門ゲートは、径間長と高さからプレートガーダ構造とシェル構造の2タイプが考えられる¹¹⁾が、経済性、維持管理性等を比較検討し、シェル構造を採用した。なお、水門ゲートの重量は、余震（M9クラス地震）時の津波と余震の同時生起を考慮すると250t程度となった。仮にM9クラス地震とそれに伴い発生する最大クラスの津波を考慮しなければ200t程度となり、東日本大震災を踏まえて採用した設計外力により、ゲート重量が大きく変化することが分かった。

(4) その他

更に、水門本体や水門ゲートの他に危機管理上の「粘り強さ」を確保するため、以下の点についても配慮した。

a) 予備発電設備、閉鎖方法

東日本大震災の被災事例では、地震による停電の影響で常用電源による操作が不可能となった事例が多く見られたため、予備発電設備を設置すると共に、自重降下に

よる急速閉鎖が可能な構造とした。（自重降下閉鎖時間：10分）

b) 電源及び制御設備等

東日本大震災の被災事例では、津波による浸水の影響で電源及び制御設備等の操作が不可能となった事例が多く見られたため、電源及び制御設備等は全て門柱上部の操作室に収納した。（操作室床面高：DL+29.9m）

c) 操作制御

東日本大震災の被災事例では、水門の閉鎖を行っていた多くの消防団員等が津波の犠牲となった事例が見られたため、操作制御は機側操作だけではなく、遠隔操作も可能とした。

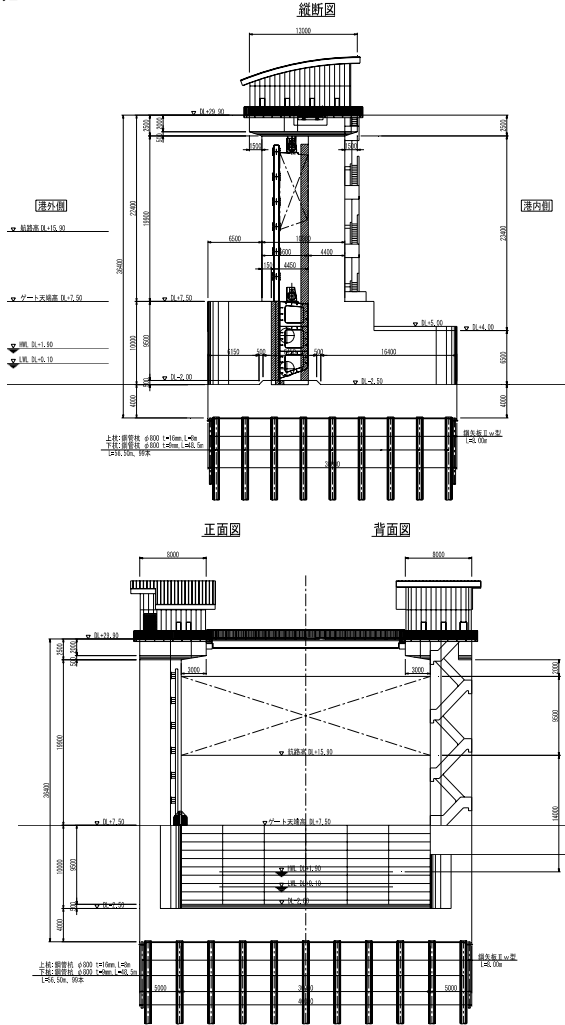


図-7 水門縦断面図, 正面図・背面図

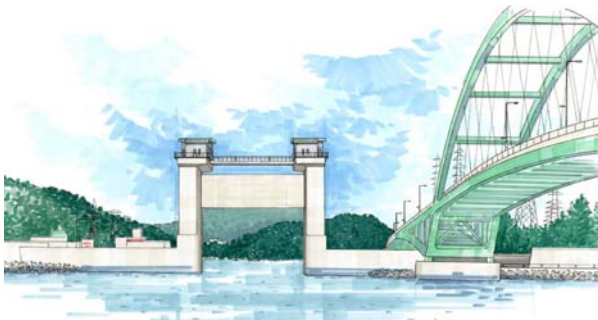


図-8 水門イメージパース

4. 今後の課題

M9 クラス地震及び最大クラスの津波を考慮した設計手法は、現時点で明確にされたものはない。一方で、東日本大震災では、M9 クラス地震で発生した津波により数多くの水門が損傷を受け、ゲートの開閉に支障をきたしたことから復旧・復興が遅れている状況である。

1000年に1回程度発生するとされる外力に対して、安全性照査を実施することは、過大設計という意見もあるかもしれないが、整備する防護ラインが破壊されることによって壊滅的な被害になれば、莫大な復旧費用が必要となる。したがって、「粘り強い構造」の具体的内容については、参照出来る基準等が存在しないものの、最新の知見を踏まえて今後反映出来るものは反映していく必要がある。

なお、本検討においては、平成23年7月6日の交通政策審議会港湾分科会防災部会の中間とりまとめを受けて国土交通省港湾局において設定された最大クラスの津波を対象に検討を行ったが、今後は、中央防災会議の専門調査会において検討が進められている東海・東南海・南海地震及びこれに伴う津波についての検討結果を踏まえた再検討が必要である。

また、津波浸水対策事業としては、本水門だけではなく、隣接する護岸も含めた一連の防護施設として機能を発揮することが求められる。したがって、隣接施設との境界部における水密性を確保するため、東日本大震災で得られた最新の知見を考慮した取付形状等について今後詳細を検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 交通政策審議会港湾分科会防災部会：港湾における総合的な津波対策のあり方（中間とりまとめ）平成23年7月6日
- 2) 東北地方太平洋沖地震を踏まえた河口堰・水門等技術検討委員会：東日本大震災を踏まえた堰・水門等の設計、操作のあり方について 平成23年9月
- 3) 中央防災会議 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会：東北地方太平洋沖地震を教訓として地震・津波対策に関する専門調査会報告 平成23年9月28日
- 4) 海岸における津波対策検討委員会：平成23年東北地方太平洋沖地震及び津波により被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方 平成23年11月16日
- 5) 海岸保全施設技術研究会：海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成16年6月
- 6) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成19年7月
- 7) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説 平成19年3月（平成24年2月一部改訂）

調査・計画・設計部門: No.04

- 8)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
平成14年3月
- 9)(社)土木学会：コンクリート標準示方書【設計編】2007年
制定

- 10)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編
平成14年3月
- 11)(社)ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案)

大阪国道事務所庁舎耐震補強における 杭の選定について

瀬良 直生¹・吉川 正剛²

^{1,2}近畿地方整備局 淀川河川事務所 工務第二課 (〒573-1191大阪府枚方市新町2-2-10)

大阪国道事務所庁舎(本館棟、昭和44年新築)は、平成10年に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」に基づき耐震診断を行った。その結果、診断基準の構造耐震指標である $GIs(=Q_u/I \cdot \alpha \cdot Q_{un})$ は、0.19と判定基準となる1を大きく下回り現行の「耐震関係規定」を満足しない建築物であることがわかった。これまで移転による建替計画の方針のため、本格的対策が行われないうままであったが、平成23年3月11日に発生した東日本大震災が大きな被害をもたらした結果、大地震での建物の安全性が問われることとなり、耐震改修の設計に至った。今回は耐震改修の手法及び杭の必要性と選定方法について報告を行う。

キーワード 耐震改修, 枠付ブレース直付工法, 回転埋設鋼管杭工法, 浮上り崩壊

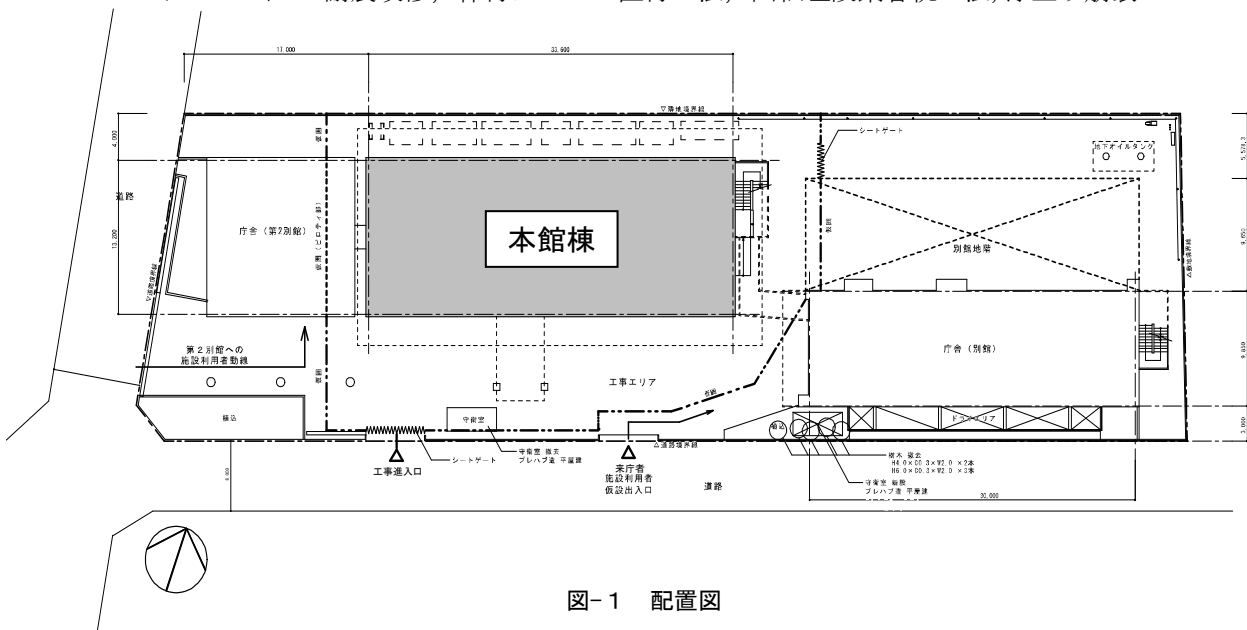


図-1 配置図

1. 施設(本館棟)の概要

- 1)所在地：大阪市城東区今福2-12-35
- 2)敷地面積：2,749㎡
- 3)建物用途：庁舎
- 4)建築年次：昭和44年(現在43年経過)
- 5)構造・規模：鉄筋コンクリート造
建築面積=478.33㎡
延べ面積=1,419.13㎡
- 6)用途地域：第1種住居地域
- 7)防火地域：準防火地域
- 8)建ぺい率：80%
- 9)容積率：200%

2. 施設(本館棟)の耐震性能の分類

官庁施設は、「官庁施設の総合耐震計画基準」(平成19年)により、その建築物に要求される機能に応じて分類され、耐震安全性の目標が設定されている。

今回の施設(本館棟)の耐震安全性の分類は次の通りである。

- a)構造体の耐震安全性：I類(災害時に必要な通信鉄塔の搭載)
- b)建築非構造部材の耐震安全性：A類
- c)建築設備の耐震安全性：甲類

「官庁施設の総合耐震計画基準」では各分類の耐震安全性の目標を次のように定めている。

表-1 構造体の耐震安全性の目標

分類	耐震安全性の目標
I類	大地震動後、構造体の補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保が図られている。
II類	大地震動後、構造体の大きな補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて機能確保が図られている。
III類	大地震動により構造体の部分的な損傷は生ずるが、建築物全体の耐力の低下は著しくないことを目的とし、人命の安全確保が図られている。

表-2 建築非構造部材の耐震安全性の目標

分類	耐震安全性の目標
A類	大地震動後、災害応急対策活動や被害者の受け入れの円滑な実施又は危険物の管理のうえで、支障となる建築非構造部材の損傷、移動等が発生しないことを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保が図られている。
B類	大地震動により建築非構造部材の損傷、移動等が発生する場合でも、人命の安全確保と二次災害の防止が図られている。

表-3 建築設備の耐震安全性の目標

分類	耐震安全性の目標
甲類	大地震動後の人命の安全確保及び二次災害の防止が図られていると共に、大きな補修をすることなく、必要な設備機能を相当期間継続できる。
乙類	大地震動後の人命の安全確保及び二次災害の防止が図られている。

3. これまでの経緯

(1). 平成10年の耐震診断結果

耐震診断については「官庁施設の総合耐震診断・改修基準」に基づき実施したが、構造体の評価が悪くその結果から、総合評価は“A”「緊急に改修等の措置を講ずる必要がある。」となった。診断結果の詳細は、次の通りである。

1) 施設の位置・配置等

評価：c（※人命の安全は確保できるが、所要の機能は確保できない可能性がある。）

評価の理由：周辺との関係で、緊急輸送道路として混雑度が高い。二次災害時の安全性の面で敷地周辺に木造家屋の密集地帯が存在し延焼のおそれがある。

2) 構造体

評価：a（※人命の安全性に対する危険性が高い。）

評価の理由： $G I_s(Q_u / I \cdot \alpha \cdot Q_{un}) = 0.19$

$$Q_u / \alpha \cdot Q_{un} = 0.29 < 0.5 \rightarrow a \text{ 判定}$$

$G I_s$ ：構造耐震指標

Q_u ：保有水平耐力

Q_{un} ：必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot G \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot W_i$$

I：重要度係数（I類=1.5 II類=1.25、III類=1.0）

α ：必要保有水平耐力の補正係数

構造計算基準の歴史的変遷を(表-4)に示す。

表-4 構造計算における旧基準と現行の耐震診断の基準との歴史的変遷

年代	建築基準法等の計算		官庁施設の総合耐震診断基準 【防災施設を対象】 大地震の検討 (二次設計：震度6、7程度) 重要度係数の安全率を考慮
	中小の地震の検討 (一次設計：震度4、5程度)	大地震の検討 (二次設計：震度6、7程度)	
大正13年 (1924)	市街地建築物法に「耐震規定」制定 (世界初の耐震規定) 許容応力度設計において地震力は 水平震度0.1とする	検討がない	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;"> ☆昭和44年に 大国庁舎新築 </div>
昭和25年 (1950)	建築基準法制定 許容応力度設計における地震力を 水平震度0.2に引上げ	検討がない	
昭和46年 (1971)	建築基準法の構造規定の改定 鉄筋コンクリート構造計算規準の 改定	検討がない	
昭和56年 (1981)	建築基準法施行令改正 「新耐震設計法」に移行 (対象建物：高さ(H) ≤ 31m) [小規模建築物] 水平震度は0.2	(対象建物：高さ(H) > 31m 又は、ハラスの悪い物) [大規模建築物] 水平震度を1.0に引上げ	
昭和62年 (1987)			官庁施設の総合耐震計画標準 重要度係数(安全率の割増率) I=1.20、II=1.10、III=1.0 大地震時の層間変形角 I類 ≤ 1/125 II類 ≤ 1/100 III類：制限なし
平成8年 (1996)			官庁施設の総合耐震計画標準 重要度係数(安全率の割増率) I=1.50、II=1.25、III=1.0 大地震時の 層間変形角 ≤ 1/200 ※姉歯問題から 耐震偽装防止
平成19年 (2006)	改正建築基準法 構造リフトの工学的判断の制約 構造規定の見直し・適合判定制度		

3) 建築非構造部材

評価：c（※人命の安全は確保できるが、所要の機能は確保できない可能性がある。）

評価の理由：外壁等に0.1~0.2mmのクラックが見受けら

れる。執務室内に転倒のおそれのある家具類が多数ある。

4) 建築設備

評価：b（※人命の安全に対する危険性がある。）

評価の理由：電気設備器具及び空調室外機の固定方法、受水槽の改修が必要。ガス管の建物導入部の可撓性がない等。

(2). 耐震診断後の方針

当時は、次の1)耐震改修と2)建替計画の検討がなされ、その結果建替計画で計画が進められた。

1)耐震改修について

耐震改修の検討を行ったが当時、建物の上部に鉄塔が載ったままで構造体の重要度がI類(安全率=1.50)では大きな水平耐力が必要で良い補強方法がなかった。大きな水平耐力が必要なのは、「通信鉄塔・局舎耐震診断基準」により、鉄塔を屋上に有する事務所等の庁舎は構造体の重要度がI類となるためである。通常、「官庁施設の総合耐震計画基準」により災害応急対策活動に必要な官庁施設である河川国道事務所は、構造体の重要度がII類と定められている。

2)建替計画について

耐震改修は、建物の耐用年数50年(減価償却資料

の耐用年数)と耐震補強のコスト面から不利であり、また用途地域が第一種住居地域であることから別館棟と合わせ敷地内の建物延べ面積が3,000㎡までに制限され狭隘な状況が改善されない。以上から移転による建替計画の検討を行うこととされた。

4. 新たな耐震化へ方針を転換

その後、国の出先機関の見直しに伴い、庁舎の新築計画が一時見合せられた。しかし、平成23年3月11日に発生した東日本大震災を契機とし、防災施設としての庁舎の耐震性が問題視される事となり、早急に安全性を確保する観点からコストを抑えた上で、新技術も含め新たな耐震化の検討を行うこととなった。

<耐震化の方針>

- 1)鉄塔を降ろさず構造体の安全性がI類(安全率=1.50)を満足する補強計画を行う。
- 2)構造計算は最新の基準を用い、H19年の「官庁施設の総合耐震計画基準」及びH19年6月20日の改正建築基準法で安全性の確認を行う。

表-5 本館耐震補強工法比較検討

名称(工法)		A案 在来工法 (RC壁増設)	B案 在来工法(外付け工法) (鉄骨枠付ブレース増設)	C案 枠付ブレース直付工法
イメージ写真				
補強概要		既存サッシ、壁を撤去の上あと施工アンカー接合にて、現場打ちRC耐震壁を新設する。	既存柱・梁にあと施工アンカーを打設し、外付け枠付鉄骨ブレースを新設する。	既存柱・梁にあと施工アンカーを打設し、現場打ちRCで鋼板内蔵型の外付けブレースを新設する。
技術評価等		官庁施設の総合耐震診断・改修基準		技術評価 建防防災第2017号
施工性		作業ヤードは他の工法に比べ小規模である。在来工法のため工法は確立されている。 ○	作業ヤードは規模が大きくなる。現場での作業が他の工法に比べ少ない。 △	作業ヤードは規模が大きくなる。現場での作業は比較的多い。 △
X・Y 方向	内部工事(工事量)	躯体の撤去作業を伴い、内部工事は多い。設備の配管等の制約が大きい。 ×	大半が外部工事のため内部にはほとんど影響しない。 △	外部工事のため内部には影響しない。 ○
	居住性	増設壁により、室内有効面積が若干減る。 △	変らない。 ○	変らない。 ○
	機能性 (採光・通風・動線等)	増設壁による開口が小さくなる為、採光・通風等は大幅に低下する。 ×	ブレースの斜材が開口部の外側に露出するため、採光性は低下する。 △	ブレースの斜材が開口部の外側に露出するため、採光性は低下する。 △
	環境性 (騒音・粉塵・廃棄物の量)	アンカー工事が多く、又内部工事も発生する為、騒音・粉塵・産廃の量ともに多い。 ×	アンカー工事が多く、騒音・粉塵の量は多い。産廃の量は他の工法に比べて少ない。 △	アンカー工事が多く、騒音・粉塵の量は多い。産廃の量は他の工法に比べて少ない。 △
	水平耐力	耐力が大きいので補強構面が少なくなる。 ○	耐力が小さいので補強構面が増える。 △	耐力が大きいので補強構面が少なくなる。 ○
耐久性		腐食しにくく、耐久性は高い。メンテナンスは容易である。 ○	若干耐久性が低い。 △	腐食しにくく、耐久性は高い。メンテナンスは容易である。 ○
その他		湿式工法なので施工工期が長くなる。居ながら工事は若干低めではあるが、耐震壁の耐力が低く補強量が多くなり工事範囲が大きくなる。 ×	施工工期がRC壁増設補強よりは短くなる。重量増が少なく既存基礎への負担は少ない。ほとんど外部からのみの施工となる工法なので、ブレース補強による内装・サッシ等の工事はほとんどない。 △	施工工期は短くなる傾向である。外部からのみの施工となる工法なので、ブレース補強による内装・サッシ等の工事は不要である。 ○
概算	総額(補強及び付帯費用)	¥241,800,000 ○	¥267,800,000 △	¥263,800,000 △
総合評価		機能性・居住性ともに現況より悪化する。他の工法に比べコストは若干低めではあるが、耐震壁の耐力が低く補強量が多くなり工事範囲が大きくなる。 ×	機能性・居住性ともに現況とあまり変わらない、外周部梁が壁梁であるため外付けブレースの耐力が取れず、補強構面が多くなる為コストが高い。 △	機能性・居住性ともに現況とあまり変わらない、他の工法に比べコストが高い。外部からの補強となる為室内への影響は無く工期も短くなる。 ○

5. 施設の補強の設計と条件の設定と構造設計の方針

< a 設計と条件の設定 >

- 1) : 執務室に居ながらでの施工
- 2) : 執務室の窓からの採光の確保
- 3) : 大地震時の水平耐力 (I 類=1.50) の確保
- 4) : 狭い敷地内での施工

以上の与条件に対し構造検討を行う。

< b 構造設計の方針 >

与条件-1)に対し：出来るだけ建物内部でなく建物外部での補強方法とする。

与条件-2)に対し：外壁側の窓(開口)をそのままとする補強方法とし採光の確保を行う。

与条件-3)に対し：耐震壁、耐力ブレースを多く設置し水平耐力を確保し I 類 (安全率=1.50) の耐力を満足させる。

与条件-4)に対し：既設建物の外側に新たな構造体の増築(アウトフレームの設置)は行わない。

からC案を採用することとした。概要(表-5)を以下に示す。

- 1) X方向の補強：枠付きブレース直付工法の設置 (窓の開口を残し採光の確保を行う。)
- 2) Y方向の補強：RC耐力壁の設置(妻面には取付スパンが少ないため。)
- 3) 建物重量の軽量化：地震による水平力の軽減のために建物重量の軽量化を行う。具体的には、庇の撤去及び屋根防水の押えコンクリートを撤去し保護防水から露出防水とする。




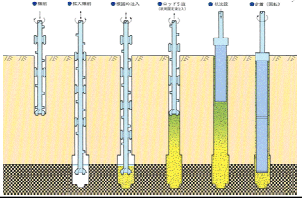
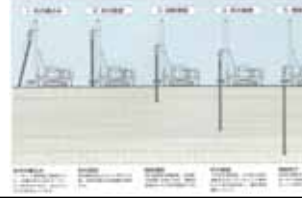
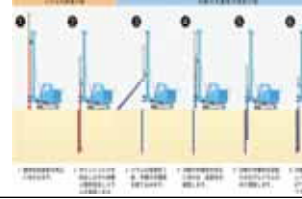
6. 施設の補強方法

耐震補強工法の比較検討を行い、開口性、耐久性等

7. 構造解析で判明した施設補強の問題

大きな耐力のある枠付きブレース直付工法及びRC耐力壁の設置を行うにあたり構造解析を行った結果、①柱の曲げ破壊及び②耐震壁のせん断破壊が生じる前に、基礎が浮き上がることにより建物が崩壊すること(③基礎の浮上り崩壊)により保有水平耐力(Qu)の値が想定より低い値となり、構造耐震指標(G I s ≥ 1)の条件を満足しないことが分かった。(図-2)

表-6 杭工法の比較表

工法名	PHCプレローリング拡大根固め工法 <支持杭>	回転埋設鋼管杭工法 <支持杭>	柱状改良&羽根付き鋼管杭工法 <摩擦杭>
概要	拡大ビットと攪拌翼を有する掘削ロッドを用いてプレローリングを行い、支持層に拡大根固め球根を築造し、杭と支持層の一体化を図る工法で、旧建設大臣認定工法	先端拡大型の鋼管杭、回転埋設工法、残土がまったく発生しない環境型工法で、国土交通大臣認定工法	柱状改良である「コラム」と軸部にも羽根を有する「羽根付き鋼管」を合体したハイブリット杭で、国土交通大臣認定工法
適用先端地盤	砂質土、礫質土、杭径300~600mmについて硬質粘性土、岩盤	砂、粘性土、砂礫	砂、粘性土、砂礫
施工機械			
施工方法概要			
特徴	メリット 支持層の深度が比較的浅い場合、コストメリットが高い。	超狭隙地での施工が可能である。 無排土の為、環境に良い。 引抜き耐力も期待できる。	摩擦杭につき上層止めのため、支持杭に比べてコストメリットが高い。 引抜き耐力が大きく耐震補強工事に最適である。 発生残土も非常に少ない。
	デメリット 大規模な施工ヤードが必要である。 残土(産業廃棄物)が大量に発生し、処理費用が高額となる。	同じ杭長のPHCプレローリング拡大根固め工法と比較すると、コスト高となる。	柱状改良のため、N値が40~50以上の地盤に深く施工することが困難。
施工スペース	杭打ち機：最低300m程度(20m×15m)、大規模な施工ヤードが必要	50m程度から施工可。施工機械全幅：1.55m~	80m程度から施工可。施工機械全幅：2m~
設備・機材・車両	杭打ち機・プラント等大規模な設備が必要 機材搬入車両：40tトレーラー 資材搬入：10tトラックが必要	専用小型施工機(自走式)のみで施工可能 機材搬入：15tセルフトラック 資材搬入：4tトラック程度	専用小型施工機(自走式)、小型機材プラント等が必要 機材搬入：15tセルフトラック 資材搬入：4tトラック程度
騒音・振動・環境	低レベルである。 残土汚水等の発生が多い。	他の工法に比べ極めて低レベルである。 残土汚水等の発生がない。	他の工法に比べ極めて低レベルである。 残土汚水等の発生がほとんどない。
施工能力	120m/日程度	100m/日程度	60m/日程度
本設計におけるコスト比較	-	¥10,600,000	¥8,000,000
本設計に対する総合判定	施工スペースが狭く施工不可能である。	コストは若干高めではあるが、狭隙スペースのため、超小型機での施工が必須である。	地盤・施工スペースの制約により、掘削機械の能力に限界があり施工が困難である。

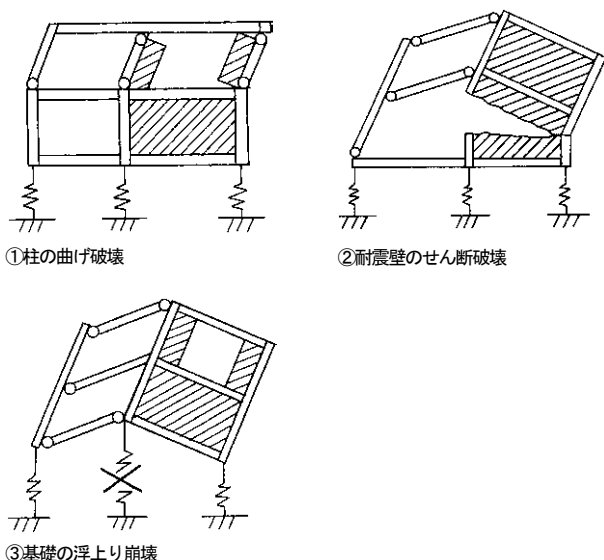


図-2 崩壊の説明図

8. 保有水平耐力を向上させるための改善策

基礎の浮き上がり崩壊を抑え耐震壁等の持っている水平耐力を引き出すために、地盤アンカーと併せてその垂直反力を支持する杭の設置により浮上り防止対策を講ずることとした。

9. 杭の設計と条件と選定

杭の設計と条件を次のように設定した。

< a. 設計と条件 >

- 1) 地盤アンカーの引張り力の反力の支持
- 2) 杭を定着させる堅い支持層(N値=50以上)へのオーガー掘削が可能な工法
- 3) 増打ちコンクリート基礎内で定着可能な杭の選定
- 4) 狭い敷地内での施工が可能な工法

< b. 杭の選定 >

比較検討を行った結果、庁舎北側の4m幅での施工可能な“回転埋設鋼管杭工法”を選定することとした。(表-6)

- 1) 施工方法：回転埋設鋼管杭工法
- 2) 杭材料：鋼管杭 φ216.3×8.2(STK400)
- 3) 先端羽根部径：470 厚22mm(SS400)
- 4) 杭長さ：L=22m(継ぎ手箇所数4)
- 5) 杭支持力：390KN/本(長期)

< c. 杭の支持力計算と本数 >

(イ. 杭の支持力計算)

長期許容鉛直支持力(Ral)

$$Ra1 = 1/3 \times \{ \alpha \cdot \dot{N} \cdot Ap + (\beta \cdot Ns \cdot Ls + \gamma \cdot qu \cdot Lc) \}$$

$$= 1/3 \times \{ 300 \times 45 \times 0.087 \}$$

$$= 391.5 \rightarrow 390 \text{KN/本}$$

α：先端支持力係数 α=30

Ñ：杭先端より下方1Dw、上方1Dw間の地盤の平均N値 N=45

Ap：杭の先端有効断面積 Ap=0.087

なお、杭周辺の土質の摩擦力が期待できないため摩擦力は考慮していない。(β・Ns・Ls+γ・qu・Lc=0)

地盤アンカー及び鋼管杭の設置詳細図は次の通りである。(図-3、4)

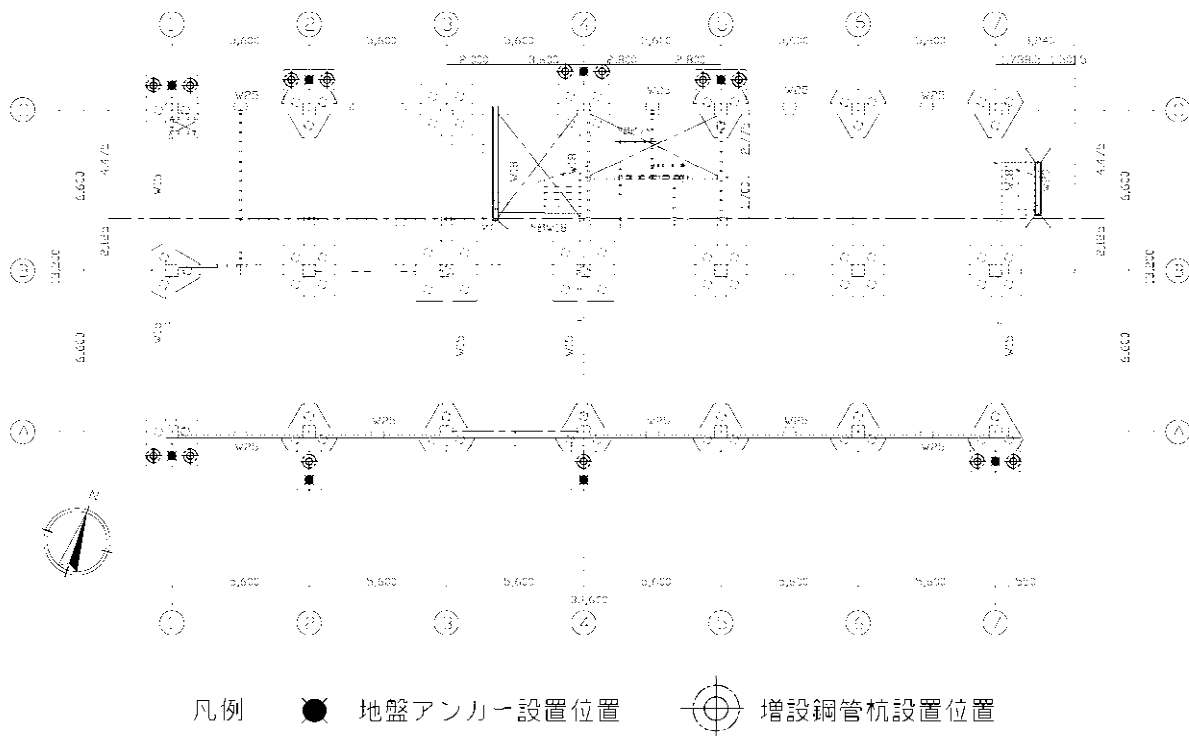


図-3 基礎伏図

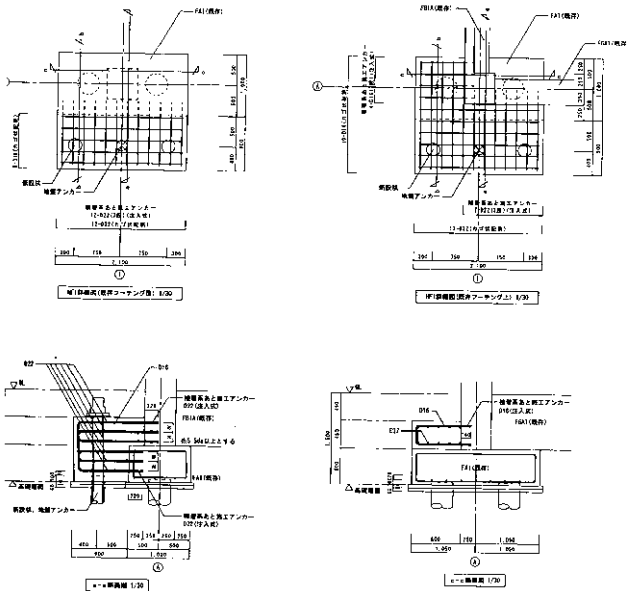


図-4 基礎詳細図

(ロ)杭の本数

既存建物の長期荷重は、既設杭で負担ができることが確認できた。また地盤については、表層付近及び支持地盤がシルト質で液状化のおそれがないため、新設の杭は今回設置する地盤アンカーの支持力のみを負担

させることとした。地盤アンカーは耐震壁に必要な保有水平耐力から3種類の引張り耐力のものを使用する。

地盤アンカーの種類 有効緊張力 杭支持力 杭本数

1)KX6-12Z : $500\text{KN} \div 390\text{KN/本} = 1.28 \rightarrow 2\text{本}$

2)KX6-10Z : $400\text{KN} \div 390\text{KN/本} = 1.03 \rightarrow 2\text{本}$

3)KX6-4Z : $200\text{KN} \div 390\text{KN/本} = 0.51 \rightarrow 1\text{本}$

なお、一部地中障害物があり施工の出来ない箇所は杭の本数を1本増やし左右に逃げて設置した設計としている。

10. 耐震改修後における安全性の確認

今回の実施設計において、新技术である枠付ブレース直付工法(NETIS : CB-030086-A)、地盤アンカー及び回転埋設鋼管杭工法を採用し、構造体の構造耐震指標ではX方向のG I s=1.040、Y方向のG I s=1.005と改善され、判定基準となる1を超え、大地震時での安全性が確認された。補強施設の立面図を(図-5)に示す。

参考文献

- 1)平成23年度事務所本館他耐震実施設計業務」の業務成果品
- 2)公共建築協会：官庁施設の総合耐震診断・改修基準

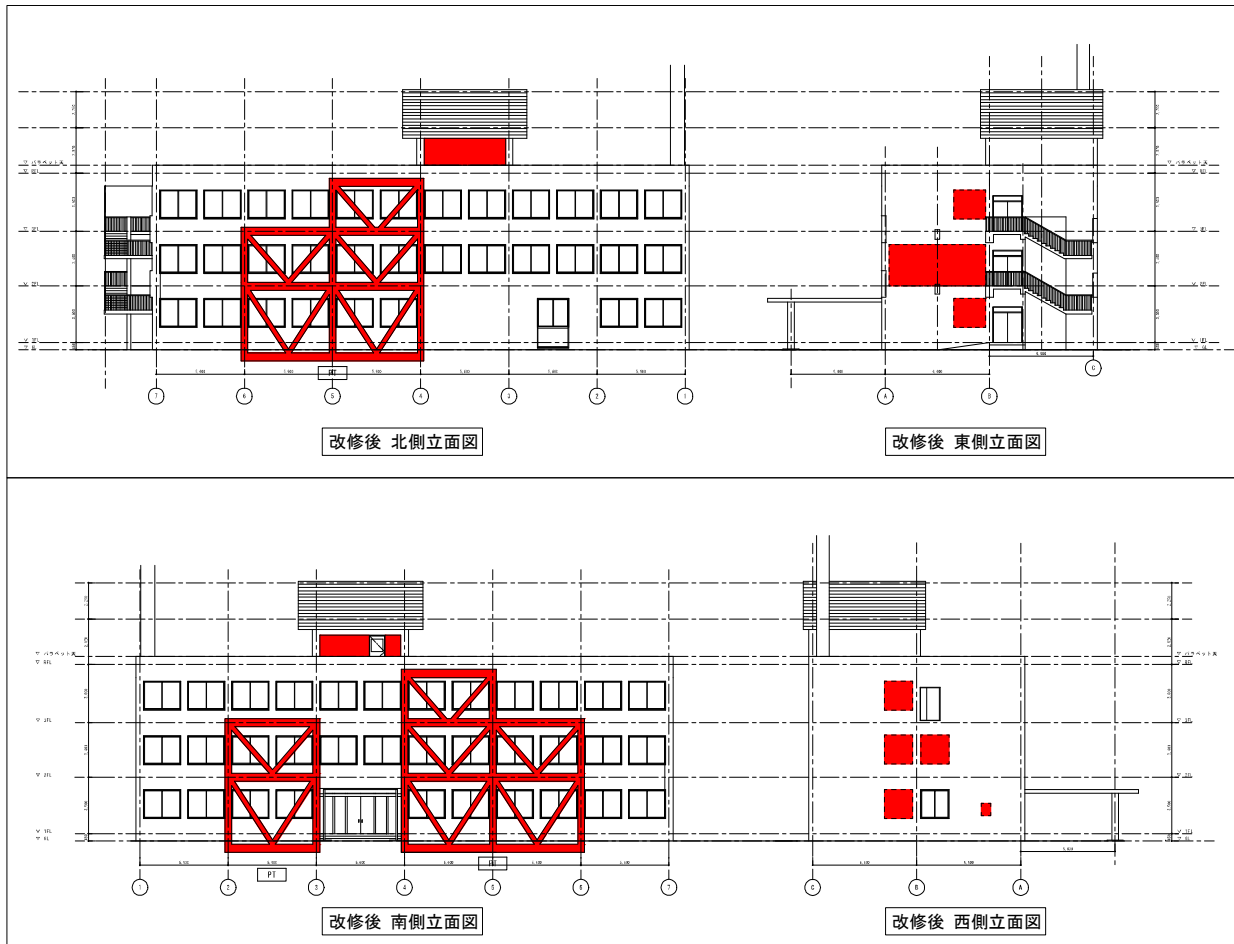


図-5 耐震補強立面図

伊佐津川堤防補強工事 ～天井川堤防における漏水対策工事～

西村 尚哉

京都府港湾事務所 建設課 (〒624-0945京都府舞鶴市字喜多1105番地1舞鶴21ビル7階)

京都府舞鶴市内を流れる二級河川伊佐津川は天井川の地形を有しており、台風通過時等には一部の堤防及びその周辺地盤からの漏水が確認されていた。現地調査の結果、堤防下層に透水層が確認されると共に、パイピングに対する安全性が確保されていない箇所があることが判明し、堤防補強工（遮水矢板工、ドレーン工）を実施した。本論文では、堤防点検、堤防補強工の選定、工事の実施状況について紹介する。

キーワード 天井川, 堤防補強, 漏水対策

1. はじめに

河川堤防が整備されたことにより、従来の氾濫原にも人工や資産が集積するようになり、堤防の安全性の確保は益々重要となってきている。このような中、平成16年に「中小河川における堤防点検・対策の手引き（案）（平成16年11月 財団法人 国土技術研究センター）」

(以後「手引き」)

<http://www.jice.or.jp/siryo/t1/200411040.html>において、堤防に求められる安全性に係わる3機能（耐浸透機能・耐浸食機能・耐震機能）のうち、耐浸透機能に関する堤防点検対策が示されている。

本件では、前述の背景から実施された伊佐津川左岸堤防の点検、耐浸透機能の強化対策工法の選定、工事の実施状況について紹介する。事業概要を図-1に示す。

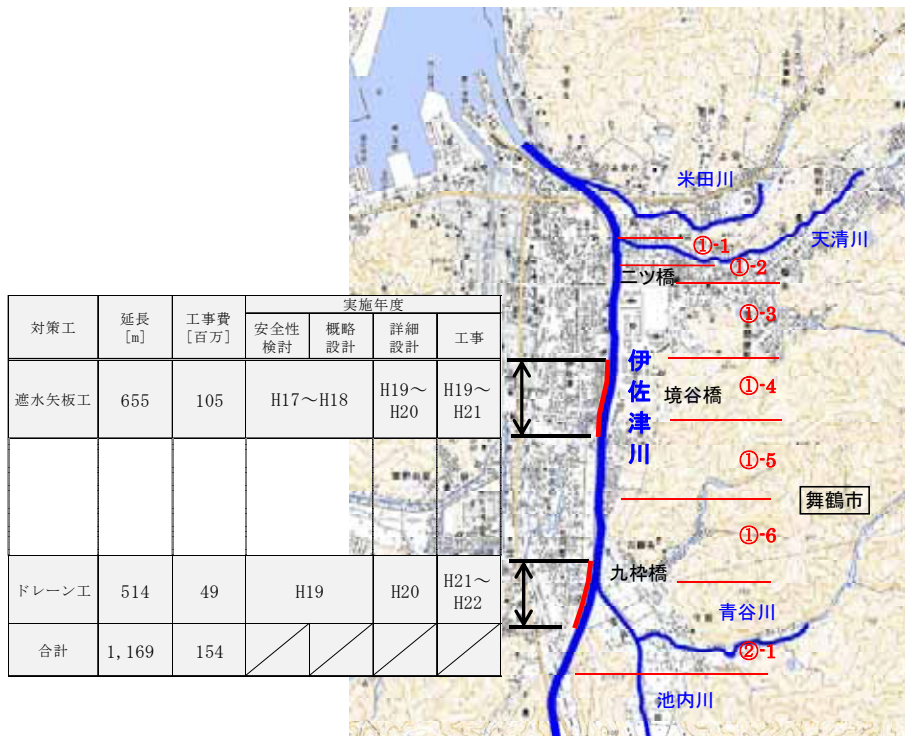


図-1 事業概要

(赤色の番号は堤防点検により設定された細分区間を示す)

2. 伊佐津川について

伊佐津川は綾部市^{あよとぎ}於^{おとぎ}与^よ岐^ぎ町の^{みせんさん}弥仙山に源を発し、池内川、天清川、米田川などの支川を合わせ、舞鶴市字下安久で舞鶴湾に注ぐ延長17.9km、流域面積約75km²の二級河川である(図-2)。

上流部(綾部市域)及び中流部(舞鶴市域上流)は掘込み河道であり、下流部(舞鶴市街地)の左岸は築堤で

ある。下流部の左岸築堤部は、平均的な川底と堤内側の宅地の地盤に高低差が殆ど無く、天井川的な形状であり、左岸側には、舞鶴市西地区の市街地が広がっている(図-3)。

本事業において、平成17年度から行った堤防点検の結果では、点検区間を7つに細分化した。そのうちの安全性を確保できない2つの細分区間において、それぞれ遮水矢板工及びドレーン工を選定し、平成19年度から平成22年度にかけて工事を実施した。



No.	河川名			流域面積 (km ²)	河川延長 (m)
	本川	一次支川	二次支川		
1	伊佐津川			32.8	17.0
2		米田川		2.7	1.6
3		天清川		5.1	2.1
4		池内川		18.6	9.9
5			青谷川	4.7	1.4
6			池の内下川	3.8	1.0
7			寺田川	7.3	2.4
合計				75.0	35.4



図-2 伊佐津川の概要

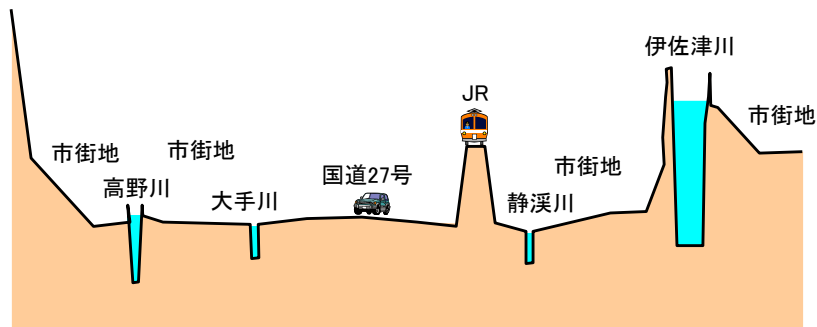


図-3 伊佐津川の横断図(イメージ)

3. 堤防点検

(1) 安全性検討箇所を選定

a) 一連区間の設定

安全性検討を効率的に実施するため一連区間を設定する。

本検討では堤防点検区間L=3,220mのうち、池内川合流部より下流の重要水防区域L=2,400m区間を一連区間①とし、池内川合流部より上流の800m区間を一連区間②とした。

b) 安全性検討箇所を選定のための調査

設定した一連区間を、既往の点検や調査の結果及び設計のための調査等にもとづき、堤防の安全性の検討を行う区間に細分した。本事業では、土質条件や被災履歴に関する調査、旧地形図による土地利用の変遷、破堤時の影響に関する調査を行った。

c) 安全性検討を行う細分区間を選定

背後地の状況、氾濫想定箇所を選定状況、旧河道の有無等から設定した。

d) 対策の優先順位について

下記3箇所について優先的に照査した。

細分区間①-2：基本断面形状が未確保で、背後に家屋が密集し氾濫想定箇所にも選定。

細分区間①-1：基本断面形状が確保されているが、その他の条件が①-2と同様。

細分区間①-4：基本断面形状は確保されているが、背後地に家屋が密集し洪水時に漏水の報告が有り。

e) 代表断面の設定

代表断面は堤内地盤高と堤防高の差が最も大きいなど、設計上厳しい条件にある箇所において設定した。

(2) 安全性検討

a) 照査のための調査

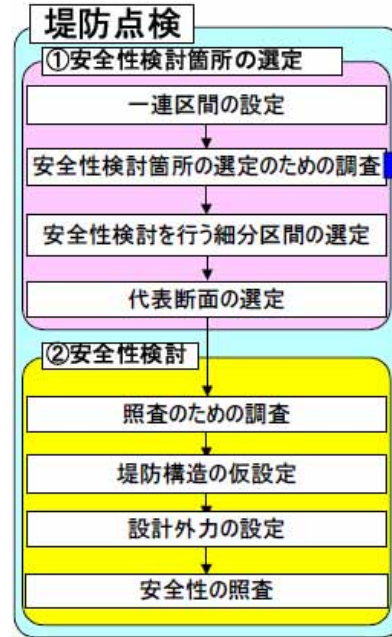


図-4 堤防点検の流れ

安全性の照査を行うために、所要の調査を実施する。調査は、代表断面を対象として、堤防の土質強度や浸透特性について把握するために、各箇所にもボーリング2本と、現場透水試験、室内土質試験（物理・三軸圧縮・室内透水試験）を実施した。

ここでは、川表遮水矢板工を実施することとなった①-4の代表断面のボーリング調査結果を図-5に示す。透水性の高い土層が堤防の基底面に連続する場合、水みちを形成し、堤防の安全性を損なう主要な要因となる。また堤防強化策の手法や規模にも影響をもたらす。このような観点から、Bg5層については、層の透水性や連続性について、堤体の川表、川裏の両末端で水位を観測し、詳細調査を行った。

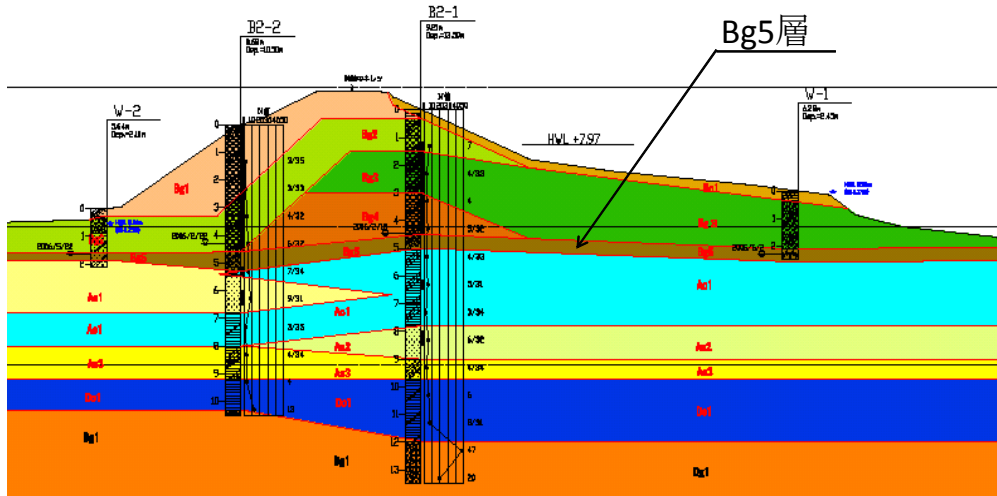


図-5 調査箇所①-4の代表断面の地層推定断面図

b) 安全性の照査

浸透に対する安全性照査として、洪水時のすべり破壊に対する安全性及び洪水時の基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性の2項目について実施する。それぞれの照査結果を表-1に示す。基本断面形状が確保されていないため、本堤防補強事業の対象外となった細分区間①-2以外では、①-4及び②-1においてパイピングに対する安全性が確保されていないことが分かった。

4. 堤防強化対策の選定・決定

計画高水位以下の水位に対して堤防が耐浸透機能に関する所要の安全性を確保するための堤防強化の手順を図-6に示す。また、工法の選定結果を表-2に示す。



図-6 堤防強化の手順
「手引き」p.53より

(1) 一次選定

細分区間①-4では基礎地盤漏水が主要因のため、また、細分区間②-1は堤体漏水と基礎地盤漏水が複合的に発生しているため、両箇所では断面拡大工法は効果が期待できないと判断し、4工法を選定し、安全性照査を行った。

執行性、経済性、施工性等の比較から細分区間①-4では川表遮水工を選定した。細分区間②-1では単一工法ではドレーン工のみ安全性を確保できることとなったため、組合せ工法を検討し全面被覆工+川表遮水工が安全性を満足する結果となったが、経済性有利のためドレーン工を選定した。

(2) 二次選定

二次選定では、一次選定された強化対策について事業

表-1 安全性照査結果まとめ

一連区間	細分区	すべり破壊に対する照査結果				パイピング破壊に対する照査結果			
		裏のり		表のり		照査基準値	局所動水勾配		照査結果
		照査基準値 n	最小安全率 Fs ≥ n	照査基準値 n	最小安全率 Fs ≥ n		i _h	i _v	
①	①-1	1.44	1.95 (OK)	1.00	1.98 (OK)	i < 0.5	0.35	0.21	OK
	①-2	1.44	1.38 (NG)	1.00	2.09 (OK)	i < 0.5	1.27	0.68	NG
	①-3	1.44	1.57 (NG)	1.00	1.54 (OK)	i < 0.5	0.18	0.14	OK
	①-4	1.58	1.62 (OK)	1.00	2.27 (OK)	i < 0.5	2.74	2.83	NG
	①-5	1.44	1.55 (OK)	1.00	2.58 (OK)	i < 0.5	0.42	0.40	OK
	①-6								
②	②-1	1.58	1.70 (OK)	1.00	1.13 (OK)	i < 0.5	0.73	0.99	NG

表-2 対策工法の一次選定結果及び安全照査結果

一連区間	細分区	工法選定	照査項目	照査基準	現況	堤防強化対策						
						被覆工			組合せ工法			
						川表	全面被覆	ドレーン工	川表遮水工	川表被覆工+川表遮水工	全面被覆工+川表遮水工	
①	①-4	一次	局所動水勾配	鉛直方向	i < 0.5	2.83	2.99	3.02	0.03	0.00		
				水平方向		2.74	2.99	3.05	0.05	0.19		
		照査結果			×	×	×	○	○			
		施工性・経済性等			×	×	×	○	◎			
②	②-1	一次	局所動水勾配	鉛直方向	i < 0.5	0.99	0.97	0.81	0.34	0.8	0.76	0.48
				水平方向		0.73	0.72	0.62	0.46	0.63	0.61	0.37
		照査結果			×	×	×	○	×	×	○	
		施工性・経済性等			×	×	×	○	×	×	×	

6. 堤防補強工事

(1) 遮水矢板工

堤体漏水が確認されていることから緊急性を有したため、設計完了後の平成 19 年 8 月より部分的に施工に着手した。

川表遮水矢板の打設は上流から開始したが、転石の影響が見られ始め、ツボ掘りにより転石を撤去しながら打設を進めていたが、ツボ掘りの影響により堤防法面が崩壊や法肩付近のクラック(写真-2,3,4)が発生し、施工が不可能な状態となった。そのため、転石の分布状況について追加調査を行い、対応策を検討した。

ボーリング調査の結果、転石層は堤防の川側法尻直下に縦断的に連続して存在し、高水敷への平面的な広がりはないものと判断した。以上より、堤防安全性に対する対策工は川表遮水矢板工法とするが、転石が堤防法尻付近に存在すると考えられることから、矢板打設への影響を回避するため、遮水矢板打設法線を川側にシフトする計画とした(図-7)。シフト量は、転石や床堀による堤防への影響が無いよう、2.21m(矢板2枚分)とした。



写真-1 矢板打設状況



写真-2 堤防法面崩壊状況



写真-3 施工に伴う法肩付近のクラック



写真-4 転石 (Φ20cm~50cm)

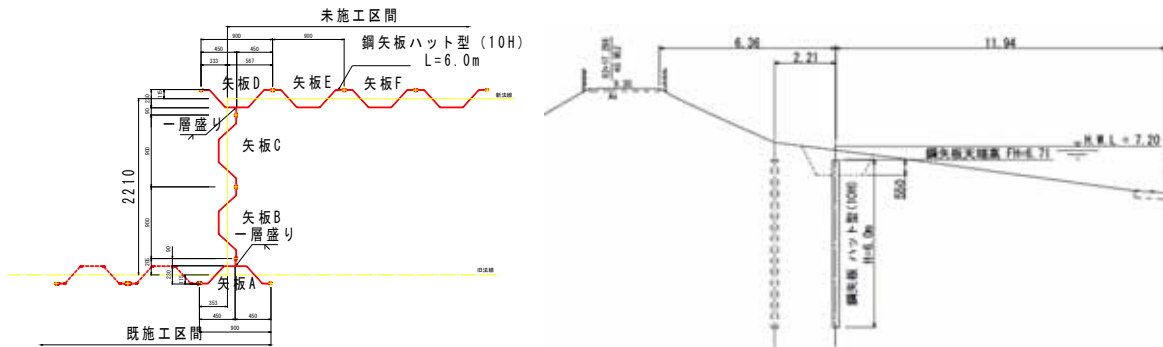


図-7 遮水矢板工法線変更における詳細図(左)及び横断面図(右)

(2) ドレーン工

a) 準備について

施工に先立ち、堤防に設置されていた小屋や樹木を撤去して頂くため、近隣の方への聞き込みや持ち主との立会いを行った。工事の時期・必要性等を説明し、着工前までに撤去して頂いた。

b) 工事用道路について

図-8 の横断面図に示すように、堤内地側に十分なスペースが無い箇所については、堤体を掘削することで工事用道路を作成した(青色部)。堤体を埋め戻す際、含水比が高く、ワーカビリティが得られないことから、土質改良の必要があった。セメント改良を行った場合、川裏側の堤体の透水性を下げることになるため、購入土を混ぜ合わせることで対応した。堤体掘削後の地盤も非常

に緩く、不整地運搬車による資材の運搬を行った(写真-6)。

7. おわりに

工種は単純ではあったが、転石や工事用道路といった課題について、慎重な検討を要することを改めて感じた。今後も、維持管理、経済性、施工性、環境面、現場に対する適用性を十分に検討し、適切な工法による河川整備の実施に努めて参りたい。

謝辞: 本事業の設計から施工に於いて、ご指導ご協力いただきました関係者の皆様に厚くお礼申し上げます。

※ 本論文は著者の前所属(京都府中丹東土木事務所)の所掌内容を課題として作成したものである。

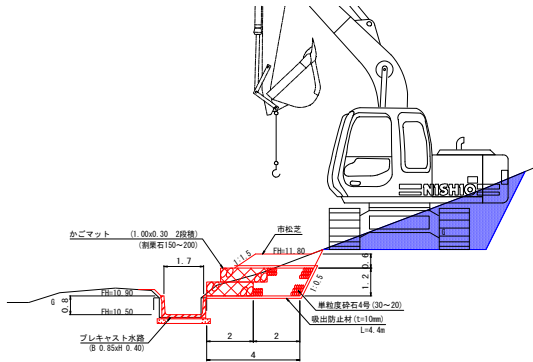


図-8 堤体補強工(ドレーン工)概要図



写真-6 実施状況



写真-5 ドレーン工施工前



写真-7 ドレーン工施工後

地球温暖化にも適応した海岸保全施設の 維持管理・更新計画の策定について

森本 徹¹

¹近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 環境課 (〒651-0082 兵庫県神戸市中央区小野浜町7-30)

海岸保全施設は、伊勢湾台風被害を契機に、その多くが昭和30年代に整備が進められた。このため、供用後50年を越える施設が散見されるのが現状であり、地球温暖化に伴う台風の強大化や海面上昇の危険性も指摘される中、沿岸部の高潮災害や海岸侵食の深刻化への懸念と安全・安心に対する合理的な対策が喫緊の課題となっている。

海岸保全施設の維持管理・更新計画を策定する上では、施設の老朽化対策とともに、耐震性の向上が喫緊の課題となってきている。本検討では、これらの諸事情を踏まえ、地球温暖化にもある程度適応した海岸保全施設のLCM維持管理・更新計画の策定を、和歌山下津港海岸をモデルケースとして検討し、近畿地方整備局港湾空港部版『海岸保全施設のLCM維持管理・更新計画(案)』のプロトタイプとして取りまとめたので、その内容を報告するものである。

キーワード LCM (ライフサイクルマネジメント)、地球温暖化対策、老朽化対策、耐震対策

1. はじめに

海岸保全施設の多くは、昭和24、25年のキティ台風、ジェーン台風による被害に加え、昭和34年の伊勢湾台風により発生した甚大な被害の影響を鑑み、昭和30年代に相当数の施設が施工された。これらの施設は、既に整備から50年以上経過しており、老朽化が進んでいる状況にある。また、海岸法が施行される前に造られた施設が多いため、耐震性の低い施設も多く存在している。

今後、海岸保全施設の長寿命化を考える場合、老朽化に着目するだけではなく、耐震性能や地球温暖化に伴う海面上昇の影響を受けた高潮に対する防護性能を把握・評価し、適切な対策を着実に実施する必要がある。

以下本稿では、海岸保全施設の老朽化対策に加え、耐震対策及び地球温暖化に適応した高潮対策を適切に講じるため、海岸保全施設の長寿命化を目指した維持管理・更新計画(案)の策定に、ライフサイクルマネジメント(以下、LCMという)の手法を和歌山下津港海岸において導入した事例を報告する。

2. LCM導入の経緯

海岸保全施設の多くは程度の差はあるが老朽化が進行しており、今後数多くの海岸保全施設の補修や改良、更新が必要となる。そこで、限られた維持管理予算の中で効率的、効果的な維持管理・更新を実現するため、供用期間を通じた費用対効果の最大化を目途とする LCM 手

法に基づく維持管理・更新計画を立案することとした。また、既存の施設には耐震性の低い施設が数多く見受けられ、今後の地球温暖化に起因する潮位上昇、波力増大も想定されるため、耐震性の向上とともに地球温暖化への対応も重要な課題となる。このため、耐震性能や高潮防護性能の評価についても LCM 手法に加味した効率的・効果的な維持管理・更新計画について検討した。

3. LCM維持管理・更新計画(案)の策定手順

LCM維持管理・更新計画(案)は、図-1に示す手順

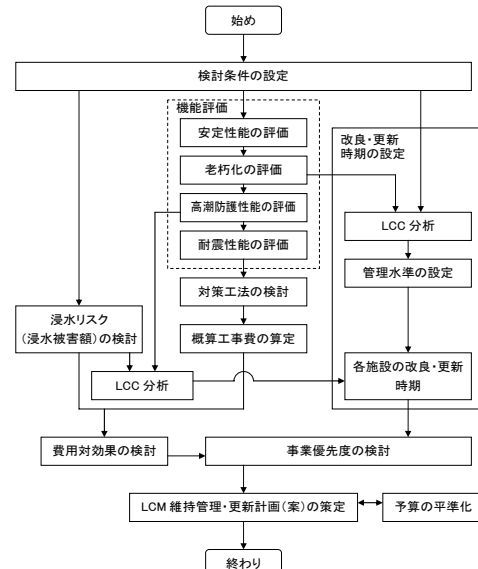


図-1 LCM維持管理・更新計画(案)の策定フロー

で策定した。すなわち、海岸保全施設の性能不足に対する最適な工法と対策時期を、施設の機能評価や LCC 分析、浸水リスクを踏まえた対策効率性等の評価手法を用いて客観的に検討した。また年次予算を踏まえ、事業優先度の評価結果に基づき対策時期を再調整することで、実行性の高い維持管理・更新計画を策定する手順とした。

4. 検討条件

(1) 検討期間

地球温暖化に伴う計画外力の変化の予測には不確実性が伴う。一方、施設の長寿命化技術についても、新しい技術の開発が期待される。このため、50年後、100年後の長期を想定した施設の補修、改良及び更新の計画は過剰投資になる恐れがある。したがって、整備がある程度進んだ段階で、状況を踏まえて整備計画を見直すことを前提に、10年後、30年後を計画年次として設定した。

(2) 温暖化後の設計高潮位、設計沖波波高

現在の和歌山下津港の設計高潮位は、第二室戸台風時の観測潮位に基づいている。このときの潮位を、天文潮位と潮位偏差に分割し、温暖化後における変化を推定し、温暖化後の設計高潮位を推定した。(図-2)

沖波波高は、(独)港湾空港技術研究所の確率台風モデルを用いて算定した、現在気候と温暖化後の波浪推算結果の差分を、平成19年度に実施した実台風を用いた波浪推算調査で得られた確率沖波に考慮して設定した。

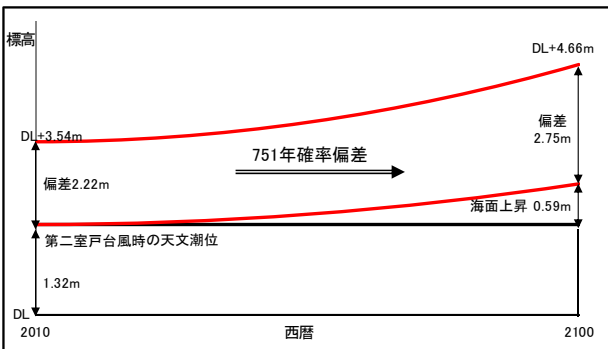


図-2 温暖化後の設計高潮位の設定方法

(3) 設計地震動の設定

設計地震動は、①レベル1地震動、②東南海・南海地震、③中央構造線帯地震の3地震動を想定した。

5. 海岸保全施設の機能評価

老朽化・耐震性能・高潮防護性能に関する海岸保全施設の機能評価(現行、10年後、30年後)は下記のとおりとした。

(1) 老朽化の評価

老朽化に対する評価方法は、「海岸保全施設維持管理マニュアル(案)」、「維持管理技術マニュアル」に準拠した。なお、海岸保全施設を使用材料で分類すると、主にコンクリート構造と鋼構造とに分けられる。このため、

10年後、30年後の劣化状況の予測は、材料別で実施することとした。

劣化予測手法は、(a)回帰式等による方法、(b)理論式による方法、(c)確率論的手法(マルコフ連鎖による方法)が一般的である。本検討段階では、点検データが不足していること、特にコンクリート部材の劣化は塩害・沈下など多様な原因で発生・進行していることを鑑みると、(a)及び(b)の手法の適用は困難であると判断した。このため、コンクリート部材に対しては劣化要因を特定しないでも適用可能となる(c)確率論的手法(マルコフ連鎖による方法)を用いて、劣化度分布の経年変化を推定する手法を採用することとした。その結果を用いて変状ごとに劣化度分布の経年変化を推定し、さらに卓越している変状の劣化度分布を指標としてケース設定・LCC分析を行い、補修時期を設定した。(図-3)

一方、鋼構造の場合、腐食調査により得られた腐食速度を用いて劣化状況を予測することが可能である。本検討においては、(a)設計耐力を下回るまでの残余年数、(b)溶接可能肉厚5mmに至るまでの残余年数を推定し、そこに至るまでに補強等の対策を計画することとした。

なお、LCCを算出する場合、補修後の再劣化費用を見込む必要がある。このため、再劣化に対する補修時期は、補修前の劣化速度を便宜的に適用し設定した。

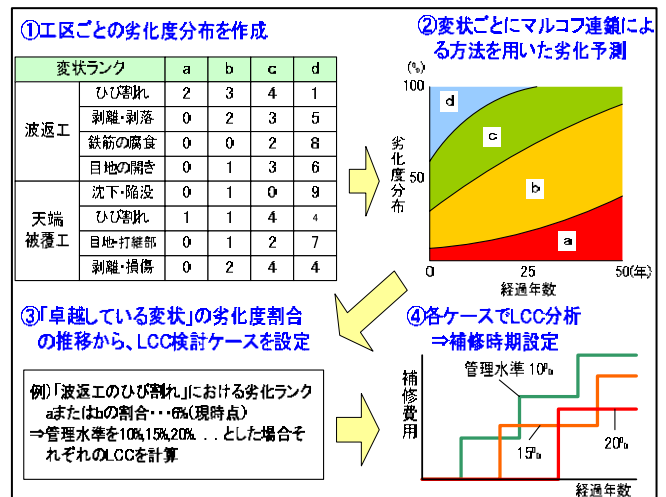


図-3 マルコフ連鎖モデルによる劣化予測

(2) 耐震性能の評価

耐震性能の評価は、レベル1地震時とレベル2地震時に対して「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成16年6月(海岸保全施設技術研究会)」(以下、「海岸基準」という)に準拠して評価を実施した。具体的な評価手法は、「チャート式耐震診断システム」と「FLIPによる二次元地震応答解析」とした。なお、検討の対象とする地震動は、10年後、30年後でも現在想定している地震と同様の地震が発生するものとした。

(3) 高潮防護性能の評価

10年後、30年後の波浪・潮位条件を用いて堤前波を算出し、越波流量により高潮防護性能を評価した。

6. 対策費用の算定

海岸保全施設の機能評価に基づいて、機能低下した海岸保全施設に対する対策工法を検討するにあたり、老朽化対策、高潮対策、耐震対策(静的・動的)として必要な補修・改修工法を抽出した上で、重複した対策案を組み合わせた対策案を設定し、各機能に対して総合的に満足する工法を抽出した。

抽出した工法に対して各海岸保全施設の補修や改良、更新に必要となる対策工事費を算定した。

7. 浸水被害額の算定

施設の高潮防護性能を評価するため、以下のケースについて高潮による浸水被害額を算定した。

- ① 現行(海面上昇なし+通常の台風)
 - ② 10年後(海面上昇あり+通常の台風)における50年確率の海面上昇後の潮位、波浪条件
 - ③ 30年後(海面上昇あり+大型台風)における50年確率の海面上昇後の潮位、台風大型化時の波浪条件
- 高潮による浸水リスクは、「海岸事業の費用便益分析指針(改訂版)平成16年6月(農林水産省、国土交通省)」に基づき検討した。なお、現況施設及び改良施設(天端嵩上げ後)の浸水被害額は、許容越波流量分の被害額を控除した浸水被害額を浸水リスクとして評価した。

8. 管理目標の設定

(1) 目標管理水準の設定

施設の老朽化に対する適切な補修実施時期を判断するために、施設の安全性(構造的安定性)が確保されている範囲でLCC最適となる目標管理水準を設定し、コンクリート部材等の管理水準(補修実施の判断基準)は、老朽度評価の指標である「変状ランク a (または a と b の合計) の割合」に基づき以下のとおり設定した。

- A) 高度な技術力を必要としない補修工法
- B) 経済的に有利となる補修時期・規模
- C) 現実的な費用規模(補修工事1回当たり費用規模)

なお鋼部材の管理水準は、前述のとおり、設定した肉厚に対する残存年数により確認することとした。(図-5)

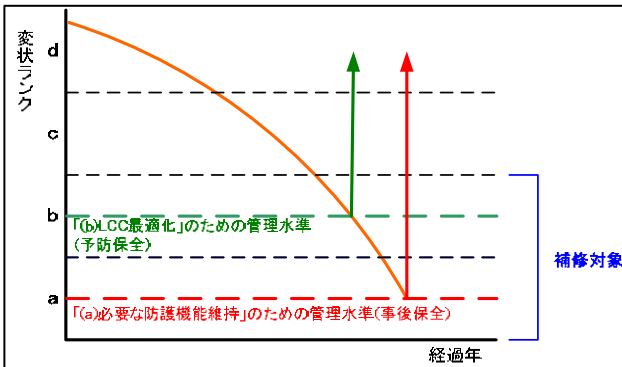


図-5 管理水準のイメージ

(2) 目標整備水準の設定

各施設について、想定される外力(①現行潮位・波浪、②海面上昇、③海面上昇及び台風巨大化)の高潮対策によって削減可能な年平均被害額(浸水リスク)を便益(B)として捉え、嵩上げ等による対策費(C)との関係を評価した。

その結果、最も対策効率性(B/C)が高い対策の水準を、その施設が最終的に目標とする目標整備水準(整備の際に目標とする天端高)として設定し、現行の外力に対する安全性を確保する水準を暫定整備水準として設定した。

(図-6)

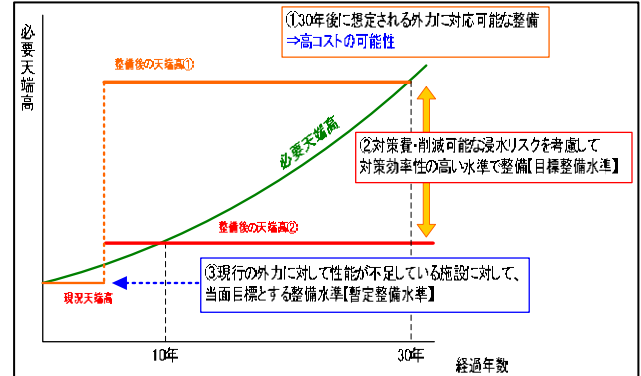


図-6 整備水準のイメージ

9. 対策実施時期の検討

(1) 対策実施時期の基本的な考え方

施設の長寿命化を考える上では、経年的に進行していくと考えられる老朽化を軸に、耐震性能・高潮防護性能を複合的に考慮した対策シナリオを作成する必要がある。一方、高潮対策の実施時期は、気候変動による潮位等の変化を踏まえて設定する必要がある。つまり、経年的に“必要天端高”は高くなるため、将来的に天端高が不足する可能性がある。したがって、“必要天端高>現況天端高”となる時期が“高潮対策が必要な時期”である。

しかしながら、高潮対策必要時期と前述した老朽化対策時期は一致しないため、補修・更新(耐震対策を含む)の実施時期を基本とし、年平均被害額(浸水リスク)を考慮したLCC分析の結果を踏まえて老朽化・耐震・高潮対策の実施時期を調整した。

(2) 対策実施時期の検討

対策実施時期は、老朽化対策時期と高潮対策必要時期の前後関係に着目した以下のルールに基づき設定し、高潮・老朽化対策を一度に実施することで事業の効率的な実施を図った。なお、耐震対策については、現時点で既存不適格の施設に対して最優先で対策を行うこととした。(図-7)

(図-7)

【調整方法①】

目標整備水準の設定年以前に補修・更新時期が来る場合：補修・更新の実施時期を基本とし、年平均被害額(浸水リスク)を考慮したLCC分析で事業実施時期を設定

【調整方法②】

目標整備水準の設定年以降に補修・更新時期が来る場合

：高潮防護性能（必要天端高）が満足出来なくなる時期を基本とし、年平均被害額（浸水リスク）を考慮したLCC分析で事業実施時期を設定（目標整備水準の設定年以前で事業実施時期を設定）

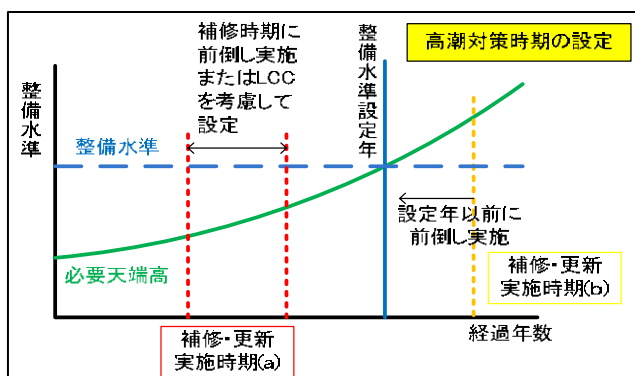


図-7 対策実施時期の考え方

10. LCM維持管理・更新計画（案）の策定

(1) 事業優先度の評価方法の検討

個別の施設毎に策定した投資計画を統合し、施設全体として投資計画の最適化を図るには、事業優先度を合理的に評価する必要がある。事業優先度の評価方法としては、評価項目を多く設定した場合、どの項目が要因となって優先度が高くなっているか不明確になる恐れがある。よって、評価項目としては、できるだけ少ない項目で明確な考え方にに基づき評価することが望ましい。そこで、本検討では対策工実施の緊急度と施設の重要度、対策効率性（B/C）を評価する「緊急度と重要度による評価方法」で事業優先度を設定することとした。

事業優先度は対策の緊急度及び施設の重要度によりマトリクス評価を行い(図-8)、緊急度が高い施設及び重要度の高い施設を事業優先度の高い施設として設定した。マトリクス上で同じ評価となった施設が複数ある場合は、対策効率性（B/C）の高い施設を優先して順位付けを行った。なお、事業優先度の設定にあたっては、マトリクス評価結果(対策効率性の評価を含む)に加え、現状施設の機能評価結果、背後地の重要度などを総合的に判断した。

(2) 予算の平準化の実施

LCC分析の検討結果をもとに、個別施設の投資計画を立案後、予算を意識し実行性を担保するため、全施設を統合した投資計画を立案する必要がある。ただし、施設毎の維持管理・更新計画の最適化ができて、全施設を合計した場合、厳しい財政制約下では必ずしも年次予算枠に収まるとは限らない。したがって、全施設を統合した調整を行い、年次間の予算の平準化、年間の予算枠に収める取組みが必要となる。合計して枠に収まらない場合は、個別施設の最適案の見直し（事業優先度評価に基づく対策実施時期の調整）が必要となるので、事業実施の優先度評価結果を用いて、予算制約下における予算の平準化を検討することとした。

ここで、平準化による実施時期の調整は、平準化前の実施年度に対する前倒しを原則とする。計画配置順位が

低く、平準化前の計画年度以前に実施できない場合は、計画配置順位にかかわらず実施時期を調整(順位を前倒し)して対応することとした。(図-8)

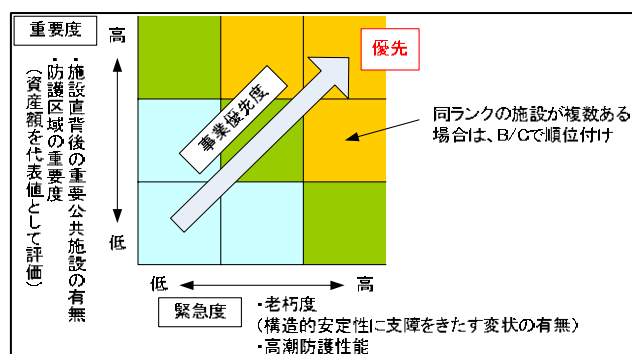


図-8 事業優先度の設定イメージ

11. 今後の課題

(1) 劣化予測の精度向上

劣化予測は、健全度調査結果に基づいてコンクリート部材等の場合はマルコフ連鎖、鋼部材の場合は腐食速度で実施している。

効率的な LCM 維持管理・更新計画(案)の策定のためには、今後実施される健全度調査結果(コンクリート部材の劣化状況や鋼部材の腐食状況等)に基づき劣化予測の精度を向上させ、LCCを見直す必要がある。

(2) 気候変動の不確実性への柔軟な対応

地球温暖化に伴う計画外力の変化の予測には不確実性が伴うため、以下に示す事項等については、将来的な気象変化・老朽化の状況をモニタリングしながら、地球温暖化対策の目標整備水準や実施時期を適宜見直していくことが必要である。

【目標整備水準について】

対策効率性を踏まえて目標整備水準を検討した結果、“30年後の外力に対応する必要天端高”ではなく、“10年後の外力に対応する必要天端高”が目標整備水準に設定された場合。

【事業実施時期について】

事業実施時期は、補修・更新の実施時期を基本とし、年平均被害額(浸水リスク)を考慮したLCC分析で設定しているが、補修・更新の実施時期が、計画策定期間の後半(15年程度から30年)にくる場合。

(3) 浸水リスクを考慮したLCC分析の省力化

本検討では、年平均被害額（浸水リスク）を考慮したLCC分析に基づき事業実施時期を設定している。ここで、年平均被害額（浸水リスク）が、対策費に比べてはるかに大きい場合、年平均被害額（浸水リスク）の比較結果のみで事業実施時期が決定されることになる。よって、上記のような場合には、事業実施時期の検討作業の省力化（代表的な施設についてLCC分析を実施する等）についても検討する必要がある。

貴志川における噴砂と堤防の応急対策について

長尾 壮治¹

¹ 近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 船戸出張所 (〒649-6262和歌山県和歌山市上三毛1122-2)

紀の川水系貴志川では、2011年台風12号の出水により、最高水位と堤内地盤の比高差は約2.6mとなった。これにより、堤防法尻部および堤内地の水田や畑等の10箇所超で噴砂跡が発見された。貴志川における堤防点検結果では、基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性が不足する区間が約3.6kあり、うち、3.0kが未対策となっている。調査・検討を踏まえた一連の対策の実施には、一定の時間を要するが、噴砂の生じた箇所については、水位上昇により、再び噴砂が生じ、堤防の沈下など危険性がある中で、出水期までに原因の推定と応急対策の実施が課題であった。本報告は、紀の川水系貴志川で発生した噴砂の原因と応急対策について紹介する。

キーワード 河川堤防, 浸透対策, パイピング, 応急対策

1. はじめに

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

2011年9月に発生した台風12号による出水では、紀の川本川及び支川貴志川においても避難判断水位を超過する水位を観測した。支川貴志川においては、最高水位と堤内地盤の比高差は約2.6mとなった。これにより、堤防法尻部および堤内地の水田や畑等で噴砂跡が発見された。水位上昇によって、再び噴砂が生じ、堤防の沈下など危険性がある中で、次期出水期までに応急的な対策を実施する必要があり、その応急対策について検討したものである。



図-1 紀の川流域概要及び船戸出張所管理区間

2. 貴志川での噴砂

(1) 台風12号と貴志川の状況

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

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



写真-1 貴志川左岸0.2k付近(紀の川市丸栖地区内水被害)

(2) 噴砂発見までの経緯

台風12号通過後の9月13日に貴志川沿川の自治体より、堤内側の田畑で地盤の隆起が見られ、噴砂も確認できるため現地確認の依頼を受けた。同日に現地確認を実施したところ左岸1.2k付近～2.0k付近にかけて5箇所で噴砂跡を確認した。

噴砂跡が確認された付近は主に水田として利用されている。噴砂発見時は稲の収穫前であり全体的な噴砂状況の把握は困難であったため、収穫後に再度、噴砂箇所の確認を実施した。



写真-2 噴砂状況 (貴志川左岸1.7k付近)

(3) 噴砂状況調査

稲刈後に実施した現地調査で概ね噴砂箇所が把握できた。噴砂箇所は大きく分けて6地点で14箇所の噴砂跡を確認した。(図-2)

噴砂は最大径で約5.7m、周辺地盤から約0.3m隆起しているものから、約0.5mのものまで様々であった。噴砂場所は、畑や水田に通じる通路(コンクリート舗装)の目地部等でも一部確認されたが、最も多く噴砂を確認した

のは水田内であった。噴砂位置については、法尻近傍だけでなく、法尻から約30m離れた水田内部でも確認された。

(4) 噴砂箇所と堤防詳細点検結果

貴志川は全川に渡って透水性の高い砂礫層(Ag層)が基礎地盤として連続しており、堤体盛土も砂礫が主体のため基礎地盤の砂礫層と同様に透水性が高い堤防である。

2005年から2007年にかけて実施した貴志川の堤防点検では、点検延長10.2kmのうち、3.6kmが浸透に対して安全性照査基準を満足しない結果であり、いずれもパイピング破壊に対する基準が照査基準値を満足しない結果であった。

堤防詳細点検結果と噴砂の生じた箇所を比較すると、パイピング破壊に対して照査基準値を満足しない区間及びその付近で噴砂していることが分かった。堤防点検は堤防本体の漏水に対する安全性として、堤防法尻部のパイピングの有無について評価しているため、点検結果と噴砂箇所を直接比較することは出来ないが、堤体・基礎地盤とも透水性が高い区間で噴砂しており、今回噴砂が確認されなかった箇所においても、噴砂の危険性が内在していると言える。

今回の噴砂によって、堤体基礎地盤部の土粒子が流出している場合、みず道が形成されている可能性があり、堤防の沈下などの危険性があるため、噴砂土層の推定と噴砂の原因について助言を頂くため、9月下旬に堤防調査委員会による調査や、噴砂土砂土層の推定のため、10月上旬に近畿技術事務所による噴砂の調査・分析が実施された。また、調査結果を基に対策工の実施までの間の応急対策の検討と対策工の検討(実施中)を実施した。調査結果及び検討結果は次章以降にとりまとめた。



図-2 噴砂箇所と堤防点検結果

3. 憤砂土層及び憤砂原因の推定

(1) 憤砂土層の推定

憤砂土砂が堤体土または堤防基礎地盤のどの層から流出したのかを推定するために、憤砂箇所①、②、③について憤砂土砂を採取した。採取した土砂は既往土質調査結果と比較を行うとともに、粒度試験から得られた粒度分布とも比較し、流失元の土層の推定を行った。

その結果、憤砂箇所①、②についてはAs層、③はAg層が憤砂したと推定される。現地では、憤砂の中心付近に穴が空いているところが見られたが、その穴がパイピング孔として連続しているかどうかは不明であった。

憤砂孔横の土層構成は、表層は水田の粘性土、深度0.6m付近から礫混じり砂が確認された。



1) 写真-3.4 憤砂孔(左)と憤砂孔の横の土層構成(右)

(2) 憤砂の原因

堤防調査委員会及び近畿技術事務所による調査結果から憤砂現象は、河川からの堤内地への浸透水が、水田表層の難透水層で湧出を妨げられて被圧され、難透水層の薄いところや弱部を突き破って、浸透地盤の砂を流動化させて巻き上げながら湧出したことで発生したと推測される。

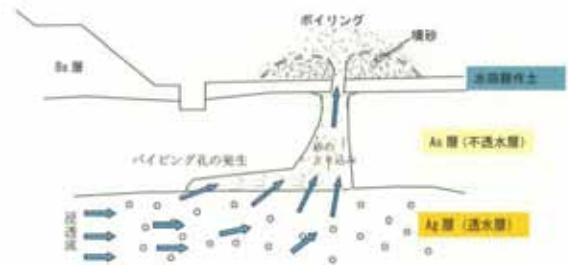
また、憤砂が法尻だけでなく、法尻からかなり離れた水田内部でも発生していることから、浸透水は堤内地側法尻より深い堤体基礎地盤を伝ってきたものであると想定される。憤砂が起こる前には、水田・畑の地盤が浸透水の被圧水圧によって持ち上げられ、盤ぶくれを生じた

可能性があるが、現在見られる憤砂下面は、周辺の水田面と高さが一致しており、憤砂後に水圧が解放されたことによって元に戻ったことも考えられる。

(3) 憤砂の発生機構

憤砂の発生機構は、次のように推定される。

- ①被圧された浸透水により水田耕作土、As層の相対的に軽いところが持ち上げられ、盤ぶくれが生じる（直接②が始まる場所もある）。
- ②水田耕作土、As層の薄いところ、あるいは構造物との隙間を突き破って被圧水が噴出する（ボイリング）。
- ③急な水流により流動化しやすいAs層から土砂を取り込み憤砂が生じる。Ag層内からも流動化しにくい粗粒分を残して土砂の流失が発生する。
- ④As層内には土砂の流失によってパイピングが発生する。



2) 図-3 憤砂の発生機構 (推定)

4. 応急対策工の検討にあたって

応急対策の検討に先立ち、貴志川の地形と台風12号について整理した。

(1) 既往調査と地形、地質条件の整理

調査結果より、堤防基礎地盤部の漏水に起因する憤砂であると考えられるため、治水地形分類図等を利用して貴志川周辺の地形、地質条件の整理を実施した。(図-4)

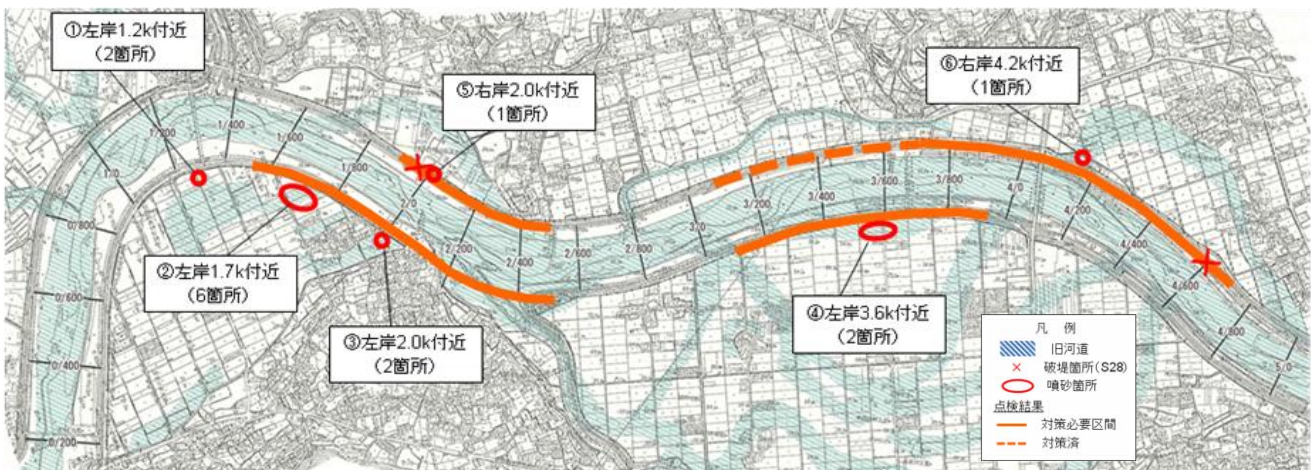


図-4 憤砂箇所と旧河道 (推定) 位置図

その結果、右岸下流側を除く5地点は全て旧河道で憤砂していることが分かった。旧河道に該当しなかった右岸下流側は、1953年(昭和28年)の出水時に破堤した箇所であり、旧河道に囲まれた自然堤防となっており、土質調査結果からも基礎地盤部に透水性の高いAg層が分布し、その上面にAs層が分布していることが分かった。

(2)水位・雨量データの整理

貴志川における過去10年(2002年~2011年)の水位・雨量データを整理して、憤砂が発生した台風12号の特異性について検討を行った。

水位データは貴志川水位観測所、雨量データは堤防安全性検討の事前降雨量で用いられている善田局雨量観測所のデータを基本として利用した。なお、善田局の雨量データは台風12号出水時に欠測であったため、同観測所の雨量に近似できる神田観測所のデータを使用した。

また、今回の憤砂の原因は、堤内外の水位差によるものと考えられるため、定期横断測量結果から貴志川水位観測所の堤内地盤高をT.P+25.0mと設定し、T.P+25.0mに達した出水を抽出し特異性を検証した。

その結果、憤砂が発生した台風12号出水は、過去10年間で最もピーク水が高く、高水位(T.P+25.0m以上の水位)継続時間も30時間と長い出水であった。さらに、総雨量も395mmと際だって多かったことから、堤防は飽和状態にあったと推測される。

表-1 主要7出水の水位・雨量

出水時期	ピーク水位 (T.P.m)	高水位 継続時間 (h)	善田局雨量観測所		備考
			総雨量 (mm)	時間 最大雨量 (mm/h)	
① 2003.8.9	25.40	5.0	143	20	
② 2004.10.20	26.00	8.0	159	23	
③ 2008.5.25	25.22	5.0	124	23	
④ 2009.10.8	26.41	12.0	114	11	
⑤ 2009.11.11	25.62	7.0	150	53	
⑥ 2010.7.14	25.29	14.0	145	17	
⑦ 2011.9.4(台風12号)	27.64	30.0	※395	27	※神田観測所

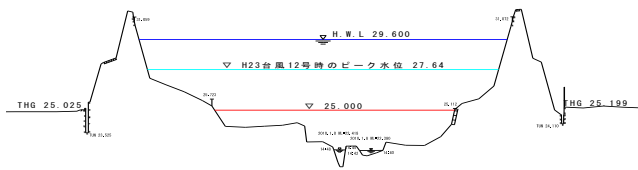


図-5 貴志川水位観測所横断面図

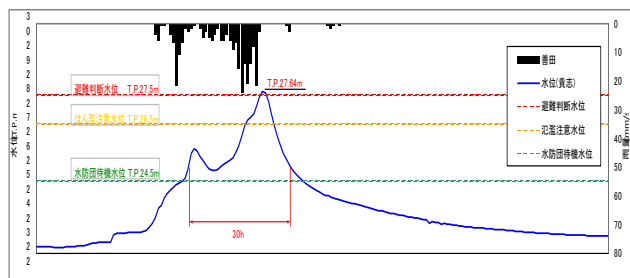


図-6 台風12号雨量・水位データ

5.応急対策工

今回憤砂が発生した箇所については、堤防詳細点検において、照査基準値を満足しない区間周辺での憤砂であり早期の対策実施が望まれるが、対策工実施までには一定の期間を要する。幸い台風12号による出水以降、大きな出水はなく、憤砂も確認されていないが、出水期をむかえるにあたり、憤砂箇所のハード面とソフト面の応急対策を検討した。

(1)ハード面の応急対策

a)対策工の候補案

貴志川における憤砂は基礎地盤漏水に起因するものであるため、基礎地盤の漏水対策を検討した。

- ①遮水：川表側へ遮水シートや遮水矢板を設置することで河川水の侵入を遮断する方法
 - ②押え盛土：川裏側での押え(盛土等)によりボーリングの発生を防止する方法
 - ③水抜き：川裏側へ侵入した水を抜くことにより、河川側と堤内地側との水圧をバランスさせる方法
- 上記3案について比較を実施した。

b)候補案の比較・選定

ここで、①案については、応急対策としては費用が高く、対策完了までに期間を要することから不適である。また、②について堤内側は民地であるため、現実的でない。③案について、河川水が基礎地盤(Ag層)を伝って、堤内側へ伝わり、被圧水圧が上昇することで生じた現象であることから、水圧低減対策は効果的である。また、堤防調査委員会においても法尻部に地下水路、法尻水路を設けて水抜きを実施することが効果的である。との助言も頂いており、③案の水抜き案を採用することとした。水抜きは対策工検討の際に実施したボーリング孔を利用してコストの縮減が図れる。

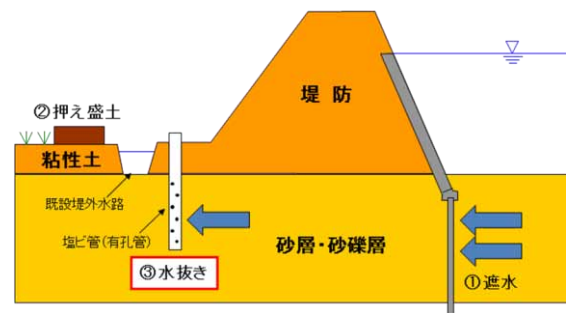


図-7 ハード対策案

c)対策工

水抜きは憤砂箇所や旧河道付近の堤内側法尻に12カ所設置した。水抜きにはストレーナ加工をしたφ50mmの塩ビ管を使用し、ストレーナ管の外側には砂分の混入防止

と水抜きがパイピングの誘因とならないようフィルター層を設けた。

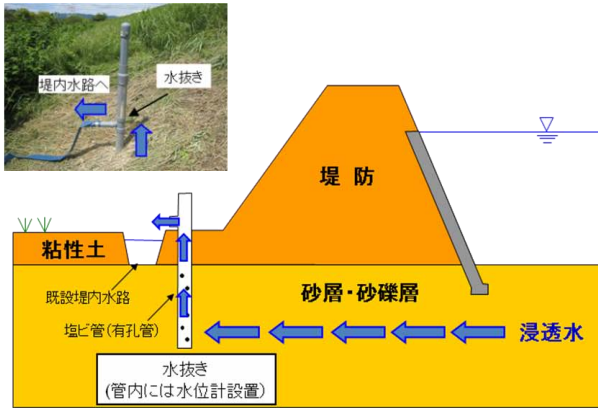


図-8 水抜き概要図と設置状況

(2)ソフト面の応急対策

a) 憤砂発生条件

今回の憤砂が発生した時刻や水位は不明であるが、ピーク水位と堤内地盤高 (T.P+25.0m) との差は約2.6mであり、過去10年間の水位状況から2番目に水位の高かった2009年10月8日出水時の比高差は約1.4mであったが、今回のような憤砂が発生した記録はなく、2009年10月出水時の水位と今回の水位の間で憤砂が発生したものと推定される。

さらに、地元自治体や地元住民に過去の憤砂について聞き取りを実施したところ、「今回の規模の憤砂は記憶にないが、部分的に小規模な憤砂が発生したことはあった。」とのことだった。ただし、明確な時期までは不明であった。

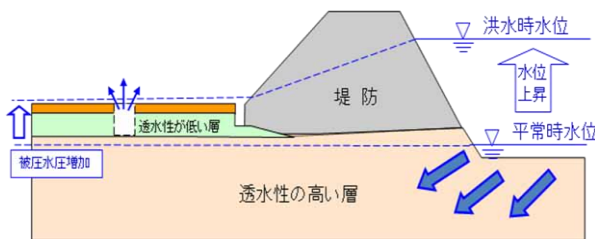


図-9 憤砂の発生模式図

b) 水位観測孔の設置と出水時巡視

現時点では憤砂が発生する条件には不明点があることから、今年度のソフト対策は、ハード対策で設置した水抜きに水位計を設置し、地下水位を計測することとし、河川水位が堤内地盤高を超えると予想された時点を目安に、堤防及び堤内側の憤砂状況等の確認を行い、憤砂が発生する危険性が高くなる条件を設定するためのデータ収集を行う。

なお、巡視開始水位は、堤内地盤高と貴志水位観測所

の関係から貴志水位観測所の水位が3mを超えると予想される場合に開始する。

c) 憤砂水位の検証

次年度以降で対策工が実施されるまでの間については、台風12号出水時の実績降雨・水位波形を外力として浸透流解析を実施し、今年度得られたデータ等と実現象との差異を検証したうえで、憤砂の発生条件を設定し、出水時の巡視の目安となる条件を設定する予定である。

d) 水防工法の想定と資材の準備

今回の現象は、河川水が基礎地盤 (Ag層) を伝って、堤内側へ伝わり、被圧水圧が上昇することでパイピングが生じたと考えられる。一般的に堤体からの漏水については、「月の輪工法」や「釜段工法」といった水防工法が用いられることから、パイピングが発生した際、早期に水防活動が行えるよう、予め土のう等の資材を憤砂箇所や旧河道周辺に設置し、応急対策が早期に行える状況を整えた。

e) 地域への説明

今回の憤砂は、地元住民から自治体への連絡で見えられたものであり、地元自治体や地元住民から不安の声が寄せられている。これらについては、憤砂の原因の推定結果、対策工実施までの間の対策 (ハード・ソフト) の説明を実施するとともに、中小洪水が発生した際は応急対策の効果について説明を実施することで対応していく。また、出水後には地元とともに点検を実施していく予定である。

6.課題と今後について

対策工については、現在検討中であり、憤砂箇所の応急対策として、被圧水圧の低減を目的として水抜きを設置したが、出水期間までに実施可能でかつ効果的であると思われる応急対策を選定し、実施したものであり、今後、再び憤砂が発生する可能性がなくなった訳ではない。応急対策実施後に再び憤砂が発生した場合、どのように対応していくのか。また、得られた地下水位データ等から検証された憤砂の発生条件をどのように判断し、また活用していくのか。さらなる検討が必要である。そのためにも、本応急対策の効果の検証に努めるとともに、その結果を関係者で共有し、効果的な応急対策について模索していきたい。本課題は紀の川水系貴志川において発生した憤砂について応急対策を検討したものであり、他の河川においても対策の一助となることを期待するものである。

参考文献

- 1)、2)近畿技術事務所：貴志川左岸 洪水時憤砂の発生元地盤の推定調査

火災を受けた鋼橋の損傷調査と その対応について

井上 卓¹・鈴木 時彦²

¹ 近畿地方整備局 京都国道事務所 京都第二維持出張所 (〒604-8416 京都市中京区西ノ京星池町 17-1)

² 近畿地方整備局 京都国道事務所 管理第二課 (〒600-8234 京都市下京区西洞院通塩小路下る南不動堂町808)

災害発生時に、安全を最優先で確保しながら可能な限り交通も確保していくためには、早急に構造物の健全度を評価する簡易な調査手法を確立することが必要である。しかし、橋梁をはじめとする土木構造物は耐火対策を基準化している事例が少なく、復旧に対しての指針類も範囲が限定されており、迅速な対応が可能とは言い難い状況である。

このような中、2012年2月2日に、一般国道9号に架かる西大橋において桁下の不法投棄物が燃える火災が発生し、桁部分が被災した。橋梁が火災損傷を受けた場合の対策方針やマニュアル等の作成及び維持管理上の参考に資するため、損傷調査とその対応について紹介する。

キーワード 鋼橋, 火災, 損傷調査, 補修, 維持管理

1. はじめに

2012年2月2日に国道9号西大橋で橋梁下の不法投棄物の廃タイヤが燃え、橋脚、桁、床版が火災にあった。この火災に対し、損傷調査を行い、橋梁への影響を調査し、対策工法を検討した。2012年6月現在、対策工法の施工中であるが、本論文では、不測の火災への対応事例として、一連の対応と調査について報告する。

2. 状況概要

ここでは、国道9号西大橋の橋梁の概要と、火災の状況を説明する。

(1) 国道9号西大橋の概要

西大橋は京都市西京区、国道9号の桂川の渡河部に位置し、1964年3月に供用(供用後47年)された3径間鋼連続合成鉄桁(5本主桁)2連+単純鋼合成鉄桁橋(5本主桁)3連の合計9径間延長L=325.9mの橋梁である。24時間あたり48,462台(2010年度道路交通センサス)の交通量を有し、文字通り京都市西部の交通の大動脈となっている。

(2) 火災と消火活動の内容

2012年2月2日にP5~P6間の桁下において火災が発生し、橋梁の各部材に損傷が発生した。

2月7日に被災状況の詳細を確認するため、京都市消防局西京消防署へのヒアリングを行った結果、得られた情報を、表-1に示す。

表-1 消火の状況

項目	回答概要
燃焼範囲	幅約13m・延長約45m(煤の拡散含む最大範囲)であり、高さは高欄まで届いていない。特に燃焼が酷かった箇所は大まかに分けて2点。ウエブに歪みのあった箇所周辺及び、P5橋脚の最も外側の沓座周辺(図-1参照)。
燃焼温度	700度以上と推測。ただし塗装面下地が残っているため、桁自体は700に達していないと推測される。炎も舞っていたため、温度は一定ではない。
放水時間	22:40頃より放水し、23:11に鎮火(約33分間放水)したが、熱が燻るため地面への放水は0:20頃まで行っている。全て河川敷からの放水で、橋上からは行っていない。今回の火災全体で26,000ℓ。燃焼の酷い上述の箇所中心に、ウエブに歪みのあった箇所周辺をより強めに、放水を行っている(図-2)。不法投棄された可燃物が存置されていたため、桁自体にも放水は行っている。(時間にして5~10分程)
気象条件	南方への風が強かった印象。(気象庁データによると、当日23時京都市内の風速は、平均2.3m/s、最大瞬間7.3m/s(北西))。当日は低温注意報が出されており、参考に同時刻の老ノ坂峠の気温が-5、市内が-3であり、西大橋近傍では-4程度であったものと推察される。

さらに、燃焼範囲を図-1に、重点放水箇所を図-2に示す。

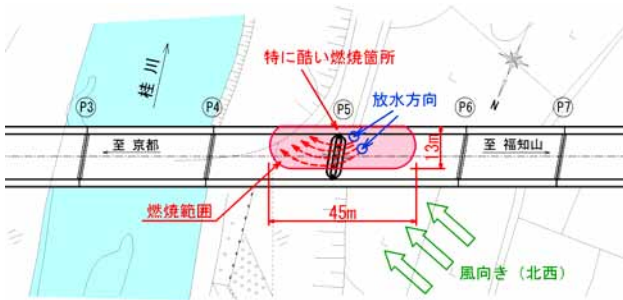


図-1 火災の状況 (2012年2月2日)



図-2 重点放水箇所



図-3 下横桁の変形部分

歩道橋横桁ブラケット部の高力ボルトについては、塗膜の劣化はあまり見られないが、周辺部材で塗膜が損傷している箇所があり、温度の影響（軸力の低下など）が懸念される。

b) コンクリートの損傷

床版については、煤が付着している程度であり、火災の影響は小さいと考えられる。

P5橋脚梁部にコンクリートの剥離が確認されたが、2008年の定期点検では、損傷が計上されていない。鉄筋腐食によるものでも無いため、火災による爆裂の可能性はある。

(2) 燃焼温度の推定

塗装被膜の損傷状態から被災橋の燃焼温度を推定すると共に、主桁や腹板などの部材変形の調査箇所及び鋼材機械試験片の採取箇所設定のための基礎データとすることが目的である。

a) 調査日時と調査範囲

調査日時 : 2012年2月17日 (金) 13時30分～15時

調査範囲 : 図-4に示す

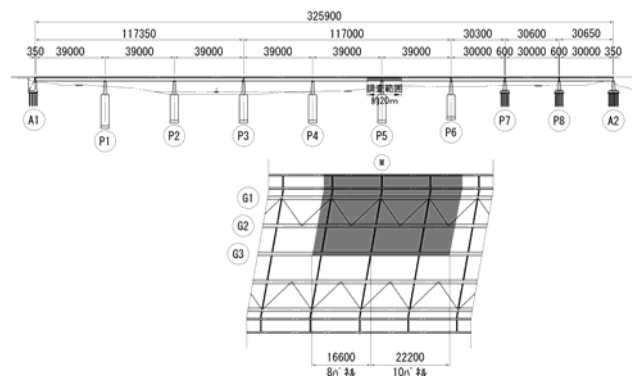


図-4 燃焼温度の調査範囲

2. 調査のステップ

火災被害を受けた橋梁については、建築構造物の場合を参考にして調査診断、補修補強の手法が提案されている¹⁾。本ケースではその他の被災事例とその対応例を参考に翌日の緊急現場点検の状況を総合的に考えて次のようなステップで調査を行った。

3. 一次調査内容

(1) 現地踏査

詳細調査計画立案のために、被災箇所の現地踏査（2月9日（木））を実施し、被災範囲、損傷状況を確認した。以下に概要を示す。

a) 鋼部材の損傷

塗膜の損傷、主桁ウェブの変形を確認、記録した。

下横構の変形(図-3)については、2008年の定期点検では、損傷が計上されていない。変形が今回の火災によるものか、点検以後に発生したものは現時点で判断できない。

b) 推定方法・対象部材・推定依頼先

目視により、塗装塗膜の燃焼状態、および燃焼色により、推定を行う。

対象とする部材は、主桁、横桁、下横構、連結ボルト、

支承とする。

e) 燃焼温度の区分

燃焼温度は、おおよその目安として、表-1のとおり
の5区分とした。ただし、この温度は桁及びフランジの表
面の温度であり、鋼材内部の温度ではないことに注意を
要する。

表-1 燃焼温度の区分

推定温度	状態
600 以上	下塗も、ほとんど無くなった状態 / 鉛系の顔料が酸化し、赤茶けた状態
500 ~ 600 以下	600 以上の場合と比較して、燃焼温度が多少は低いと判断される状態
400 ~ 500 以下	300 ~ 400 と比較して、燃焼温度が多少は高いと判断される状態
300 ~ 400 以下	上塗りが、部分的に無くなった状態
300 以下	上塗りが、多少、無くなった状態 / 煤が付着した状態

d) 推定結果

上記の分類にしたがって、推定した結果を部位ごとに
整理すると表-2のような結果が得られた。

表-2 燃焼温度の推定結果

部位	所見
主桁	G2桁のP5支点からP6に向かった3パネルの範囲が最も高 温で、燃焼温度は、600 以上
横桁	P5支点のG1~G2間の横桁であり、赤茶色の部分の燃焼温 度は800 に達した
下横構	G1~G2間のP5支点からP6に向かった1パネル目の下横 構。一部は800 に達したと予想される。
連結ボルト	主桁はリベット接合のため、燃焼の影響は無い。 歩道拡幅のためのブラケット部は、ハイテンションボルト によるため、軸力低下が懸念される。燃焼により軸力が低 下しているのは400 程度の燃焼温度により軸力が、塗膜が 残っている5段目を除く、1段目から4段目であると予測でき る。
支承	P5支点上のG1~G3桁の支承に関しては、いずれも300 以下。

支承はコンクリートの沓座面に設置されていることか
ら、熱はコンクリートに拡散し、支承本体は高熱に達し
なかったと考えられる。

一般に鋼材は600 以上になると強度が低下し始め、
800 に近づくにつれて急激に強度が低下する。このた
め、表-2より、主桁、横桁及び下横構について強度に何
らかの影響が出ている可能性がある。ボルトについても
ブラケット部においては400 以上の部分があり、軸力
の低下が懸念される。

したがって、本ケースでは鋼材は燃焼の影響を受けて
いるといえ、強度の推定の必要性が確認された。

(3) 強度の推定

燃焼温度の推定の次は、橋梁の強度における燃焼の
影響を推定する必要がある。強度の推定に当たっては近
接目視・打音検査、主桁変形量測定、簡易引張試験、コ
ンクリート強度試験の4つの試験を行った。

a) 近接目視・打音検査

P5橋脚周辺の被災箇所について、梯子・脚立を使用し
た近接目視、コンクリート部材の打音検査を実施した。

その結果、火災による塗膜の損傷は、第 5、6 径間と
も、G1~G3桁のP5橋脚から3つ目の横桁までの範囲で
ある。結果については表-3のとおりであった。

表-3 近接目視・打音検査結果

部位	所見
P5橋脚付近	下横構で変形が確認された。2008年の定期点検時に は確認されていない。
P5橋脚の縁端拡 幅部 (P6側)	剥離、うきが確認された。剥離は、受熱により爆裂 したものと考えられる。剥離・うきの範囲は、煤の ついていない灰白色~淡黄色の部分であり、煤がつ いている箇所では、損傷は確認されなかった。
G1-G2間の床版	ひびわれが確認された。ひびわれ幅は、0.05mm以下 で、微細なヘアークラックである。受熱により発生 したものと考えられる。
第6径間の床版	剥離、うきが確認された。コンクリート表面のみが 剥離していることから、受熱による爆裂によるもの と考えられる。
下り側歩道部ブ ラケット	塗膜が損傷している。塗膜の状況から取付ボルトも 受熱していると考えられ、軸力の低下が懸念され る。
G2、G3主桁	水平補剛材の変形 については、2月9日の現地踏査で既に発見されていた事項

b) 主桁変形量測定

光波レーザにより主桁ウェブのはらみ出し量を測定す
る。対象範囲は、すでに変形が確認されている箇所だけ
でなく、第 5、6 径間の G1~G3 主桁の必要箇所とした。
その結果、主桁のたわみ量について、最大23mmの変
形量が確認できた(図-5)。

また、主桁は垂直補剛材を節として、波打つように変
形していることが確認できた。

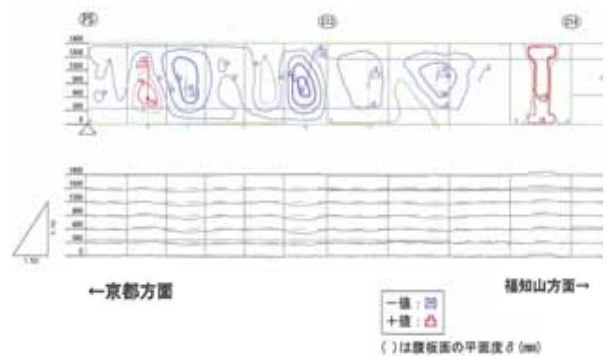


図-5 主桁(G2桁)の変形量

c) 鋼材簡易引張強度試験

鋼部材の強度推定試験として、反発式硬さ計(図-6)
により、鋼材の引張強度の推定を行った。簡易引張強度試
験であり、強度そのものより熱影響の程度を把握するこ
とを目的とした試験である。

調査箇所については、被災範囲と健全部とし、受熱温
度マップ・目視調査結果を勘案して、実施箇所を選定す

る(計7箇所を実施)。



図-6 反発式硬さ計

対象箇所は、G2桁のウェブで塗膜の受熱温度区分ごとの5箇所と被災範囲外の計6箇所(図-7)と、G5桁の健全部で実施した。試験は、塗膜を剥がした上で、各箇所3点の計測を行った。表-4、表-5に試験結果を示す。

表-5 鋼材引張試験結果(G5桁)

測定箇所	G5-	
受熱温度	健全部塗膜有	健全部塗膜無
材質	SM50(SM490)	SM50(SM490)
板厚(mm)	11	11
平均値(N/mm ²)	958.3	510.0

G5の健全部では、塗装を除去する前後で測定を行い、塗膜の有無による影響を検証した。塗膜が有る場合、実際の強度より極端に大きな値が測定される結果となった。試験結果は若干のばらつきはあるが、表-5の塗膜無し510.0N/mm²と比較して受熱温度が高い箇所でも著しく強度が低下している箇所はなかったといえる。

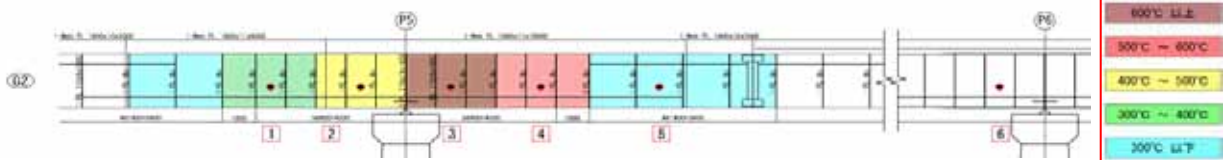


図-7 鋼材強度測定箇所図

表-4 鋼材引張試験結果(G2桁)

測定箇所	G2-	G2-	G2-	G2-	G2-	G2-
受熱温度	300 ~ 400	400 ~ 500	600 以上	500 ~ 600	300 以下	受熱無し
材質	SM50(SM490)	SM50(SM490)	SM50(SM490)	SM50(SM490)	SM50(SM490)	SM50(SM490)
板厚(mm)	11	11	11	11	11	
平均値(N/mm ²)	488.3	476.7	465.0	546.7	601.7	533.3

表-6 コンクリート強度推定試験結果

測定箇所	橋脚	橋脚	橋脚	橋脚	橋脚	橋脚	橋脚	沓座	沓座	沓座	床版	床版	床版	床版
外観状況	健全	健全	うき	うき	健全	健全	健全	健全	健全	健全	健全	健全	健全	ひびわれ 健全
打撃方向	水平	水平	水平	水平	水平	水平	水平	-90°	-90°	-90°	+90°	+90°	+90°	+90°
推定圧縮強度(N/mm ²)	36.08	26.60	23.58	18.92	29.63	33.10	33.54	33.13	30.29	29.88	55.99	53.76	57.09	45.75 48.58

d) コンクリート強度推定試験

コンクリートは、火災により500 以上に加熱されると強度が低減することから、シュミットハンマーにより強度推定試験を実施した。

調査箇所は、うき、剥離のみられたP5橋脚の縁端拡幅部(側面、沓座面)と、床版の計15箇所(図-8参照)とした。

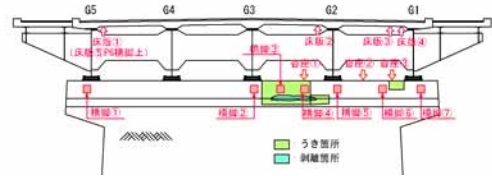


図-8 コンクリート強度試験箇所

結果を表-6に示す。各部材の許容値は、縁端拡幅部が21N/mm²、床版が35N/mm²である。

橋脚は、火元からも遠く、火災の影響を受けていない箇所である。試験結果からも十分な強度を有していることが確認された。

縁端拡幅部では、橋脚 18.92 (N/mm²) で強度が低い結果となった。橋脚は、うきが確認され、受熱温度が高かったと想定される箇所であり、強度が低下している可能性が高いと考えられる(健全と比較すると、は約52%に低減している)。

床版については、微細なクラックが発生した箇所でも十分な強度45.75 (N/mm²) を有しており、強度の低下は無いといえる。

4. 二次調査内容

燃焼温度と強度の推定により橋梁本体に著しい強度低下が起きていないことが分かった。そこで、次に、補強対策を検討して行くに当たって必要な詳細調査を行った。

(1) 疲労耐久性評価と応力頻度分布計測

橋梁に強度低下は起きていなかったが、高温に熱せられた後に急激に冷却されたため、靱性が低下している可能性がある。また、対策工法でアングル補修に伴う穿孔が考えられるため参考文献²⁾をもとに、応力頻度分布計測を行い、鋼材の疲労耐久性評価を評価した。

72時間の連続応力頻度測定結果より得られたデータを解析すると、被災した桁、アングル補修に伴う穿孔部も疲労寿命はいずれも10,000年以上となっており、疲労損傷の可能性の低いひとつの目安である100年³⁾以上なので、疲労による破壊は無いと考えられる。

(2) 鋼の材料試験

a) 試験内容

強度及び鋼材のじん性の評価、受熱による鋼材成分の変化の判断、ハイテンションボルトの受熱による軸力低下の状況確認、鋼材変形箇所の亀裂の有無等を確認するため、主桁ウェブから試験片を採取し、表-7のとおり材料試験を行った。

表-7 鋼材試験項目・数量表

試験項目	調査箇所	試験内容	数量
鋼材引張試験	G2、G3主桁	引張強度 降伏強度 ヤング率 伸び率	6箇所×2本 計12試料 (50mmから2本分加工)
シャルピー衝撃試験	G2、G3主桁	シャルピー 吸収エネルギー 値	6箇所×4試料 計24試料 (24.5mm)
ミクロ組成試験	G2、G3主桁	破断面撮影	4試料 計24試料 (24.5mm)
ボルト軸力測定	下り線歩道ブラケット 第6径間支点部と2本目	残存軸力	2箇所×30本 計60本
浸透探傷試験 (PT)	水平補剛材変形箇所 G2、G3主桁	亀裂確認	3箇所

b) 鋼材引張試験結果

表-8に示す結果より、健全部に比べ火害部は耐力、引張強さ共に10~20N/mm²と若干高く、伸びは55%前後で差は認められない。

表-8 引張試験結果

部位	試料No.	耐力(N/mm ²)	引張強さ(N/mm ²)	降伏比	伸び(GL=10mm)
健全部	G4-	350.5	542.0	65%	56%
	G2-	357.5	562.5	64%	56%
	G2-	355.5	561.5	63%	55%
火害部	G2-	368.5	559.5	66%	56%
	G2-	358.0	554.5	65%	55%
	G2-	359.5	558.0	64%	57%
JIS規格(SM490YA)	325N/mm ² 以上	490~610N/mm ²	-	-	22%以上

数値は2つの試験片の平均値

なお、いずれの特性値も現行のJIS規格を満足しており、強度上の問題が無いことが確認できた。

c) シャルピー衝撃試験結果

表-9に示す結果から、健全部に比べ火害部は全体的に吸収エネルギーで約10J程度低下しており、靱性が低下していると推測されるが、当時のB材(SM50B)のJIS規格である27J以上を上回っており、問題ないことが確認できた。

表-9 シャルピー試験結果

部位	試料No.	試験温度()	吸収エネルギー(J)	脆性破面率(%)
健全部	G4-	0	48	70
	G2-	0	32	85
	G2-	0	31	85
火害部	G2-	0	41	80
	G2-	0	43	75
	G2-	0	32	80

数値は試験片の平均値

d) ボルトの軸力測定結果

表-10に示した結果から、健全部と被災部の平均値を比較した結果、健全部に比べて被災部の軸力が85%程度に低下しており、火災による熱影響を受けたことが確認できた。

表-10 ボルト軸力測定結果

部位	状況	ボルト導入軸力(kN)		
		85%	100%	115%
B2-U	健全部	177	208.2	239.4
B-2	被災部	-	175.6	-
B-1	被災部	-	176.6	-

数値は各箇所平均値

e) 浸透探傷試験結果

G2-、G3- において計測したが、ビードの凹凸が見られた他、一部でアンダーカットも確認されたが、傷・焼割れ・熱変形割れなどの損傷は確認されず、試験箇所はすべて合格となった。

(3) コンクリートの材料試験

シュミットハンマーによる強度推定試験の結果から、P5 橋脚のうき、剥離箇所において、コンクリートの強度が低下している可能性が高いことが確認された。精度良く強度を確認することを目的として、表-11 のとおり、コア採取によるコンクリートの圧縮強度、静弾性係数、中性化深さ試験を実施した。床版については、強度低下の可能性が低いいため、中性化深さのみを確認する。

表-11 コンクリート試験項目・数量表

試験項目	調査箇所	試験内容	数量	
コンクリート部材	コンクリートコア試験	圧縮強度 静弾性係数 中性化深さ	4試料	
	中性化深さ測定(ドリル法)	第6径間P5上の床版	中性化深さ	3箇所
	鉄筋探査	コア採取 ドリル法実施箇所	鉄筋位置 かぶり厚さ	7箇所

コア採取箇所は、P5 橋脚の損傷部と健全部とし、計4

本(図-9参照)とする。

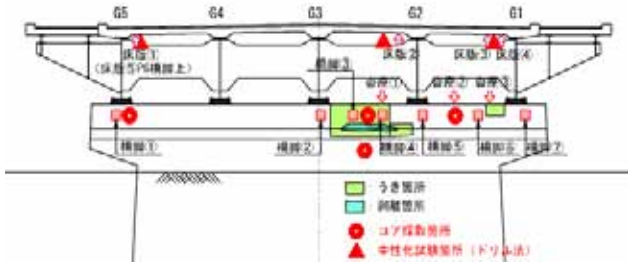


図-9 コンクリート試験箇所図

外観目視の結果、橋脚の健全部は特に外観に異常は見られなかったが、橋脚およびの被災部(煤が焼失し、表面に広範囲の浮き有り)については採取コア・採取孔壁ともに深さ20~100mmの位置で斜めに割れていた。また、コアの側面外観から表面5mm程度の範囲は少しピントがかかっていることも確認された。

コンクリートコアの室内試験(圧縮強度・静弾性係数・中性化試験)を実施した結果を表-12に示す。

表-12 コンクリート試験結果

部位	中性化深さ (mm)	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
橋脚	24.5	22.8	18.3
橋脚	28.9	20.5	15.3
橋脚	27.7	20.0	12.7
橋脚	5.7	43.0	31.1

橋脚~のコンクリートの中性化深さの平均は24.5~28.9mmであり、橋脚、の火害部は橋脚の健全部と比べ、最大+4.4mm程度と被災部との大きな差異は見られなかったが、火害部では、橋脚の健全部に比べわずかではあるが圧縮強度および静弾性係数の低下が確認された。

橋脚については表面に煤の付着が見られたが、コアの外観は特に異常は無く、中性化の程度も平均5.7mmとわずかであり、圧縮強度および静弾性係数の数値からも健全と判断できる。

床版の中性化については測定の結果、床版の健全部で17mm、床版、の被災部でそれぞれ18、19mmであり、特に火災の影響による中性化の進行の差異は確認できなかった。

5. 応急対策工の設計の方針

これらの結果を踏まえて、応急対策工は下記の内容とした。

ウェブの撓み矯正とL型鋼(ボルト添接)による補強を行う。

歩道橋横桁ブラケット部の高力ボルトについては、受熱温度が350~400°以上と推察されるボルトは、軸力が低下している可能性があり、取替える。

変形している横構などは取り替え。塗装は影響範囲を塗り替え(支承など含む)。

コンクリートにおける断面欠損部においては強度確認のうえ、断面修復する。

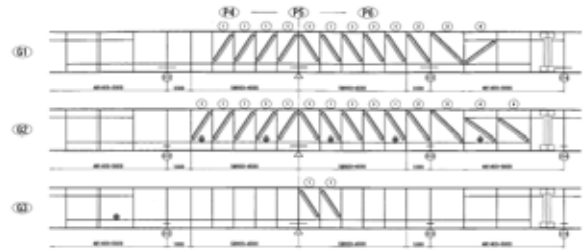


図-10 応急対策工

6. 今後の課題と方針

今回の事例より、橋梁が塗装されている場合、塗膜の状況から燃焼温度の推定が可能であり、簡易な試験である程度の推測できることが分かった。また、火災により鋼材部は影響を受けているものの、当面の交通の使用には問題無いことが分かった。しかし、被災から対策工の施工に至るまで実に4ヶ月を要した。今後は対策工の施工を進め、施工の結果を含めた検証を行う予定である。

今回のような不測の事態への対応では、被災直後にいかに効率よく情報を収集するかが課題となる。したがって、参考文献¹⁾にあるような既に提案されている手法を基にあらかじめ対応を想定してマニュアルを整備していくことが重要である。

場合によっては、橋梁点検の折に橋梁毎に火災被災リスクの高い橋梁をリストアップして被災時の対応を想定しておくことも対応のスピードアップに有効と考えられる。

また、被災リスクを把握しておくことは、日々の維持管理に関しても、今回のように不法投棄物が燃えることによる被災を防ぐ意味でも重点的に巡視及び撤去を行うなどの対策を徹底するうえで有効な情報となる。

謝辞：本事例の対応に当たっては、京都大学大学院工学研究科宇都宮智昭准教授に多大なるご協力、ご意見を賜りましたことを、ここに感謝いたします。

参考文献

- 1) 細井義弘：火災を受けた橋梁の調査診断、補修補強—通行可否の迅速な判定を目指して—、土木施工 44 巻 8 号, pp.47-54, 2003.08.
- 2) 古市, 小寺, 佐光, 村上, 橋本, 前田, 新藤：実橋における応力頻度測定手法, 土木学会第 44 回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.61-66, 2004.11.
- 3) 社団法人 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.03.

杭丸太を活かした小規模構造物の設計方法の検討

久保 光¹・吉田 雅穂²

¹福井県雪対策・建設技術研究所（〒918-8108福井県福井市春日3-303）

²福井工業高等専門学校 環境都市工学科（〒916-8507福井県鯖江市下司町）

全国版基準の考え方や佐賀県のローカルルールの考え方を整理し、杭丸太の特性を活かした設計方法を提案した。また、その設計方法に基づき設計を行い、現場施工を実施した。施工後のモニタリング調査を行い設計方法の妥当性について検討した。具体的には、福井県小浜市の県道拡幅工事において、周面支持力のみ安全率1.5で設計した。次に土留式自由勾配掘溝基礎およびボックスカルバート基礎の軟弱地盤対策にスギ杭丸太（φ15cm,長さ3m）を使用し、施工性について検討した。また、沈下量について計測した。周面支持力のみ安全率1.5にて設計・施工し安全率・施工の妥当性について検討した結果、実務上問題ないことがわかった。

キーワード コスト縮減, CO₂排出量削減, 環境保全

1. はじめに

公共工事の設計は、全国版基準の考え方に従って行われることが多い。自治体が国の補助を受けて行う工事では、そのことが必要条件とされる場合もある。ところが、軟弱地盤の場合、全国版基準では対応できないこともある。例えば、道路橋示方書・同解説(2002)では、先端支持力3、周面支持力4の安全率を採用しているが、これに基づき設計するとコスト高であるのみならず杭丸太の設計は末口寸法で設計することから末口と元口の寸法の違いにより杭間隔が狭くなりすぎて杭の打設も困難となる場合がある¹⁾。よって本研究では、杭丸太の特性を活かした設計方法について検討する。次に、その設計方法に基づき設計を行い、現場施工を実施した。施工後のモニタリング調査を行い設計方法の妥当性について検討する。

2. 設計法の比較検討

道路橋示方書・同解説(2002)²⁾ [以降道路橋と呼ぶ]
 ・鉄道構造物等設計標準・同解説(2000)³⁾ [以降鉄道と呼ぶ]
 ・建築基礎構造設計指針(2007)⁴⁾ [以降建築と呼ぶ]
 ・港湾の施設の技術上の基準・同解説(2007)⁵⁾ [以降港湾と呼ぶ]
 ・杭網(パイルネット)工法設計・施工の手引き(2000)⁶⁾ [以降パイルネットと呼ぶ]
 ・プレキャストL型擁壁(H≤2m)の木杭-底盤系基礎(佐賀県)設計マニュアル第1版~(2006)⁷⁾ [以降佐賀県と呼ぶ]、
 以上6つの基準について比較検討を行う。

いずれの設計方法も基本式(1)は以下のとおりである。

$$R_a = \frac{1}{n_p} R_p + \frac{1}{n_f} R_f \quad (\text{kN}) \quad (1)$$

ここで、

R_a : 杭1本当たりの許容鉛直支持力(kN)

R_p : 単杭の基準先端支持力(kN)

R_f : 単杭の基準周面支持力(kN)

n_p, n_f : 各荷重状態に対する安全係数

(1)支持力式比較

6つの基準における先端支持力と周面支持力の式を表-1にまとめて、比較検討を行う。

a)先端支持力について

砂質系の土については、道路橋を除いて各設計とも300Nとしている。なお、道路橋についても、上限値は300Nである。粘性土については、鉄道とパイルネット(9c or 100N)、または建築と港湾(6c)がそれぞれ同様の基準を定めている。粘性土の設計に着目すると、建築と港湾の基準の方が設計値を小さくしている。道路橋では、先端支持力と同様の提案式が用いられている。また、建築については、上記以外で静的貫入試験結果 q_c を支持力式に直接用いることができるようにしている。このことから、他の支持力算定に比べ粘性土の先端支持力については、各設計法により考え方に差異がある。佐賀県は軟弱地盤を対象としていて、先端支持力を見込んでいないのが特徴である。

b)周面支持力について

砂質土については、鉄道とパイルネット(3N+30)または建築と港湾、道路橋、佐賀県(2N)が同様の基準を定めている。このことから、建築と港湾、道路橋、佐賀県の基準の方が設計値を小さくしている。また、砂質土の周面支持力度の算定法は、上記の先端支持力度における粘性土設計基準とほぼ同じ組み合わせである。粘性土については、鉄道と道路橋、パイルネット(c or 10N)または建築と港湾、佐賀県(c)が同様の基準を定めている。

いずれの基準においても算定式にほぼ差異が見られない。また、建築と港湾において、先端と周面支持力度ともに粘性土では、 N 値での評価を認めていない。加えて、表-2に示す通り N 値や c に上限値が設けられているため、各設計で式が同じであっても、必ずしも同じ値にならないことに留意しなければならない。

(2)安全率比較

本節では、軟弱地盤中に丸太を打設することを考え、安全率の比較検討を行う。表-3は、6つの基準における安全率を示す。軟弱地盤を想定すると、周面(摩擦杭)の安全率の比較となるが、先端(支持杭)と周面(摩擦杭)で安全率の値が異なるのは、道路橋だけである。その道路橋における周面の安全率4が、他の安全率と比較して最も大きいことがわかる。杭の材料として木材を基準に明記している港湾とパイルネット、佐賀県の安全率はそれぞれ2.5, 2, 1.5となっており、道路橋よりかなり小さいことがわかる。最も小さい佐賀県の基準では、プレキャストL型擁壁(H=2m以下)の底盤支持力を計算して不足支持力を杭丸太の支持力で補うという考え方である(基礎地盤鉛直支持力に関する安全率は3, 杭丸太の水平支持力, 鉛直支持力に関する安全率は1.5)。また、周面の安全率が1.5と小さいのは、杭丸太のテーパ効果や

杭丸太と原地盤の周面摩擦力, 杭丸太の吸水機能による原地盤水分の排水効果などを加味した結果である。佐賀県と比較して道路橋では、底盤支持力を見込まず鉛直荷重を全て杭に持たせる設計となっている。これにより杭丸太を用いる場合、過剰設計となり不経済となるばかりか杭と杭の間隔が狭くなりすぎて施工に支障をきたす場合も報告されている⁷⁾。ところで、鉄道と港湾については状況に応じて詳細に安全率の設定がなされている。港湾の括弧内の数字は、不完全と思われる支持層内に杭先端を止める場合である。

上記のとおり6つの基準の安全率を比較検討した結果、佐賀県の安全率1.5が実務上、最適と考えられる。

(3)設計法のまとめ

道路橋, 鉄道, 建築, 港湾, パイルネット, 佐賀県の基準について比較検討した結果, 以下の考え方で設計を行う。

- a) 支持力式は、佐賀県と同様、底盤支持力の不足分を杭丸太の支持力で補う設計法で先端支持力は見込まず周面支持力のみとする。
- b) 安全率は、佐賀県と同様、1.5とする。

表-1 各設計基準の支持力式比較

支持力式比較表		道路橋 (2002)	鉄道 (2000)	建築 (2007)	港湾 (2007)	パイルネット (2000)	佐賀県 (2006)
先端支持力度 (kN/m ²)	砂質土	100N	300N	300N	300N	300N	-
	粘性土		9c or 100N	6c			
周面支持力度 (kN/m ²)	砂質土	2N	3N+30	2N	2N	3N+30	2N
	粘性土	c or 10N	c or 10N	c	c	c or 10N	c
それぞれのN 値について	先端支 持力度	杭先端地盤 の設計N値	杭先端地盤 の設計N値	杭先端から下に1d,上 に4d間の平均N値	杭先端位置でのN値と杭先端より上方へ杭径4 倍までの範囲内の平均N値との平均N値	杭先端地盤 の設計N値	-
	周面支 持力度	標準貫入試 験のN値	各層のN値	杭周面地盤の平 均N値	各層のN値	各層のN値	標準貫入試 験のN値

表-2 各設計基準のN値とcuの上限比較

(N値, cu)比較表		道路橋 (2002)	鉄道 (2000)	建築 (2007)	港湾 (2007)	パイルネット (2000)	佐賀県 (2006)
先端支持力度 (kN/m ²)	砂質土	N<40	N<33.3	N<60	N<50	-	-
	砂礫		N<50	-	-	-	-
	硬質粘性土、軟岩		cu<2222.2, N<200	cu<3000	cp	-	-
周面支持力度 (kN/m ²)	砂質土	N<50	N<40	N<50	N	N<66.7	N<50
	粘性土	N<15	cu<150, N<15	cu<100	ca	cu<50, N<50	0.3 γz<c

表-3 各計基準の安全率比較

安全率比較表	先端						周面					
	道路橋	鉄道	建築	港湾	パイルネット	佐賀県	道路橋	鉄道	建築	港湾	パイルネット	佐賀県
常時・長期・使用限界状態	3	3.33-2.5	3	2.5	2	-	4	3.33-2.5	3	2.5	2	1.5
損傷限界、地震時使用限界状態	2	1.66	1.5	1.51	1.43	-	3	1.66	1.5	1.51	1.43	-
地震時終局限界状態	-	1	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-

3. 基礎工の設計

(1) 地盤調査

設計に必要な地盤定数を得るため、施工場所付近においてボーリング調査(深さ 6.4m)およびスウェーデン式サウンディング試験(深さ 10m, 5m 間隔)を 5 箇所、簡易動

的コーン貫入試験(JGS 1433-2003)を 1 箇所(深さ 12m)行った。表-4 は、ボーリング調査結果を示す。土質構成は 4 層に区分される。第 1 層(表土)は、層厚 0.4m で暗茶灰色を呈する礫混りシルトよりなる耕土である。含水量は多く、草根及び腐植物が混入する。第 2 層(粘性土 1)は、層厚 3.8m で暗茶灰色を呈するシルト層よりなる。含水量は多く上層は微細砂分が少量混入するが、ほぼ均質で

ある。全体に少量の炭化した腐植物が点在する。第3層(粘性土 2)は、層厚 0.35m で暗灰色を呈する礫混りシルト層よりなる。含水量はやや多い。混入する礫は 2~15mm 程度の亜円礫主体で不均質である。第4層(粘性土 3)は、暗灰色を呈するシルト層よりなる。含水量はやや多い。所々に腐植物が少量点在している。更に表-4は、試料土の性状試験結果を示す。粒度は、シルト分 54.6%、粘土分 19.0%、砂分 26.1%、礫分 0.3%を含んだ細粒であり、地盤材料の分類では低液性限界の砂質シルト(MLS)に分類される。コンシステンシー指数(Ic)は 0 よりも小さい値(Ic=(32.37-40.04)/6.33=1.24)となり、不安定な状態であることを示しており、また液性指数(IL)も 1 よりも大きい値(IL=(40.04-26.04)/6.33=2.21)となり不安定な状態と言える。

表-5は、土留式自由勾配側溝およびボックスカルバートの設計に用いる N 値および粘着力を示す。

土留式自由勾配側溝の N 値および粘着力は、スウェーデン式サウンディング試験により求めた。平均 N 値は 2.2、平均一軸圧縮強度(qu)は 31.7kN/m²であった。この値を用いて粘着力(c)を求めると 8N より 17.6、qu/2=31.7/2より 15.9となり安全側の 15.9を用いる。

ボックスカルバートの N 値および粘着力は、簡易動的コーン貫入試験により求めた。平均 N 値は 5.3 で粘着力(c)は 8N より 42.4を用いる。

表-4 ボーリング調査結果

深さ(m)		1.60~2.40	3.60~4.40	5.60~6.40
一般	湿潤密度 ρt(g/cm ³)	1.946	1.820	1.700
	乾燥密度 ρd(g/cm ³)	1.466	1.300	1.117
	土粒子の密度 ρs(g/cm ³)	2.707	2.674	2.655
	自然含水比 wn(%)	32.9	40.04	52.20
	間隙比 e	0.85	1.06	1.38
	飽和度 Sr(%)	104.7	101.27	100.65
	土の含水比試験 w(%)	30.54	38.94	51.51
粒度	礫分(2~75mm) (%)	0.00	0.30	0.00
	砂分(75μm~2mm) (%)	12.00	26.10	5.50
	シルト分(5~75μm) (%)	58.60	54.60	74.70
	粘土分(5μm未満) (%)	29.40	19.00	19.80
テコンシス 性 ス	液性限界 wL(%)	28.54	32.37	44.00
	塑性限界 wp(%)	19.95	26.04	29.74
	塑性指数 Ip(%)	8.59	6.33	14.26
分類	分類名	砂混り粘土	砂質シルト	砂混りシルト
	分類記号	CL-S	MLS	ML-S

表-5 N 値および粘着力

構造物	平均 N 値	粘着力(c)
土留式自由勾配側溝	2.2	15.9
ボックスカルバート	5.3	42.4

(2) 基礎工選定

福井県小浜市内の県道拡幅工事において、軟弱地盤のため土留式自由勾配側溝(B=0.3m,H=0.7~1.2m,L=80m)基礎およびボックスカルバート(B=1.8m,H=1.1m,L=9.7m)の支持力が不足していることから、基礎工の検討を行った。

表-6は、道路規格を示す。基礎工形式の選定は、基礎工設計マニュアル⁹⁾に従った。表-7は、計画地における基礎工法の評価である⁹⁾。従来の工法選定では、杭丸太は直接基礎として検討されるため不経済、支持層が不明との理由で工法選定の対象にならない。ここでは、土留式自由勾配側溝基礎については、石灰安定処理工法で行うことで現場にて土のサンプリングを行い配合試験

を行った。その結果、一軸圧縮試験の目標強度(200kN/m²)を得るためには固化材添加量が 1,050kg/m³必要と推定されたため、石灰安定処理工での施工は経済的に困難と判断し、佐賀県のマニュアル⁷⁾に基づき杭丸太の周面支持力のみで安全率 1.5 で設計した。底盤の支持力は、道路橋²⁾に従い、安全率 3 とした。その結果、丸太直径 15cm、長さ 3m の杭丸太は、土留式自由勾配側溝 1m あたり 2 本必要であることがわかった。次にボックスカルバート基礎についてこま型基礎と杭丸太を比較検討する。石灰安定処理工法が経済的には最も良いが、ボックスカルバートについては、石灰安定処理工法では必要な支持力が得られないため、こま型基礎工法を選定した。しかしながら、佐賀県のマニュアル¹⁰⁾の支持力式および安全率を用いて杭丸太を設計すると経済的にも環境的にも良いと考えられたため再検討することとした。その結果、丸太直径 15cm、長さ 3m の杭丸太は、ボックスカルバート 1.1m あたり 2 本必要であることがわかった。また、杭丸太を用いた方が約 50 万円程度(直接工事費)安くなることがわかった。

表-6 道路規格

道路規格	3種3級
設計速度	50km/h
幅員構成	車道 3.0m (2車線)
	路肩(歩道なし) 0.75m
	路肩(歩道有り) 0.50m
	歩道 2.5m
	路上施設帯(両側) 0.5m
合計	10.75m

表-7 基礎工法の評価

工法	評価
置換工法	△
プレミックス工法	×
セメント安定処理工法	×
石灰安定処理工法	◎
締固め工法	×
重錘落下締固め工法	×
こま型基礎工法	○
シート・ネット・グリッド工法	△
杭基礎	×

(3) 杭丸太基礎の設計

基礎コンクリート下面に作用する荷重は、土留式自由勾配側溝およびボックスカルバート本体の安定計算結果とモルタルおよび基礎コンクリートの自重を考慮した。基礎地盤の許容鉛直支持力は、道路橋²⁾の基礎地盤の鉛直支持力計算による。本設計では、佐賀県と同様に杭丸太一底盤系基礎の支持力計算により行った。杭丸太一底盤系計算では、簡便的に杭丸太周面支持力と底盤支持力がそれぞれに極限支持力を発揮しているものと考え、それぞれの極限支持力を重ね合わせて求めた。基礎地盤の支持力不足を杭丸太の周面摩擦力により補完すると考え、まず底盤支持力を計算し、不足支持力を杭丸太の周面支持力で補った。安全率は、底盤地盤支持力 3、杭丸太の周面支持力 1.5 にて設計した。基礎地盤の水平支持力は、基礎コンクリートと地盤との間に働くせん断抵抗力に対

して安全率 1.5 を確保した。せん断抵抗力は、道路橋示方書²⁾ 下部構造編 p.280 の(10.3.2)式を準用し(2)式で求めた。本設計では、鉛直支持においては底盤の許容鉛直支持力の不足分を木杭基礎が分担していることから、底盤の許容支持力は 100%発揮されていると考える。このため底盤下面のせん断抵抗力算出においては、底盤の許容鉛直支持力を用いた。

$$R_{Hb} = C_B \cdot A_e + R_{vba} \cdot \tan \phi_B \quad (2)$$

ここで、

R_{Hb} : 基礎底面と地盤との間のせん断抵抗力(kN)

C_B : 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²)

A_e : 有効載荷面積(m²)

R_{vba} : 基礎地盤の許容鉛直支持力(kN)

ϕ_B : 基礎コンクリート底面と地盤との間の摩擦角(°)

図-1 は、ボックスカルバートの断面図、図-2 は、土留式自由勾配側溝を示す。どちらも杭丸太の杭頭は、基礎コンクリートに 5cm 根入れしているだけのため杭丸太と基礎コンクリートの結合状態はヒンジ結合とした。

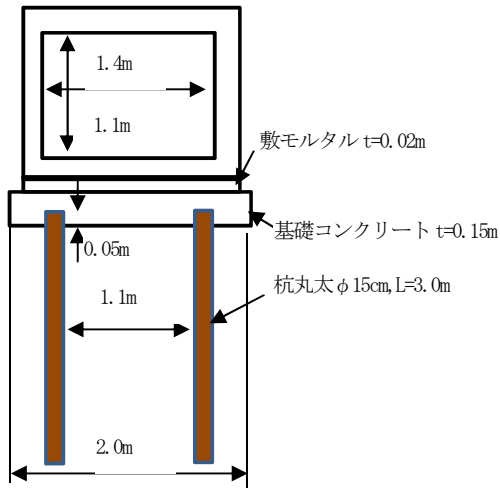


図-1 ボックスカルバート断面図

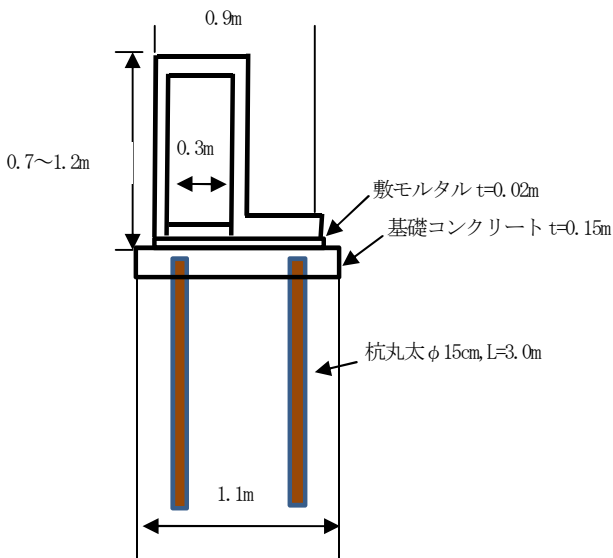


図-2 土留式自由勾配側溝断面図

4. 基礎工の施工およびモニタリング調査

(1) 基礎工の施工

拡幅する道路を横断するボックスカルバート基礎に、杭丸太(φ15cm, L=3m)を 18 本打設した(写真-1)。使用する杭丸太は、福井県産スギ間伐材を用いた。土留式自由勾配側溝基礎に、杭丸太(φ15cm, L=3m)160 本打設した(写真-2)。施工機械は、専用のアタッチメントを取り付けたバックホウ(0.7m³)を用いた(写真-3)。施工上、特に問題となることはなかった(石灰安定処理工法では、降雨の影響で施工できないこともあるが杭丸太基礎では降雨の影響はなかった)。

(2) モニタリング調査

図-3 は、道路供用開始(11月中旬)から約 1ヶ月経過後、約 3ヶ月経過後、約 4ヶ月経過後の土留式自由勾配側溝およびボックスカルバートの定点(1箇所)の表面沈下量を示す。縦軸はベンチマークからの高さを示す。土留式自由勾配側溝およびボックスカルバートの表面は、全く沈下していないことがわかった。写真4、写真5 は、6ヶ月経過後の土留式自由勾配側溝およびボックスカルバートの状況を示す。目視確認の結果、沈下によるひび割れや漏水等はなかった。

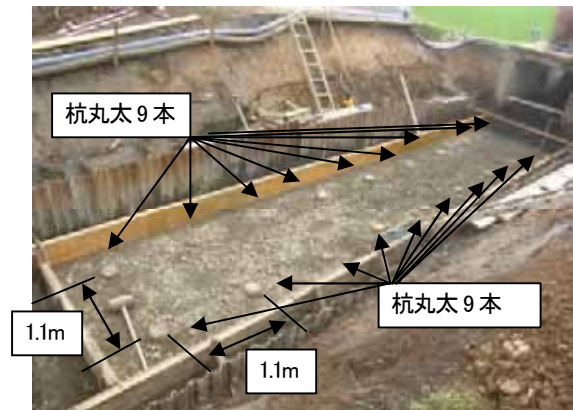


写真-1 ボックスカルバート基礎(全景)



写真-2 土留式自由勾配側溝基礎(一部分)



写真3 専用アタッチメントでの打設

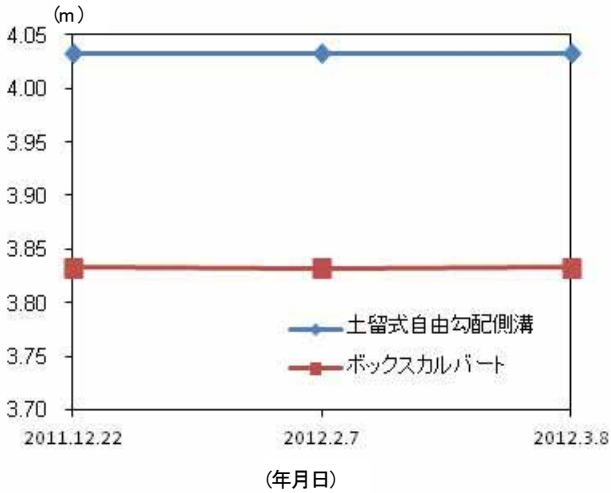


図3 土留式自由勾配側溝およびボックスカルバートの沈下量



写真4 土留式自由勾配側溝の状況(6ヶ月経過)



写真5 ボックスカルバートの状況(6ヶ月経過)

5. まとめ

全国版基準の考え方や佐賀県のローカルルールの考え方を整理し、杭丸太の特性を活かした設計方法を提案した。また、その設計方法に基づき土留式自由勾配側溝基礎およびボックスカルバート基礎の設計を行い、現場施工を実施した。施工後のモニタリング調査を行い設計方法の妥当性について検討した。具体的には以下のとおりである。

- (1) 福井県小浜市の県道拡幅工事において、木杭周面支持力と底盤支持力がそれぞれに極限支持力を発揮しているものと考え、スギ杭丸太の周面支持力は安全率1.5で設計した。
- (2) ボックスカルバート基礎および土留式自由勾配側溝基礎の軟弱地盤対策にスギ杭丸太 (φ15cm,長さ 3m) を使用して施工したが施工性に問題はなかった。
- (3) 道路供用開始から約 4 ヶ月経過後、ボックスカルバートおよび土留式自由勾配側溝の表面沈下量を測定した結果、全く沈下していないことがわかった。
6 ヶ月経過後、目視確認の結果、沈下によるひび割れや漏水等はなかった。

以上のとおり、周面支持力のみ安全率 1.5 にて設計・施工し安全率・施工の妥当性について検討した結果、実務上問題ないことがわかった。長期的な安定性の検討は、今後必要である。

謝辞: 本研究を行うにあたり、福井県嶺南振興局小浜土木事務所および(株)下前産業にご協力いただきました。また、福井大学名誉教授 荒井克彦先生、佐賀大学名誉教授 三浦哲彦先生、(独)土木研究所 堤祥一・研究員、飛鳥建設技術研究所 沼田淳紀氏、佐賀県木材利用研究会 宮副一之氏および福井県木材利用研究会の皆様にご指導、御助言をいただきました。

本研究は、科学研究費助成事業 (研究種目: 基礎研究 C,課題番号: 22560504, 研究代表者: 吉田雅穂) の助成を受けて行いました。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 三浦哲彦: 軟弱粘土地盤における木杭基礎～ローカルルールの歩み～(2010),木材利用シンポジウム in 福井講演概要集,pp33-36
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(2002)
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(2000)
- 4) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針(2007)
- 5) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(2007)
- 6) 鉄道総合技術研究所: 杭網(パイルネット)工法設計・施工の手引き(2000)
- 7) 佐賀県土木建築技術協会: プレキャスト L 型擁壁 (H=2m 以下)の木杭-底盤系基礎(佐賀県)-設計マニュアル第1版~(2006)
- 8) 京福コンサルタント株式会社: (県単)道路改良工事 測量調査設計業務委託 栗田その1(2010)
- 9) 福井県土木部: 基礎工設計マニュアル(2000)
- 10) 佐賀県土木建築技術協会: 水路用ボックスカルバートの木杭-底盤系基礎～設計マニュアル(第1版)~(2005)

京都第二外環状道路北春日トンネルにおける 地下水対策について

滋野 勝稔¹

¹近畿地方整備局 京都国道事務所 工務課
(〒600-8234 京都市下京区西洞院通塩小路下る南不動堂町808)

京都第二外環状道路北春日トンネル（全長約470m）では、地下水の保全が重要課題となっている。そのため、設計段階では、有限要素法を用いた3次元地下水流動解析による地下水流況の把握や、通水対策工法（通水ドレーン）の解析的検討を行い、NATM工法の実現性を検証した。現在はトンネル工事を進めており、トンネル周辺の観測井及びため池において、リアルタイムで地下水位計測を実施しながら、掘削時の湧水低減対策や、上流から下流への地下水の流れを阻害しない対策を講じている。工事完成後も、地下水位計測を継続し、地下水位の復水状況について確認する予定である。

キーワード 地下水保全， NATM，通水ドレーン

1. はじめに

京都第二外環状道路は、沓掛IC～久御山ICをつなぐ総延長15.7kmの片側2車線、上り下り合わせて4車線の道路である。平成15年度に久御山IC～大山崎IC間を供用しており、現在は、残る大山崎IC～沓掛IC間を平成25年3月の供用開始を目指し、工事を進めている（図-1）。

本報告における北春日トンネル（全長約470m）は、京都三山の一つである西山の大原野地区に位置しており、環境・景観の保全が重要な地域である。下流域にある大原野神社は、平安の時代にも登場する神社で、その井戸、ため池（鯉沢の池：保全対象箇所）は古い歴史を有している。このため、本検討に当たっては、地下水の保全が重要課題となっている。また、当該区間は土被りが3～15m程度と薄い状況であるが、環境・景観への影響を少なくするために、地表改変が少ない非開削工法を採用する地域としている。

過年度の研究発表において、工期短縮と経済性を考慮して、非開削工法の一つであるNATM工法の採用を決定した。NATM工法は、基本的に地下水位を低下させて掘削するため、地下水の保全と相反する一面がある。そこで、NATM工法の採用に先立ち、設計段階では、有限要素法を用いた3次元地下水流動解析による地下水流況の把握や、地下水保全のための通水対策工法（通水ドレーン）の解析的検討を行い、NATM工法の実現性を検証した。本研究発表では、施工段階における地下水対策および周辺の地

下水の状況について報告を行うが、次項に、設計段階におけるNATM工法の実現性に至った経緯を示す。

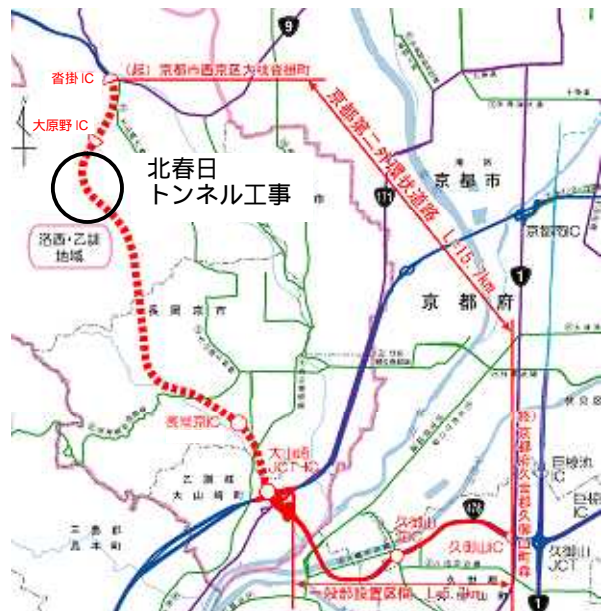


図-1 京都縦貫自動車道路線図

2. 設計段階におけるNATM工法実現性の検証

(1) 現地地山の透水性評価

まず、既往の水文調査結果から、地山の透水性評価を行った。その結果、当該地山を構成する各土層

(地表面より、F:扇状地堆積物層、TH:段丘堆積物層、O:大阪層群)は、いずれも透水性が低く、現地地山の地下水は地山全体で保全された状態であることが確認された。

(2) 地下水流況の把握

続いて、通水対策工法を解析的に検討するため、有限要素法による三次元の地下水流動解析により、地下水流況の把握を行った。解析は、当該地の流域(尾根に囲まれた広大な範囲:南北1.8km×東西2.3km)の広域モデル(図-2)と、トンネル周辺流域(保全対象箇所である鯉沢の池、瀬和井を含む範囲:南北0.8km×東西0.6km)の狭域モデル(図-3)を組み合わせを行った。

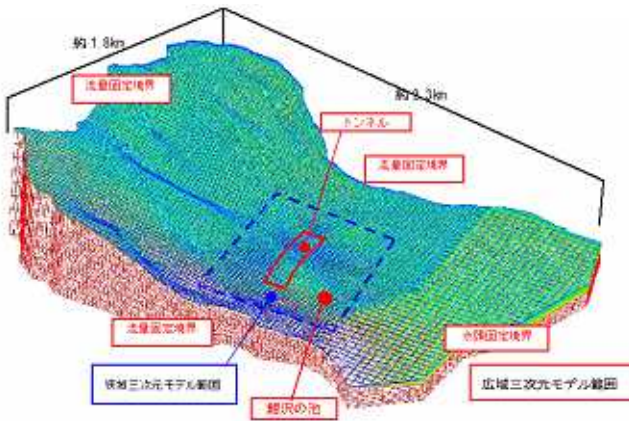


図-2 広域モデル図

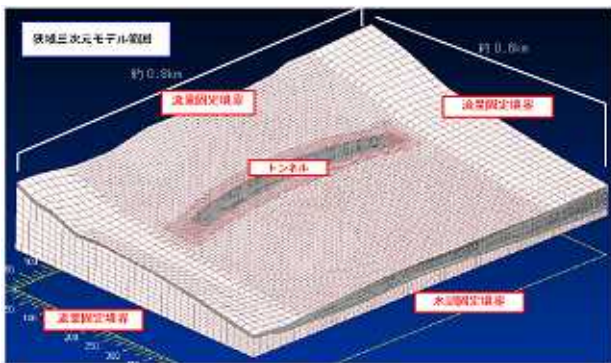


図-3 狭域モデル図

その結果、無対策(通水対策を実施しない)の場合は、トンネル施工による地下水の変動は、最大でダムアップ2.5m程度、ダムダウン2.0m程度が認められる結果となった。このダムアップとダムダウンは、時間経過とともに回復傾向を示すが、トンネル完成後約10年を経過した時点でも、2.0m程度のダムアップとダムアップが生じる(図-4)。この結果から、現況の地下水流動が一部影響を受けるため、通水対策工法の検討を行った。

(3) 通水対策工(通水ドレーン)の検討

対策工として、NATM工法において実績のある、通水ドレーン工を選定し、地下水保全効果について

検討を行った。その結果、通水ドレーン工による対策を実施(設置間隔約40m)した場合は、ダムアップ、ダムダウンを数10cm程度に抑制できる結果となった(図-5)。

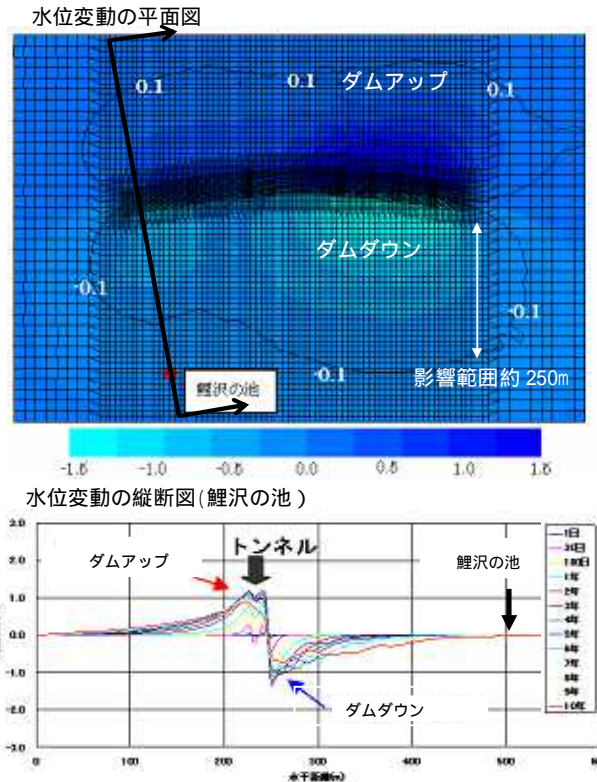


図-4 トンネル完成後の水位変動挙動(無対策の場合)

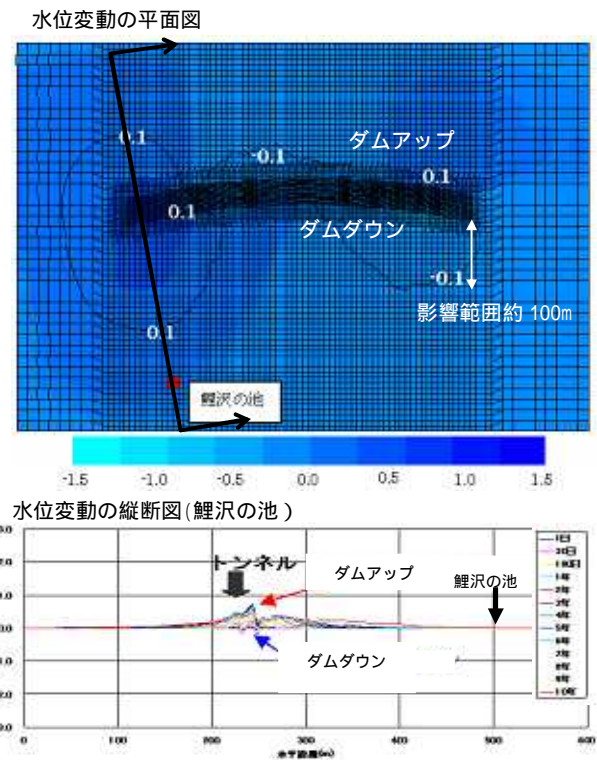


図-5 トンネル完成後の水位変動挙動(通水ドレーンによる対策工を実施した場合)

(4) トンネル掘削時の地下水湧水量の予測

掘削面及び吹付けコンクリート打設前の周面地山部（1m幅）からの湧水量を計算した結果，0.5～1.3m³/hr程度となった．この流量は，一般的な排水対策工で処理可能な流量である．

(5) 解析結果のまとめ

解析の結果から，通水ドレーン（図-6）を用いた通水対策を実施することにより，トンネル周辺の地下水位変動を数10cm程度に抑制することができ，下流部の地下水位変動はさらに小さな値に抑制することが確認された．また，トンネル掘削時の湧水量の計算結果から，施工に大きな支障をきたす湧水は生じないと想定された．

このことから，当該地におけるNATM工法の実現性が検証できたものと考えられる．

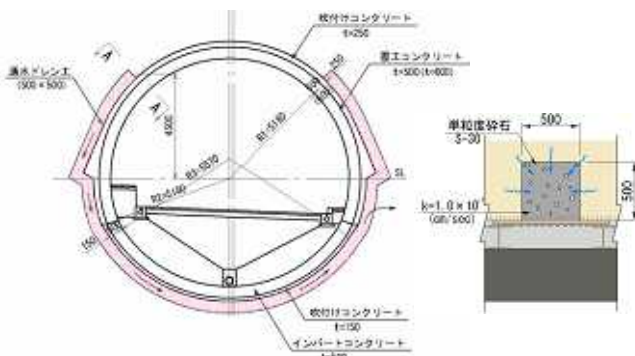


図-6 通水ドレーン

3. 施工段階における地下水への対策および状況

(1) トンネル掘削時の地下水低下への影響対策

トンネル掘削時の地下水低下への影響を低減する対策として，トンネル直近部において，吹付けコンクリートによる掘削底面の仮インバート完全閉合を行いながら掘削を進めている（図-7）．仮インバートによる完全閉合を行うことで，掘削底面からの湧水が低減できるほか，湧水による地山の緩みがなくなるため，切羽面の安定にもつながる．

トンネル切羽近傍からの湧水量は，インバート仮閉合なしの場合の湧水量の予測である0.5～1.3m³/hr程度に対し，現在は0.3m³/hr程度となっている．これは，仮インバート完全閉合を切羽直近で行っている効果に拠るところが大きいと考えられ，一部で地下水位が低下傾向にあるものの，地下水位低下の抑制に寄与している．

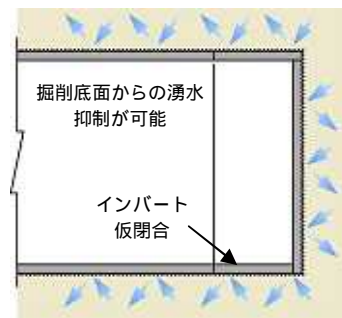


図-7 インバート仮閉合による効果

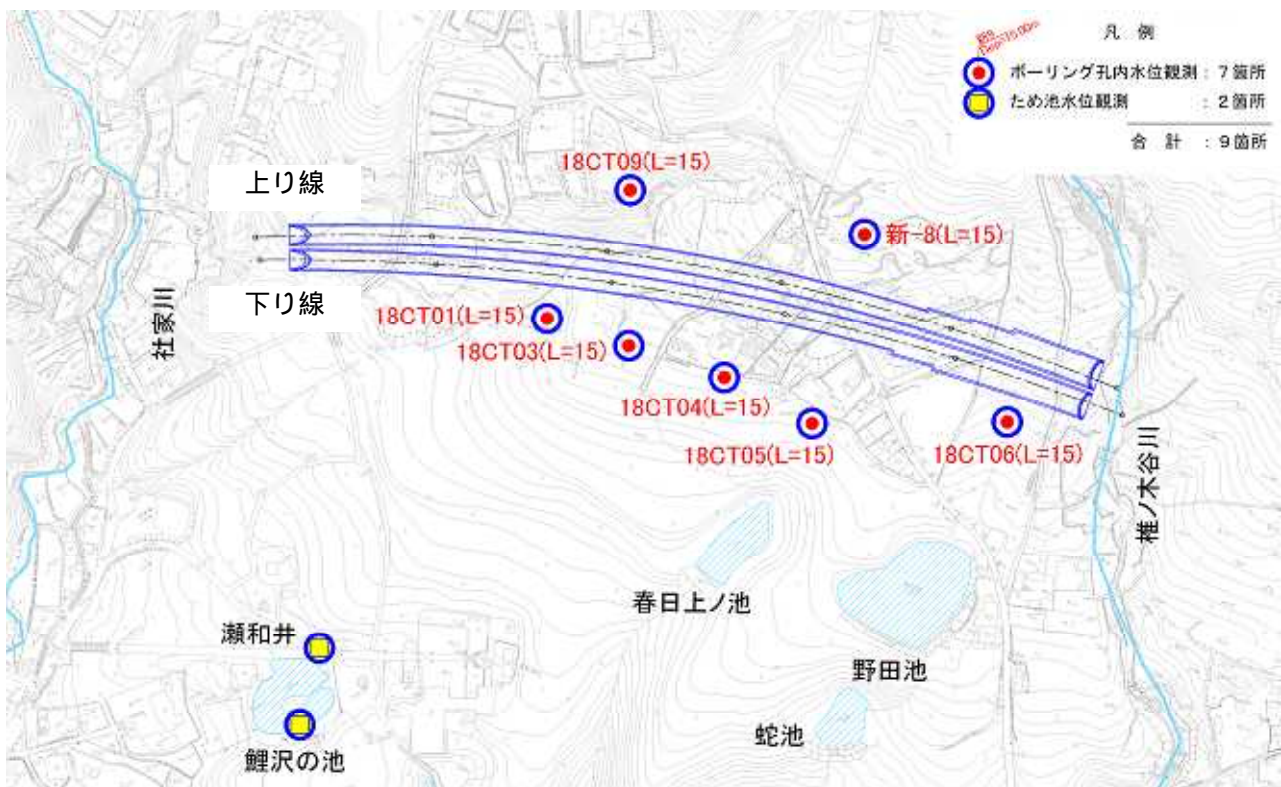


図-8 地下水位計測箇所

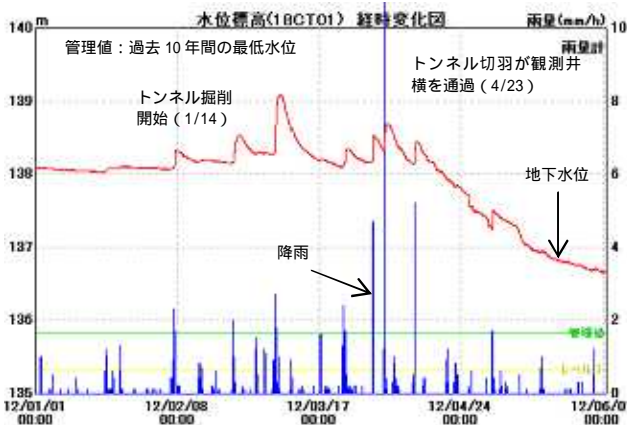


図-9 ボーリング孔18CT-01の地下水位状況

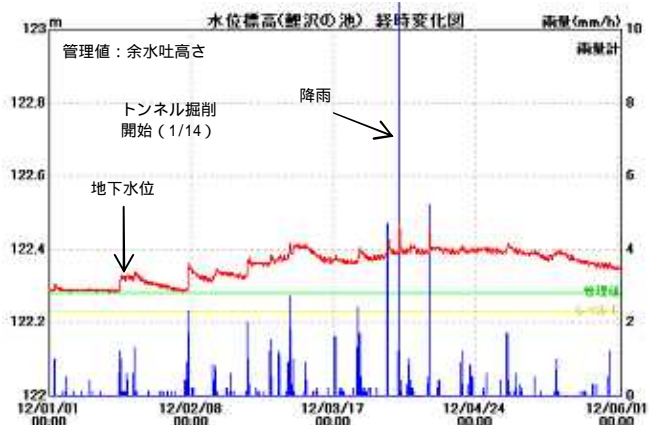


図-10 鯉沢の池の地下水位状況

(2) 施工中における地下水位の状況

トンネル掘削に先立ち、トンネル近傍のボーリング孔7カ所及び大原野神社内にあるため池2カ所（保全対象箇所である鯉沢の池、瀬和井）の計9カ所にて、平成23年12月より、リアルタイムによる地下水位自動計測を行っている（図-8）^{1,2)}。ボーリング孔18CT-01と、鯉沢の池における、地下水位計測状況を示す（図-9、図-10）。

トンネル近傍に位置するボーリング孔18CT-01では、トンネル掘削の進行に伴い、地下水位の漸減傾向が見られる。その要因として、切羽近傍からの湧水及びトンネル施工に伴う一時的なダムダウンの影響が考えられる。

一方、トンネルから250m程度下流に位置する鯉沢の池では、地下水位の低下は観測されていない。その要因として、当該地山の透水性が低く、鯉沢の池へ流入する水の主な供給源が表層水であることが考えられる。また、トンネル掘削に伴う地下水位の影響範囲がトンネル周辺に限定されるといった、先の地下水流動解析の結果とも整合している。

(3) 地下水の流れを阻害しない対策

トンネル掘削中、上流から下流への地下水の流路を確保する目的で、トンネル掘削の初期段階である下半掘削直後から、上流側側壁部の通水ドレーンと下流側側壁部の通水ドレーンを仮設通水ドレーンで繋ぐ対策を取っている（図-11）。こうすることで、施工途中段階においても、地下水の流れを阻害せず、トンネル掘削を進めることが可能となる。

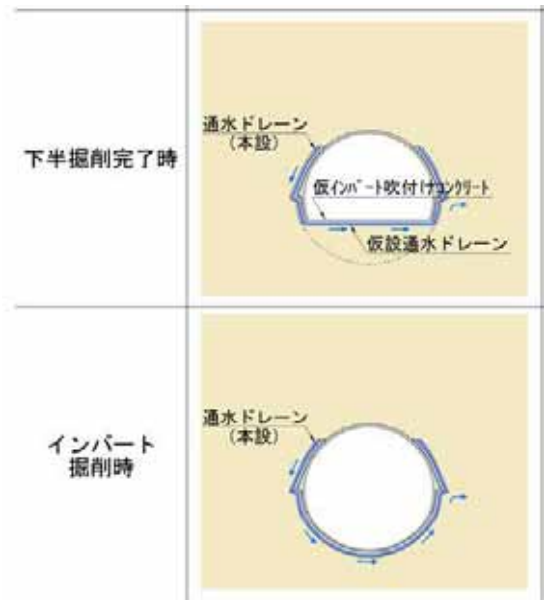


図-11 仮設通水ドレーンの設置

ている。今後も、地下水位変動の有無を確認しながら施工を進めていく予定である。

工事完成後も、トンネル周辺の観測井及びため池において地下水位計測を継続し、地下水位の復水状況について確認する予定である。

なお、現地地山の土質の不均一性などによる不確定要素が考えられるため、地下水位変動に関するリスクマネジメントとして、地表面から地下水を供給する工法等の対策案も検討しておく必要があるものとする。

4. 今後の検討課題

トンネル掘削工事を平成24年1月より開始し、平成24年5月末時点の進行は、下り線トンネルは469m貫通、上り線トンネルは348m/463mである。

トンネル近傍におけるボーリング孔において、地下水位低下が観測されているが、保全対象箇所である鯉沢の池においては、トンネル施工の影響による地下水位変動は観測されておらず、満水状態が続い

参考文献

- 1) 小野武, 西山哲: 無線センサデバイスを活用した道路管理手法について, 平成 23 年度近畿地方整備局研究発表会 論文集, 新技術・新工法部門, 2011
- 2) 中川光雄, 成田穰, 里優: 道路防災管理のためのナノセンサデバイスの開発と適用, pg.27-28, 土木学会第 66 回年次学術講演会 (平成 23 年度), 2010

大滝ダム試験湛水堤体継目漏水への対応

小林 秀禎¹・久内 伸夫²

¹近畿地方整備局 紀の川ダム統合管理事務所 管理課 (〒637-0002奈良県五條市三在町1681)

²近畿地方整備局 紀の川ダム統合管理事務所 管理課 (〒637-0002奈良県五條市三在町1681)

大滝ダムは、伊勢湾台風（1959年）により、紀の川沿川地域において甚大な被害が発生したために計画された。ダム本体及び周辺工事の完成を受けて、2003年度に試験湛水を実施したが、貯水池内斜面に亀裂が確認され、試験湛水を中断してその対策を実施した。2011年11月に地すべり対策工事が完了したことから、2011年12月より再度試験湛水を実施し、ダム本体、基礎地盤及び貯水池周辺斜面の安全性を確認中である。

本稿では、前回の試験湛水中に確認された堤体継目排水孔からの漏水について、今回試験湛水での対応状況の報告を行う。

キーワード 大滝ダム、試験湛水、堤体継目漏水

1. 大滝ダムの概要

大滝ダムは、伊勢湾台風（1959年）により紀の川沿川が甚大な被害を受けたことを契機として計画・建設された。本ダムは、紀の川下流の洪水調節、水道用水・工業用水の安定的な供給、関西電力による発電、流水の正常な機能の維持の大きく4つの目的を持った多目的ダムである。1965年4月に建設事業に着手し、本体コンクリート打設は2002年8月に完了している。その後2003年3月より試験湛水を開始したところ、同年4月に白屋地区の斜面において亀裂が確認され、試験湛水を中断した。調査の結果、亀裂現象はダム湛水が原因の地すべり現象であることが明らかとなったことから、地すべり対策工として押え盛土工及び鋼管杭工等を実施した。白屋地区以外の貯水池斜面についても、白屋地区の特性を踏まえた詳細な地形・地質調査を実施し、貯水池斜面の再評価を行った。その結果、大滝地区及び迫地区の2箇所は貯水を行った場合、貯水前後の安全率の低下の度合いが5%以上となるため、地すべり対策工を実施した。大滝地区では押え盛土工及び鋼管杭工を、迫地区では押え盛土工及びアンカー工を実施した。2011年11月に貯水池内の地すべり対策工事が完了し、同年12月15日より試験湛水を開始した。

2. 試験湛水計画

今回の試験湛水計画では、前回の試験湛水の経験を踏まえ、いくつかの変更を取り入れた。まず「斜面安全性」に配慮した湛水計画とした。具体には前回水位上昇に制

限を設けなかったが、今回水位上昇速度に一定の制限を設けた。次に水位上昇制限や流況による水位上昇長期化への対応策として、上流の大迫ダムに応援放流を要請する計画とした。また、試験湛水中断後の2011年台風12号の出水により、EL.286mまで水位上昇下降を経験していることから、湛水速度を「未経験水位」と「経験水位」に区別し、上昇下降速度については、他ダムの事例を参考として、以下の速度とした。

経験水位(EL.286m以下)・・・上昇速度：制限なし、下降速度：1.0m/日

未経験水位(EL.286m超)・・・上昇速度：1.0m/日、下降速度：1.0m/日

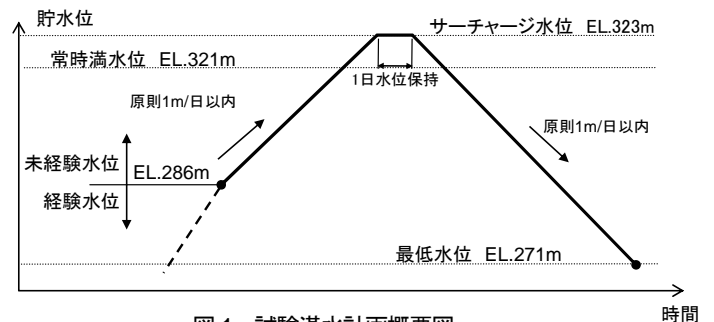


図-1 試験湛水計画概要図

3. 計測計画および貯水位操作

試験湛水中は、堤体および地すべり等について計測、調査、巡視を実施し、計測の結果、基本設計会議で確認した管理基準値と照らし合わせて異常がある場合には、「通常体制→注意体制→警戒体制」へと監視体制を移行し、試験湛水継続の可否について判断する。堤体及び斜面の

監視は委託業者により毎日実施し、計測結果について、事務所職員が確認の上、関係各機関へ日報、週報により報告している。試験湛水中は職員が24時間監視を行っている。

貯水位上昇速度、下降速度の監視について、普段担当ではない職員もおり、判断基準の統一化から、試験湛水中の対応マニュアルを作成し、事務所全職員に配布し、平日昼間は支所職員、平日夜間及び休・祭日は事務所職員全員が当番制により実施している。

4. 現在までの試験湛水実施状況

(1) 貯水位の上昇及び下降

2011年12月15日、EL. 286mより開始した試験湛水は、上流の大迫ダムより一部放流支援を受け、2012年3月30日にサーチャージ水位EL. 323mに到達した。その後4月2日より水位降下を開始、2012年5月29日9時現在貯水位はEL. 292.96mである。

(2) 試験湛水中のダム堤体の挙動について

堤体観測項目については一部漏水量、基礎排水孔揚圧力が大きいことから、現在注意体制をとり、注意深く監視しつつ試験湛水を継続している。

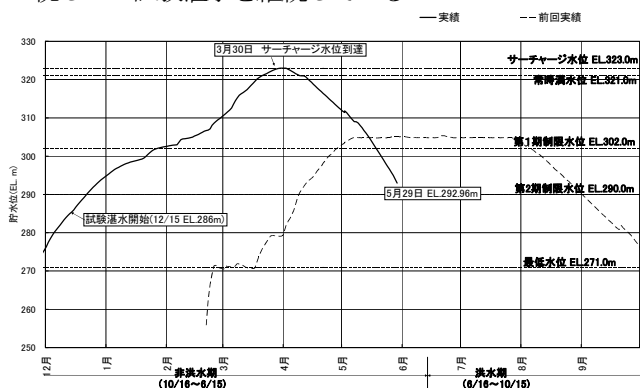


図-2 試験湛水実施状況

(3) 試験湛水中の貯水池斜面の挙動について

貯水池斜面については日々細かな動きや肌落ち現象はあるが、現在まで特に顕著な変動は見られない。注意して水位降下時の監視を実施している。

5. 前回試験湛水からの堤体継目漏水

(1) 前回試験湛水時の継目漏水状況

前回試験湛水実施時、堤体の挙動については、継目漏水量を除き、特に問題となるものは無かった。J9継目漏水量については、試験湛水開始直後から、漏水量が他の継目漏水量と比較して多く、試験湛水中の最大値は118.6L/min (2003年3月26日、貯水位279.3m)であった(図-3のA部)。

(2) 前回試験湛水時のJ9継目漏水に対する調査・対応

前回試験湛水実施中及びその後において調査されたが、J9継目漏水量の原因箇所特定には至っていない。

J9継目漏水の調査・対応を2003年3月10日から4月4日まで実施した。3月14日までは、染色材と気泡材を用いたトレーサーを使用し、堤体上流面の継目に沿って設置されている半割管(図-4①、③)、水平打継目(図-4②)、選択取水設備チャンパー室(図-4⑦)を対象として調査を実施したが、通廊内のJ9継目排水孔からトレーサーの排

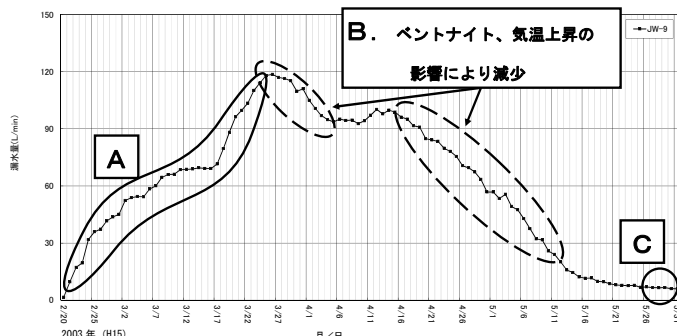


図-3 前回試験湛水 J9継目漏水量の変化

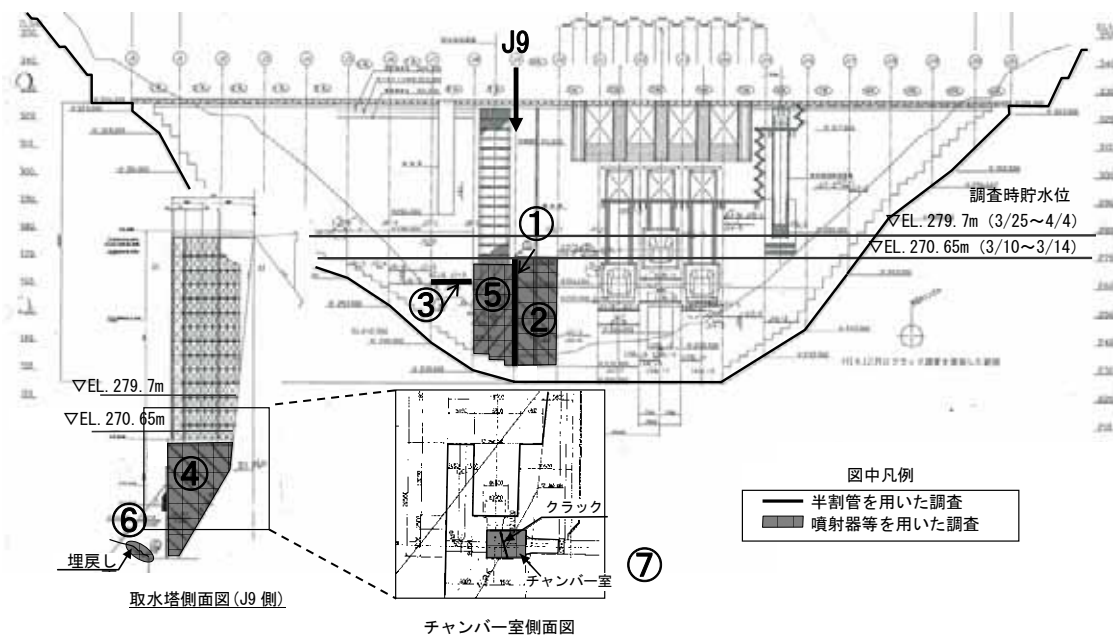


図-4 前回試験湛水時のJ9継目漏水調査・対策箇所

出は確認されなかった。3月25日以降、ベントナイトを混入したトレーサーを取水塔側面(図-4④)および前面の埋戻し部近傍(図-4⑤, ⑥)に散布したところ、J9継目排水孔からの明確な反応は確認できなかったが、J9継目からの漏水量は減少傾向に転じた。4月12日以降、貯水位は上昇したにも関わらずJ9漏水量は減少した(図-3のB部)。これはベントナイト、気温上昇の影響によるものと推定される。5月末時点では他の継目と同程度となった(図-3のC部)。

(3) 前回試験湛水以降のJ9継目漏水量について

前回試験湛水以降、今回の試験湛水実施前までにJ9継目漏水量の原因箇所特定には至っていなかった。

前回の試験湛水以降はJ9継目漏水量は経年的に減少している。前回試験湛水後水位低下以降、冬期の貯水位がEL. 258mで保持された年におけるJ9継目漏水量は2L/min程度である。一方冬期の貯水位がEL. 271m程度で保持された年においては、漏水量が10L/minを超えている。この現象から考えると、EL. 258とEL. 271mの間に漏水原因箇所がある可能性も考えられた。

2008年5月以降、貯水池地すべり対策工事実施のため、貯水位がEL. 258mで保持されていることから、冬期水位上昇時の漏水の有無の確認を目的として、2011年3月に充水試験を実施した。充水試験はコンプレッサーにより圧をかけ、監査廊の排水孔より排水管内部を充水する調査である。排水管内部を充水しEL. 278m相当まで上昇させた。結果、堤体上流面からの注入水のにじみ出しは確認されず、原因箇所特定には至らなかった。

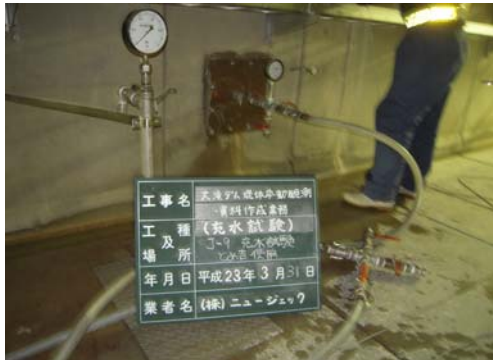


図-5 充水試験状況

6. 今回試験湛水中のJ8, J9継目排水孔漏水

2011年12月から開始した今回の試験湛水では、J8, J9の継目漏水量が管理基準値を超過し、その後も増加を続けた。

J8, J9継目漏水の水温は貯水温に近いことから、上流面からの流入であると判断できた。

(1) 選択取水設備フーチング部クラック

今回試験湛水前に選択取水設備基礎フーチング部を調

査したところ、EL. 265m~EL. 268m付近に縦方向の比較的大きなクラックを確認した。このため、当該クラックを水位上昇時に調査・対策が可能なようにステンレス注入板を設置しておき、貯水位上昇時にトレーサー調査を実施したが、継目排水孔からの排出は確認されなかった。

(2) 選択取水設備フーチング部上面の水平打継目

前回試験湛水において、貯水位がEL. 270mを超えたときにJ9継目漏水の急増が見られた。漏水急増標高近傍である選択取水設備フーチング部上面EL. 268mの水平打継目は、断面急変部であり応力集中が生じやすいと考えられる。そのため、この場所を対象にトレーサー調査を実施したが、継目排水孔からの排出はここでも確認できなかった。

(3) J8, J9上流面横継目

前回試験湛水時は漏水量の急増したEL. 270m以下を重点的に調査した。今回の試験湛水では、漏水の急激な増加は見られないが、貯水位EL. 280m付近より貯水位上昇量に対する、J8継目漏水量とJ9継目漏水量の増加の割合が徐々に大きくなる傾向がみられている。従って、EL. 270mよりも高標高部に水みちが存在する可能性も否定できなかった。そのため、EL. 295m以下の堤体上流面のJ8横継目、J9横継目を対象として塩化物トレーサー(塩化カルシウムによる電気伝導率の変化により原因箇所を調査する方法)を散布し、調査を実施した。塩化カルシウムは比重が水より大きいため、気泡材と比較し、堤体下方の広範囲に広がる事を期待し今回採用した。結果、トレーサーは検出されず、横継目が漏水原因箇所ではない可能性が大きくなった。

以上までの結果、及び外部壁面から漏水箇所が確認できないことから、次の漏水原因箇所の可能性として選択取水設備制水ゲートシャフト部もしくはコンクリート打設時長期放置箇所の水平方向打継目が漏水原因箇所であることが考えられた。

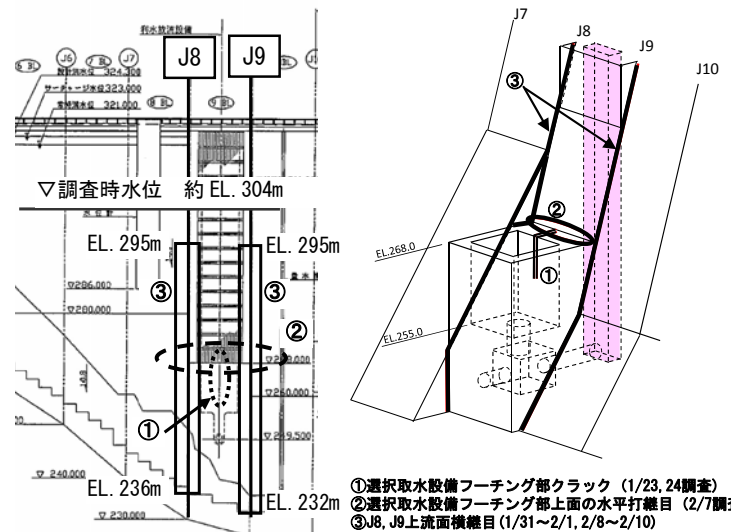


図-7 J8, J9 継目トレーサー調査の概要

①選択取水設備フーチング部クラック (1/23, 24調査)
 ②選択取水設備フーチング部上面の水平打継目 (2/7調査)
 ③J8, J9上流面横継目(1/31~2/1, 2/8~2/10)

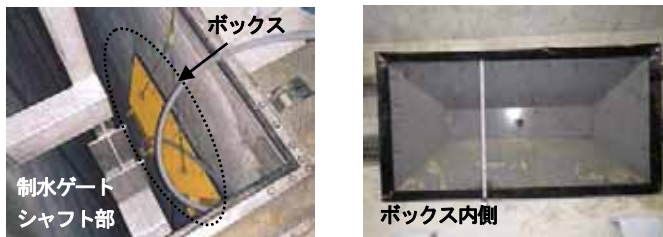
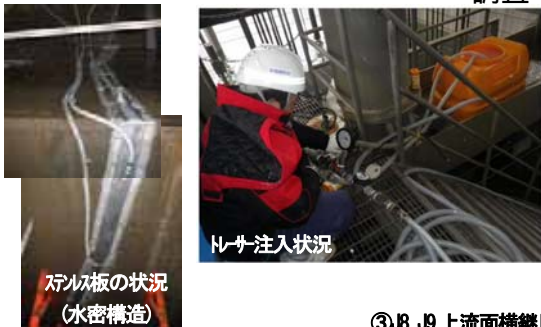


図-10 調査・対策に使用したボックス

②水平打継目 (2/7)



図-8 J8, J9 継目トレーサー調査状況

③J8, J9 上流面横継目 (1/31~2/1, 2/8~2/10)

(4) 選択取水設備制水ゲートシャフト部

2月15日より選択取水設備操作室より、選択取水設備制水ゲートシャフト部のトレーサー調査を実施した。2月15日は制水ゲートシャフト部の水面付近に塩化物トレーサーを散布した。その結果、堤体上流面調査時と比較してわずかであったが、電気伝導率について上昇が確認された。そのため、制水ゲートシャフト部の調査をより詳細に行う方針とし、2月16日、EL. 258m付近から噴射器（ホースの先にステンレス有穴管を付けたもの）を用いて順次上方向に向かって調査を実施した。その結果EL. 263m付近でトレーサを噴射したところ、継目排水孔漏水量より、顕著な反応があった。2月20日、壁面に密着させることが出来るBOX型の装置を使用し、さらに詳細なトレーサー調査を実施したところ、上流側壁面のEL. 259.8mで大きな反応があり漏水経路が特定された。20日~23日にかけて、BOXを同標高に維持し、応急対策として止水材を注入し、その結果J8, J9継目漏水量が劇的に減少した(図-11, 図-12参照)。

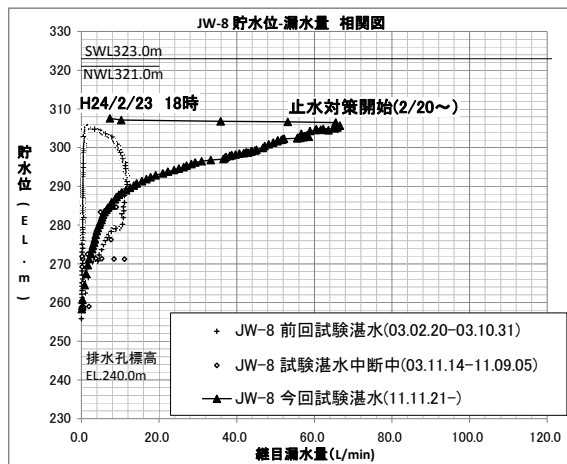


図-11 対策によるJ8継目漏水量の減少

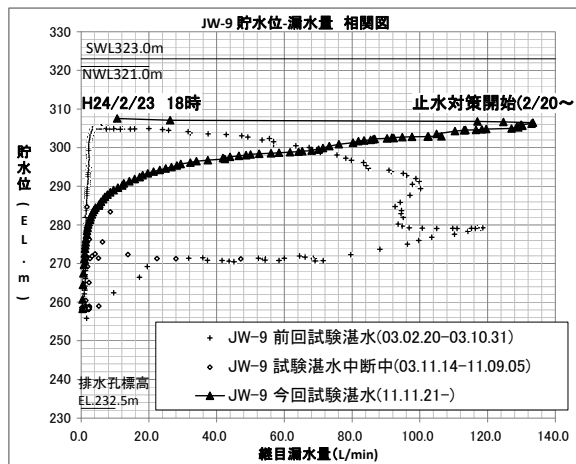


図-12 対策によるJ9継目漏水量の減少

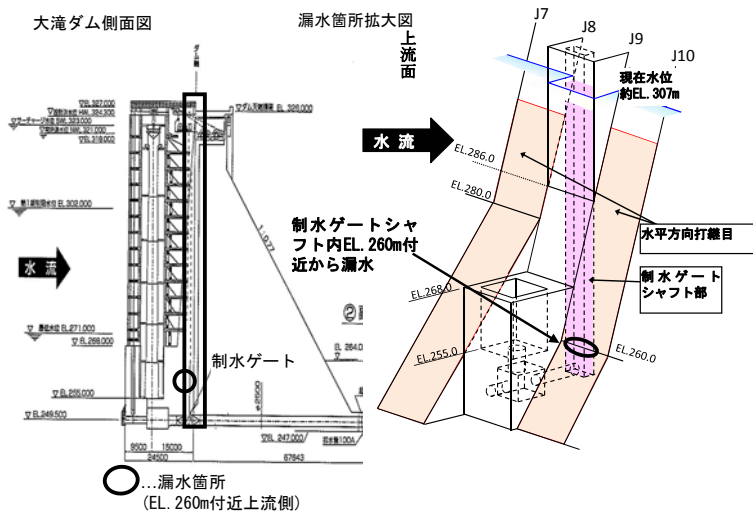


図-9 J8, J9継目漏水の原因箇所

7. まとめ

通常、継目排水孔の漏水量については20~50L/minを超えるような漏水量が計測された場合には、止水板の機能が損なわれたものと考えられる¹⁾。しかし、今回のJ9継目からの漏水は、堤体上流面の継目からのものではなく、通常想定しない堤体内部箇所である選択取水設備制水ゲートシャフト部からの漏水であった。漏水経路はコンクリートの打継面に沿って、制水ゲートシャフト部の壁面からJ9継目、J8継目へ形成されていると考えられる。施工時のコンクリート打設実績を確認すると、当該箇所EL. 260m部のコンクリート打設間隔は15日間であり、打設間隔が長期間にわたっている箇所ではない。また、その他漏水原因箇所となりうる明確な理由は見あたらない。

しかし、9BLは選択取水設備が存在するため、他のBLと比較した場合には構造が複雑であり、施工時にコンクリートの不均一な部分が今回の箇所が生じたと思われる。

貯水位と漏水量の相関図（図-11, 図-12）を見ると、前回試験湛水での挙動と、今回試験湛水での挙動は異なっている。これは気温による影響と、今回試験湛水までに漏水経路に発生した目詰まりの影響であると考えられる。すなわち、前回の試験湛水は堤体が冷え切った2月下旬から貯水位の上昇を開始したことから、コンクリートの収縮により漏水経路が最も開いた状態であったこと、初めての貯水上昇で目詰まりなどが全くなかったことから急激な増加傾向となったと判断される。今回の挙動は11月下旬からの貯水位上昇で前回の湛水時よりコンクリートの収縮が進んでいなかったこと、前回試験湛水以降の目詰まり、2003年11月に実施した、充水試験時に使用した止水材による目詰まり効果があったことで、前回試験湛水時と比較して緩やかな増加傾向となったと考えられる。

今後は恒久的対策を実施する。貯水位がEL.271付近の低い段階での潜水作業により、6. (1)で述べた選択取水設備フーチング部と同様なステンレス注入板を設置して冬期を待ち、気温が低くなり堤体コンクリートが収縮した時に圧をかけてセメントミルクを注入し、対策を完了

させる。

8. 終わりに

今回の試験湛水では、既往の調査結果を踏まえ、可能性のある箇所を順次調査しても確認できず、最終的に堤体内からの漏水箇所を特定する事が出来た。原因箇所特定のきっかけとなった、一番最初の塩化カルシウムによる電気伝導率の変化は、ややもすれば見落としてしまうようなわずかな変化であった。現場担当者からの「わずかな反応だが、変化があったことが気になる。明日もう一度この箇所を調査したい。」という提案がなければ、次の調査対象箇所に移っており、原因究明がもっと遅れていた。わずかな変化でも疑問があれば追求していく姿勢が重要であると、あらためて認識した。

試験湛水は緊張の連続であるが、無事完了するよう微力ながら引き続き努力する所存である。

参考文献

- 1)財団法人 ダム技術センター:多目的ダムの建設-平成17年版 第7巻 管理編
- 2)紀の川ダム統合管理事務所:紀の川水系紀の川大滝ダム基本設計会議資料(試験湛水)平成23年

天ヶ瀬ダム再開発事業における下流物理環境への影響予測について

足立 勝人¹・山村 達也²

¹近畿地方整備局 河川部 河川環境課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

²近畿地方整備局 琵琶湖河川事務所 開発工務課 (〒520-2279滋賀県大津市黒津4-5-1)

近年、環境に対する国民の関心の高まりにともない、環境影響評価法が適用される事業だけでなく、同法が適用されない事業においても環境影響に対する適切な対応が必要とされている。こうした背景の中、天ヶ瀬ダム再開発事業においても環境影響評価法の技術的内容に準じて、事業における環境影響を総合的に評価してとりまとめる必要がある。特に天ヶ瀬ダム再開発事業については、放流量の増加にともない天ヶ瀬ダム下流で河道を構成する河床材料に変化が生じ、動植物の生息に影響を及ぼす可能性が考えられることから、本稿では、下流河川である宇治川の物理環境への影響予測について検討した結果を報告するものである。

キーワード 環境, 生態系, 影響予測

1. 天ヶ瀬ダム再開発事業の概要

天ヶ瀬ダム再開発事業は、宇治川・淀川の洪水調節、琵琶湖周辺の洪水防御、京都府の水道用水の確保及び発電能力の増強を目的とした事業である。(図-1)

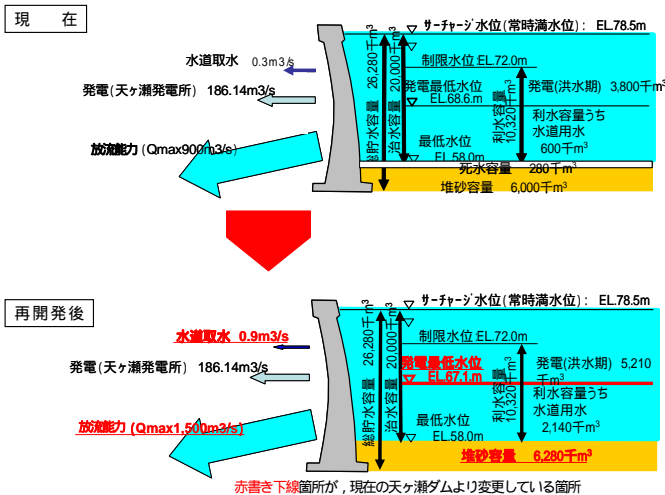


図-1 天ヶ瀬ダム再開発事業による貯水池運用の変更

既設天ヶ瀬ダムの放流能力を、制限水位 (EL.72.0m) における放流能力900m³/sという現状から、発電最低水位 (EL.67.1m) における放流能力1,500m³/sに増強するため、既設天ヶ瀬ダムの左岸部に新たにトンネル式放流設備を設ける。流水は貯水池内に設置される流入部から圧力トンネル区間を流下し、ゲートによる調節を経た後に、

地下減勢池部で減勢され、吐口部から本川に放流される。トンネル式放流設備の施設の概要を図-2及び図-3に示す。



図-2 トンネル式放流設備概要図 (施設配置図)

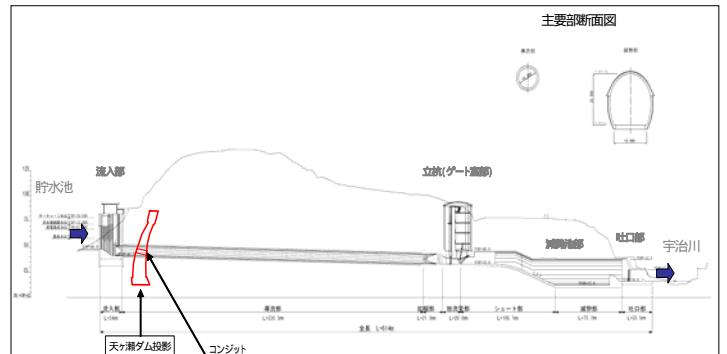


図-3 トンネル式放流設備等の概要図 (施設縦断面図)

2. 事業による下流河川へのインパクトについて

天ヶ瀬ダム下流の宇治川には、絶滅危惧種のナカセコカワナが生息する礫質の河床（塔の島付近）や野鳥の生息地となっている向島のヨシ原など生物にとって重要な環境（図4）が多く存在しており、事業の実施にあたっては、下流河川への影響について配慮する必要がある。

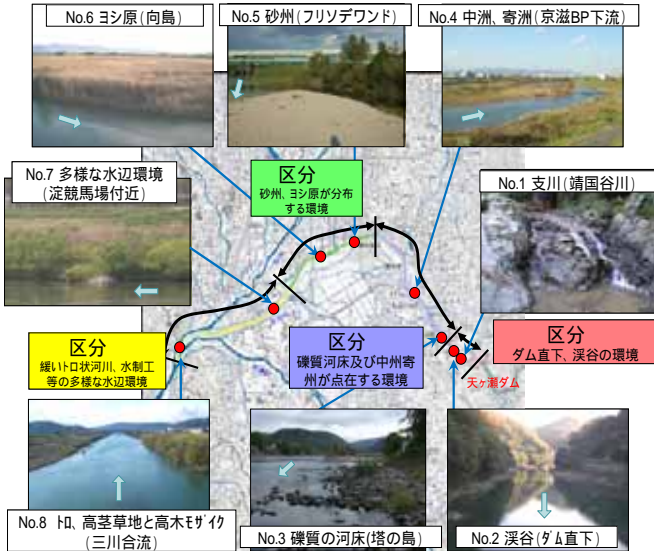


図-4 宇治川における生物にとって重要な環境

事業の実施による影響を検討するにあたり、下流河川の物理環境に与えるインパクトとしては、次のことが考えられた。

(1) 後期放流時及び出水時ピーク流量の変化

後期放流時及び出水時のピーク流量は、事業により現在の900m³/s（山科川合流前）及び1,600m³/s（山科川合流後）から1,500m³/s（山科川合流前）及び2,200m³/s（山科川合流後）に増量される。これにより河道に発生する掃流力が増加し、現行のダム操作の流量では動き得ない河床材料が移動する。

(2) 後期放流継続時間の変化

事業の実施により後期放流の頻度については大きく変化は生じないものと考えられるが、再開後の後期放流の継続時間は、再開前に比べて短くなる。これにより河道に発生する掃流力の発生時間が変化し、河床の攪乱具合に変化が生じる。

3. インパクトに対する影響予測について

前項のインパクトに対する下流河川への影響を予測するにあたり、まずピーク流量の増大による再開前後の河床材料の移動特性について、準二次元不等流計算により再開前後の移動限界粒径の変化を算出した。（図-5）ダム直下（53.3km）から51.4kmの区間で再開前と比べて移動限界粒径が20～100mm程度大きくなっているが、その他の区間では0～10mm程度の変化であり、河床に働く掃流力の変化は小さいと考えられる。なお、50.0～51.4kmにおいて移動限界粒径が再開前に比べて小さくなっているのは、河川整備計画にともなう塔の島地区の河道改修によって河積が拡大されるためである。比較的掃流力の変化の大きいダム直下から51.4km区間については、天ヶ瀬ダム完成後から河床高に大きな変化が生じていない区間であり、河床材料も100mm以上の礫が主体となっていることから100～200mmの河床構成材料が動きやすくなるが、河床の変化は小さいと考えられる。以上より、ピーク流量の増加による移動限界粒径の観点からの定性的な予測では下流の物理環境に大きな変化は生じないとする。ただし、下流河川の物理環境を予測するうえで移動限界粒径の観点から見た変化予測だけではピーク流量の継続時間等が考慮されないため不確実性が残される。したがって、ピーク流量の変化だけでなく継続時間や流量の変化による土砂の挙動を定量的に把握するため下流河川における河床変動計算の実施により予測することとした。

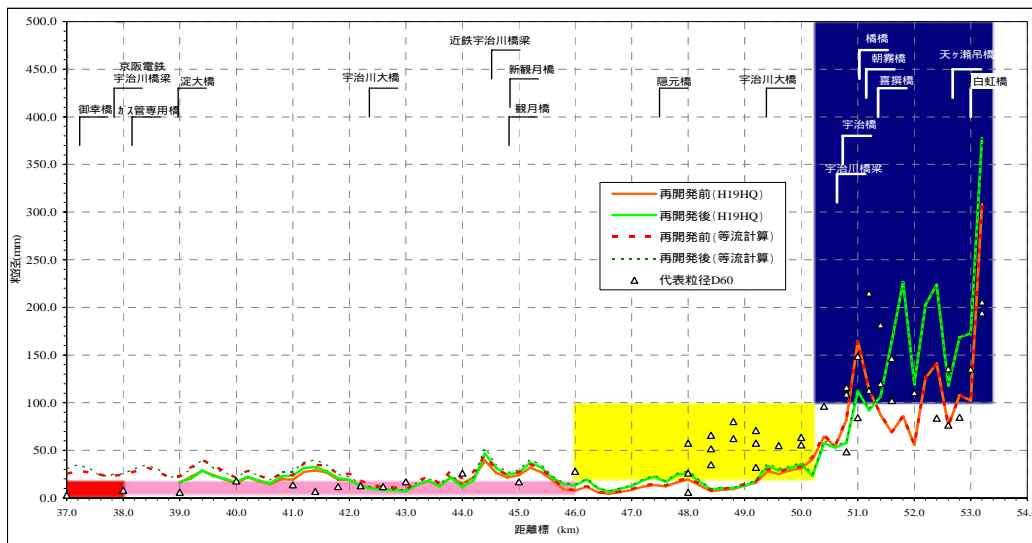


図-5 再開前後の移動限界粒径

4. 影響予測のための河床変動計算の実施

河床変動計算は不等流計算と流砂量の計算を組み合わせたモデルにより、河床変動量及び粒度分布の変動を予測計算するものである。計算にあたっては、図-6の手順により行った。なお、河床変動計算モデルの構築にあたっては、平成19年時点の河道を再現河道として検証計算を実施し、モデルの再現性を確認したうえで予測計算を実施した。

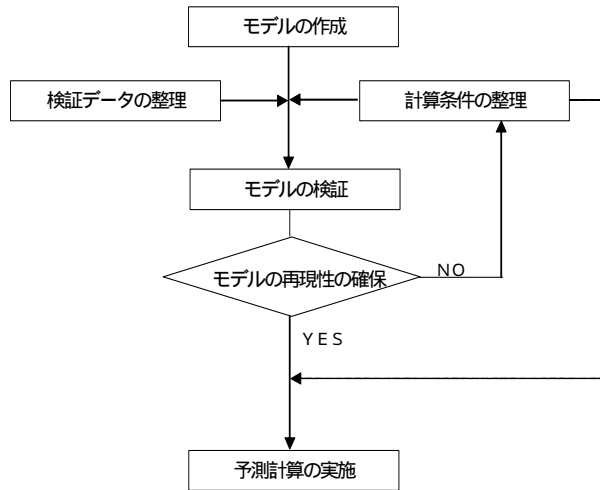


図-6 河床変動計算実施の手順

上記の手順のとおり天ヶ瀬ダム下流の河床変動計算を実施するにあたって、計算モデルを構築するために以下の課題を検討する必要があった。

- 計算対象範囲の設定
- 下流端水位の設定
- 河道改修（塔の島地区河床掘削）による影響の考慮

(1) 計算対象範囲の設定

宇治川の河床の変化は、天ヶ瀬ダムによる影響のほか、淀川本川からの背水による流速変化の影響も考えられる。淀川の影響を考慮するため、三川合流後の淀川も含めた河床変動計算を実施する方法も考えられた。しかし、淀川を含めた場合、桂川や木津川の影響を含めて河床変動計算を実施する必要があり、宇治川以外の基礎データ収集やモデルの検証等が新たに必要になる。前述の準二次元不等流計算結果から宇治川下流側では再開発前後の変化は小さいとの予測結果が得られていることから、同様に三川合流後の変化は小さいと考えられる。よって、淀川を含めた計算は実施せずに下流端水位の設定等で工夫をして、淀川の影響も考慮した河床変動計算を実施することとした。

(2) 下流端水位の設定

宇治川の下流三川合流点付近の水位は、宇治川の流量の変化に加えて、淀川の背水の影響を受けて変化する。下流端水位は、下流端地点の断面形状から等流計算により設定する方法が考えられるが、淀川の背水の影響があ

る宇治川では、等流計算による方法を用いた場合、下流端水位が低く設定され流速が大きくなり、土砂の移動量が多くなるために、河床の低下量を過大評価することに繋がる。また、等流計算による設定方法以外では、三川合流点直上流の39k地点の淀地点に実測の水位データがあることから、実測データを用いることで淀川の背水の影響を考慮する方法が考えられる。

上記を踏まえ、下流端水位の設定方法としては、以下の3つの方法が考えられる。

- 等流計算から求める方法：設定が容易で水位が低く変化量が大きくなる傾向にあると考えられるため、下流物理環境の定性的な評価としては安全側となる。
- H19年淀地点HQ式から求める方法：計算断面と同じ平成19年のHQ式から下流端水位を求める方法。
- 高水流量観測結果の近似式から求める方法：平成9年～19年までの高水流量観測の結果から近似式を求め、下流端水位を求める方法。（淀地点のHQの信頼性に配慮）

下流端水位設定のととでは下流端水位の水位差が再開発前0.2m、再開発後0.4mであり大きな違いはないため、計算断面と同じであるの方法を用いるのが妥当であると考えた。ただし、降雨のパターンや木津川、宇治川での出水の状況から最悪の場合も想定し、淀川の背水が宇治川にまったく影響しないのケースでも計算を行い、影響の有無を確認することとした。

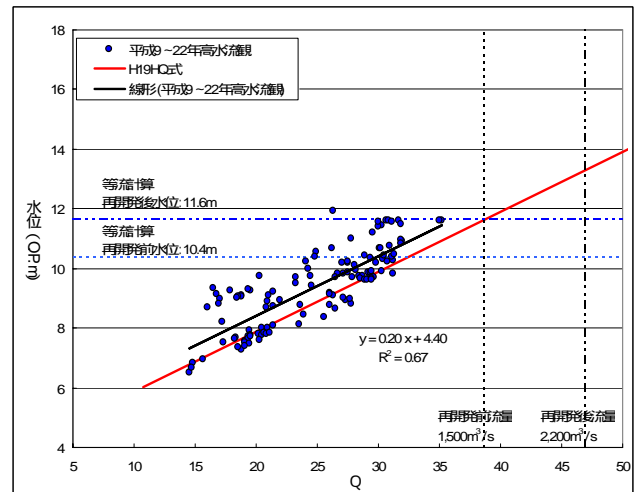


図-7 高水流量観測結果の近似曲線と平成19年HQの関係

(3) 河道改修(塔の島地区河床掘削)による影響の考慮

現在、天ヶ瀬ダム下流の塔の島地区において河道改修が進められており、河道改修による影響として河道形状の変化と河床材料の変化が考えられる。したがって、精度の高い予測計算とするためには河道改修の影響を計算モデルに考慮する必要があり、以下のとおり検討を行った。

1)河道形状の変化

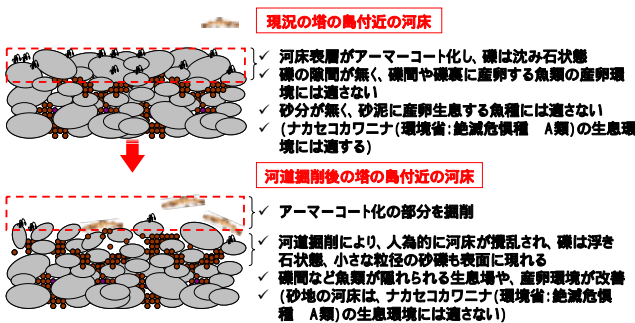
天ヶ瀬再開発事業の前提として塔の島地区の河道改修があることから、計算ケースを以下の3ケースを設定し、予測計算を行った。

	河道形状	流量条件
ケース1	現況河道	再開発前流量
ケース2	塔の島掘削後河道	再開発前流量
ケース3	塔の島掘削後河道	再開発後流量

2)河床材料の変化

現状の塔の島地区は流速を受けて細粒分が流されたことや天ヶ瀬ダムにより土砂供給が少ないことなどから河床材料が粗粒化しており比較的大きな礫が見られている。

その河道を掘削することで、表面の粗粒化している河床材料が除かれ、粗粒化していない小さな粒径の砂礫を含む河床材料が表面に現れることが考えられた。



このため、塔の島地区では、すでに河道掘削が一部で実施されていることから、掘削後の河道で河床材料調査を行い(図-8)、掘削後の箇所を把握して計算条件として設定することとした。

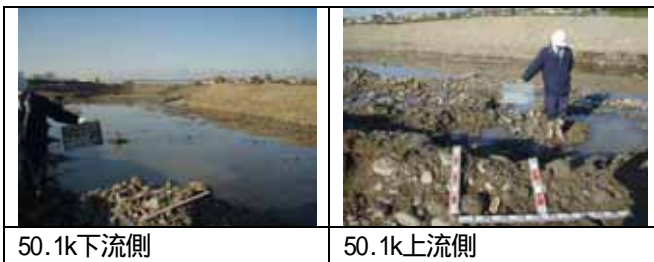


図-8 河床材料調査地点の状況

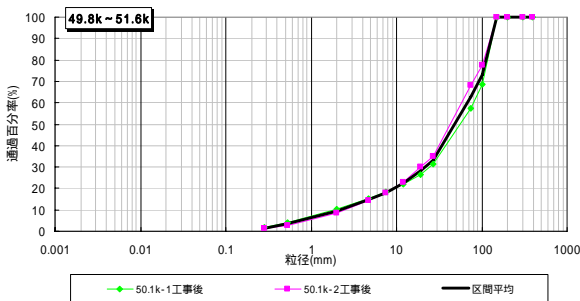


図-9 掘削後の河道での河床材料調査結果

以上の検討結果を踏まえて、以下のとおり予測条件を設定し、河床変動計算を実施した。

項目	内容
河道条件	1) 現況断面(平成19年測量) 再開発前流量 2) 掘削後断面(整備計画河道) 再開発前流量 3) 掘削後断面(整備計画河道) 再開発後流量
流量条件	実績洪水(平成8年~平成19年:12年間)を用いる。支川流量:流域面積比で設定
対象範囲	宇治川37kから天ヶ瀬ダム 支川:山科川(残流域からの流入量を含む)
河床材料	平成15年,平成18年及び平成21年の河床材料調査結果を用いる。 塔の島地区(49.8k~51.6k)の河床材料のみ平成23年調査結果を用いる。 支川からの供給土砂量の粒径は昭和39年調査結果を用いる。 粒径は、0.005mm以上の粒径を14階級に区分。
供給土砂量	支川からの流量見合いで設定
下流端水位	宇治川37k地点のH-Qの関係から換算する。 37k地点等流によるH-Q関係 39k地点のH-Q式を再現可能な37k地点のH-Q関係
粗度係数	宇治川の河道計画における設定値を用いる 高水敷:0.02~0.08, 低水路:0.026~0.035
交換層厚	最大粒径程度(500mm)とする。
堆積層厚	露岩部:0.5m(51.6k~51.8k 52.2k~53.2k) 上記以外は10m(無制限)。

図-10 河床変動計算条件一覧

5. 河床変動計算による予測評価結果

出発水位を等流計算またはH-Q式として予測検討した河床変動計算結果をそれぞれ図-11~15に示す。

河床変動計算の結果、ダム直下から45.6k(山科川合流前)までは、再開発無しも再開発ありも同様の傾向を示しており、河床低下は小さいが、粗粒化の傾向が見られている。

河床の低下量が大きく算定される傾向にある等流計算での予測結果で見ると、45.6k~三川合流点までは、再開発無しの場合(図-11)は、山科川合流後で10年後に1m程度低下し、その後、徐々に低下し、100年後に最大2m程度、その他の区間で1m程度河床の低下が見られ、20mm未満の礫が流出して粗粒化する傾向(図-15)が見られている。再開発ありの場合(図-12)は、山科川合流後で10年後に1m程度低下し、その後、徐々に低下し、100年後に最大2m程度、その他の区間で1.5~2m程度河床低下が見られ、20mm未満の粒径の礫が流出して粗粒化する傾向が見られる。再開発あり、再開発無しにかかわらず最初10年の河床低下が大きく、その後も徐々に河床が低下する傾向が見られている。再開発ありと再開発無しと比較すると河床低下と粗粒化の傾向は変わらないが、再開発ありで部分的に100年後で河床が50cm~1m程度低下する傾向が見られている。

図-13より、再開発ありと再開発無しの違いは山科川合流後で見られており、再開発ありの場合には、再開発無しに比べて41k~42kの区間で100年後に最大で1m程度河床が低下すると予測された。

41.4k付近の状況は以下のとおりであり、水際には河畔林が広がっており、護岸等の整備は行われていない。また、本区間は向島ヨシ原の下流に位置し、向島ヨシ原で見られるようなヨシ群落広がった高水敷は無く、河道は狭窄部となっているため、局所的な河床低下は生じるが、向島ヨシ原からは離れており、生態系に与える影響は小さいと考えられる。



41.4k 右岸側の状況

41.4k 左岸側の状況

予測の結果から再開発のあり無しに関わらず、宇治川の河床低下や粗粒化の傾向は今後も続く予測されるため、新たな知見の情報収集等を行うとともに、河床低下や粗粒化の現象の把握に努めることが今後も必要であるとする。

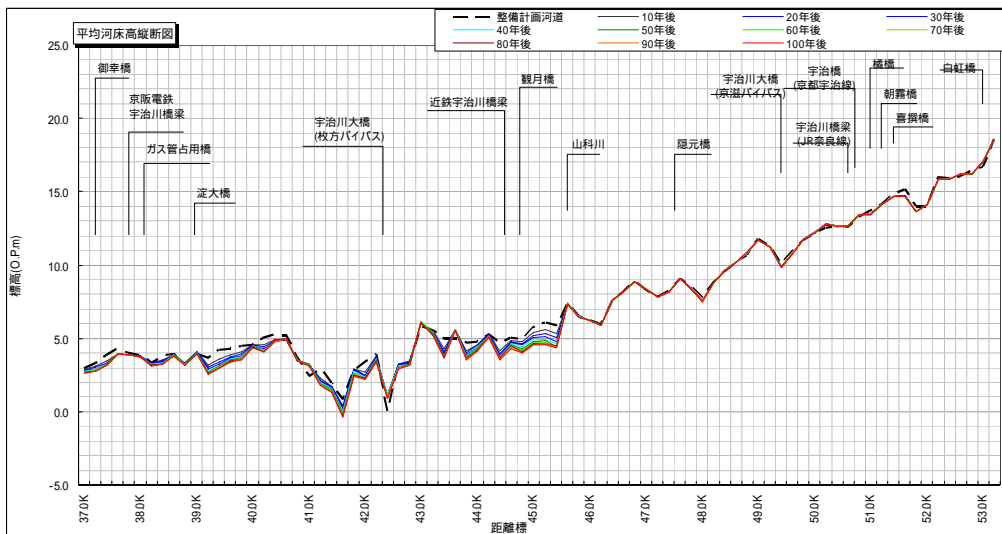


図-11 平均河床高の予測結果
(等流計算，整備計画河道，再開発前流量)

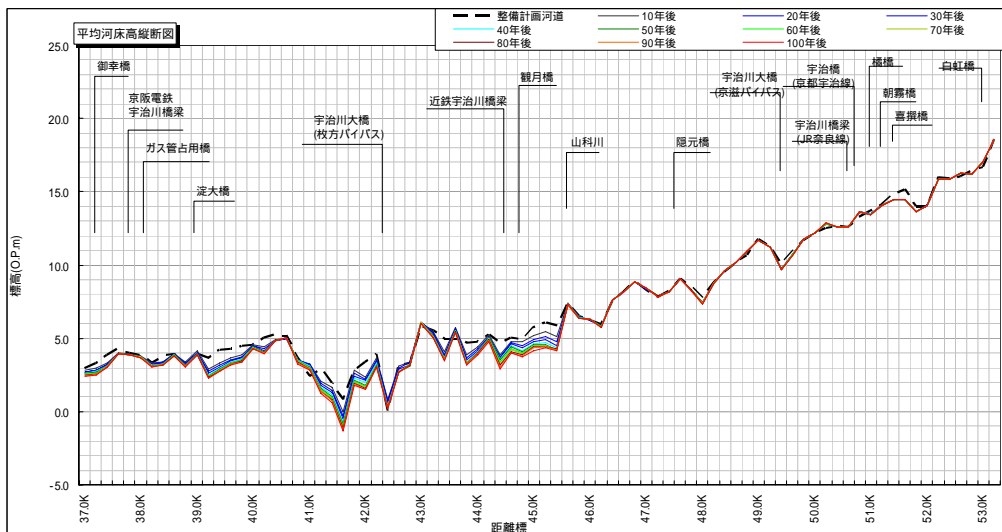


図-12 平均河床高の予測結果
(等流計算，整備計画河道，再開発後流量)

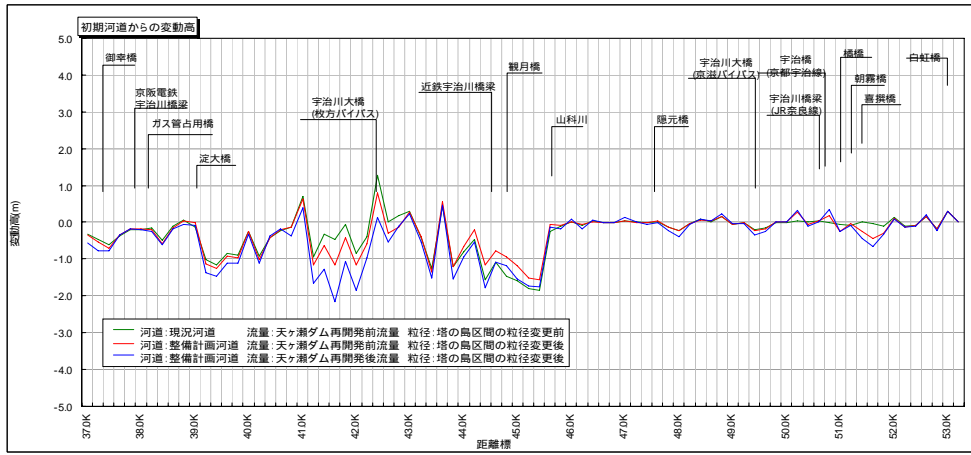


図-13 再開発前後の平均河床高の変化
(下流端水位: 等流計算)

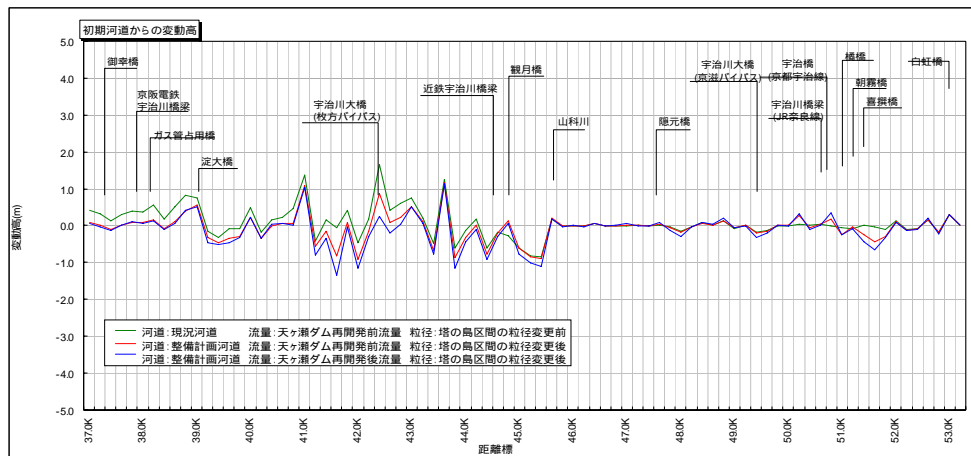


図-14 再開発前後の平均河床高の変化
(下流端水位: 淀地点HQ式)

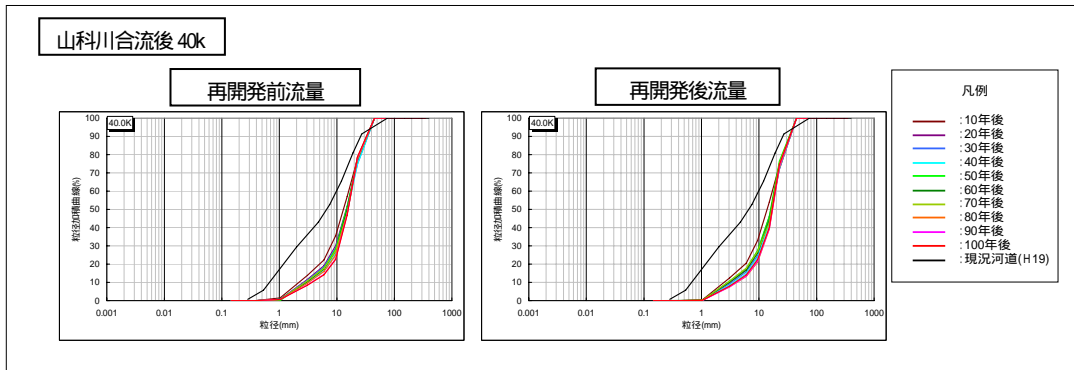


図-15 河床材料(粒径)の予測結果
(下流端水位: 等流計算)

6. 今後の課題

天ヶ瀬ダム下流の宇治川は、ダムの影響等により、河床低下と粗粒化の傾向が見られており、再開発後の予測計算の結果でも傾向としては大きな変化はないものの天ヶ瀬ダム再開発事業により河床低下と粗粒化の傾向が一部区間で助長されると予測された。

宇治川には現在でも多様な生物環境が残されており、生物にとって重要な環境(図-4)については、今後も保全していく必要がある。したがって、河床低下や粗粒化

については水系全体の課題として、今後も検討していく必要があると考える。

検討にあたっては、天ヶ瀬ダムからの排砂や河川内の置き土による土砂供給など水系全体の総合土砂管理の観点での対策や河床低下、粗粒化の影響を受ける可能性のあるフリソデワンドや向島ヨシ原など重要な環境についてモニタリングを実施し、必要に応じ保全対策を検討することが今後必要と考える。

希少種へ配慮した仮設計画について

橋元 達哉

近畿地方整備局 豊岡河川国道事務所 工務第一課 (〒668-0025兵庫県豊岡市幸町10-3)

淀川本川は大阪府内を縦断して大阪湾に注いでいる一級河川である。中流部のワンドや下流部の干潟等貴重な生態系が残されているため、工事を設計・施工する際は専門家の委員に環境への影響も概略評価いただき、事業を進めている。昨年度、支川の直轄管理区間において改修事業による工事を施工する前に、施工箇所にオグラヌマガイ（環境省レッドリストに絶滅危惧I類として記載）が生息している可能性が指摘され、現地踏査を行って生息を確認した。当初計画していた仮設計画では生態に悪影響を与えるため、仮設計画の見直しを行って施工した。一連の過程の検証を行い、今後の課題を考察した。

キーワード 環境，配慮，設計，

1. はじめに

淀川は、滋賀県の琵琶湖から流出する瀬田川・宇治川を中心に、桂川、木津川の三川が京都府南部において合流し、大阪府を縦断して大阪湾へと至る一級河川である。人口密集地を流下することから古くは豊臣秀吉による文祿堤から現在に至るまで、上流の洪水対策を含めて数々の改修が繰り返されてきた。

特に明治時代に行われた淀川大改修によって、新淀川への付け替えや水制工（後のワンドとなる）により、現在の淀川に近い形となり、その後の天ヶ瀬ダムの建設等により、治水安全度は高くなっている。近年は平成24年度完成を目指して大阪府内の直轄区間において堤防の質的強化が進められ、浸透・侵食に対して所定の安全率を満たさない堤防を抽出して、順次対策を行っている。

一方、上流部の琵琶湖や中流部のワンド、下流部の干潟等場所によって多様な生態系が守られている。



写真1 三川合流部

2. オグラヌマガイとは

標準和名：オグラヌマガイ

学名：*Ogranodonta oguray*

本種について「日本の希少な野生水生生物に関するデータブック¹⁾」を要約すると以下の通りとなる。

オグラヌマガイはイシガイ科に属する二枚貝で、1987年に新種記載された琵琶湖・淀川の固有種である。古琵琶湖層から化石としても発見されており、現在は干拓された巨椋池にも多数生息していた。その後、干拓地付近に残る用水路で行われた調査では発見されていないが、琵琶湖や余呉湖では数個体採集されている。さらに、淀川本川では枚方市や守口市、大阪市内のワンドでも発見されており、現在も淀川にはいくらか生息していると考えられている。

本種は泥底を好んでおり、成貝は軟泥中20~30cmに生息している。水深1~5mくらいの軟泥底が最も適した生育環境で、ある程度の水域面積も必要である。水域には流れが少しあるか伏流水があることが大切で、完全な止水域での繁殖は難しい。

かつての主生息地であった巨椋池は干拓されており、琵琶湖の一部と淀川のワンド及び本流の一部にかろうじて生き残っている状況から種の存続がきわめて心配されている。（要約終わり）

なお、本種は以下のように位置づけられ、国及び地方自治体において保護されている。

- ・危急種（水産庁）¹⁾
- ・絶滅危惧I類（CR+EN）（環境省）²⁾
- ・絶滅危惧I類（大阪府）³⁾
- ・絶滅危惧種（京都府）⁴⁾

・絶滅危機増大種(滋賀県)⁹⁾

3. 発見に至るまで

(1) 工事概要

今回の工事は大阪府内淀川の支川で行う堤防強化工事である。延長約450m、護岸面積約8,000m²において、ブロックマットもしくは大型連節ブロックを傾斜に応じて敷設し、ブロックマット上には覆土、張芝を実施することで堤防の浸食対策を行う。平成23年度出水期後、同年度末までに施工する予定で発注を行った。なお、淀川の出水期は6月16日から10月15日までとされている。

(2) 所内手続き

淀川河川事務所では工事が環境へ与える影響を事前に検討するため、環境スクリーニング会議を実施している。全ての工事が対象となり、この会議により環境へ与えると予測される影響を以下の基準で4段階で評価し、結果に応じて対応している。

- AA：（部会対応）生態環境面からみて重要な場所あるいは工事であり、部会あるいはワーキンググループ等を構成し対応する必要がある事業
- A：（委員数名対応）生態環境面からみて重要な場所あるいは工事であり、有識者の助言を受けながら進める必要がある事業
- B：（現場視察後AorC判断）生態環境面からは、重要かどうかは今すぐには分からないため、有識者と現地等の確認の上で、重要かどうかを判断する必要がある事業
- C：生態環境面には大きな影響を与えないと考えられる事業

支川で行う当該工事も以下の通りB判定により現地踏査が必要となった。

堤防や高水敷など陸上植生については、実態調査を行い対応を検討する。

また、水際を仮設足場として縦断的に連続して使用するに当たって、改変が生じるため、水生生物の実態を把握した上で対応を検討する必要がある。現地確認を担当委員が行う。

(3) 現地踏査

前述の手続きの中で現地踏査が必要とされ、工事着手前に二段階に分けて実施した。

a) 第一段階

市役所を通じて市民団体等より構成されている組織に声をかけ、それに応えた団体により実施された。川の水路部を4区分し、箱メガネ、貝掘り鍬、タモ網、素手などで探した。



写真2 採取した貝の一部(枠内がオグラヌマガイ)

調査の結果、左岸側の入り江状になっている水底がへドロ状となっており、ドブガイ等二枚貝を多く採取することが出来た。その後、採取した貝の写真(写真2)の左上にオグラヌマガイと思われる貝が1個体写っていると指摘を受け、左岸側を中心に高密度な調査を実施することとした。

b) 第二段階

講師の方を中心に、流域の法人・団体・市役所・河川レンジャー・発注者・受注者等のボランティア29人で出水期明けに調査を行った。

調査は写真3の通り河川内を5m毎にメッシュ割りし、その区画がわかるように杭とロープを設置した。3人一組でメッシュを担当し、手探りで堆積した泥の中を徹底的に確認した。発見した貝はメッシュ毎に保管し、現地で講師の方に種を同定していただいた。



写真3 作業風景

(4) 現地踏査結果

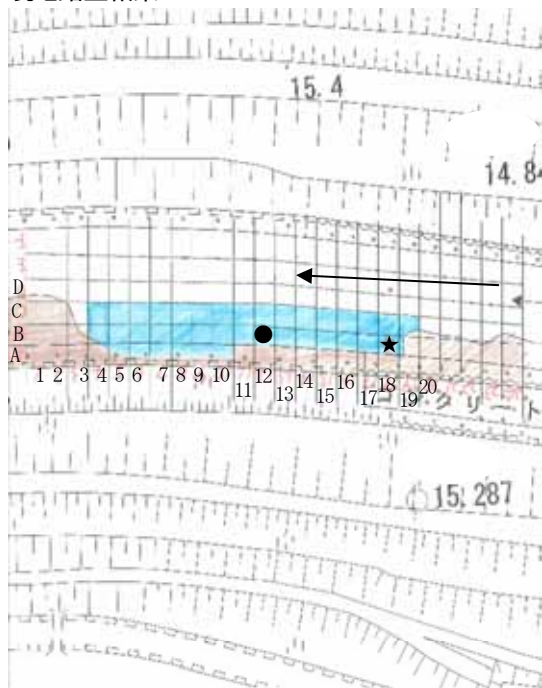


図1 現地踏査結果

図1の★印のB-18メッシュでオグラヌマガイを、●印のB-12メッシュでもオグラヌマガイの貝殻を確認した。発見されたオグラヌマガイは推定年齢11歳であることから当該箇所は長い年月二枚貝が生息できる環境が維持されていることが推測された。

なお、調査は左岸側から順次実施した。みお筋は右岸側を通過しており、川の中心部に進むにつれて、流速が早くなり、水深が深くなり、貝類の生息に適した泥厚が薄くなっていた。このため、3番目のメッシュまで調査を実施し、その先は調査を打ち切った。



写真4 B-18メッシュで採取した貝
(左上枠内がオグラヌマガイ)

当該箇所には右岸・左岸にそれぞれ別の工事が計画されており、左岸では侵食対策として、川表側にブロックマットを敷設した上に覆土・張り芝を施工することとなっていた。ブロックマットを敷設するためにはクレーン(25tラフタークレーン程度)により、つり下げて施工することとなる。重機の作業スペース(アウトリガ張り出し幅W=6.3m)を確保するために川表側に腹付け盛土を行う計画であった。



写真5 川表側腹付け盛土のイメージ

(2) 変更計画

本工事の下流側で貴重な貝類の生息が確認されたことを受け、それらを保護するために仮設工を変更する必要が生じ、以下の3案について再検討を行った。

- ① 当初計画であった川表側腹付け盛土を川裏側腹付け盛土に変更。
- ② 貝類の生息に適した泥層が広がっている下流側のみの川表側腹付け盛土を仮設橋にして、生態系への影響を最小限に抑える。
- ③ ②と同じく下流側のみの川表側腹付け盛土部を川裏側腹付け盛土に変更。

①案については、工事範囲全ての仮設盛土を川裏側の腹付け盛土にするため貝類への影響は当初計画に比べ大幅に小さくなる。反面、川表下部に大型接続ブロックを施工する際に、川表側の小段に降りて据え付けなければならないため、小段までの坂路が必要になることや、坂路撤去後の復旧に張り芝を施工する必要があるから、作業効率の悪化、工事金額の増大が大きい。

②案については、当初計画に比べ貝類への影響は少なくなるものの、設置及び撤去に多大な費用及び工期を費やすことになる。

③案については、作業効率は当初計画より悪くなるが、他の案より優れている。環境への影響については①案に劣るものの当初計画及び②案より優れている。特に貝類については、貴重種の生息が確認された下流部への影響は①案と同じく大幅に小さくなる。費用の増大については他の案より優れている。

以上より、今回は③案を採用することとした。

4. 仮設計画への反映

(1) 当初計画

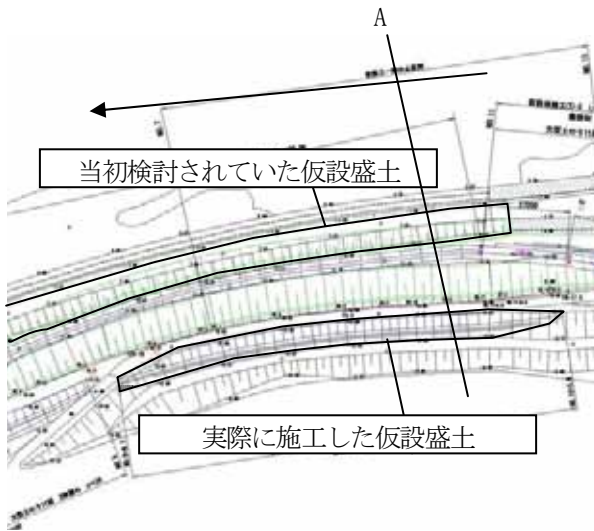


図2 変更後の仮設計画平面図（下流部のみ）

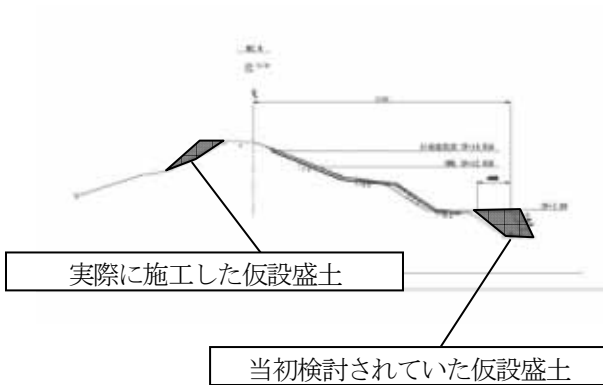


図3 変更後の仮設計画横断面図（A断面）



写真6 盛土施工状況



写真7 川裏からの施工状況



写真8 施工完了後も保持されている環境

計画変更の結果、貴重種が確認された付近においては堤防天端付近からの施工となり、川表側法尻付近の生態系への影響を抑えることができた。

なお、この変更により、仮設工に用いる土量や土のう袋数は減少したが、堤内側の張り芝等の復旧に要する費用が増加し、それら数量を精査して変更契約を結んでいる。

5. 今後の課題

今回の調査では、講師の方を中心に、流域の法人・団体・市役所・河川レンジャー・発注者・受注者と様々な立場の人が共同で作業し、オグラヌマガイを確認した。このことにより、関係する誰もがこの川に生息する希少種を知り、今も残っている良好な生息環境を守らなければならないという環境保全への意識を新たに共有できたと感じた。このように、様々な関係者間で強い共通認識を持つことは、より良い環境保護に資すると考えられる。

また、これまでの文献を確認すると、オグラヌマガイは琵琶湖に古くから生息し、川の流れに沿って旧巨椋池やその下流のワンド等に生息していると考えられていたが、今回支川でも発見されたことにより、更に上流部分への生息区域が拡大しないかの確認等、一層の調査が必要であると感じられた。貴重種は特に「居るはずの場所で調査を行い、引き続き生息を確認する」ことに重きを置いてしまいがちだが、いないとされていたところでの新たな発見も『河川水辺の国勢調査』をはじめとして、効率的に行っていく必要がある。

(なお、本論文は執筆者が淀川河川事務所沿川整備課に在席時担当した業務に基づいて執筆している。)

謝辞:今回工事に先立った調査は一般社団法人水生生物保全協会 紀平先生をはじめとして、流域の法人・団体・市役所・河川レンジャー・受注者等多数の皆様のご指導ご協力があったのものでした。厚く感謝します。ま

た、環境保護の観点を理解し、施工いただいた受注者には重ねてお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 紀平肇 (1998年) 「20.オグラヌマガイ」水産庁編『日本の希少な野生水生生物に関するデータブック』 社団法人日本水産資源保護協会 pp.40-41
- 2) 環境省 (2012年) 「生物多様性情報システム」環境省ホームページ (<http://www.env.go.jp/index.html>) (2012年5月現在)
- 3) 大阪府(2012年)「大阪府における保護城重要な野生生物」大阪府ホームページ (<http://www.pref.osaka.jp/>) (2012年5月現在)
- 4) 京都府(2012年)「野生生物種レッドリスト一覧表」京都府ホームページ (<http://www.pref.kyoto.jp/index.html>) (2012年5月現在)
- 5) 滋賀県(2012年)「滋賀県で大切にすべき野生生物」滋賀県ホームページ (<http://www.pref.shiga.jp/index.html>) (2012年5月現在)

第二阪和国道における特定外来種の駆除検討について

伊豆野 史皇子¹

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

生物多様性の観点から、在来生物に被害を及ぼすと考えられる特定外来種が注視されており、今後特定外来種の駆除が顕在化すると予想される。一方で、供用中の第二阪和国道の法面では特定外来種であるナルトサワギクが繁茂し、地元の有識者からもその問題性が指摘されており、道路法面の特定外来種について、今後身近な問題になることが想定される。そこで、供用区間のナルトサワギクの有効な駆除対策の検討、及び現在事業が進んでいる第二阪和国道の未開通区間への侵入防止の対策検討を目的として調査を開始した。調査は2箇年を予定しており、本論文は調査1年目の途中経過をとりまとめたものである。

キーワード 環境, 調査, 計画, 特定外来種

1. はじめに

平成16年に「特定外来生物による生態系等に係る被害の防止に関する法律」が施行され国としても生態系や人の活動に対して有害な外来種への対策をとる体制づくりが始まった。しかしながら、現状では特定外来種対策に関する情報や有効な対策が十分とられているとはいえない状態である。

このような状況の中、供用中の第二阪和国道の法面では特定外来種であるナルトサワギクが繁茂しており、地元の有識者からその問題性を指摘されている。また、ナルトサワギクについては、国土交通大臣が防除の主務大臣となっていることもあり、第二阪和国道の整備がその分布拡大を助長することがないよう、事業者として努力していく必要がある。

そこで、供用区間のナルトサワギクの有効な駆除対策の検討、及び現在事業が進んでいる第二阪和国道の未開通区間への侵入防止の対策検討を目的として、2箇年の調査(図-1)を開始した。

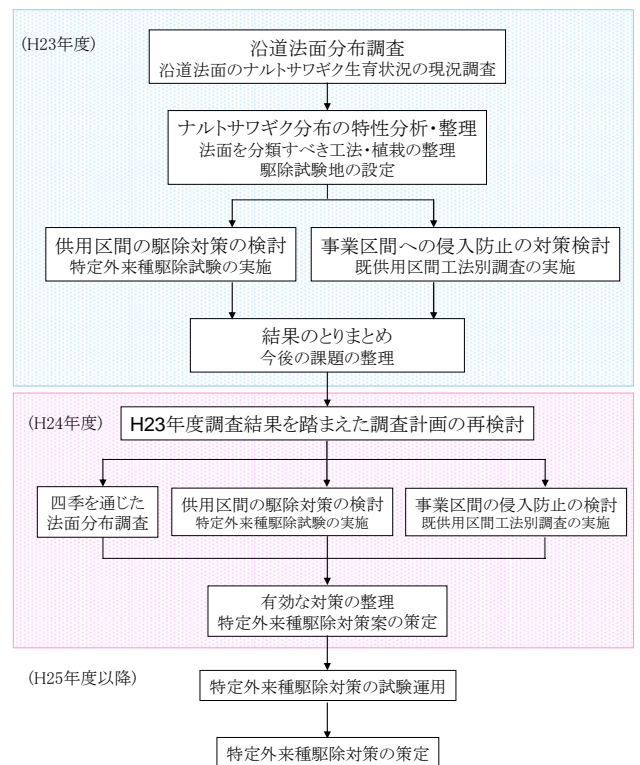


図-1 調査の流れ

2. ナルトサワギクについて

¹⁾ ナルトサワギク(写真-1)は、マダガスカル原産のキク科キオン族に分類される一年生または多年生草本であり、高さは0.3~0.7m程度である。1976年に徳島県鳴門市

で確認され、埋立地の緑化に使われたアメリカのケンタッキー州から輸入されたシロツメクサなどの種子に混入していたと考えられている。²⁾ 鳴門市を中心とする兵庫県、大阪府、和歌山県、徳島県で急速に分布を拡大しており、生物学的にはアレロパシー作用を持っていることが報告され、強い繁殖力により在来植物を駆逐してしまうことが懸念されている。日本においては、平成18年に特定外来種に指定され、今後被害を及ぼすおそれがある場合にはその監視に努めるとともに予防的な防除を行うこと等の適切な目標を定めて防除を実施する必要がある。



写真1 ナルトサワギクとナルトサワギクの株

3. 沿道法面の分布調査による第二阪和国道におけるナルトサワギクの特性分析

第二阪和国道は、大阪と和歌山をつなぐ国道26号のバイパスとして大阪側から整備が進んでいる。現在は大阪府岬町淡輪まで供用しており、残り和歌山市までの約9 kmについて事業中である。その法面にいつ頃ナルトサワギクが侵入したかは不明であるが、³⁾少なくとも10年以上前から確認されていたようである。

現在、第二阪和国道全体にナルトサワギクが点在しているが、正確な生育状況については把握できていないため、調査を行うにあたり最初にその生育状況について現況把握を行うこととした。調査範囲は、大阪府阪南市石田ランプ～岬町淡輪ランプ(図-2)とし、沿道法面におけるナルトサワギクの分布の概要を確認するため、写真撮影による調査を実施した。



図-2 現況調査範囲図

沿道法面調査の結果、ナルトサワギクが全面的に繁茂している法面からほとんど生育していない法面まで確認され、法面工法、植栽等によって分布の特性が認められた。その分布特性を下記に記す。

①法面工法による分析

- ・ナルトサワギクは切土法面の厚層吹付けに多い

- ・コンクリート法枠ブロックではナルトサワギクが著しく多い場所と少ない場所がある

②植栽による分析

- ・シバやオニウシノケグサが繁茂した法面では工法にかかわらずナルトサワギクが少ない
- ・イタチハギが植栽されているとほとんど無い
- ・厚層吹付けでもススキなどが繁茂していると少ない
- ・メドハギが繁茂した法面では、メドハギが繁茂できていない場所にナルトサワギクが侵入している

③場所による分析

- ・ナルトサワギクは切土に多く盛土に少ない
- ・南面・北面など、方角に関係なく生育している

以上のように、現況調査から第二阪和国道におけるナルトサワギクの分布には一定の特徴が見られることが確認されたため、その特徴を踏まえ、H23年度の調査内容を検討することとした。

4. H23年度調査の概要について

既存調査により、ナルトサワギクは日当たりの良い場所を好むであろうこと、⁴⁾酸性土壌では生育しにくいこと等の報告があるが、有効な駆除対策等について明確になっていない。そこで、供用区間のナルトサワギクの有効な駆除対策の検討を行うことを目的として、特定外来種駆除試験を、第二阪和国道の事業中区間へのナルトサワギク侵入防止対策検討を目的として、既供用区間工法別調査を行うこととした。

(1)既供用区間工法別調査

工法や植栽分類によるナルトサワギクの成長抑制効果の有無を確認するため、沿道法面の分布特性をもとに既供用区間の植栽工法を8種類に分類し(表-1)、植栽工法ごとの生育状況の調査を開始した。現地において工法及び植栽を確認し、図面に整理するとともに、今後の推移及び季節別の状況を継続的に観察できるよう方形区(コドラート)を設置した。

表-1 既供用区間工法別分布調査の分類

盛切	工法	細分類 (植物による分類等)
切土	吹付け	①オニウシノケグサ優占タイプ
		②ノシバ (低型シバ) 優占タイプ
	コンクリート法枠ブロック	③イタチハギ植栽タイプ
		④その他
盛土	-	⑤草本植栽タイプ
		⑥イタチハギ植栽タイプ
	-	⑦マツなどの植樹植栽
		⑧メドハギ植栽

(2)外来種駆除試験

供用区間のナルトサワギクの有効な駆除対策検討のための手法を検討するにあたり、ナルトサワギク自身の成

長抑制の効果検証および、他植物を優占させることでナルトサワギクの勢力を弱めさせる検討を行うこととした。その手法としては、前者の効果検証のために刈取・抜取試験を実施し、後者の検討のために高茎草の播種・根茎植付けを行い、経過をモニタリングすることとした。沿道法面分布調査により、高茎型のイタチハギやメドハギが植栽されている区間ではナルトサワギクの侵入が抑制されていることが確認された。試験区の植栽種として在来種であるメドハギを選定した。

試験区としては、沿道法面分布調査によりナルトサワギクが全面的に繁茂していることが確認された阪南岬トンネルの和歌山側坑口付近（写真-2）を選定した。当該法面において、試験方法、試験時期を変えて9種類のパターンを想定して個々にコドラートを設置し、実験を開始することとした（表-2）（図-3）。また、試験データの信頼性を向上させるため、コドラートを試験パターン毎に3区画設置することとした。



写真-2 試験区のナルトサワギク生育状況(H23. 11撮影)

表-2 駆除試験パターン

試験パターン			区画数
①	抜き取り	植栽(メドハギの根茎)	3
②		播種(メドハギ)	3
③		無対策	3
④	刈り取り	植栽(メドハギの根茎)	3
⑤		播種(メドハギ)	3
⑥		1回(2月)	3
⑦		2回(2月、6月)	3
⑧		2回(2月、9月)	3
⑨		無対策	3



図-3 試験区コドラート配置図

5. H23年度調査の結果について

沿道法面分布調査により、第二阪和国道におけるナルトサワギクの分布には一定の特徴がみられることが確認され、その特徴が法面工法や植栽工法に起因する可能性が考えられた。また、既供用区間の箱の浦ランプ付近の法面にナルトサワギクの侵入がきわめて多く、逆に施工後間もない淡輪ランプ付近では少ないことが確認された。ただし、この違いが施工時期によるものか、工法等の別の要因があるのかは現時点では不明なため、今後も引き続き調査をしていく必要があると考えられる。

(1)既供用区間工法別調査の結果

それぞれの工法および植栽タイプの違いによるナルトサワギク生育状況の調査結果を示す(表-3)(写真-3)。工法にかかわらず、イタチハギによるナルトサワギク抑制効果は大きく、樹木の植栽が可能であれば効果が大きいといえる。草本植栽では、オニウシノケグサやメドハギが生育できれば効果があると推測された。しかしながら、植栽当初は効果があっても時間の経過によりナルトサワギクが優勢になっていく可能性も考えられるため、今後の推移を調査する必要がある。

表-3 既供用区間工法別分布調査の評価結果

盛切	工 法	植 生	ナルトサワギク生育状況
切土	吹付け	①オニウシノケグサ優占タイプ	・オニウシノケグサが密に生育した場所ではナルトサワギクは少ない ・オニウシノケグサが生育できないところにナルトサワギクが侵入している場所が多い
		②ノシバ(低型シバ)優占タイプ	・植栽後間もない箇所ではノシバが優先しているところも見られるが、植栽から時間が経過している箇所はナルトサワギクが優勢になっているところも多い
		③イタチハギ植栽タイプ	・ナルトサワギクはほとんど侵入できていない
		④その他	・混合吹き付けされている箇所では、植栽後間もない箇所では吹き付け種が優先しているところも見られるが、植栽から時間が経過している箇所はナルトサワギクが優勢になっているところも多い
	コンクリート法枠ブロック	⑤草本植栽タイプ	・土嚢詰め植栽タイプ箇所では、他のコンクリート法枠ブロックタイプに比べて顕著にナルトサワギクが多い ・オニウシノケグサが生育している箇所ではナルトサワギクの侵入がほとんど確認されていない箇所がある
		⑥イタチハギ植栽タイプ	・ナルトサワギクはほとんど侵入できていない
盛土	⑦マツなどの植樹植栽	・ナルトサワギクはほとんど侵入できていない	
	⑧メドハギ植栽	・メドハギが生育している場所にはナルトサワギクは侵入できていないが、生育できていない場所には侵入している	

①オウシノケグサ優占タイプ
オウシノケグサが全面的に生育し
ナルトサワギクの侵入はみられぬ、



②バンヤ低型シロシ優占タイプ
施工間隙の箇所、芝の草丈も高く
ナルトサワギクの侵入が抑制されている



③イタチハギ植栽タイプ
イタチハギが生育している箇所では
ナルトサワギクの侵入が抑制されている



④その他
混合吹き付けが施されている箇所では
一概にナルトサワギクの侵入が
抑制されているとは言えない、



⑤草本植栽タイプ
土壌露出タイプの箇所は
ナルトサワギクの侵入が多く見られる



⑥イタチハギ植栽タイプ
イタチハギが繁殖している箇所では
ナルトサワギクの侵入は見られぬ、



⑦マンゴスの木植栽
ナルトサワギクの侵入は
ほとんど見られぬ、



⑧メシバ植栽
ナルトサワギクの侵入は
ほとんど見られぬ、



写真-3 既供用区間工法別分布調査の結果例

(2)特定外来種駆除試験

現時点では、刈取、抜取ともに1度ずつしか実施できていないため、今後継続して調査を行うことが必要である。

刈取時期については結実前が生育地の拡散抑制に効果的であると考えられるが、刈取時期（H23年度当初は2月、6月、9月を想定）や回数を変えて比較調査を行い、駆除対策に一番良い時期を検討することが必要である。

6. 今後の課題について

H23年度は現況調査を行い、特定外来種駆除試験及び工法別法面分布調査を開始したが、年間を通した調査が未了であることから、今後も引き続き調査を行っていくことが必要である。調査を行ううえで今後検討が必要な課題について記す。

(1)分布状況の確認について

本調査は、他の植物の多くが枯れている冬に行ったが、

他植物の生育状況とナルトサワギクとの関係性の変化について評価するため、年間を通じて観測していく必要がある。

(2) 既供用区間工法別調査について

事業中区間へのナルトサワギクの侵入防止の対策検討を目的として既供用区間工法別調査を開始したが、どのような法面工法や植栽が事業中区間へのナルトサワギクの侵入防止に一番効果的であるかという結論に達するためには、本調査で得られた課題を基に引き続き調査を行い、検討することが必要になる。その課題を下記に記す。

a)植栽分類による詳細調査

本調査により、イタチハギについてはナルトサワギクへの一定の抑制効果が認められたが、オウシノケグサのように抑制効果がある場所とない場所とがあることが確認された植物もあった。植栽条件だけでなく、土壌や環境(日照など)等の他の要因が関連することも推測されることから、今後の調査でこれらの環境特性の比較分析も行っていくことが必要である。

b)植物の成長過程について

本調査で植栽試験に用いたメドハギの成長過程とナルトサワギクの生育状況の関連性について観測を続けることで、メドハギがナルトサワギクの成長抑制に効果があるかどうかを確認する必要がある。効果があると確認された場合、メドハギ植栽範囲についてコスト、他の植栽、法面構造を踏まえ検討していく。

c)植栽種の選定について

他植物によるナルトサワギクの成長抑制を期待する一方で、切土のような薄い植栽基盤で成長できる植物は限定されると考えられる。また、外来種よりも在来種の植栽の方が望ましいため、在来種も含めてどの植物が現実的に道路法面に植栽が可能で、ナルトサワギクの成長抑制に効果があるか検討が必要である。

(3)特定外来種駆除試験について

供用区間のナルトサワギクの有効な駆除対策の検討を目的として特定外来種駆除試験を開始したが、現段階では刈取、抜取共に1回ずつ実施したのみでその後の経過を確認できていないため、その効果については考察できる段階にない。下記に記す今後の課題を踏まえて引き続き調査を行うことで、それぞれの試験パターンでの効果検証を実施していきたい。

a)抜取時期、刈取時期の検討について

抜取、刈取をする時期については、結実の前が生育の拡散抑制に効果的であると考えられるが、刈取の場合、根に養分を蓄えさせないことも重要である。地域のナルトサワギクの生育過程を把握したうえで成長を抑制するのに適した時期を分析することが必要である。

b)刈取方法について

ナルトサワギクは基部が木質化しているとともに、茎が地面に接してそこから根を伸ばす傾向がみられるため、通常の法面刈取より作業が困難であった。今後の調査によって、刈取が効果的であると想定された場合、現実的に可能な刈取方法の検討が必要となってくる。

7. H24年度調査の留意点について

H23年度調査の結果と課題をふまえ、H24年度の調査計画を立案して継続した調査を行い、外来種駆除対策を立案していきたい。H24年度に調査を予定している項目について個々に記す。

(1)沿道法面分布調査について

植物の活動期である春から秋にかけて、引き続き調査を継続していくことで、ナルトサワギクと他植物の年間を通した生育状況を把握する。その生育状況を工法別に比較することで、ナルトサワギクの侵入を抑制する要因の抽出を行い、今後の対策に活かしていく。

(2) 既供用区間工法別調査について

工法別に設置したコドラートにおいて、継続したモニタリング調査を続けることで、季節の変化、時間の経過によってナルトサワギクの個体数、植被率等の生育状況がどのように変化していくかを工法別、植栽別にとりまとめる。それにより、工法、植栽によるナルトサワギク抑制効果を定量的に把握する。

(3)駆除試験について

ナルトサワギクは発芽後2か月程度で開花するという報告があるため、開花結実を抑制するために、2ヶ月周期で刈り取りを行う試験区(3回刈り取り試験区、4回刈り取り試験区)を新たに設置する。H23年度から引き続き行う刈り取り調査に加えて、試験方法を多様化させることで、ナルトサワギクの駆除に必要な刈取頻度や刈り取り時期の検証を行う。抜き取り調査については、H23年度に実施した試験区の経過を観察し、必要に応じて実施する。

(4)新たな試みについて

ナルトサワギクは明るい環境を好むため、日陰を形成する植栽工法が効果的と考えられる。そこで、低木性常緑広葉樹の植栽を行い、その効果を確認する。

また、酸性土壌では生育が困難なことが確認されている。そこで、H24年度からの新たな試みとして、客土に酸性土壌を利用するキカレス工法の試験施工を行いたい。

在来植物は外来植物に比べ、酸性土壌に対する耐性があるため、緑化に用いる予定であるススキやチガヤは生育が可能である。植物の生態を利用した防除方式であるため、環境にも配慮した工法であると言える。

8. まとめ

2箇年調査の結果をとりまとめ、第二版和国道における特定外来種駆除試験対策案を策定した後、試験運用をしながら本格的な駆除対策の策定を行いたい。その運用により、既供用区間の法面におけるナルトサワギクの駆除及び、事業中区間へのナルトサワギクの侵入が防止されることを期待する。

なお、調査結果によっては駆除対策や施工に費用が必要となり、事業費が上がる可能性もあるため、費用対効果にも配慮して検討を進めることが必要であると考えられる。モニタリング結果や現地調査結果から駆除効果を検証するにあたっては、施工費用を踏まえた上で、駆除効果を定量的に把握し費用対効果の高い工法を選定するよう工夫したい。ただし、道路構造物としての安全性や施工性などの機能を損なわないように留意する必要がある。総合的な判断が求められる。維持管理に必要なコストの検討も行いつつ、継続可能で現実的な対策を策定できるように引き続き調査検討を行っていく。

参考文献

- 1)環境省 HP
- 2)岩崎寛ら(2005) 外来種ナルトサワギクの分布拡大要因：生態的特性とアレロパシー、第52回日本生態学会退会講演要旨集、p.214
- 3)徳島県立博物館 HP (<http://www.museum.tokushima-ec.ed.jp/ogawa/narutosawagiku/default.htm>)
- 4)田中淳・裕美・大藪崇司・藤原道郎・田中賢治・朝日伸彦・杉浦弘毅(2011)土壌特性の違いによるナルトサワギク、セイタカアワダチソウの防除技術の開発、日本緑化工学会紙

九頭竜川自然再生事業と流域環境保全協議会における関係機関の連携について

桶谷 公治

¹近畿地方整備局 福井河川国道事務所 調査第一課 水防企画係
(〒918-8015 福井県福井市花堂南2-14-7)

九頭竜川では、2008年に策定された「九頭竜川自然再生計画」に基づき、自然再生事業が進められている。また、九頭竜川流域では、絶滅の危機に瀕している希少種の宝庫となっており、地域住民が中心となり生物の生息環境改善などの環境保全の機運が高まって、流域各地で様々な取り組み・活動がなされている。

本発表は、九頭竜川における自然再生事業の現状と流域内の地域連携に向けた流域保全協議会の取り組みについて報告するものである。

キーワード 九頭竜川、自然再生事業、水際再生、砂礫河原再生、流域環境保全、地域連携

1. はじめに

九頭竜川流域では、1955年代以降、流域開発による幹線道路網の整備や市街地拡大、農業や林業の近代化などにより生物ネットワークが分断や縮小され、九頭竜川においても治水事業や水資源開発のための利水事業などにより、河道内の環境が変化し、水際の湿地環境や砂礫河原が減少し、これらの環境に依存する生物が減少するなど、流域、河川の豊かな自然環境が変化してきている。

その一方で、九頭竜川流域は、絶滅の危機に瀕している希少種の宝庫となっており、地域住民が中心となり生物の生息環境改善などの環境保全の機運が高まっている。

本発表は、九頭竜川における自然再生事業の中間報告と流域の豊かな自然環境の保全・再生・創出を推進するための流域内地域連携に向けた流域保全協議会の取り組みについて報告するものである。

2. 環境の現状

(1) 流域環境の現状

九頭竜川は、福井県と岐阜県の県境にある油坂峠を水源とし、福井平野を流れ日野川と合流し、日本海に注ぐ、流域面積2,930Km²、幹川流路延長116km、支川数20支川、流域内人口約64万人の一級河川である(図-1)。

下流域に肥沃な沖積平野が広がり、水田や畑などの農地として利用されている。また、その周辺には山林地が取り囲んでいる。

水田が広がる平野部は、ガンカモ類の休息地、採餌地



図-1 九頭竜川流域図

となっており「守り伝えたい福井の里地里山30」(福井県)に選定され、越前市や勝山市などの山際には、水田と里山、ため池群などが一体となった良好な環境が残されている。また、大野市や越前市(旧武生市)には湧水が見られ、大野市の湧水(本願清水)はイトヨの生息地として国の天然記念物に指定されるなど、多様な生態系を持っている(図-2)。

越前市白山、坂口地区や福井市鶉地区、坂井市春江町等では、兵庫県豊岡市において野生復帰を目的に人工飼育、試験放鳥されたコウノトリ(国の天然記念物)の飛来が相次いで確認されており、地域住民が中心となり生息環境改善の取り組みが行われている。

また、福井、坂井平野等においては、環境との調和に配慮した水路整備や有機農業による環境保全型農業が進

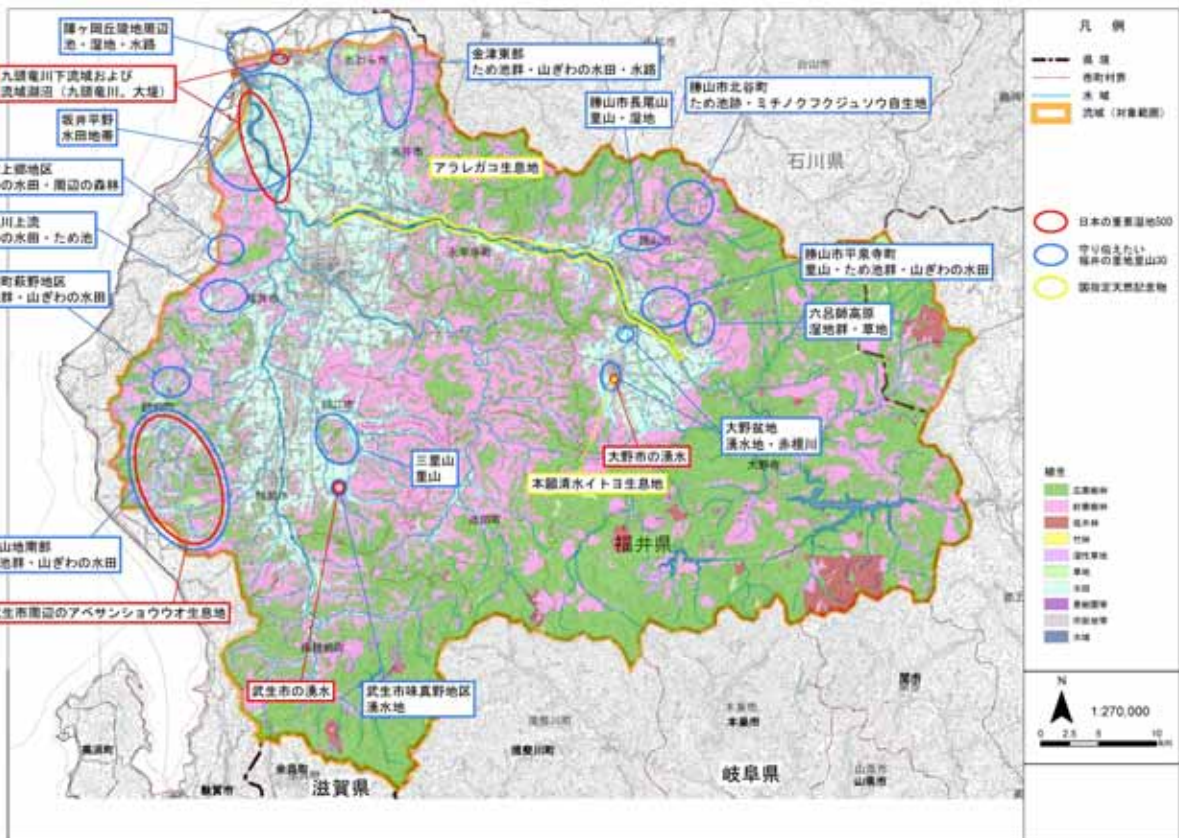


図-2 流域の特徴的な自然環境 (2012年3月)

められ、多くの生き物を育む昔ながらの水田環境の再生を目指し取り組みがなされている。

希少種の宝庫となる里地里山に関しても、保全と持続可能な利用を目指し取り組まれている。

(2) 河川環境の現状

九頭竜川下流域はヨシ、マコモ群落等の抽水植物が水際に沿って広く分布している。魚類ではアラレガコの遡上が確認されており、河口付近は本種の産卵の場として利用されている。また、鳥類では、ヨシキリや猛禽類が採餌地及び生息地として利用している他、国の天然記念物に指定されているオオヒシクイが水面及び高水敷を休息、採餌地としているが、河岸浸食や直立化による浅場の減少、それに伴うヨシ、マコモ群落の減少が確認されている。オオヒシクイの餌となるマコモ群落の減少がとりわけ著しい(写真-1左)。

中流域では、瀬と淵が連続した河川環境に依存する魚種

(アラレガコ、サクラマス等)が多くみられる。大野市花房から福井市舟橋に至る間の河川敷は「アラレガコの生息地」として国の天然記念物の地域指定を受けている。鳥類は、猛禽類、サギ類、チドリ類、セキレイ類などが中州や高水敷を採餌場、休息地として利用しているが、みお筋の固定化や砂州の冠水頻度低下により、樹林化が進み、砂礫河原が減少してきている。(写真-1中)。

また、九頭竜川、日野川に流入する河川は20支川、排水路は32箇所が存在し、その合流点に樋門や水門等が設置されている箇所では、本川と支川の間で大きな落差を有している箇所や水深が浅くなっている箇所が存在し、魚類等の移動を阻害している要因となっている可能性がある(写真-1右)。

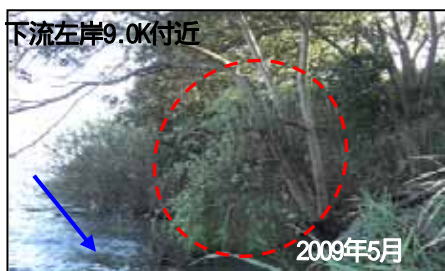


写真-1 自然再生事業対象地区 (左から下流の直立河岸、樹林化した砂州、大きな段差が生じる樋門)

3. 九頭竜川自然再生事業の現状

(1) 整備状況

「自然再生計画」に基づき、良好な自然環境の再生を目標に、以下の3つのテーマを掲げ、多様な生物の生息・生育、繁殖環境の再生を目指し、事業を進めている。

- a) 水際環境の保全・再生
 - ・浅場の造成によるヨシ・マコモ群落の生育域の拡大
 - ・水際部を利用する多様な生物の生息・生育・繁殖環境の形成
- b) 砂礫河原の再生
 - ・樹木伐採やみお筋の造成及び砂洲の切り下げによる自然の営力により砂礫河原再生

マコモ群落の生息域拡大が確認された(写真-2)。小型遊泳魚が多数確認され、在来種の種数、個体数共に増加が確認された(表-1)。

中流域の砂礫河原の再生区間では、整備前は、土砂の

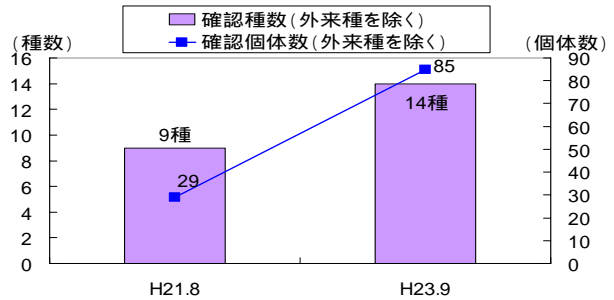


表-1 魚類の確認種数と個体数の変化

(水際環境の保全・再生整備前写真-1左、整備後写真-2)

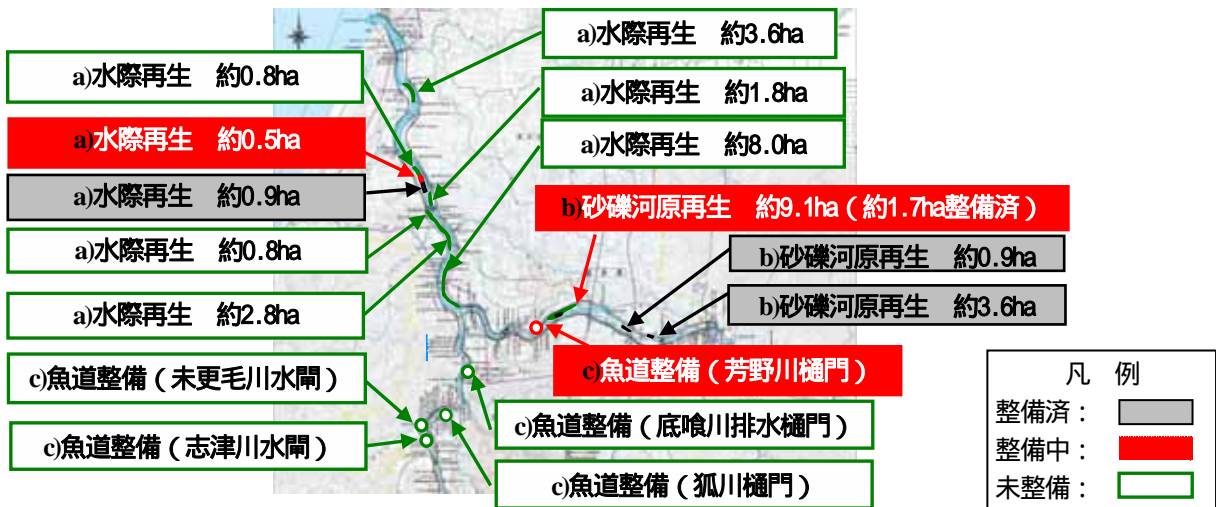


図-3 九頭竜川自然再生事業 位置図

- c) 本川と支川・水路連続性の再生
 - ・生物の移動可能範囲及び水生生物の生息範囲を拡大
 - ・背後地の取り組みとの連携により連続性を確保
- 河川環境の現状を踏まえ、九頭竜川で実施されている本事業の整備状況を図-3に示す。



写真-3 砂礫河原の再生 写真-1中の整備後 (樹木伐採やみお筋造成による砂礫河原再生)

堆積と樹林化により砂礫河原が減少していた。樹木伐採やみお筋の造成及び砂洲の切り下げにより、自然の営力が働き、砂礫河原が再生された(写真-3)。砂礫河原固有種のカワラヨモギやカワラハハコが群落として増加傾向にある。また、侵略的在来種の減少も確認された(表-2)。

(2) モニタリング結果

下流域の水際環境の保全・再生区間では、整備前は、護岸の直立化、浅場減少によりマコモ群落が減少し、ムクノキ等が繁茂していたが、浅場の造成により、ヨシ・



写真-2 水際環境の保全・再生 写真-1左の整備後 (浅場が造成されマコモ群落再生)

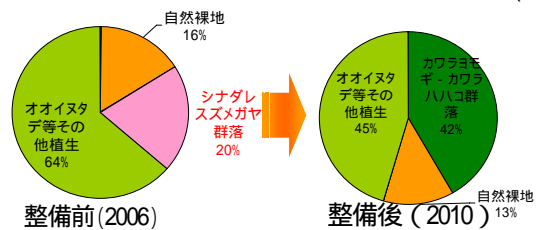


表-2 砂礫河原整備前後の植生変化 (3地区合計)

今後は、関係機関と連携しつつ、住民やNPOによる維持管理やモニタリング調査等の協力を得ながら、学識者等の意見を参考に効果・分析を行い、順応的・段階的に整備を進めていく。

4. 流域環境保全に向けた関係機関の取り組み

(1) 流域環境保全の課題

九頭竜川流域の環境要素は、水田～水路～河川のように連続し、さらに背後の雑木林、屋敷林、生け垣などの様々な環境構成要素と接しており、生物がその生活史に応じて多様な環境を生息、生育空間として利用している姿が本来の姿と考えられる。

しかし、流域の開発や都市化の進行により、水域の連続性の分断や雑木林等の里山の荒廃が進み、多様な流域環境が損なわれているのが現状である。

この結果、河川では、水際の抽水植物や砂礫河原が減少し、ヒシクイ、アラレガコ(表-3,)、サクラマスの確

認数が減少した(表-4)。

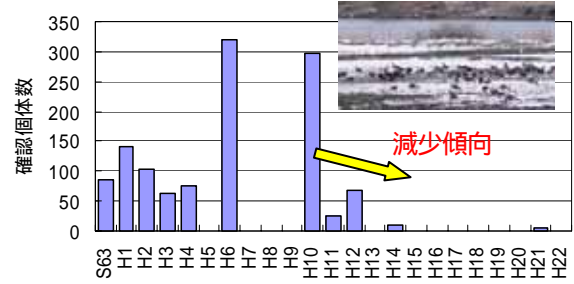


表-4 ヒシクイの確認数の変化

(資料：福井県ガンカモ科鳥類生息調査)

また、流域では湿地環境の減少や里山の荒廃などが進み、ガン・カモ類の飛来地が縮小した。

さらに、生活様式の変化に伴い、人と自然との関わりも希薄化した。

(2) 流域環境保全に向けた関係機関の取り組み

流域環境保全のため、様々な機関において、湿地保全・再生、里地・里山保全・再生、砂礫河原再生などに向けた取り組みが行われている(図-4)。

福井県では、かつてはどこにでも見られた身近な生き物が、県内各地の小川や田んぼ、家の周りなどで再び見ることができるよう、県民一人ひとりが何かひとつ身近な生き物を守り育てる活動をしようというプロジェクトとして「自然再生ふくい行動プロジェクト」を展開しており、市民団体や企業等による環境保全活動も盛んに行われている。

また、農地では営農組合などによる環境調和型農業の取り組みが行われている。

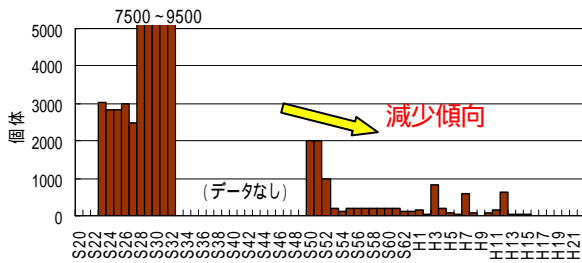


表-3 アラレガコの捕獲量の推移

資料：福井県内水面連合会報告書
アラレガコ生息実態調査業務報告書
鳴鹿大堰関連の調査報告書 ほか



図-4 流域環境保全に向けた取り組み

5. 流域環境保全に関する協議会

九頭竜川流域では、流域全域の豊かな自然環境の保全、再生、創出を推進するため、自然再生事業の取り組みや各関係機関の環境保全に関する取り組みを効率的、効果的に実施し、広範に連携方策を検討、実践していくため、2011年9月に自然環境の保全等に関する知識を習得し、関係機関において情報共有、情報交換をすることにより連携を強化し、流域全体の環境を保全・再生・創出をしていくことを目的に「流域環境保全に関する協議会」(図-5)を設立しました。

協議会では、九頭竜川流域環境保全に関する目標の設定や目標達成に向けたアクションプランの策定、モデル地区における連携実践とモニタリングによる効果の検証を行っていくこととしています。

また、現在、県内においては、各機関が実施している様々な取り組みを流域全体に広げていくために図-6のような、例えば、地域の動きとニーズとして、コウノトリ復帰に向けた地域の動き(福井県、越前市)と冬みずたんぼ(農水省)、九頭竜川の水際環境の保全・再生による浅場造成(国交省)等を結びつけ、目標とし、アクションプランで広範的に連携を目指して行きます。

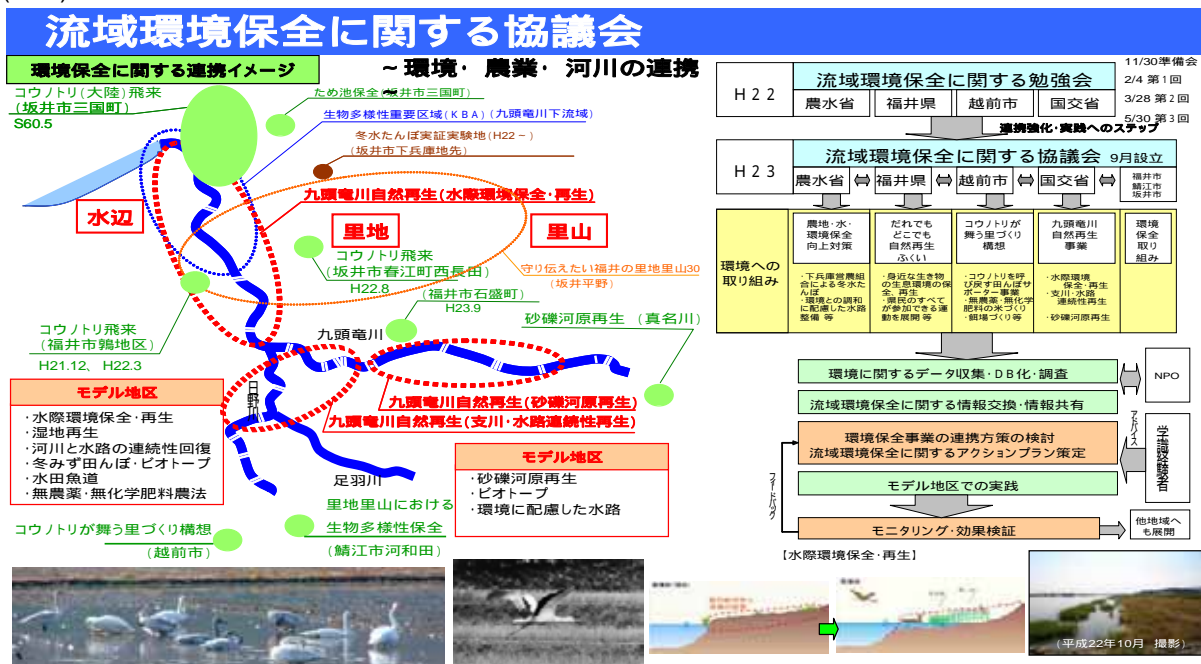


図-5 流域環境保全に関する協議会

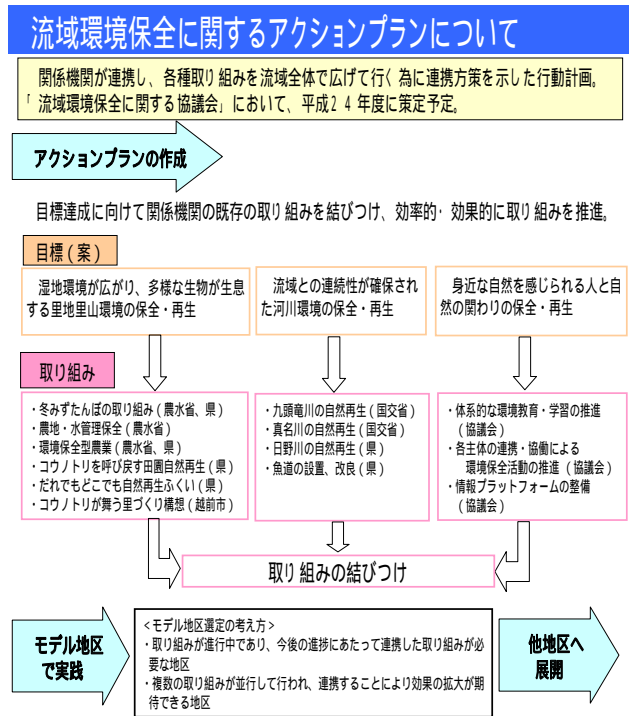


図-6 流域環境保全に関するアクションプラン

6. まとめ

単体では難しいことでも、連携することにより効率的、効果的な事業推進が可能となる取り組みについて、背後地の水田は「冬水田んぼ」、河川において「湿地再生」、水田と湿地の間を「連続性の確保」と言う、広域な生物空間が形成出来るモデル地区を検討・実践し、その実践結果を他地域へも情報発信し、連携強化を図って行ければと考えています。

また、現在、福井県内では、コウノトリの飛来により、環境保全への機運が高まっており、こうした連携した取り組みとして、良好な流域環境が再生される事により、コウノトリやガンカモ類等の餌場環境の形成やコウノトリの飛来による付加価値として、農業などのブランド化、観光の活性化などの効果も期待されます。

今後は、自然再生事業を進めると共に、協議会において、情報発信、共有、交換を通じ、色々なモデル地区での実践をコーディネートし、その実践結果を流域や他地域へ広げ、参加する枠組み増やして行けるような協議会の取り組みを進めていきたいと考えています。

海洋レーダによる流況観測について

中筋 みゆき

近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 調査課 (〒651-0082 神戸市中央区小野浜町7番30号)

海洋レーダは、近畿地方整備局が所有する清掃船兼油回収船の「浮遊ゴミ回収業務の効率向上」を図ることを目的に設置したものである。海洋レーダの観測原理を紹介すると共に、その活用事例と今後の活用方策について報告する。

キーワード 海洋レーダ, 海域環境, 浮遊ゴミ, 流況観測, 波浪観測, 津波観測

1. はじめに

近畿地方整備局管内における海洋レーダ観測システムは、大阪湾及び紀伊水道における海水表層の流れを広域的・連続的に把握し、近畿地方整備局が所有する清掃船兼油回収船の「浮遊ゴミ回収業務の効率向上」を目的に、2006年度から運用している。本論文は、当該システムの観測原理や設置概要を紹介すると共に、当該システムから得られたデータを用いた活用事例と、今後の活用方策について報告するものである。

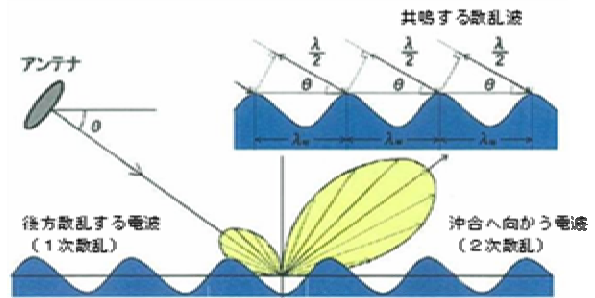


図-1 ブラッグ共鳴散乱

2. 海洋レーダについて

(1) 海洋レーダとは

海洋レーダとは、陸上に設置した2局以上のアンテナから発射した電波により、数十km～数百kmの海面付近の流れや波浪を観測することができる機器である。観測範囲は観測機器の発信する電波の周波数（短波（3～30MHz）や超短波（30～300MHz））によって変わる。陸上設置のため海上・海中測器のような流出事故が無く、メンテナンス性が高い。

(2) 観測原理

陸上に設置したアンテナから海上に向けて短波や超短波の電波を照射すると、電波の波長の半分の長さを持ち、レーダビームと同方向に伝播する海面波から強い信号が返ってくる。これはブラッグ共鳴散乱機構（図-1）により、海面で反射された電波の位相と、隣の海面波で反射された電波の位相とが一致するためである。海面で反射され戻ってきた受信信号を周波数解析するとドップラースペクトル（図-2）が得られる。

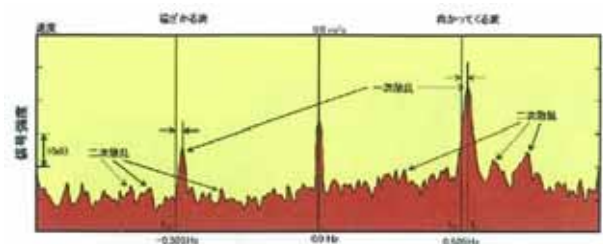


図-2 ドップラースペクトル

(3) 流れの計測原理

（図-2）はHF帯（短波帯（3～30MHz））のレーダで観測したドップラースペクトルである。周波数の+0.505Hzと-0.505Hz付近に大きなピークがみられるが、これは一次散乱ピークと呼ばれ、レーダ波と共鳴散乱を起こす海面波（HF帯、24.5MHzのレーダでは波長約6m）によるものである。海面波は、自身が進む速さ（波長によって決まる位相速度）と、海面波が乗っている表層流速を合わせた速度で移動している。そのため一次散乱ピークの位置からドップラースhift量（海面波の移動速度）を調べれば、レーダ波と共鳴する海面波の位相速度はわか

っているので、レーダビーム視線方向の表層流速を知ることができる。

1つのレーダは、レーダ局に近づく方向又は遠ざかる方向、すなわちビーム視線方向の表層流速を計測する。そのため、図-3のように離して設置した2台(複数台)のレーダで計測したビーム視線方向の流速を合成することにより、対象海域の表層流ベクトルを観測することができる。算出された表層流の観測相当水深は理論上HF帯で約0.5m、VHF帯(超短波帯(30~300MHz))で約0.3mである。

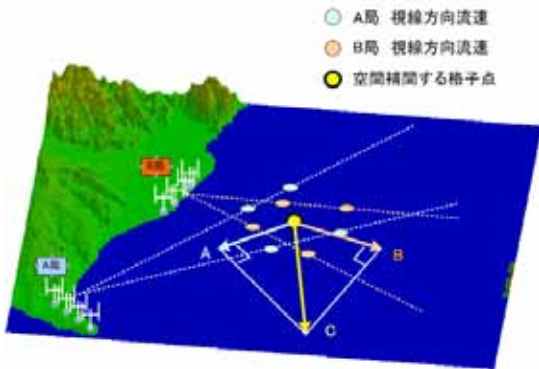


図-3 流況の算出方法について



図-4 海洋レーダの外観(垂水局)

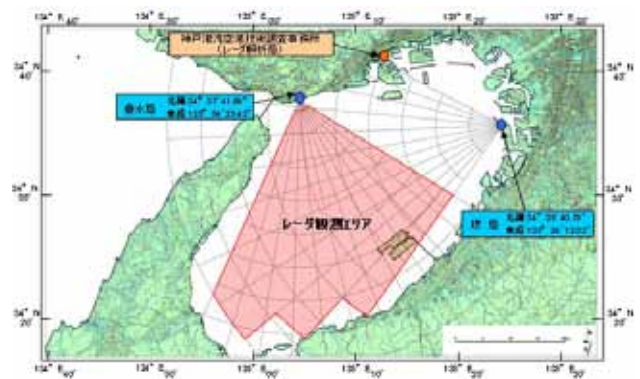


図-5 大阪湾における観測範囲

(4) 波浪計測原理

ドップラースペクトルの一次散乱とピークのまわりには、小さなピークが多く存在している。これは二次散乱と呼ばれる。二次散乱は、海洋表面におけるすべての周波数、方向に関する波浪成分によって作り出されている。この二次散乱は理論的に波浪方向スペクトルを用いた積分形式で表現することができる。そのため、その積分方程式を解くことにより、観測時刻・観測領域での波浪方向スペクトル(波高・周期・波向)を求めることができる。

(5) 大阪湾・紀伊水道における設置概要

現在、日本沿岸には大学等研究機関や海上保安庁などが所有する約50基の海洋レーダが運用されている。近畿地方整備局管内には、大阪湾観測を行うために垂水局(兵庫県)と堺局(大阪府)、紀伊水道観測を行うために湊局(和歌山県)と雑賀崎局(和歌山県)にレーダ局を設置している。(四国地方整備局管轄:徳島局(徳島県)、阿南局(徳島県)に設置)(図4~6)



図-6 紀伊水道における観測範囲

3. 環境面における活用

(1) 海上ゴミ回収作業への活用

従来、ゴミの発見は長年の経験と勘に頼っていたが、海洋レーダを用いて浮遊ゴミの集まる潮目を予測するシステムを構築することにより、ゴミ回収の効率化を図っている。通常のゴミ回収時以外にも、大型ゴミの通報やゴミ回収要請を受けた際や、災害・事故時の油流出の際

には、予め通報位置からゴミの移動を予測して船を移動させ、ゴミや油を発見・回収している。（図-7,8）



図-7 潮目に集積するゴミ

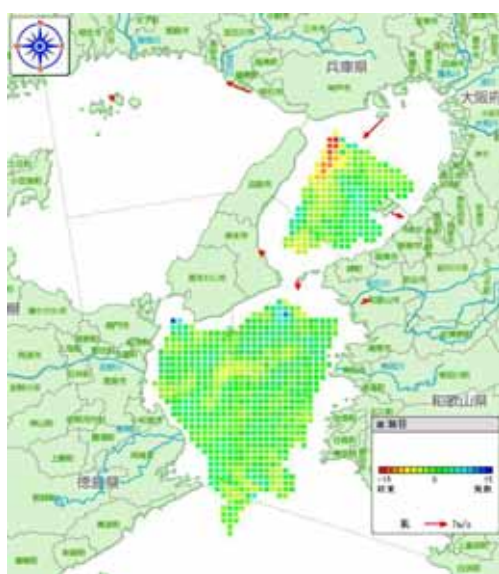


図-8 大阪湾・紀伊水道 海況情報表示・ゴミ回収支援システム（潮目予測機能）



図-9 大阪湾・紀伊水道海洋レーダ表層流況配信システム表示例

4. 防災面における活用

(1) 津波観測

近年の大規模地震とそれに伴う津波発生の危険が懸念される中、現在日本国内では気象庁から津波予測が地震発生後数分以内で公表されている。

東日本大震災においては、気象庁は地震発生から3分後に大津波警報を発表しており、極めて迅速な対応を行った。しかし、第一報として発表された津波の高さは岩手県で3m、宮城県で6mであり、過小評価となってしまった¹⁾。その後、津波警報は切り替えられたが、第一報の影響は大きく、また第二報以降の情報を得るのが困難な状況が各地で発生していた。そのため、避難行動に支障が生じた可能性があり、人的被害が拡大したと考えられる(中央防災会議, 2011)。

(2) 表層流況配信システム

表層流況観測結果を提供するシステムを構築し、大阪湾環境データベースを通じてインターネットを利用して一般に情報提供を行っている。（図-9）

(URL : <http://kouwan.pa.kkr.mlit.go.jp/kankyo-db/>)

(2) 紀伊水道における津波観測結果²⁾

湊局に設置している海洋レーダで得られたデータをより詳しく解析することで、2011年3月11日に発生した東日本大震災により和歌山県沿岸域に到達した津波伝搬状況が検出された。

ここで海洋レーダの2つの観測モードについて説明する。一つは1時間毎に10分間の観測を行い、流況や波浪の観測を行う通常観測モードであり、得られたデータは浮遊ゴミ回収事業の効率化等に役立てられている。もう一つは連続観測モードで、数分間隔での流況データの算出が可能である。

東日本大震災（2011年3月11日14時46分、宮城県沖を震源域としたM9.0の巨大地震）で津波が発生し、津波は地震発生後約1.5時間で紀伊水道の南側陸棚斜面に到達し

た．国土技術政策総合研究所を中心とする研究グループは同日17:00に湊局（和歌山県）の海洋レーダの観測モードを通常観測モードから連続観測モードへ切り替え、紀伊水道に進入してくる津波の伝搬状況と、それによって発生した共振現象を視線方向流速の変動として計測することができた．

(3)今後の活用方策と課題

海洋レーダを利用することで、現在の津波予測に関するシステムの改善をすることができる可能性がある．また、海洋レーダを用いた津波検知の利点として、面的に広範囲に観測ができるため、津波を沖合で検知できること、湾内等で発生する共振モードの解析ができること等への活用が期待される．

東日本大震災によって発生した津波による流速変動は世界各地に設置されている海洋レーダでも計測された．従来の研究は理論解析や数値実験に基づいているが、今回の観測結果を考慮すると、例えば、平均水深を100mと仮定した場合、陸棚幅が50km以上あれば津波到達の25分位前には、陸棚端付近で津波を検知することが可能である²⁾．

しかし、日本沿岸の陸棚幅は一般に狭く、20km以下であることが普通である．このことから海洋レーダによる早期津波検知を実現するためには大水深での津波を検知することが必要となる．よって、大水深域における検知に加え、データ解析処理・データ通信速度の向上やアンテナ等の設置方法等といった課題も含め、さらなる技術開発が必要である．

5. おわりに

本論文では海洋レーダで得られたデータの活用事例や最新の技術開発状況である津波観測結果について報告した．

環境面においては、ゴミ回収効率化のため、潮目予測や移動予測のさらなる精度向上を図っていくと共に、より使いやすいシステムの改良も合わせて行っていく予定である．

防災面においても紀伊水道において観測された津波データを基に関西大学及び国土技術政策総合研究所が中心となり海洋レーダを利用した津波軽減技術の技術開発が平成24年度から2カ年でスタートしたことにより、今後、近畿地方整備局として防災面における海洋レーダの活用方策の検討を進める予定である．

また、海洋レーダの面的観測の利点を活かし、ナウファス等の波浪観測網との連携手法の検討や、高度利用を図っていきたい．

謝辞：紀伊水道における津波観測については、国土技術政策総合研究所 日向博文室長をはじめとする関係各位からの多大なご指導、データ提供を承りました．この場を借りて感謝を申し上げます．

参考文献

- 1) 日経ビジネス (2011.5.16)
- 2) 藤井智, 日向博文, 古川恵太, 宮田正史, 小林孝, 水谷雅裕, 小海尊宏, 永松宏, 金津伸好: 海洋短波レーダを用いた紀伊水道における津波観測, 海洋学会

ため池に付随した補助的施設による減災効果の 検討

浦場 一之

近畿農政局 整備部 防災課 (〒602-8054京都市上京区西洞院通下長者町下ル丁子風呂町)

災害の発生リスクの低減を図るべく、ため池等の農業用施設においては、全面的な改修整備により被害の発生を防ぐこれまでの「防災」と併せ、災害が発生した場合でも被害を最小化する「減災」の考え方に基づき、ハード、ソフト一体となった総合的な災害対策の推進が重要とされている。

本報告ではこの「減災」に着目し、ため池に補助的施設（ゲート、放水路）を設置した場合の減災効果を検証した。検証はため池の供用50年間について、補助的施設の「ありせば」と「なかりせば」についてそれぞれが有するライフサイクルコストを用いて試算を行い、減災効果の定量的な算定を試みた。

キーワード ため池，減災，効果，ライフサイクルコスト

1. はじめに

近年、記録的な集中豪雨、地震等による洪水や地すべりなど、大規模な災害が頻発化、甚大化しており、大きな社会問題となっている。このような中、災害の発生リスクの低減を図るべく、これまで以上に農地、農業用施設の被害を最小限に食い止める対策を実施する必要性が生じている。しかしながら、近年の国や地方公共団体の財政の逼迫による事業実施量の減少等により、全ての対象施設に対策を実施するのは困難となってきている。例えば、農村振興局の調査では早急な対策が必要とされるため池は2,247箇所¹⁾と報告されており、従来の全面改修を基本とした工法・対策では多大な経費と期間を要し、毎年発生する豪雨や地震に対して適切に対応できる状況にはない。このため、施設整備により被害の発生を防ぐこれまでの「防災」と併せ、災害が発生した場合でも被害を最小化する「減災」の考え方に基づき、ハード、ソフト一体となった総合的な災害対策の推進が重要である²⁾。農林水産省においても平成21年度から平成25年度かけて、従来のハード整備による防災対策の推進に加え、ハード整備の効率的展開、ソフト施策の推進、地域とのつながりを重視した対策等、総合的な減災対策の検討を進めることとしている。

このような状況を踏まえ、本報告では農業用施設の減災に資するハードの対策に着目し、補助的・簡易的な施設整備に関し減災効果の検討を行っているもののうち、ため池に付随した施設の事例について報告する。

2. 検討方針

(1) 減災に資する補助的な施設の定義

減災に資する補助的な施設の定義として、ため池・水路等の本体農業用施設に付随した補助的かつ比較的簡易なもの、あるいは創意工夫により災害の被害軽減を図っている施設（以下、「減災補助的施設」という。）とした。

(2) 検討方針

減災効果の検討には、減災補助的施設の「ありせば」と「なかりせば」について、それぞれが有するリスクに着目し、ライフサイクルコスト（以下「LCC」という。）を用いて試算を行い、減災効果の定量的な算定を試みた。

3. ため池減災補助的施設に関する減災効果の検討

以下にため池（A池）に設置されている減災補助的施設に関する減災効果の検討事例を示す。

(1) 施設の概要と検討方法

ため池が決壊する原因の一つとして、堤体越流による破堤が挙げられる。A池は比較的都市部に位置し、下流に民家が存在することもあり、堤体越流による決壊のリスクを低減する目的で、上流水路に調整施設（転倒ゲート）及び放水路を設け、ため池への洪水量を抑制する減

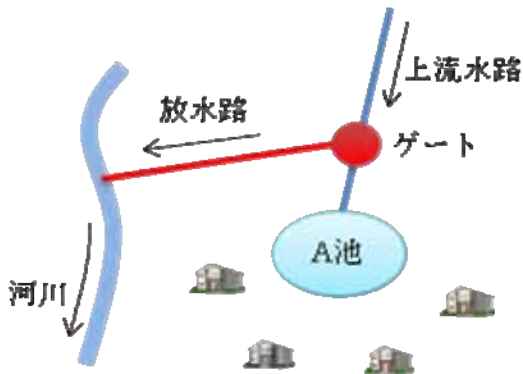


図-1 A池減災対策概要図

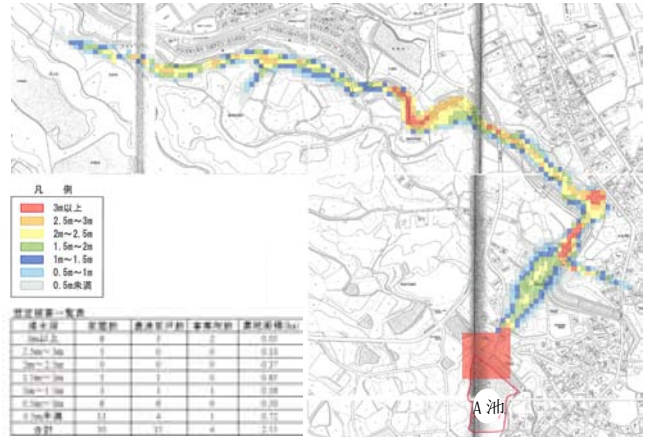


図-2 A池想定被害範囲図

災対策が行われている。

具体的には、図-1に示すような水の流れとなっており、写真-1に示すように、通常はため池に向かって水が流れているが、大雨により水路の水位が上昇すると、フロートにより水位を感知して（写真-2）自動でゲートが転倒し、放水路を介して河川に放流する。

減災効果の検討に当たっては、大雨時に本ゲートにより上流水路からの流入をカットした場合としない場合の

流入量の違いによる越流決壊のリスクを算定し、ゲート設置の減災効果の算定を試みる。なお、越流が一旦生じると決壊に至るものと仮定する。

(2) 被害額の算定

減災効果の算定に際しては、その施設が被災したときの想定被害額を算出する必要がある。下流の想定被害範囲や被害額の資料は施設管理者が有している場合もあるが、ここでは資料が得られない場合の算出方法を示す。算出に当たっては谷らの論文³⁾を参考とした。また越流決壊に伴う想定被害額は、堤体損傷額と下流被害額の和とする。

a) 想定被害範囲の設定

A池については「ため池DBハザードマップ」の氾濫解析システムを利用して想定被害範囲図を作成した。図-2にA池の想定被害範囲を住宅地図に記したものを示す。

「ため池DBハザードマップ」は農村工学研究所が開発した簡便な解析システムであり、ため池の位置、満水面積、貯水量、及び周辺の地形図、標高データ等からため池決壊時の流出計算を行い、下流域の浸水深、浸水時間等を簡易的に求めることが出来る。また数値地図、標高データについては国土地理院のホームページより、それぞれ2万5千分の1、10mのメッシュデータが入手可能であり、本解析でもそれを用いている。この解析結果はシェープファイルとして保存され、一般の汎用GISソフトでも利用が可能となっている。

b) 下流被害額の算出

下流被害額算定にあたっては、図-2で得られた想定被害範囲（浸水範囲）において、メッシュ毎に家屋数や農地面積を取得し、治水経済調査マニュアル（案）（国土交通省河川局 H17.4）を参考に、資産額に最大浸水深により決まる被害率を乗じたもので評価を行う。

c) 堤体損傷額の算出

堤体損傷額については洪水流出により想定される決壊



写真-1 自動転倒ゲート



写真-2 水位感知部

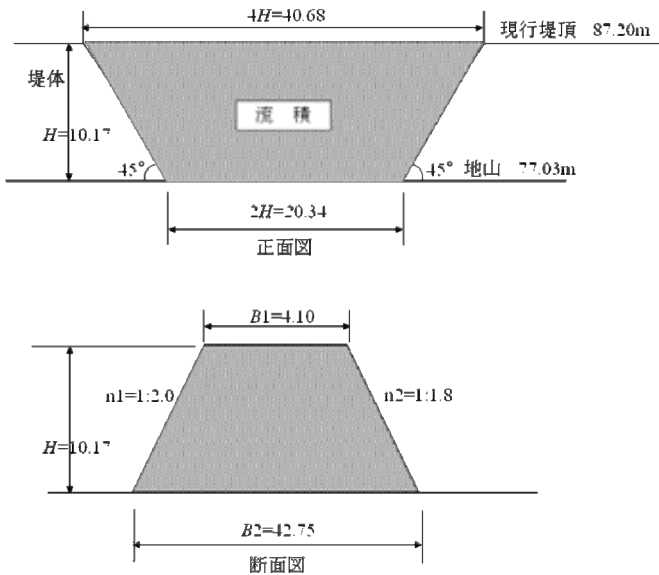


図-3 決壊箇所の流積

箇所の流積より算出する(図-3)。ここでは、決壊部土量:

$$\frac{B1 + B2}{2} \times H \times \frac{4H + 2H}{2} = 7,268 \text{ m}^3$$

堤体復旧費用:

決壊部土量×5,000円/m³(事例単価)=36,340,000円となる。

なお流積箇所の断面形状は「農地防災事業便覧」⁴⁾を参考としている。

(3) 年最大降雨量の確率モデル

本検討では降雨を確率現象とみなし、西村らの論文⁵⁾を参考に年最大降雨量の確率分布関数として、極値統計モデルの一つであるGumbel分布を用いる。

図-4は、A池のあるS市における過去35年間の降雨データを使用し、24時間及び1時間の降雨強度の年最大値をGumbel分布に適合させた場合の確率分布を示している。

(4) 越流確率の計算

まず、前項の確率値に対応した降雨強度を求め、それに対応するため池の貯留効果を考慮して設計高水位を算定する。計算方法は設計指針「ため池整備」に記載されている貯留効果の計算例⁶⁾に準拠して行った。

また、本検討では設計高水位+波の打ち上げ高が堤体天端を越えたら越流すると見なすこととし、A池については設計指針「ため池整備」⁷⁾より波の打ち上げ高L=0.55mとした。

以上の計算結果を図-5に示す。ここで限界水位=堤頂標高(EL87.2)-波の打ち上げ高L(0.55)=EL86.65とし、洪水時の上流からの流入量を水路の流下能力Q=1.12m³/s

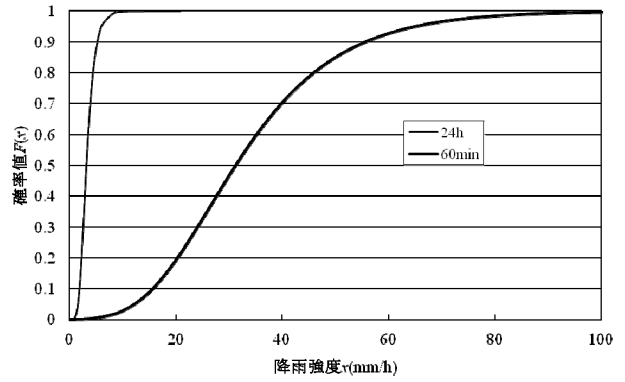


図-4 年最大降雨強度分布 (S市 35年間)

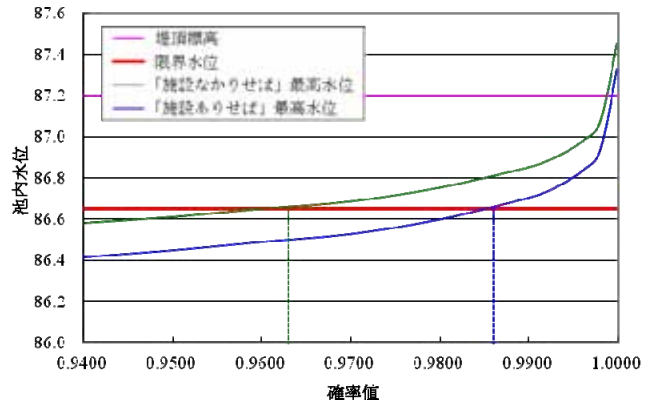


図-5 越流確率計算結果

とする。

図-5より上流水路からの流入をカットしなかった場合に最高水位が限界水位を超えることのない確率値は0.963であり、このとき堤体を越流する超過確率は

$$p=1-0.963=0.037 \text{ (27年確率に相当)}$$

となる。一方上流水路からの流入をカットした場合に最高水位が限界水位を超えることのない確率値は0.986であり、このとき堤防を越流する超過確率は

$$p'=1-0.986=0.014 \text{ (71年確率に相当)}$$

となる。

(5) LCCIによる効果の算定

A池の上流水路からの流入のカット有り、無しでの減災効果の算定を、堀らの論文⁸⁾を参考に、供用50年間のLCCを用いて試みる。一度決壊した後は築堤しなおされるため、再び決壊することはないと仮定すると、供用N年の間に想定されるリスク額R(N)は、以下のように表される。

$$R(N) = \sum_{i=1}^N \{p(1-p)^{N-i} \cdot C\} \quad (1)$$

ここで、R: ため池決壊のリスク額、p: 決壊確率、C: 合計被害額である。なお、式(1)は、(N-1)年までは破壊せず、N年目に破壊する条件付き確率である。また、減災対策を考慮したLCCは次式で表される。

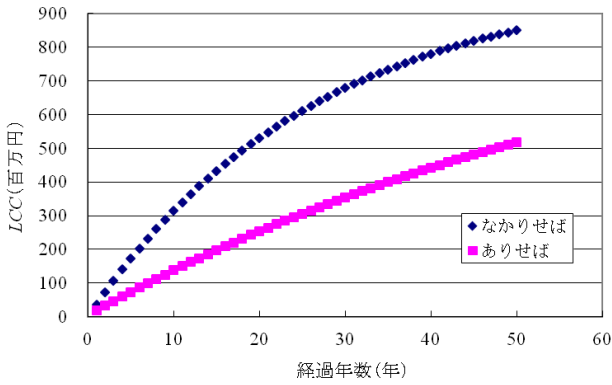


図-6 A池の減災対策の有無とLCCの関係

$$LCC = \text{初期対策費} CI + \text{ランニングコスト} CM \cdot N + R(N) \quad (2)$$

ここで、 CI ：減災対策を施すときの初期対策費用、 CM ：対策の効果を維持するために必要となる年平均維持管理費用(円/年)である。

A池については下流被害額：9億7,000万円、決壊後の復旧に掛かる費用(堤体損傷額)：3,600万円、初期対策費用：440万円、補助的施設に係る維持管理費用：15万円/年となる。ここで初期対策費用は分水柵及び転倒ゲート建設費とし、維持管理費用は施設の更新費用を見込んでいる。

供用1年目のLCCを式(1)、(2)を用いて算定すると以下のようなになる。

「なかりせばLCC」

$$= p \times C = 0.037 \times (970,000,000 + 36,000,000) \div 37 \text{ (百万円)}$$

「ありせばLCC」 $= CI + CM \cdot N + p' \times C$

$$= 4,400,000 + 150,000 \times 1 + 0.014 \times (970,000,000 + 36,000,000)$$

$$\div 19 \text{ (百万円)}$$

同様に供用50年当たりのLCCを求めてグラフ化すると図-6のとおりとなる。供用を重ねると費用が増加し、「なかりせば」と「ありせば」の差が広がることがわかる。

また供用50年目のLCCは、

$$\text{「なかりせばLCC」} \div 853 \text{ (百万円)}$$

$$\text{「ありせばLCC」} \div 521 \text{ (百万円)}$$

となり、減災効果は、「なかりせばLCC」 \div 「ありせばLCC」 $= 1.6$ となる。

4. 考察

今回、ため池に付随した減災に資する補助的な施設について、施設の「ありせば」と「なかりせば」それぞれが有するリスクに着目してLCCを用いて試算を行い、減災効果の定量的な算定を試みた。50年目の減災効果については1.0以上となり、定量的に効果を示すことができ

た。本事例の減災補助的施設については、設置費用はやや高価であり、放水路の設置についても別途検討が必要となるが、大雨時の特段の操作等は不要となっている。

この他にも堰板等を用いたより安価な対策事例や、取水ゲートの遠隔操作により減災を図っている事例等、ソフトと組み合わせて減災の効力を発揮するような事例等についても検討を進めているが、どの減災補助的施設がより効果的となるかは、本体施設の諸元や周辺状況、管理体制などにより異なると考えられる。

5. おわりに

地方公共団体や施設管理者は、所管する農業用施設に慢性的な災害発生リスクを抱えており、限られた予算の中で様々な創意工夫を凝らして被災リスクの低減、すなわち減災を試みていると予想される。しかしながら、そういった個々の補助的・簡易的な施設や創意工夫の取り組みは広く共有されておらず、減災効果の算定等もされていない可能性が高い。今後は現在調査・検討中のもも含め、これらを手引き書のような形で体系的に整理し、ため池・水路等の農業用施設の減災に資するものにしていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 農林水産省農村振興局防災課：平成 17 年度ため池緊急点検・緊急整備計画報告書,pp.80-90,2006
- 2) 農林水産省農村振興局：土地改良長期計画中間とりまとめ(平成 23 年 11 月),p.10,2011
- 3) 谷 茂・井上敬資：氾濫解析を用いたため池決壊に伴う下流域の被害算定法,農村工学研究技報 210,pp.137-144,2010
- 4) 農地防災事業研究会：農地防災事業便覧 平成10年度版,pp.256-257,1999
- 5) 西村伸一・森俊輔・藤澤和謙・村上 章：豪雨時の越流破堤に対するため池堤体の信頼性設計,応用力学論文集 Vol.12,pp.89-97,2009
- 6) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計指針「ため池整備」,pp.133-143,2008
- 7) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計指針「ため池整備」,p.45,2008
- 8) 堀 俊和・毛利栄征・松島健一・有吉 充：豪雨リスクを考慮したため池の減災対策,農村工学会誌第 78 巻第 9 号,pp.15-19,20

関西国際空港LCC拠点整備事業における エアサイド施設計画について

宮原 哲平¹

¹関西国際空港株式会社 計画技術部 空港計画グループ（〒549-8501大阪府泉佐野市泉州空港北1番地）

本事業は、我が国初のLCC（Low Cost Carrier）拠点整備事業であり、LCC特有のビジネスモデルの実現を目指し、安全性を確保しつつ機能性の高い拠点施設を提供することを目的として実施されている。エアサイドの平面計画においては、小型機にターゲットを絞り、エプロン面積をコンパクトに集約するとともに自走方式の平面配置を採用することで、航空機の運航効率化および運航コスト削減に配慮した。また、自走方式特有の課題であるジェットブラストへの対策についても、平面配置による影響の低減を図りつつ、机上シミュレーションと航空機実機による実証実験を行うことで、エプロン運用上の安全性確保について検討を行っている。

キーワード 計画、空港、コスト削減、LCC

1. はじめに

2010年5月に国土交通省の成長戦略にLCC専用ターミナルの整備と、それに伴う各種規制緩和の実現への取組みが方針として記載された。これを受け、関西国際空港においては、LCCの路線拡充を成長戦略の柱の一つとしてLCCの誘致に取り組んできたところである。

このような状況の中、本年3月より本邦初のLCCとして、ピーチ・アビエーションが関西国際空港を拠点として就航を開始した。関空会社としては、LCCの進出をより一層促進し、LCCが使いやすい環境を提供すべく専用拠点施設の整備に着手し、2012年度下期の供用開始を目指して事業を進めている状況である。

本稿においては、LCC拠点整備事業の中で、特に駐機場（エプロン）付近を中心としたエアサイドの計画について報告する。

2. 関空におけるLCCの動向

LCCとは、既存の航空会社と異なるビジネスモデルを持ち、圧倒的な低価格を武器に近年欧州や東南アジア等の地域で急速にシェアを拡大する低コスト航空会社のことである。彼らの台頭により、これまで航空機を利用してこなかった層が世界各地で新たな航空需要を創出している。図-1に示す通り、現在の世界航空市場におけるLCCシェアは2～3割を占めるほどになっており、特にアジア太平洋地域においては、ここ10年の間に市場が著し

く成長している。

これまで日本は空港の容量制約や、LCCの低コストオペレーションを実現するインフラの欠如等の要因からLCCが就航しづらい環境にあった。しかし、遅まきながら2012年には前述のピーチ・アビエーションをはじめ、エアアジア・ジャパン、ジェットスター・ジャパンの3社が揃って運航を開始する。

関西国際空港においては従前からの積極的誘致活動も功を奏し、図-2に示すように、2007年のジェットスター航空の就航を皮切りにLCCの就航が相次ぎ、現在国内最多の9社のLCCが乗り入れる空港となった（表-1）。

2011年までは外航LCCによる国際線のみのが就航であったが、2012年からは本邦社であるピーチ・アビエーションやスカイマークによる国内線の運航が開始され、近年脆弱であった国内線ネットワークの再建、ひいては関空の内陸乗継機能の充実が期待される状況にある。図-3および図-4に2012年夏ダイヤのピーク時のネットワーク図を示す。

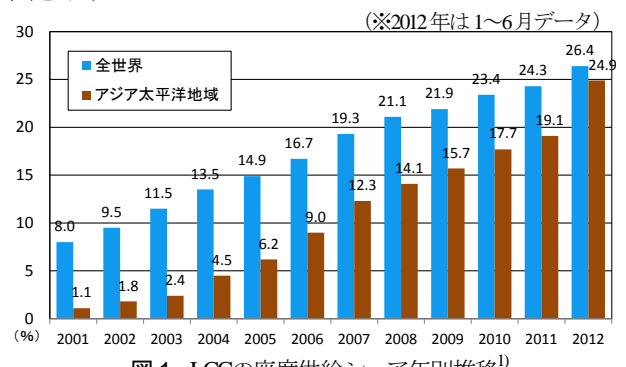


図-1 LCCの座席供給シェア年別推移¹⁾

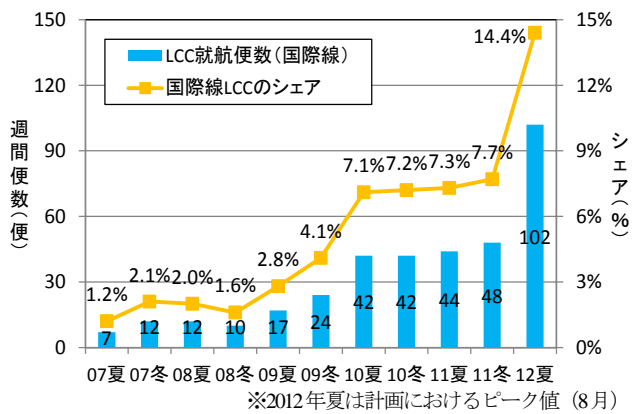


図-2 関西国際空港における国際線LCC就航便数の推移

表-1 関西国際空港就航中のLCC (国際線のみ)

航空会社	就航年	就航地	週間便数
ジェットスター航空	2007	ケアンズ・ゴールドコースト シドニー(ケアンズ経由)	7便/週
セブパシフィック航空	2008	マニラ	3便/週
チェジュ航空	2009	ソウル・済州	19便/週
ジェットスター・アジア航空	2010	シンガポール(台北・マニラ経由)	18便/週
エアブサン	2010	釜山	7便/週
エアアジアX	2011	クアラルンプール	4便/週
イースター航空	2012	ソウル	14便/週
ピーチ・アビエーション	2012	ソウル・香港・台北	35便/週

※2012年夏季スケジュールデータ



図-3 LCCネットワーク図 (国際線: 2012年夏ダイヤ)



図-4 LCCネットワーク図 (国内線: 2012年夏ダイヤ)

3. LCCのビジネスモデルと空港選択

これらのLCCはその名が示す通り、あらゆる工夫を行って航空機運航にかかるコストを削減し、従来の常識を覆す低価格を実現している。そのビジネスモデルの骨格は以下のようなものとなっている。

- ① 空港滞在時間の短縮と多頻度運航による高い機材回転率
- ② 小型の単一機材による整備コストの削減
- ③ eチケットを中心とする航空券の販売コストの削減
- ④ 機内サービスの簡素化, 有料化 など

これらのうち、特に①を実現するためには

- 24時間運用で発着枠に余裕があること
- 集中したオペレーションが可能な施設展開が可能であること
- 空港後背圏の航空需要が見込め、アジア圏に近いこと

といった要件が必要であり、これらを全て満たす空港として、関西国際空港が拠点として選択されたと考えている。

4. アジアにおける専用施設の整備例

関空における拠点整備計画に先立ち、海外空港の先進事例を調査した。調査対象は、主に東南アジアで急速にLCC路線網を拡大し、存在感を増しているクアラルンプール国際空港（マレーシア）およびチャンギ国際空港（シンガポール）である。

上に挙げる2空港においては、当該空港を拠点とするLCC事業者が存在し、集約的なオペレーションを行っている。また、空港設置者は大規模なメインターミナル施設とは別の、コンパクトで簡素なLCC専用ターミナル施設を設置している。これらの専用施設は拠点LCC事業者のビジネスモデル実現の要求に応えるため、下記のような特徴を持っている。

(1) 拠点エアラインの集約的オペレーションの実現

- ・メインターミナルから離れた場所に独立した専用ターミナルを整備
- ・小型機にターゲットを絞ったコンパクトな駐機場の配置計画

(2) 航空機の短い折り返し時間への対応

- ・スムーズでシンプルな旅客動線の設定
- ・手荷物ハンドリングシステムの簡素化
- ・旅客搭乗中の給油作業を実施

- ・旅客は徒歩で航空機に搭乗または降機し、航空機前後の扉を同時に利用する方式を採用

(3) エアラインの運航コストの削減

- ・専用ターミナルを簡素な構造にして建設コストを抑制し、施設使用料を低減
- ・固定搭乗橋を設置せず、整備コストを縮減するとともに、エアラインの搭乗橋使用料を削減



旅客の歩行搭乗
(クアラルンプール国際空港)



前後両扉を使つての搭乗
(クアラルンプール国際空港)



簡素な荷捌きシステム
(クアラルンプール国際空港)



コンパクトな平屋建て構造
(チャンギ国際空港)



小型機を対象を絞って
集約配置された駐機場
(チャンギ国際空港)

図-5 LCC専用施設視察状況

5. 関空LCC拠点整備事業の計画条件

関西国際空港におけるLCC拠点施設の整備にあたっての計画条件は、拠点エアラインとして名乗りを上げたピーチ・アビエーションが公表した機材導入計画を基礎としている。彼らの計画では、表-2に示すとおり、就航2年経過時点で航空機を10機保有し、国内線および国際線で運航することとしている。

上記を受け入れ可能な拠点施設として、平屋建てのターミナルビル（延床面積約30,000㎡）と、それに隣接して小型機をメインターゲットとした駐機場を整備することとした。計画条件の概要を表-3に、これに基づいて配置されたエプロン（駐機場）施設の平面配置図を図-6に示す。

表-2 ピーチ・アビエーションの機材導入計画

機材	エアバス A320-200型機
(全幅)	34.1m
(全長)	37.6m
(座席数)	180席
(エンジン)	CFM56-5B型
調達機数	10機 (オペレーティングリースによる導入)
納入時期	2011年秋初号機納入 (以後、2年間で計10機納入予定)

※2011年2月公表 (当時は A&F Aviation)

表-3 LCC専用エプロン計画条件

整備スポット数	9スポット
固定搭乗橋	整備なし
旅客搭乗方法	徒歩による搭乗
対象機材	ICAO コードCクラス(小型機) ※ 一部大型機対応としてコードEクラス
駐機方式	自走方式
スポット間隔	60.0mを基本とする
給油方式	ハイドラント方式

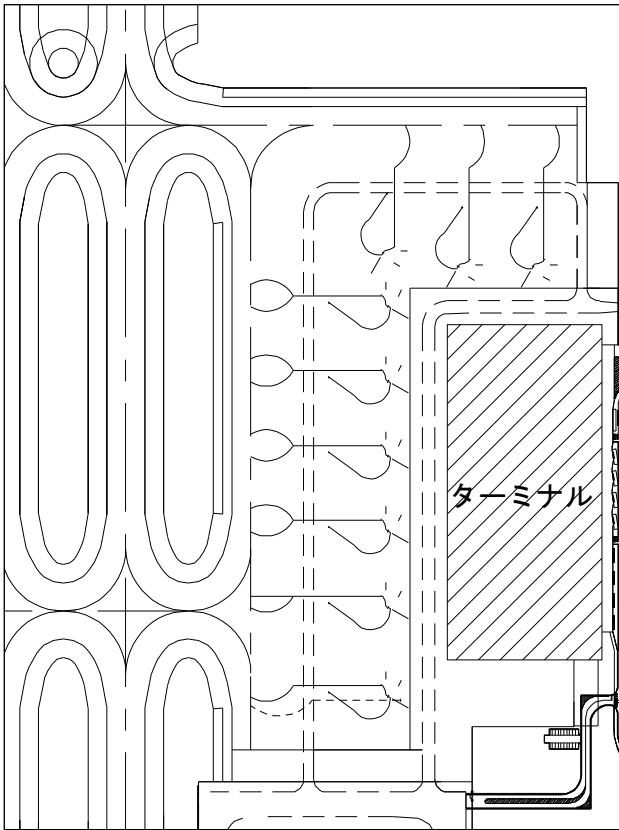


図-6 LCCエプロン平面配置計画図

とし、航空機ハンドリングの集約化に寄与。必要スポット数である9スポットを整備するための舗装面積も削減できたため、整備コストを抑制する効果も得られた。

(3) LCCの動向を踏まえ一部スポットに大型機対応

小型機に焦点を置いてエプロンを集約化する一方で、今後のLCC各社の動向に柔軟に対応するため、今回整備するスポットのうち、一部を大型機の駐機に対応した寸法とした。既に中距離国際線LCCで、大型機を使用する社も関西国際空港に乗り入れており、このような幅広い需要にも対応可能とした。

(4) 自走イン・アウト方式の採用

関西国際空港における従来のエプロンでは、図-7に示すとおり、出発の際に航空機は専用の牽引車にてスポット後方の誘導路上に押し出され、牽引車の切り離しの後に地上走行を開始する方式を採っていた。しかしながら、今回のLCC専用エプロンにおいては、航空機の折り返し時間の短縮と牽引車の運用コストの削減の観点から、図-8に示すような、航空機が自らのエンジン推力によってスポット内でUターンして出発する方式を採用した。

これにより、航空機出発にかかる時間の短縮と牽引車に係るハンドリング費用の削減が見込まれる。

6. 関西国際空港におけるLCCエプロン計画の特徴

エプロン平面配置計画を行うにあたっては、空港基本施設の公共性とLCCの効率的運用を両立させるため、航空法に基づく設置基準に準拠して安全性を担保しつつ、基準の範囲内で効率化につながる工夫を盛り込むこととした。以下に今回の平面配置計画に際して効率性、経済性、安全性に寄与する7つの点を示す。

(1) 旅客は徒歩で航空機に搭乗する方式を採用

通常、一定以上の規模のエプロンにおいて、一般旅客はターミナルビルから続く搭乗橋を通して航空機に搭乗する。しかし、今回のエプロンでは固定搭乗橋は設置せず、旅客はターミナルから駐機している航空機までエプロン上を徒歩で移動し、搭乗する方式とした。これにより、搭乗橋整備費の削減を図りつつ、搭乗橋使用料が発生しないことによるLCC事業者の運航コストの削減にも寄与できると考えられる。

(2) 小型機を対象を絞りスポットを集約化

航空機駐機スペース（スポット）の配置について、LCCの特徴である単一の小型機材による多頻度運航形態に適した形状を検討した。ピーチ・アビエーションの使用機材およびその他のLCCの保有機材を想定し、主対象を小型機（ICAOコードクラス）に絞ったスポット幅員

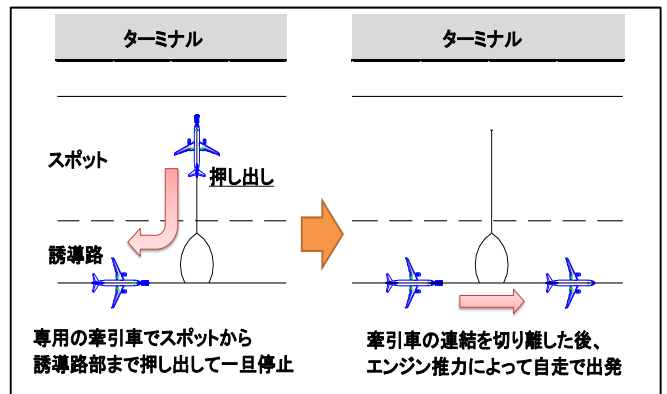


図-7 プッシュバック方式概念図

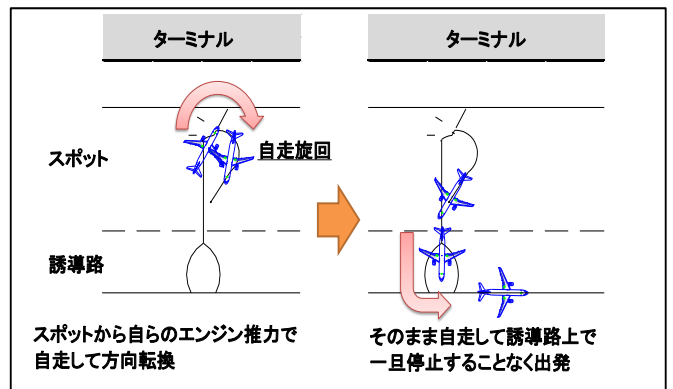


図-8 自走イン・アウト方式概念図

(5) 駐機角度の変更による安全性の確保

これまでの自走式エプロンの例によると、航空機は到着の際、図-9左側に示すようなターミナルに正対する向きに直進した後、135°旋回した位置で駐機する事例が多い。この場合、航空機が発進する際に強くエンジンから噴出される排気（ジェットブラスト）の影響が、歩行搭乗する一般旅客等に大きな影響を及ぼすと予想された（図-10左）。

今回のエプロンにおいてはこれを避けるため、図-9右側に示すように駐機位置までの旋回角度を30°に設定し、航空機発進時の強いジェットブラストがターミナル方向に影響を及ぼさないよう、安全な旅客ハンドリングに配慮した（図-10右）。

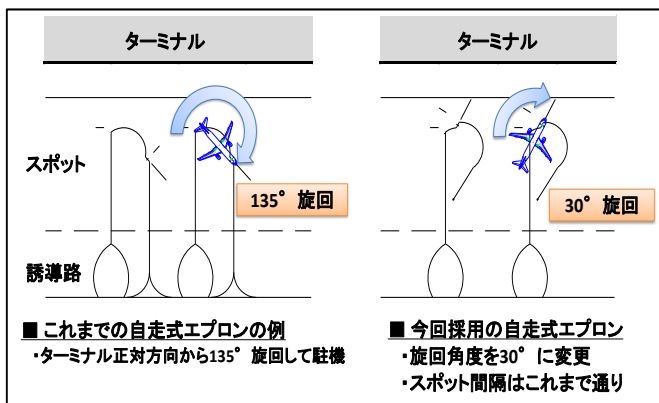


図-9 自走式エプロンの駐機角度

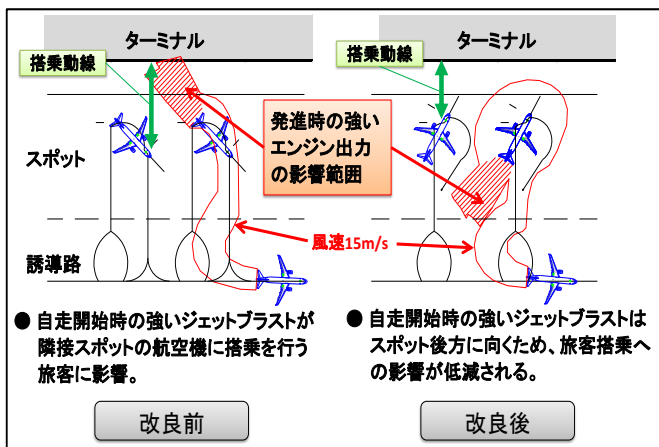


図-10 自走式エプロンのジェットブラスト影響図

(6) 導出線形状の工夫によるクリアランスの確保

既往の事例によるスポットの寸法と航空機誘導標識の形状は、左右に隣接した航空機が同時に動くことを想定されていないと推察される（図-11）。しかし、図-12に示すような導出線標識の形状に変更することで、左右の航空機が同時に独立して動けるような離隔距離を確保することが可能となった。線形の改良検討にあたっては、国内他空港における自走運用エプロンの標識設置事例と運航形態を調査し、比較検討の上で適切な形状を決定し

た。

これにより、標準的な自走式エプロンに比べて高い運航安全性と効率性を実現した。

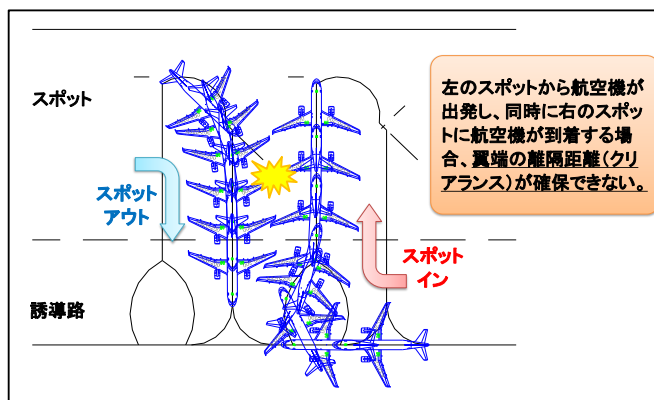


図-11 既往のエプロンにおける左右隣接スポットの運用

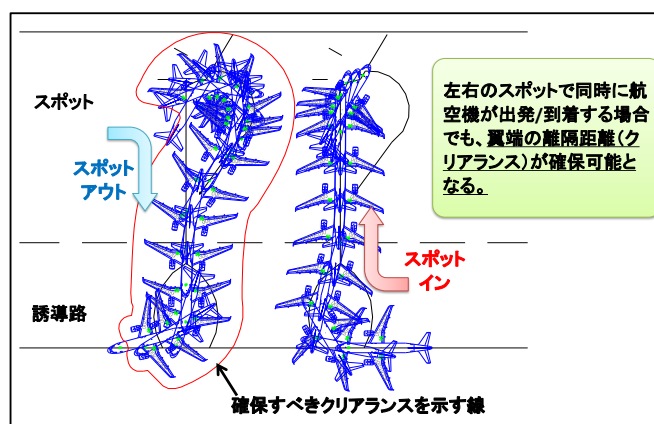


図-12 今回整備エプロンにおける左右隣接スポットの運用

(7) 実際の航空機を用いたジェットブラストの検証

航空機のジェットブラストによる周囲への影響範囲を求める手段としては、航空機メーカーが公表しているカタログ（Airplane Characteristics²⁾）に示されるジェットブラストコンター図（図-13）を利用することが一般的である。しかしながら運用の現場においては、しばしばこのカタログ値と実際の値との乖離が指摘される状況が見受けられた。

そこで、今回ピーチ・アビエーションの協力の下に、航空機実機（A320-200型機）を用いて実際のエプロン環境を再現した状況下においてブラスト計測試験を実施した（図-14）。

この試験から、メーカー公表のブラストコンター図と比較して、より今回の運用の実態に即したコンター図を得ることができた。概ね、機体後方への影響範囲長さは、実測値の方が小さい値を示しており、メーカー公表値が安全側であることが判明した（図-15）。この結果はエプロン内の運用に係る制約条件を規程化する際に利用され、ジェットブラストの影響を予め把握することで、効率的で安全なハンドリング環境の提供に寄与している。

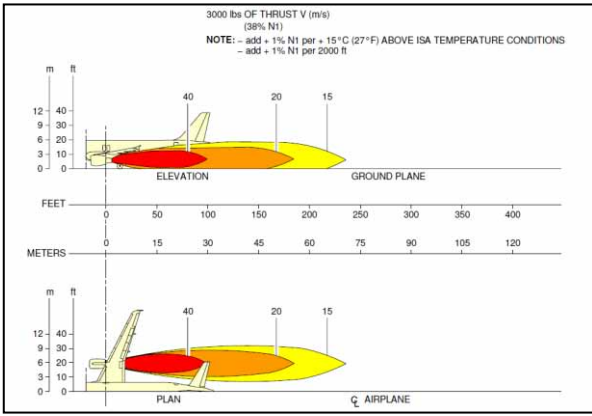


図-13 A320-200型機ジェットブラスト影響図 (カタログ)



図-14 ジェットブラスト検証の様子

7. まとめ

以上のように、関西国際空港のLCC専用エプロン計画においては、LCCが持つ特徴的な運航形態に対して様々な工夫を盛り込んでいる。本拠点施設が国内最初の事例であることから、多分に手探り状態ではあったものの、他国の先進事例の研究や運航者へのヒアリングも踏まえて現在の配置計画が決定されている。

本年3月から暫定施設で運航を開始しているピーチ・アビエーションは、就航以降高い搭乗率を維持しており、本年度下期に予定されているLCC基地供用後も活況が期待されるところである。

拠点施設供用後、本稿で取り上げたポイントが拠点LCCの実運用上どの程度有効であったかを追跡調査するとともに、その他多くのLCC事業者の動向を注視し、今後の発展に資するよう、LCC基地の整備や運用に係るノウハウの蓄積に努めることとしたい。

参考文献

- 1) Centre for Asia Pacific Aviation, OAG : Profile on Low Cost Carriers
<http://www.centreforaviation.com/>
- 2) AIRBUS : A320 AIRPLANE CHARACTERISTICS
6-OPERATING CONDITIONS, pp.6-1-3

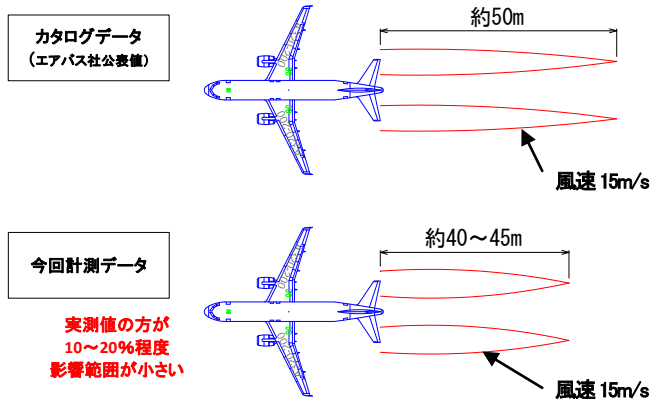


図-15 実測とカタログの後方影響範囲比較

群集行動シミュレータを用いた自転車・歩行者空間の定量的評価による設計手法の提案

川崎 順二¹・水口 尚司²

¹株式会社ニュージェック 道路グループ (〒531-0074大阪府大阪市北区本庄東二丁目3番20号)

²株式会社ニュージェック 道路グループ (〒531-0074大阪府大阪市北区本庄東二丁目3番20号)

本研究では、歩行者・自転車の群集行動シミュレータを開発するとともに、歩道整備事業における幅員設定や自転車挙動の評価を例に、空間設計への適用を想定した幾つかの定量的評価指標を設定し、これらの数値が得られる挙動観測やシミュレーションを実施して交通円滑性や交通安全性の評価を試みた。その結果、歩行速度、心理的接触率、回避行動における側方間隔等を定量的に説明できた。

キーワード 群集行動シミュレータ、歩行者・自転車モデル、挙動観測、定量的評価

1. 研究の背景および目的

自転車や歩行者の適切な空間を確保することは、通行者の快適性、円滑性および交通安全性を確保する上で重要である。また、このような場所では、既往の設計基準や経験則に基づく標準的な幅員を適用するだけでは必ずしも十分でない場合もある。例えば社会実験で検証を行う方法があるが、費用、人数、場所、時間等の制約により、容易には実施しがたい。以上から、要求される通行環境を確保した歩行空間の計画を効率化できるシミュレーションモデルや、定量的評価に基づく設計手法があれば、事業や調査・設計への投資効果の最大化につながる。

本研究は、通路幅や路上施設の配置を変化させた様々なケースについて、歩行者や自転車の速度、密度、及び衝突回避行動等、細かな群集行動の挙動に関する数値を得ることができる個別要素法型のシミュレータを開発するとともに、これを用いた定量的評価による自転車・歩行者空間の設計を行うことを提案するものである。

2. 歩行者・自転車モデルの概要

2.1 歩行者モデル¹⁾

2.1.1 基礎方程式

歩行者の挙動は、並進・回転の運動方程式から予測される。人要素 i の並進・回転の運動方程式は、

$$m_{pi} \dot{\mathbf{v}}_i = \mathbf{F}_{mi} + \mathbf{F}_{ci} + \mathbf{F}_{ei} \quad \mathbf{I}_{pi} \dot{\boldsymbol{\omega}}_i = \mathbf{T}_i$$

である。ここに、 m_{pi} : 人要素の質量、 \mathbf{v}_i : 歩行速度、

“ $\dot{\cdot}$ ”: 時間微分、 \mathbf{F}_{mi} : 自律歩行力、 \mathbf{F}_{ci} : 接触力、 \mathbf{F}_{ei} : 追従・衝突回避力、 \mathbf{I}_{pi} : 慣性モーメント、 $\boldsymbol{\omega}_i$: 回転各速度、 \mathbf{T}_i : トルクである。人要素は、シリンダーとしてモデル

化され、その質量と慣性モーメントは、

$$m_{pi} = \varepsilon_{pi} \sigma_{pi} B_{pi} \frac{\pi d_{pi}^2}{4}; \quad \mathbf{I}_{pi} = \varepsilon_{pi} \sigma_{pi} B_{pi} \frac{\pi d_{pi}^4}{32};$$

で与えた。ここに、 σ_{pi} : 人要素の密度、 B_{pi} : 人要素の高さ、 d_{pi} : 人要素の直径、 ε_{pi} : シリンダーと実際の人の体積の差を補正するパラメータである。人要素の位置、速度および角速度は陽的に追跡される。計算時間刻み Δt ($=0.002$ s) は数値的安定性に配慮して決定した。

2.1.2 相互作用力

図-1に個々の人要素に作用する物理接触および心理接触の発現領域を示す。この扇型の中心角は人の視野角であり、人要素の進行方向に対して $\pm 60^\circ$ である。

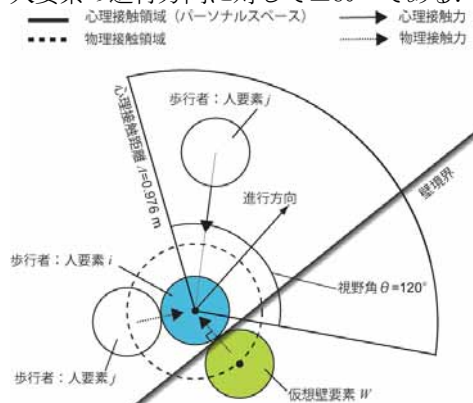


図-1 物理接触および心理接触の発現領域
物理接触力は、人要素 i, j あるいは人要素 i と仮想壁要素 W が以下の条件を満足するときに発現する。

$$|\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j| \leq \frac{d_{pi} + d_{pj}}{2}; \quad |\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_W| \leq \frac{d_{pi} + d_W}{2};$$

ここに, \mathbf{r}_i : 人要素 i の位置ベクトル, \mathbf{r}_p : 仮想壁要素 W の位置ベクトル, d_p : 仮想壁要素径である.

なお, 仮想壁要素 W は人要素 i とそれらの中心座標を結ぶ直線が壁境界線と直角になるように配置される. 心理接触力は, 人要素 i, j が以下の条件を満足するときに発現する.

$$|\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j| \leq A$$

ここに, A : 心理接触距離である. この心理接触距離は, 清野ら²⁾ が観測した信号待ちの歩行者間の平均距離 (パーソナルスペース) を採用した. 上記の物理接触力と心理接触力は, スプリング- ダッシュポット系を基礎とするVoigtモデルから見積もられる.

また, Voigtモデルを用いて接触力を評価した研究は多く, その適用性が確認される^{2), 3), 4), 5)}.

なお, 物理接触力は, 「人- 人」および「人- 壁」に対して作用するが, 心理接触力は, 「人- 人」の間のみ作用する. 人要素 i へネットの作用力は以下のように記述される.

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_{ci} &= \mathbf{F}_{d(p/p)i} + \mathbf{F}_{d(W/p)i} + \mathbf{F}_{psi} \\ \mathbf{F}_{d(p/p)i} &= \sum_{j(\neq i)} \mathbf{f}_{ij}; \mathbf{F}_{d(W/p)i} = \sum_W \mathbf{f}_{iW}; \mathbf{F}_{psi} = \sum_{j(\neq i)} \mathbf{f}_{psij} \\ \mathbf{T}_i &= \frac{1}{2} \left\{ \sum_{j(\neq i)} (\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j) \times \mathbf{f}_{ij} + \sum_W (\mathbf{r}_W - \mathbf{r}_i) \times \mathbf{f}_{iW} \right\} \end{aligned}$$

ここに, $\mathbf{F}_{d(p/p)i}$: ネットの人要素との物理接触力, $\mathbf{F}_{d(W/p)i}$: ネットの仮想壁要素との物理接触力, \mathbf{F}_{psi} : ネットの心理接触力, \mathbf{f}_{ij} : 人要素 i, j 間の物理接触力, \mathbf{f}_{iW} : 人要素 i と仮想壁要素 W 間の物理接触力, \mathbf{f}_{psij} : 人要素 i, j 間の心理接触力である. なお, $\mathbf{f}_{ij}, \mathbf{f}_{iW}$ および \mathbf{f}_{psij} は,

$$\mathbf{f}_{com.} = \left[\frac{(\mathbf{e}^n)^{pre} + k^n \Delta r^n \mathbf{n} + c^n \Delta t^n \mathbf{n}}{\mathbf{e}^n + \mathbf{d}^n} \right]_{com.} + \left[\frac{(\mathbf{e}^t)^{pre} + k^t \Delta r^t \mathbf{t} + c^t \Delta t^t \mathbf{t}}{\mathbf{e}^t + \mathbf{d}^t} \right]_{com.}$$

$$= \mathbf{f}^n + \mathbf{f}^t; \mathbf{f}^n = \mathbf{e}^n + \mathbf{d}^n; \mathbf{f}^t = \mathbf{e}^t + \mathbf{d}^t;$$

$$\Delta r^n = [\mathbf{r}_{target} - \mathbf{r}_i]_{\mathbf{n}} \cdot \mathbf{n}; \Delta r^t = [\mathbf{r}_{target} - \mathbf{r}_i]_{\mathbf{t}} \cdot \mathbf{t}; d = |\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_{target}|;$$

$$\mathbf{n} = (\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_{target}) d = (n^1, n^2) \quad \mathbf{t} = (-n^2, n^1)$$

$$\Delta v^n = [\mathbf{v}_{target} - \mathbf{v}_i] \cdot \mathbf{n}; \Delta v^t = [\mathbf{v}_{target} - \mathbf{v}_i] \cdot \mathbf{t}$$

より与える.

ここに, $\mathbf{e}^n, \mathbf{e}^t$: それぞれ法線および接線方向の弾性スプリング (弾性定数: k^n, k^t) による作用力, $\mathbf{d}^n, \mathbf{d}^t$: それぞれ法線および接線方向のダッシュポット (粘性係数: c^n, c^t) による作用力, $\mathbf{f}^n, \mathbf{f}^t$: それぞれ法線および接線方向の作用力, \mathbf{n} : 人要素 i の中心から接触対象要素の中心に向かう単位ベクトル, pre : 前ステップを示す添字, \mathbf{r}_{target} : 接触対象の要素の位置ベクトルである.

また, $com.$ には, $ij, iW, psij$ が該当し, それぞれの添字に対応する $target$ は人間要素 j , 仮想壁要素 W , 人間要素 j である.

本研究では人要素間に家族, 友達などの行動を示すグループ効果は考慮していない. 換言すると, 人要素は独

立した歩行として取り扱い, 法線方向には引張りに抵抗しないジョイント:

$$\mathbf{f}_{com.} = 0.0 \quad \text{then} \quad \mathbf{e}^n < 0.0$$

が導入されている. また, 接線方向には一定の限界を超える力が作用すると滑動するジョイント:

$$|\mathbf{e}^t| > \mu \mathbf{e}^n \quad \text{then} \quad \mathbf{f}^n = \mu \cdot \text{SIGN}(\mathbf{e}^n, \mathbf{e}^t)$$

$$\text{SIGN}(a, b) = \begin{cases} |a| & \text{when } b \geq 0 \\ -|a| & \text{when } b < 0 \end{cases}$$

を配置した. ここに, μ : 接触点における動摩擦係数である.

2.1.3 自律歩行力

本研究では人要素は, 自由歩行では平衡歩行速度で運動し, 歩行速度が減速した場合, 自律歩行力:

$$\mathbf{F}_{mi} = m_{pi} \mathbf{a}$$

で加速される. ここに, \mathbf{a} : 加速度ベクトルである.

運動方程式の数値積分より計算される歩行者速度は, 歩行者の混雑程度 (歩行者の数密度) との間に相関が確認されており, 線形近似式より与えらる^{6), 7)}.

本研究では, 平衡歩行速度の最大値 v_{max} は, 視認領域における他の人間要素の数密度 c_k と人間要素の存在場所の環境 (例えば, 階段) に依存したパラメータ ϕ より決定した.

$$v_{max} = v_{limit} (1 - \phi) - \gamma \cdot c_k$$

ここに, v_{limit} : 自由歩行時の平衡歩行速度の大きさ,

γ : 混雑が速度に及ぼす影響を示すパラメータである.

パラメータは, シミュレーションで対象とする歩行環境に配慮して設定される.

2.1.4 追従・衝突回避力 (予測回避行動)

歩行者は, 近い将来の歩行環境を予測しながら歩行速度を決定すると考えられる. 図-2 に示す追従・回避領域内の他の人要素 j が Δt_f 後に進むと予測される位置情報を基に追従・衝突回避力:

$$\mathbf{F}_{ei} = \begin{cases} m_i \sum_{j(\neq i)} \kappa \frac{(\mathbf{v}_i - \mathbf{v}_j) \cdot \mathbf{e}_{vi}}{\Delta t_f} (\hat{\mathbf{e}}_{ij} \times \mathbf{e}_{vi}) \times \mathbf{e}_{vi} & \text{when } \hat{\mathbf{e}}_{ij} \times \mathbf{e}_{vi} \neq 0 \\ m_i \sum_{j(\neq i)} \kappa \frac{(\mathbf{v}_i - \mathbf{v}_j) \cdot \mathbf{e}_{vi}}{\Delta t_f} (\mathbf{e}_x \times \mathbf{e}_y) \times \mathbf{e}_{vi} & \text{when } \hat{\mathbf{e}}_{ij} \times \mathbf{e}_{vi} = 0 \end{cases}$$

$$\kappa = \alpha \frac{\cos \hat{\phi}_{ij}}{|\hat{\mathbf{r}}_{ij}| / A_a}; \cos \hat{\phi}_{ij} = \mathbf{e}_{vi} \cdot \hat{\mathbf{e}}_{ij}$$

$$\hat{\mathbf{r}}_{ij} = \hat{\mathbf{r}}_j - \mathbf{r}_i; \hat{\mathbf{r}}_j = \mathbf{r}_j + \mathbf{v}_j \Delta t_f$$

が算定される. ここに, N_k : 追従・回避領域に含まれる他の人要素の総数, Δt_f : 予測時間 (=2.0s),

\mathbf{e}_{vi} : \mathbf{v}_i 方向の単位ベクトル $\hat{\mathbf{e}}_{ij}$: $\hat{\mathbf{r}}_{ij}$ 方向の単位ベクトル $\mathbf{e}_x, \mathbf{e}_y$: x および y 軸方向の単位ベクトル, α : 回避力のレベルに関する係数, $\hat{\mathbf{r}}_j$: 予測後の人要素 j の位置ベクトルである.

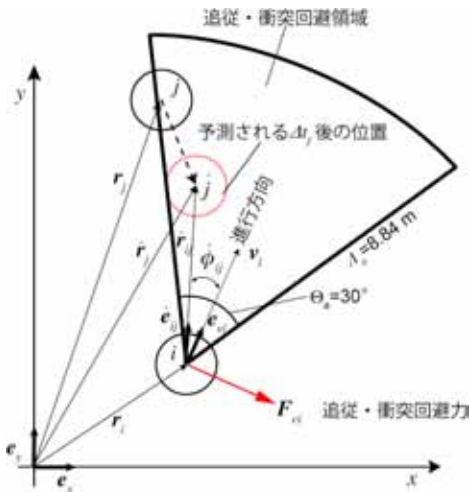


図-2 追従・衝突回避力発生領域

2.2 自転車モデル⁸⁾

2.2.1 基礎方程式

自転車モデルの基礎方程式は歩行者のそれと同様である。自転車は、搭乗者と自転車本体を表現するために1つの人要素と3つの自転車本体の要素で構成する。人要素と同じ直径の4つの要素の中心が同一直線上に並ぶように剛体連結して自転車を模擬する。なお、先頭から2番目の要素が搭乗者であるが、搭乗者である人要素の物理接触、心理接触や追従・回避の発現領域に、他の歩行者や自転車の要素間が含まれると、物理接触あるいは心理接触、追従・回避挙動に起因した要素間力が発現する。一方、自転車本体の要素については、心理接触力や追従・回避挙動に起因した要素間力は作用せず、物理接触力のみが考慮される。図-3 に搭乗者の要素に作用する心理接触および衝突・追従回避力の発現領域を示す。視野角は自転車の走行速度が歩行者よりも速いため歩行者の半分に設定した。また、追従・回避領域は歩行者モデルと同じく予測回避行動を考慮して設定した。自転車および歩行者の回避開始地点は、自転車の情報認知空間距離と回避開始距離に関する論文を参考とした⁹⁾。

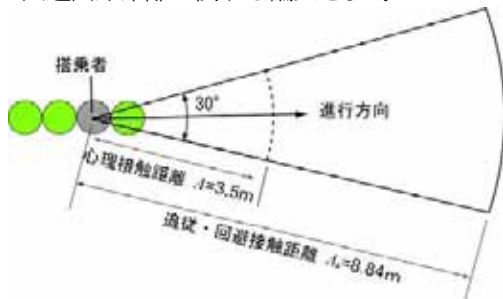


図-3 自転車の心理接触および追従・回避接触領域

2.2.2 剛体連結モデル

自転車構成要素の剛体連結は、Koshizuka ら¹⁰⁾の Passively Moving Solid モデルを用いて、自転車構成要素の重心周りの並進および回転の運動量が保存しつつ自転車構成要素の座標が修正される。具体的な座標修正計算手順は以下の通りである。

まず、時刻 t から Δt 経過時の自転車構成要素の仮速度と仮座標を歩行者と同様の基礎方程式を用いて計算し、

自転車構成要素全体の重心 \mathbf{r}_g と重心の並進速度ベクトル \mathbf{U} 、重心周りでの角速度ベクトル \mathbf{W} を算定する。

$$\mathbf{U} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mathbf{V}_i$$

$$\mathbf{W} = \mathbf{I}^{-1} \sum_{i=1}^N \mathbf{V}_i \times (\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_g)$$

$$\mathbf{r}_g = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mathbf{r}_i ; \mathbf{I} = \sum_{i=1}^N |\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_g|^2$$

ここに、 \mathbf{V}_i : 「搭乗者と自転車本体」の各構成要素の仮速度、 \mathbf{r}_i : 「搭乗者と自転車本体」の各構成要素の仮座標、 \mathbf{I} : 「搭乗者と自転車本体」の構成要素の重心周りの慣性モーメント、 N : 「搭乗者と自転車」の構成要素の総数である。次に、並進速度ベクトルおよび角速度ベクトルを用いて、剛体挙動を満足する「搭乗者と自転車本体」の各構成要素 i の移動速度ベクトル \mathbf{V}_{Bi} を求める。

$$\mathbf{V}_{Bi} = \mathbf{U} + (\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_g) \times \mathbf{W}$$

また「搭乗者と自転車」の各構成要素 i の位置ベクトルは、

$$\mathbf{r}_i(t + \Delta t) = \mathbf{r}_i(t) + \mathbf{V}_{Bi} \Delta t$$

で修正される。計算が1ステップ進行する都度、「搭乗者と自転車」の各構成要素 i の位置ベクトルも修正される。

3. 歩行者・自転車空間の定量的評価への適用

3.1 歩行者空間における検討

3.1.1 検討対象と検討ケース

シミュレーションを行う領域は、奈良市内の観光地における約200mの交差点間を対象とした。この区間で歩道のない北側に幅員3.0mの歩道整備を行い、かつ歩道のある南側は現況歩道幅員6mから7.5mに拡幅することを想定した(図-4)。検討ケースは、歩道整備有と歩道整備無の2ケースを設定した。通行量や属性は通常時と社会実験時のピーク時間の観測値を用いることとし、歩道整備有のケースが北側3,428人、南側3,309人、歩道整備無のケースが北側2,100人、南側3,567人とした。



図-4 観測場所の様子と検討ケース

検討ケース	有効幅員	
	北側歩道	南側歩道
歩道整備無	0.75m	6.00m
歩道整備有	3.00m	7.50m

3.1.2 通行快適性

北側は歩行者交通量が約1.6倍に増加しているにもかかわらず平均速度は若干上昇しており、歩行空間が広いことため快適に歩行できる南側歩道と同程度の歩行速度となっている。以上から、北側歩道の計画幅員3.0mは機能面で無駄のない計画といえる。図-5に歩行者の平均歩行速度の時系列を示す。さらに、北側の心理接触率は、拡幅前に比べて0.27から0.18と減少している。

よって、北側歩道の整備は、北側を通行する歩行者の快適性の改善に寄与していることを示している。一方、もともと広幅員の南側歩道については、歩行速度、心理接触率のどちらも顕著な差は見られなかった。歩行者の心理的影響を示す心理接触率の時系列を図-6に示す。

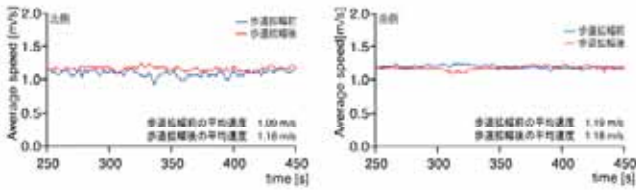


図-5 平均歩行速度の時系列

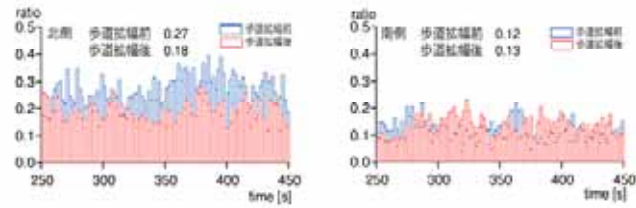


図-6 心理接触率の時系列

3.1.3 交通安全性

現状では北側において路肩から車道にはみ出す歩行者が存在するが、北側歩道が整備されたシミュレーション(図-7)では、視覚的な確認において、歩道内を行き交う歩行者が車道にはみ出すことはなかった。これは、歩行速度の増加や心理接触率の低下といった数値によっても裏付けられる。以上から、歩道有効幅員 3.0mの計画において、交通安全性が改善されるといえる。



図-7 通行状況のアニメーション表示

3.2 自転車空間における検討

自転車空間の妥当性を定量的に評価する上で、本研究では、衝突回避行動における回避時の側方間隔が快適性や交通安全性を定量的に評価するための評価事項のひとつと考え、現地での観測映像から自転車の回避挙動を抽出し、その特徴を把握するとともに、このような検討に自転車・歩行者モデルを適用する上で、一対一(「自転車」対「自転車」の対面回避挙動および「歩行者」対「自転車」の対面回避挙動を対象に再現性の検証を行った。

3.2.1 観測領域と解析対象

自転車交通が非常に多く一般的に存在する形状の大阪市内の歩道を解析対象とした。観測領域は歩道の距離がおよそ 35m、最大歩道幅 4.5m、最小歩道幅 1.5m の区間(図-8)である。観測では様々な回避行動形態を対象に約 400 事例を収集した。この中から自転車同士の回避挙

動と自転車と歩行者の回避挙動を、自転車同士の対面回避で 28、自転車と歩行者の対面回避で 30 抽出し、撮影角度等の補正を加え、0.1 秒毎の画像解析を実施した。



図-8 観測場所の状況と平面図

3.2.2 回避挙動

(1) 回避時の側方間隔の観測結果

回避地点の側方間隔を計測した結果、図-9 に示す軌跡が観測され、「自転車」対「自転車」の対面回避では平均 1.18m、「自転車」対「歩行者」の対面回避では平均 1.20mであった。図-10 には自転車の走行速度の結果も併示するが、いずれの場合も回避時の側方間隔と速度の間には相関性は見受けられず、また、対「自転車」か、対「歩行者」による違いも見られなかった。

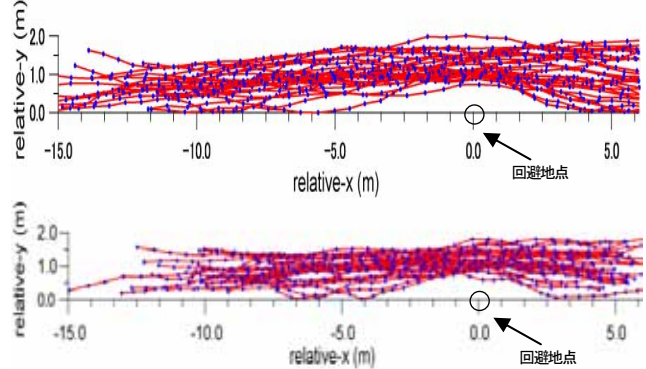


図-9 対面回避挙動軌跡「自転車」対「自転車」(上)
同「自転車」対「歩行者」(下)

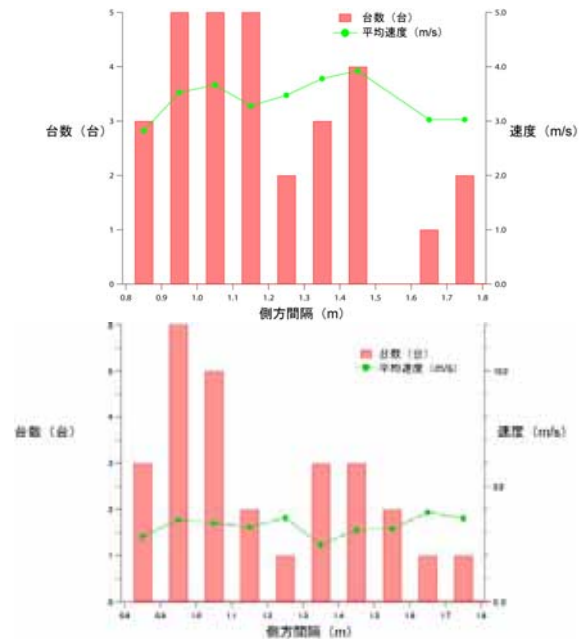


図-10 側方間隔と速度「自転車」対「自転車」(上)
同「自転車」対「歩行者」(下)

3.2.3 回避挙動のシミュレーションによる再現性

図-11に予測回避行動を取り入れたシミュレーション結果と観測結果の平均的な軌跡を示す。また、図-12にシミュレーション結果のアニメーション表示を示す。自転車や歩行者の回避行動における軌跡の再現性が確認できる。また、図-13に相対速度の推移を示す。改良前のモデルでは心理接触領域に入ると急激な減速が見られるが、改良後のモデルにおいては予測回避行動により回避できており、観測結果に近い結果が得られている。以上から、本研究のモデルを用いて、例えば側方間隔を評価指標とした空間の評価が可能といえる。

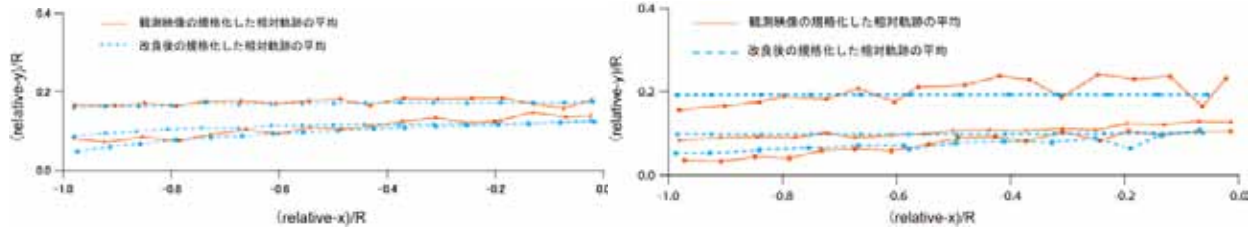


図-11 対面挙動の軌跡「自転車」対「歩行者」(左)「自転車」対「自転車」(右)

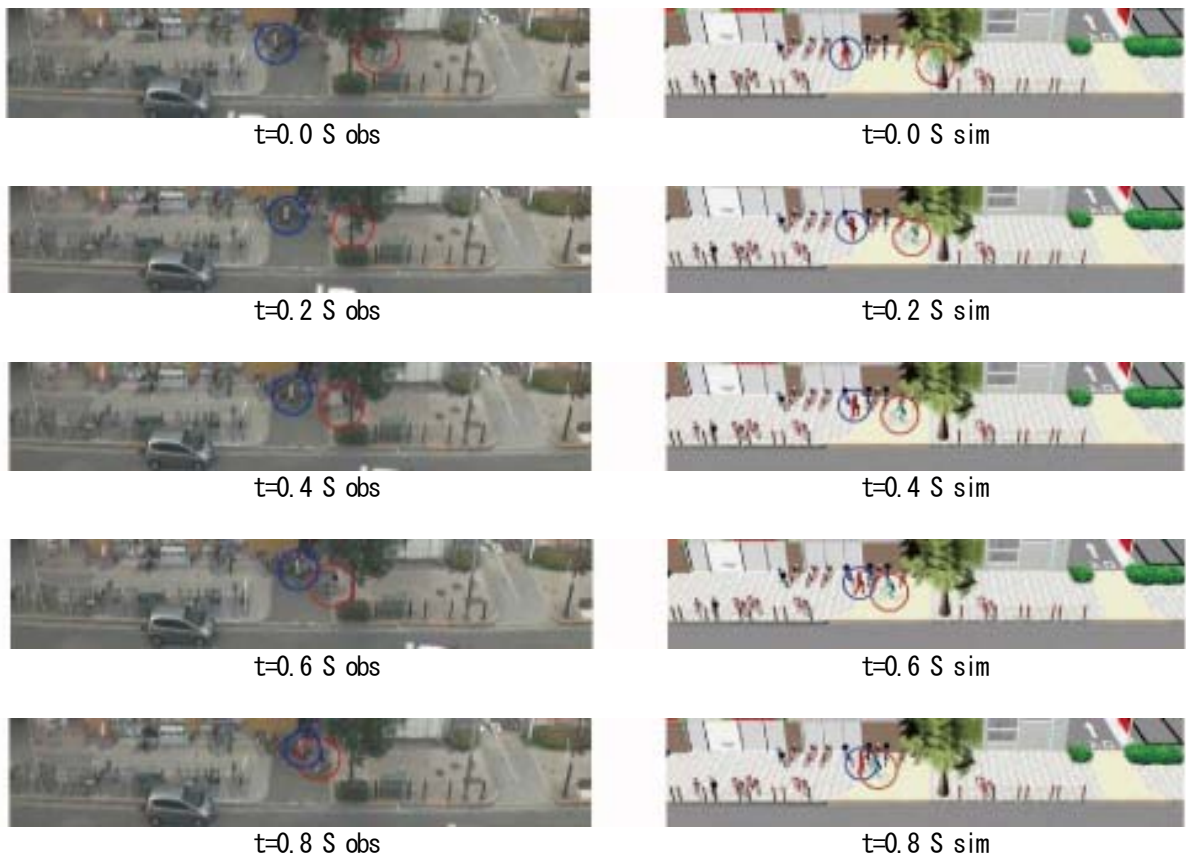


図-12 0.2秒毎の対面挙動の軌跡 (左: 観測画像, 右: シミュレーション)

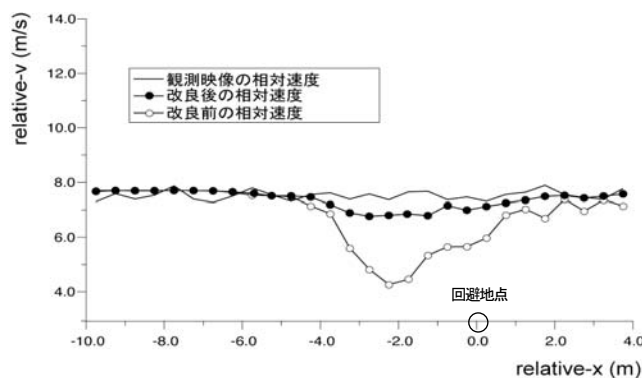


図-13 回避挙動中における平均相対速度の推移

4. 研究の成果と今後の展開

本研究では、歩行者・自転車の群集行動シミュレータを開発し、幾つかの例を対象に歩行者・自転車空間の設計における定量的評価への適用を試みた。

その結果、通行円滑性や交通安全性における機能面については定量的に説明できたが、快適性や交通安全性に関する心理面の評価については、現時点では定性的評価となっている。

実際の設計では、繁華街、通学路、観光地、駅周辺等、様々な場所を扱うため、検討対象の空間について機能面だけでなく、開放感や通行しやすさ等の快適性や防犯上の安心感等の心理面も重視して、適切な評価指標を設定することが必要な場合もあると考えられる。

このような場合、事前に観測とアンケート調査を実施し、歩行者や自転車の密度、速度、側方間隔等の評価指標と通行者が感じる快適性や交通安全性に関する心理的要素との対比を行い、その関係を明らかにした上で、シミュレーション結果のこれらの評価指標の数値と対比することで定量的評価が可能である。

今後は、このような試みについても研究を深めていく所存である。

謝辞：本研究における群集行動シミュレータの開発や挙動観測にあたり、長年に渡り懇切丁寧にご指導をいただいております京都大学工学研究科社会基盤工学専攻 後藤仁志教授、原田英治准教授に厚く御礼申し上げます。また、本研究の実施に際し、ご理解とご協力をいただいた奈良県様を始め、観測場所の提供等にご協力をいただいた関係者の皆様方に厚く御礼申し上げます。

5. 参考文献

- 1) Gotoh, H., Harada, E. and Andoh, E.: Simulation of pedestrian contra-flow by multi-agent DEM model with self-evasive action model, *Safety Science*, Vol. 50, issue 2, pp. 326-332, 2012.
- 2) 清野純史, 三浦房紀, 瀧本浩一: 被災時の群集避難行動シミュレーションへの個別要素法の適用について, 土木学会論文集, No. 537/I-35, pp. 233-244, 1996.
- 3) 後藤仁志, 原田英治, 久保有希, 酒井哲郎: 個別要素法型群集行動モデルによる津波時の避難シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp. 1261-1265, 2004.
- 4) 後藤仁志, 原田英治, 丸山由太, 高橋和秀, 大庭啓輔: 津波防災のための市街地改善計画に対する避難行動シミュレータの貢献, 海岸工学論文集, 第 55 巻, pp. 1371-1375, 2008.
- 5) 清野純史, 三浦房紀, 八木宏晃: 個別要素法を用いた被災時の避難行動シミュレーション, 土木学会論文集, No. 591/I-43, pp. 365-378, 1998.
- 6) 小関憲章, 渡部貞清: 群集旅客流の交差, 日本建築学会論文報告集. 号外, 学術講演要旨集(42), pp. 762, 1967.
- 7) 劉建宏, 大枝良直, 角知憲: パーソナルスペースを用いた障害物を回避する歩行者の群集流動, 土木学会論文集D, Vol. 64, No. 4, pp. 513-524, 2008.
- 8) 原田英治, 後藤仁志, 安藤栄祐: 群集歩行シミュレータのための歩行行動モデルの改善, 第 30 回交通工学研究発表会論文集, pp. 333-336, 2010.
- 9) 朝田伸剛, 大佛俊泰: 歩行者空間における歩行者と自転車の回避行動, 日本建築学会大会学術講演概要集, pp. 41-48, 2000.
- 10) Koshizuka, S., A. Nobe and Y. Oka: Numerical analysis of breaking waves using the moving particles semi-implicit method, *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, Vol. 26, pp. 751-769, 1998.

河川におけるオオサンショウウオ道の遡上試験 — 遡上している個体の撮影に成功 —

渡辺 聡嗣¹・鷲尾 盛士²

¹(独)水資源機構川上ダム建設所 環境課 (〒518-0294三重県伊賀市阿保251)

²(独)水資源機構池田総合管理所 第二管理課 (〒778-0040 徳島県三好市池田町西山谷尻4235-1)

独立行政法人水資源機構川上ダム建設所では、2007年度にオオサンショウウオ保護池において、河川横断工作物への移動路（オオサンショウウオ道）の設置を検討するための遡上試験を実施した。この試験で得られた知見（移動路の勾配、移動路の流水・側壁の有無）を基に、2008年度より河川においてオオサンショウウオ道を試験的に設置した。本報告は、①河川にオオサンショウウオ道を設置するにあたり工夫した内容②河川に設置したオオサンショウウオ道効果確認調査結果の概要③オオサンショウウオがオオサンショウウオ道を遡上している国内的にも希少な映像を紹介するものである。

キーワード：オオサンショウウオ、オオサンショウウオ道、遡上、映像

1. 保護池におけるオオサンショウウオ道遡上試験

(1) はじめに

川上ダムの建設が計画されている前深瀬川は、その源を尼ヶ岳（標高958m）に発し、途中、川上川をあわせ、三重県伊賀市青山羽根地先にて木津川に合流する流域面積56.2km²、流路延長15.5kmの一級河川である。川上ダムのダムサイトは木津川との合流点から上流約2kmの地点で、川上川との合流点の直下流に位置する。

川上ダム建設所では、川上ダム事業実施区域及びその周辺にオオサンショウウオが生息することから、オオサンショウウオの保全対策を検討している。

オオサンショウウオ（写真-1参照）は、1952年に国の特別天然記念物に指定されている世界最大の両生類であり、大きいものでは全長1mを超える生物である。夜行性で、体は茶褐色で複数の黒斑があり、前肢は4本指、後肢は

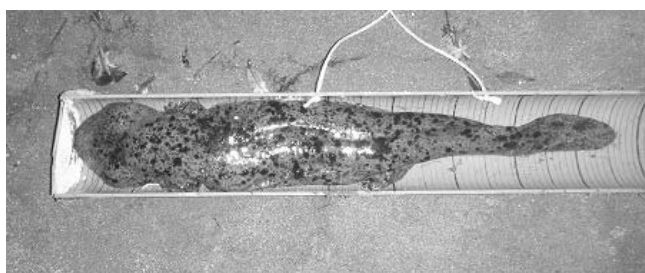


写真-1 前深瀬川で確認されたオオサンショウウオ
(全長88cm)

5本指である。3千万年以上もの間、形態上の特徴にほとんど差がないことから、「生きた化石」と呼ばれている。西日本、四国、九州の山地の河川に分布し、岐阜県が東限である。

(2) 2007年度の遡上試験概要

前深瀬川、川上川及びその支流には、約180箇所の井堰や滝などの自然の落ち込みがあり、そのうちの一部が、オオサンショウウオが遡上する際の障害となっている。2007年度にオオサンショウウオ保護池（工事等で発見した個体を一時的に保護する施設）（以下、「保護池」という。）で行った遡上試験では、高低差1mの堰を想定し、遡上に適したオオサンショウウオ道の構造条件を以下のとおり検討した。

a) 階段構造と斜面構造

コンクリートブロックを積み重ねた（ステップ高20cm、ステップ長40cm、5段構造）階段構造と、階段構造の上に木材で製作したスロープを据え付けた斜面構造（傾斜角26.5°）で比較を行った。

b) 壁有り と 壁無し

オオサンショウウオ道を保護池壁面に沿って設置した壁有りの条件と、オオサンショウウオ道を保護池壁面から50cm離して設置した壁無しの条件で比較を行った。

c) 流水有り と 流水無し

上池の水位を上げてオオサンショウウオ道の表面に水を流した流水有りの条件と、堰中央に切欠きを設けて上池の水位を下げてオオサンショウウオ道の上には水を流さ

ない流水無しの場合と比較を行った。

試験の実施状況の例を写真-2に示す。遡上試験に使用した個体は5個体で、1996年度から2006年度までの河川内調査で確認した個体のうち、標準的な全長である60cmクラスの4個体と、比較対象として80cmクラスの1個体を選定した。

遡上試験の結果より得られた遡上回数が多い条件を表-1に示す。

階段構造よりも斜面構造、壁無しよりも壁有り、流水無しよりも流水有りの条件が、遡上回数が多くなるという結果が得られた。よって、河川内の井堰等へのオオサンショウウオ道設置にあたり、制約条件が無い場合は、壁を設けた斜面構造のオオサンショウウオ道を設置し、流水を確保することが望ましいと考えられる。

また、実際に河川にオオサンショウウオ道を設置するにあたり、設置場所の制約を受けて斜面構造のオオサンショウウオ道を設置できず、階段構造とする場合も考えられる。階段構造は、保護池で実施した遡上試験では壁有り・流水有りの場合、斜面構造よりも少ない遡上回数となったが、前深瀬川流域の平均的な全長（60cmクラス）の個体であれば、階段構造でもオオサンショウウオが遡上できることをこの試験で確認できた。

2. 河川におけるオオサンショウウオ道の設置

(1) オオサンショウウオ道の材料

保護池での試験により得られた結果を基に、河川にお

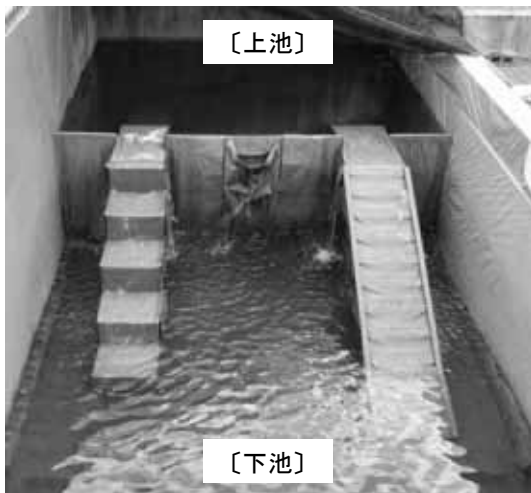


写真-2 遡上試験実施状況

表-1 遡上試験より得られた遡上回数が多い条件

項目	遡上回数が多い条件
構造	斜面構造 > 階段構造
壁の有無	壁有り > 壁無し
流水の有無	流水有り > 流水無し

いて、遡上試験を行うためにオオサンショウウオ道を設置することとした。オオサンショウウオ道は井堰や滝などの自然の落ち込みに設置するが、重機を使用しないと設置できない材料であると公道から設置場所が離れている状況では制約を受けることなどから、以下の事項を満足するような材料を使用して設置することとした。

- ・重機を用いず人力で設置できること。

- ・安価な材料であること。

これらの事項を満足するものとして以下の材料を選定した。

a) 斜面構造

材料として木材を使用し、幅40cm、側面壁付(高さ20cm)のオオサンショウウオ道を製作し設置した(写真-3 参照)。

b) 階段構造

材料としてコンクリートブロック(厚さ10cm、高さ19cm、長さ39cm)を使用し、これらを積み重ねてオオサンショウウオ道を設置した(写真-4 参照)。

(2) 設置にあたっての工夫

保護池での試験により得られた結果を基に、河川にお



写真-3 オオサンショウウオ道設置状況(斜面構造)



写真-4 オオサンショウウオ道設置状況(階段構造)

いてオオサンショウウオ道を試験的に設置したが、保護池では想定されなかった課題が河川において判明した。

a) オオサンショウウオ道表面の流水

斜面構造のオオサンショウウオ道設置時には、表面に適切な流量が流れるように設置を行うが、その後の河川流量の減少により、表面に流水がない状況が見られたことから、上部の水面よりも低い位置に穴を数カ所あけることで、オオサンショウウオ道表面に流水がある状況、又はオオサンショウウオ道表面を湿らせることができるようになった(図-1参照)。

b) オオサンショウウオ道下部の隙間

井堰の下流面の水たきとオオサンショウウオ道の下部を移動してしまい、オオサンショウウオ道の入口にたどり着いていないことが確認されたことから、図-1のようにコンクリートブロックで壁を設けることにより、オオサンショウウオ道の入口に誘導できると考えた。

c) 堰板の有無によらない構造

井堰には切り欠き部があり、ここに板や角材など(以下、「堰板」という。)を入れることで堰上げし、取水を行っている。

階段構造のオオサンショウウオ道において、最初は堰板は井堰の上段部分まで設置されていたため、井堰を側面壁として利用できるようにコンクリートブロックを設置した。しかし、取水を行わない時期には、この堰板を外しており、オオサンショウウオ道表面に流水のない乾いた状況となっていた(図-2参照)。

最終的には図-3の構造のように改良を行ったことにより、堰板を外された場合の流水が流れる範囲も広くなり、併せてオオサンショウウオが遡上する際にアプローチできる場所も増やすことができた。

3. 河川におけるオオサンショウウオ道遡上試験

(1) 調査目的

河川に設置したオオサンショウウオ道の利用状況・効果を確認するため、調査を実施した。調査方法、調査時期、調査範囲については、次に示すとおりである。

(2) 調査方法

オオサンショウウオは夜行性であるため、調査は夜間に河川内を踏査する目撃法により実施した。発見した個体は、傷つけないように手網で捕獲し、マイクロチップの有無や個体の特徴を記録するとともに、全長・体重等の計測や写真撮影(全体、頭部、尾部、総排出腔など)を行った後、捕獲地点に放流した。マイクロチップが確認された場合は、過去の調査結果と照合し、個体識別を行った。マイクロチップが確認されなかった場合は、マイクロチップを挿入するとともに、マイクロチップの脱落の可能性を考慮し、後日、過去に蓄積した写真を照合して個体識別を行った。

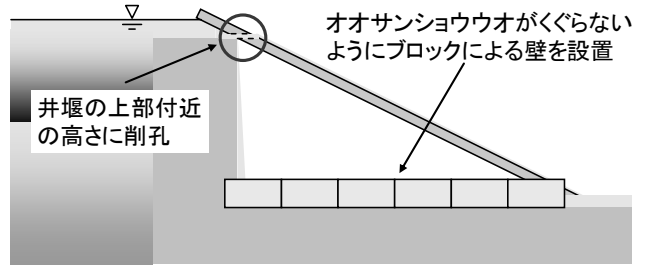


図-1 オオサンショウウオ道設置(斜面構造)の工夫後

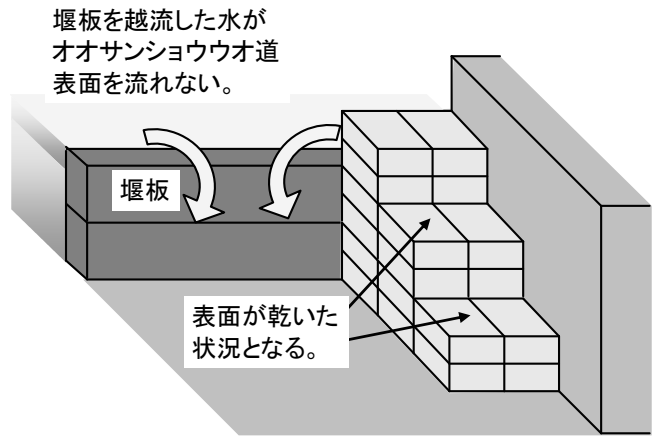


図-2 一部の堰板が外されている場合

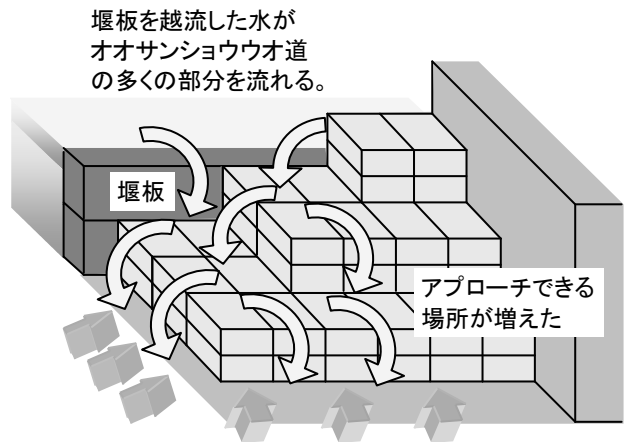


図-3 オオサンショウウオ道(階段構造)の工夫後

(3) 調査時期

調査時期は、オオサンショウウオの生活史にあわせて、河川水温の上昇とともに活動が活発となる5月から産卵が終わった10月に各月1回(3日/回)を基本とした。

2008年10月より試験的にオオサンショウウオ道の設置を行っており、2008年度当初よりオオサンショウウオ道に着目した調査を実施している。調査は、設置前である2008年6月～9月の4回(11日間)、設置後の2008年10月～11月、2009年5月～10月、2010年5月～10月の14回(40日間)の合計

18回(51日間)にかけて行った。

(4) 調査範囲

井堰下流で確認された個体がある後、井堰上流で確認されることにより、個体が井堰を遡上した可能性が確認できることから、調査場所は井堰の上流及び下流とした。

調査範囲は、以下の考え方にに基づき設定を行った。

前深瀬川流域全川を対象とするオオサンショウウオの生息確認に係わる調査等を1996年度から2006年度までに行っており、この結果を基に、オオサンショウウオの移動距離を整理した。対象としたデータは、成体確認個体のうち、2回以上確認された212移動分である。

確認された時点の位置と直前に確認された時点の位置を比較し、直前の確認位置からの相対距離を移動距離とした。とりまとめた結果を図-4に示す。

212移動のうち、149移動(約7割)が400mよりも短い移動となっており、この範囲で調査を行えば個体を再度捕獲する可能性が高い。よって、調査範囲はオオサンショウウオ道を設置している井堰の上流400m及び下流400mの合計800mとした。

(5) 遡上確認整理方法

2008年度から2010年度までの調査結果を使用して、オオサンショウウオ道設置前後の遡上状況の比較を行った。図-5に遡上状況の整理イメージを示す。

横軸に確認年月日、縦軸に確認位置を取り、河川横断工作物の位置及びオオサンショウウオ道設置時期を入れる。これに河川横断工作物の下流で確認された後に、上流で確認されたオオサンショウウオの確認位置及び確認年月日をプロットし、ラインを結ぶ。ラインの描き方としては、下記の3種類に分けられる。

a) ラインa

オオサンショウウオ道を設置する前に遡上した個体であり、オオサンショウウオ道を利用していない。

b) ラインb

オオサンショウウオ道の設置前に下流で確認され、設置後に上流で確認された個体であるため、オオサンショウウオ道設置前後のどのタイミングで遡上したかがわからない(b-1に示すようにオオサンショウウオ道設置前に遡上している場合、又はb-2に示すようにオオサンショウウオ道設置後に遡上している場合が考えられる。)

c) ラインc

オオサンショウウオ道を設置した後に河川横断工作物の上下流ともに確認されている個体であり、オオサンショウウオ道を利用した可能性がある(迂回路(井堰に併設されている水路等)を遡上している可能性もある。)

(6) 整理対象としたオオサンショウウオ道

今回整理の対象としたオオサンショウウオ道は、設置し

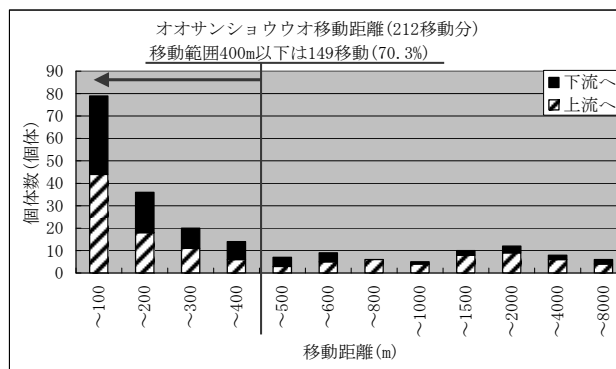


図-4 オオサンショウウオ移動距離

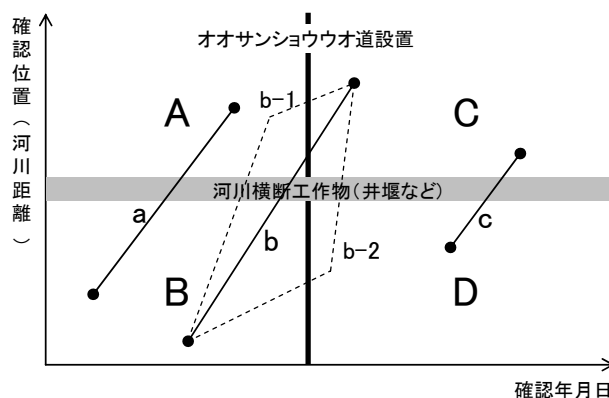


図-5 遡上確認整理イメージ

表-2 遡上確認整理結果

遡上区分		井堰名	
		S井堰	O井堰
ラインa		0	0
ラインb		8	1
ラインc	2008年度	0	0
	2009年度	8	5
	2010年度	5	2

表中の数字は図-5 に示す様式で整理した各ラインの数を示す。

ている箇所のうち、過去の調査で個体が比較的多く分布している箇所を中心に選定した。

- ・S井堰：2008年10月21日設置、斜面構造
- ・O井堰：2008年10月23日設置、階段構造

(7) 調査結果の整理

a) 遡上頻度

図-5に示すイメージで整理した結果は、表-2のとおりである。使用したデータは、3. (6)に示すS井堰及びO井堰において3. で記載してきた調査方法で、オオサンショウウオ道の利用状況・効果確認の調査を実施し、得られたものを使用した。

オオサンショウウオ道設置後に井堰の下流及び上流で

確認された個体(ラインc)は、S井堰は8個体、O井堰は5個体であった。このことから、オオサンショウウオ道を利用した可能性がある個体がいることがわかった。実際にS井堰においてはオオサンショウウオがオオサンショウウオ道を利用している状況の撮影に成功している(3.(8)参照)。

また、オオサンショウウオ道の効果を検証するために、オオサンショウウオ道設置前後における遡上個体数と期間の関係を整理する。

整理方法は、表-2において整理したオオサンショウウオ道設置前に井堰の下流及び上流で確認された個体(ラインa)の数、オオサンショウウオ道設置後に井堰の下流及び上流で確認された個体(ラインc)の数を年度毎にまとめ、それぞれの調査対象月数で割り戻し、月当たりの遡上個体数(以下、「遡上頻度」という。)を算出した。

なお、オオサンショウウオ道設置前に井堰の下流で確認され、設置後に上流で確認された個体(ラインb)については、ラインb-1及びラインb-2の個体が存在するため、オオサンショウウオ道の効果を検証するデータとしては使用できない。このため、ラインa及びラインcでの遡上個体数の比較を行った。遡上頻度の整理結果は、表-3のとおりである。

どちらの井堰においても、設置直前の4ヶ月間及び設置直後の2ヶ月間では遡上は確認されなかったが、翌年からの調査では、遡上が確認されており、ラインaの遡上頻度よりもラインcの遡上頻度が高くなっていることがわかる。このことから、オオサンショウウオ道を設置することにより、遡上が容易となった可能性が考えられた。

b) 個体分布状況

ここで、オオサンショウウオ道を設置した井堰周辺におけるオオサンショウウオ道設置前後のオオサンショウウオの分布を整理する。整理対象は、確認個体数が多く比較しやすいS井堰とした。

整理方法は、設置前(期間:2008年6月~9月)及び設置後(期間:2009年6月~9月、2010年6月~9月)において、オオサンショウウオの確認位置を各期間でリストを作成する。このリストで複数回確認されている個体については、最も新しい確認位置を使用し、10m間隔の確認個体数をとりまとめる。

整理した結果を図-6に示す(+側は井堰より上流側の距離、-側は井堰より下流側の距離)。

設置前には、井堰直下流に個体が多く確認される結果となっているが、設置後では、井堰直下流の個体数が少なくなっており、井堰直下流から上流へ遡上できずに停滞している個体が少なくなっているように見える。

(7)a)及びb)より、オオサンショウウオ道はオオサンショウウオが遡上するための施設としての効果を有している可能性が示唆された。なお、今後もオオサンショウウオ道の利用状況を確認するため、データの蓄積を図っていくこととしている。

表-3 オオサンショウウオ道設置前後における遡上頻度

	対象期間	遡上頻度(個体/月)	
		S井堰	O井堰
ラインa	2008.6~9の4ヶ月間	0.00	0.00
ラインc	2008.10~11の2ヶ月間	0.00	0.00
	2009.5~10の6ヶ月間	0.50	0.50
	2010.5~10の6ヶ月間	0.83	0.33

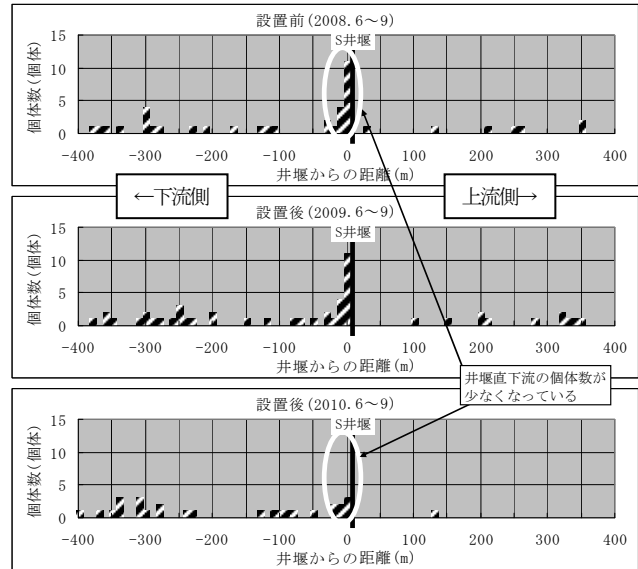


図-11 オオサンショウウオ道設置前後における確認個体の分布(S井堰)

(8) 遡上状況のビデオ撮影

既往調査結果よりオオサンショウウオの生息が多く確認されており、遡上の可能性が高いと想定されるS井堰を対象に、暗視カメラによるオオサンショウウオ道のビデオ撮影を実施した。撮影対象としたS井堰及び設置したオオサンショウウオ道の諸元は以下の通りである。

- ・井堰の高さ: 1m80cm
- ・井堰の下流面勾配: 55度
- ・オオサンショウウオ道の長さ: 5m
- ・オオサンショウウオ道の幅: 40cm
- ・オオサンショウウオ道の勾配: 20度

また、撮影内容は以下の通りである。

- ・撮影時期: 2010年6月~10月
- ・撮影時間: 日没後の19時頃から撮影を開始する。途中23時頃にバッテリー交換を行い、バッテリーの続く限り撮影を継続する。(およそ翌朝4時頃まで撮影)
- ・撮影位置: オオサンショウウオ道全体を撮影するため、井堰下流側に暗視カメラを設置した。また8月以降については、オオサンショウウオの遡上状況をより詳細に撮影するため井堰の天端にも暗視カメラを設置した。

2010年7月22日から23日にかけて行った撮影において



午前2時16分(遡上開始約7分後)

写真-5 オオサンショウウオ道遡上状況

オオサンショウウオがオオサンショウウオ道を遡上している状況を記録することに成功した(写真-5参照)。遡上状況については以下のとおりである。

- ・撮影時間：2010年7月22日19時頃～翌23日4時頃
- ・遡上開始時間：2010年7月23日2時9分
- ・遡上に要した時間：約13分

これにより、河川に設置したオオサンショウウオ道についても、オオサンショウウオが遡上するために利用することが確認された。

また、この映像を確認することにより以下のオオサンショウウオの遡上状況が確認された。

- ・オオサンショウウオ道の中央部ではなく、側面壁に沿って遡上している。
- ・流水が有る状況で遡上している。
- ・一気に遡上せず、途中何度か休止しながら遡上している。

オオサンショウウオが河川に設置したスロープ型のオオサンショウウオ道を遡上している映像は、国内的にも希少なものであり、有識者からも価値の有るものであるとの発言を頂いている。

4. 河川における遡上試験で確認できたこと

河川におけるオオサンショウウオ道の遡上試験では、以下の事項が確認できた。

- ・整理対象としたオオサンショウウオ道すべてで設置後の遡上頻度が設置前のそれと比べると高くなっている。
- ・S井堰では設置前に比べ設置後の井堰直下流の個体数が少なくなり、井堰直下流から上流へ遡上できずに停滞している個体が少なくなっている状況が見受けられた。
- また、遡上状況の映像から以下の事項が確認された。
- ・オオサンショウウオ道の側面壁に沿って遡上している。
- ・流水が有る状況で遡上している。
- ・一気に遡上せず、途中何度か休止しながら遡上している。

5. おわりに

2007年度に保護池で行った遡上試験の結果を踏まえ、2008年から前深瀬川流域の井堰を対象にオオサンショウウオ道の設置を行い、河川における遡上試験を行った。その結果、オオサンショウウオ道を遡上するオオサンショウウオのビデオ撮影に成功し、遡上状況を確認できた。

今後もオオサンショウウオ道の効果を整理、分析することを目指して遡上試験を継続し、さらなるデータの蓄積を行う予定である。

本報告が、オオサンショウウオが生息する全国の河川において、遡上阻害物に対する対処方法の検討資料として利用され、オオサンショウウオの生息環境改善の一助となれば幸いである。

当建設所が実施するオオサンショウウオに関わる調査については、特別天然記念物を所管する文化庁等から許可を得て実施している。また、本報告に係わる調査等については、川上ダムオオサンショウウオ調査・保全検討委員会(委員長：松井正文京都大学大学院人間・環境学研究科教授)の指導・助言を得ながら実施している。委員の先生方及び関係者にこの場を借りて厚く御礼申し上げる。

アーチ盛土工法におけるアーチカルバートの 応力・変形挙動について

長屋 淳一¹・沼 勝雄²

¹新都市社会技術融合創造研究会 アーチカルバートプロジェクト幹事 (〒550-0012 大阪市西区立売堀4-3-2)

²近畿地方整備局 奈良国道事務所 (〒630-8115 奈良市大宮町3-5-11) .

アーチ盛土は、連続的にプレキャストアーチカルバートを配置した盛土構造物の略称で、地域遮断、ダムアップ、風の遮断等の盛土構造物の課題を克服したものである。個々のアーチカルバートの設計は、アーチカルバートを梁、底盤および盛土地盤をばねでモデル化した2次元フレーム解析により設計が行われるが、多連アーチカルバートの設計への適用性については十分に議論されていない。本論文は、京奈和自動車道の大和御所ICで用いられた2連アーチカルバートにおいて盛土による応力・変形挙動の計測を行い、設計との比較検証を行った。また、サイドウォール部とセンターピア部の不等沈下による影響についても考察を行った。

キーワード アーチ盛土工法、アーチカルバート、現場計測、応力・変形

1. はじめに

アーチ盛土は、連続的にプレキャストアーチカルバートを配置した盛土構造物で、地域の遮断、ダムアップ、風の遮断等の盛土構造物の課題を克服したものであり、さらに、景観性に優れ、地元や利用者に優位性や利便性を示すことができるものである¹⁾。アーチカルバートに作用する荷重は、側部の盛土による側方土圧が作用した後、上部の盛土により鉛直土圧が作用することとなるが、アーチカルバートの部材間はヒンジ構造であり、比較的柔な構造体と盛土地盤の相互作用により、各盛土段階で多様な応力・変形挙動を示すと考えられる。これらの応力・変形挙動をアーチカルバートの設計では、アーチカルバートを梁、周辺底盤を地盤ばねでモデル化した2次元フレーム解析により各盛土段階における応力を求めて応力照査が行われる。この設計の妥当性を評価するために実施した3連アーチカルバートの現場計測事例²⁾では、インバート中央部の鉄筋にコンクリートのクラックを伴う引張応力が観測され、設計と乖離する部分も見られた。そこで、これらの応力挙動を検証するさらなるデータを得るために、京奈和自動車道の大和御所ICで用いられた2連アーチカルバートにおける現場計測を行い、設計値との比較を行った。また、今回の計測では、多連アーチカルバートにおけるサイドウォールとセンターピアの不等沈下が躯体の応力に大きく影響する結果であり、不等沈下と躯体応力の関係についても考察を行った。

2. 工事概要

計測現場は、京奈和自動車道の大和御所ICに用いられた2連アーチカルバートである。図-1に盛土状況、図-2にアーチカルバートの標準断面を示す。アーチカルバートは、ボルト、サイドウォール、センターピアの各部材をヒンジ構造であるリングジョイントで繋いで構築され、アーチカルバートは高さ8.3m、幅18.3m、ボルトおよびサイドウォールの上部の部材厚は30cmである。施工手順は、アーチカルバートを設置後、底版部に鉄筋を配置し、インバート部にコンクリートを打設(厚さ40cm)して躯体を完成させた後、盛土を締め固めてい



図-1 盛土状況

く。締め固め手順は、①小型バックフォーで裏込め土の敷き均し、②プレート式小型転圧機で躯体1.0mの範囲の転圧、③その他箇所はハンドガイド式小型転圧機で転圧の順で行い、土被り厚0.8mまで盛土を行った。図-3に当該地における地盤状況を示す。基礎地盤は、層厚約2mの埋土層、沖積砂層の下に層厚2.5mの沖積粘土層が堆積しているため、地耐力確保を目的として表層2mに地盤改良を行った。

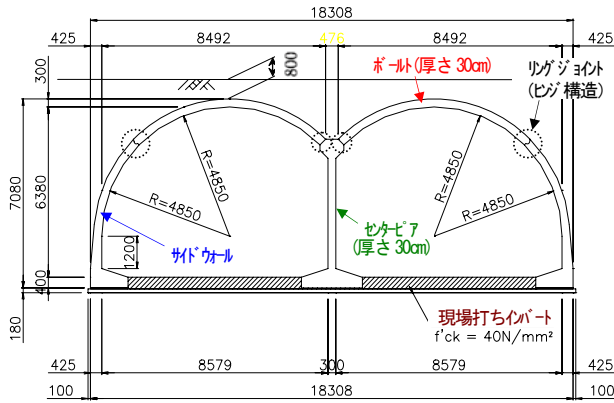


図-2 アーチカルバートの標準断面図

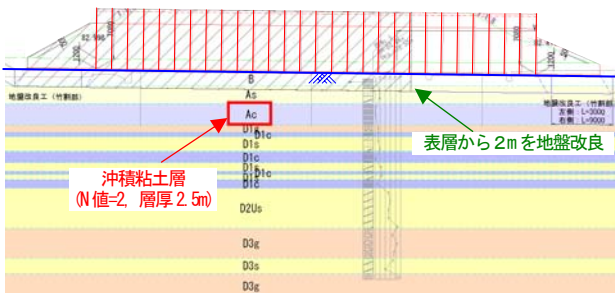


図-3 基礎地盤状況と地盤改良工

3. 現場計測概要

盛土に伴うアーチカルバートの応力・変形挙動を把握するために、アーチカルバートの鉄筋応力および内空変位の計測を行った。また、サイドウォールにパッド式土圧計³⁾を設置し、盛土による側方土圧の計測も行った。

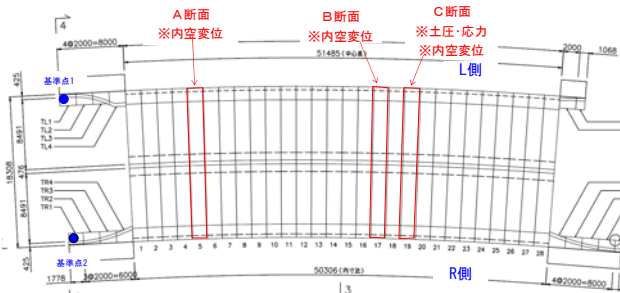


図-4 計測器設置平面位置図

図-4に計測器設置平面位置図、図-5に計測器の設置断面図を示す。計測断面は3断面設け、A、B断面は内空変位計測、C断面は内空変位と土圧・応力の計測を行った。アーチカルバートに作用する断面力（軸力、曲げモーメント）と設計値を比較するためにアーチカルバートの内側・外側鉄筋応力の計測値より断面力を求めた。

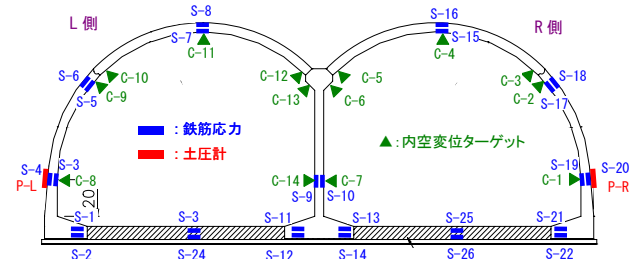


図-5 計測器設置位置図 (C断面)

4. 現場計測結果

(1) 内空変位結果

図-6に各盛土段階における内空変位の計測結果を示す。いずれの計測断面においてもヒンジ部から天端まで（図-6の水色から緑色）の盛土時に大きな沈下が発生している。その沈下量は、左サイドウォール部で75～95mm、右サイドウォール部で80～109mm、センターピア部で37～57mmであり、左右の沈下を比べると右側が若干大きく、サイドウォール部とセンターピア部を比べ

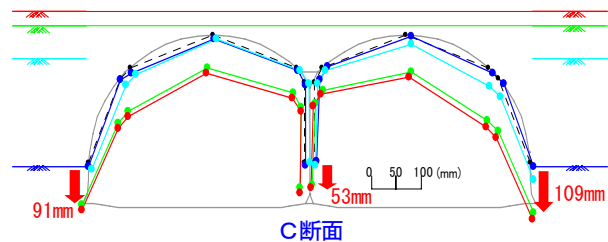
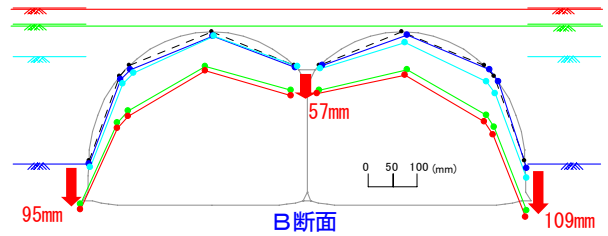
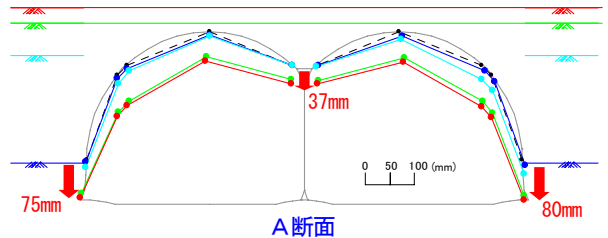


図-6 各盛土段階における内空変形図

ると38~56mmの不等沈下が発生している。これらの沈下は、図-3に示した沖積粘土層（N値=2、層厚2.5m）の盛土に伴う圧密沈下によるものであり、2連アーチカルバートの場合、センターピア部とサイドウォール部における盛土荷重の大きさの違いが不等沈下を引き起こす要因となっている。

図-7にC断面の盛土完了時における内空変位量を示す。アーチカルバートは、上載荷重により横へ広がるような変形を示していると同時に、全体的に左側へ変位するような挙動をしている。

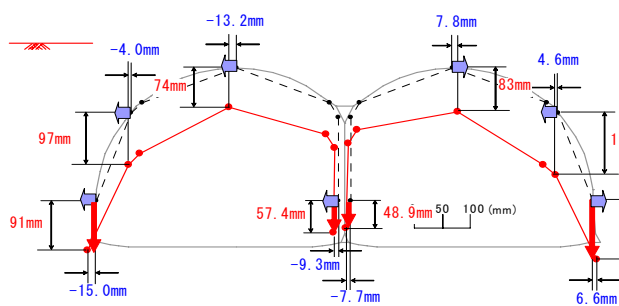


図-7 盛土完了時における内空変形量 (C断面)

(2) 土圧計測結果

図-8に盛土工程とサイドウォール部に作用する側圧の経時変化を示す。図中には、側圧係数 $K=0.6$ 、 1.0 とした場合の計算上の側圧も示してある。サイドウォール部に作用する側圧は、左側は側圧係数 $K=1.0$ に相当する側圧が作用し、右側は側圧係数 $K=0.6$ に相当する側圧が作用しており、左側の側圧が大きな偏土圧が作用する状況となっている。ここで計測される土圧は、アーチカルバートの変位による地盤反力や土圧の減少も含んだものであり、アーチカルバートの沈下やアーチカルバートの内空変位が偏土圧の要因となっていることが考えられる。

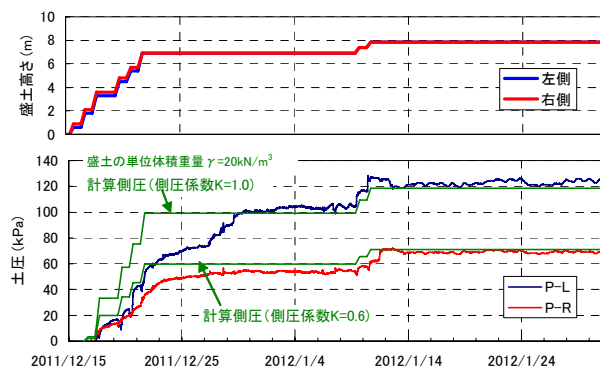


図-8 サイドウォールに作用する土圧計測結果

(3) 応力計測結果

図-9に鉄筋応力の経時変化図、図-10に盛土完了時における鉄筋応力分布図を示す。これらの計測結果より、

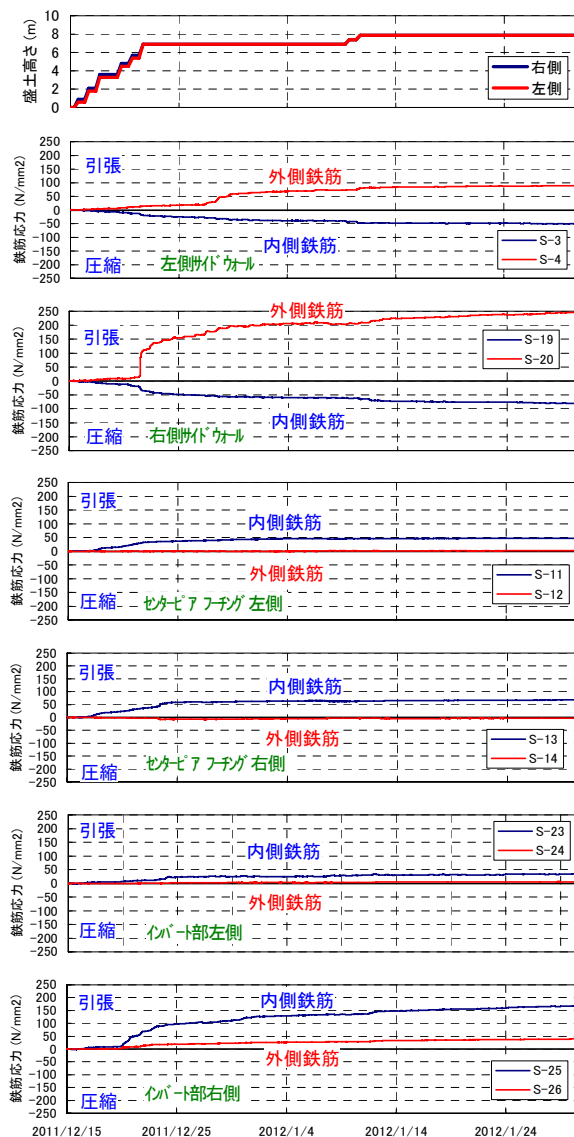


図-9 鉄筋応力の経時変化

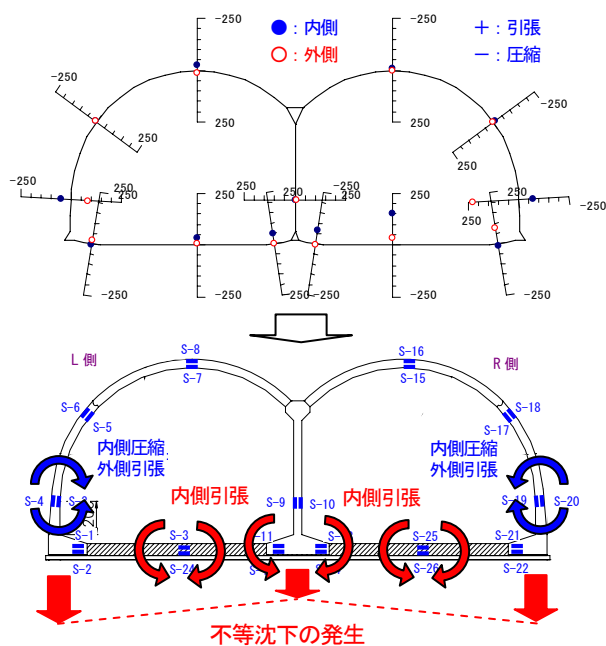


図-10 盛土完了時の鉄筋応力分布

サイドウォールは内側鉄筋が圧縮，外側鉄筋が引張，インバート部では内側鉄筋に引張力が作用している．これらの鉄筋応力に挙動は盛土荷重による応力の発生に加え，内空変位結果で示した不等沈下が大きく影響していると考えられ，特に，沈下量の大きい右側のサイドウォールの外側鉄筋に大きな引張力が作用している．なお，右側サイドウォールの外側鉄筋の引張応力が盛土途中に急激に増加しているのは，盛土および沈下に伴う引張応力の増加によりコンクリートにクラックが発生し，コンクリートに作用していた応力が鉄筋に移行してきたためと考えられる．

なる．今回の断面力の換算に用いるヤング係数比は，センターピアの軸力の換算値が設計値と一致する場合のヤング係数比（ $n=10$ ）を設定した．また，インバートは厚さ40cmの現場打ちコンクリートであるが，この下に厚さ18cmの捨てコンで敷き均されているため，この捨てコンも断面力を算出する際のインバートの厚みに考慮した．

設計に用いる鉛直および水平地盤反力係数は，「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編⁵⁾」の地盤反力係数推定方法により求めた．表-1に設計における地盤反力係数

表-1 設計における地盤反力係数の設定方法

地盤	設計条件	単位	備考	
基礎地盤	改良体の強度 q_0	550	kN/m^2	
	改良体の変形係数 E_0	220,000	kN/m^2	$E_0 = \varepsilon \cdot 100 \cdot q_0$ ($\alpha=4$)
	換算載荷幅 B	9.154	m	アーチカルバート全幅の1/2
	鉛直地盤反力係数 k_v	56,480	kN/m^3	式(1)より算出
側方地盤	盛土地盤の変形係数 E_0	28,000	kN/m^2	$E_0=2800N$ (kN/m^2) ※NはN値, $N=10$
	換算載荷幅 B	7	m	アーチカルバートの高さ
	水平地盤反力係数 k_h	8,720	kN/m^3	式(1)より算出

※地盤反力係数の算出式

$$k = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot \left(\frac{B}{0.3}\right)^{-3/4}$$
 式(1) ※せん断地盤反力係数は、 k_v, k_h の1/3

5. 計測値と設計値の比較

本現場におけるアーチカルバートの設計⁴⁾は，アーチカルバートを梁，底盤および盛土地盤をばねでモデル化した2次元フレーム解析により設計された．図-11に土被り厚0.8mにおける内空変位および断面力（軸力，曲げモーメント）の計測値と設計値の比較図を示す．ここで示す断面力は，内側，外側の鉄筋応力より換算するが，その際にコンクリートと鉄筋のヤング係数比 n が必要と

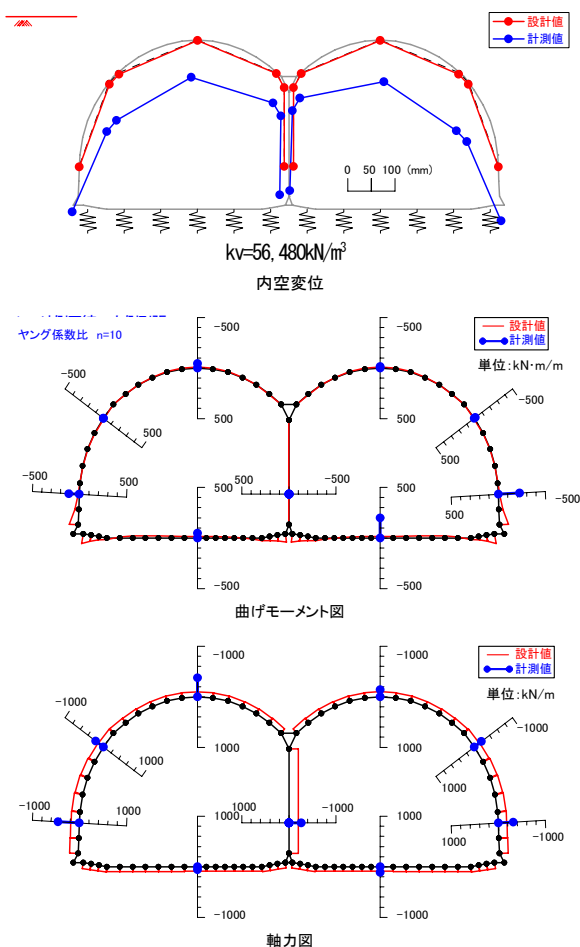


図-11 設計値と計測値の比較

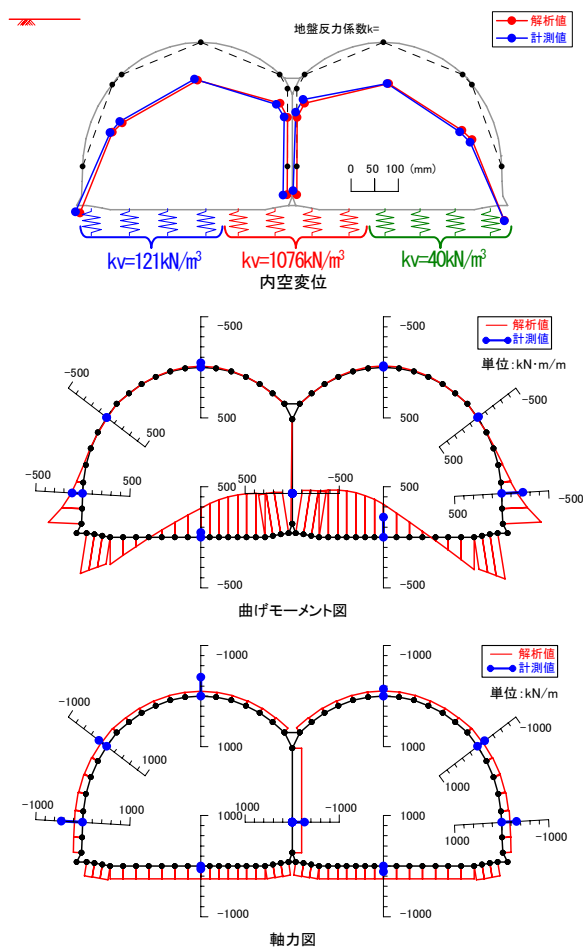


図-12 シミュレーション解析値と計測値の比較

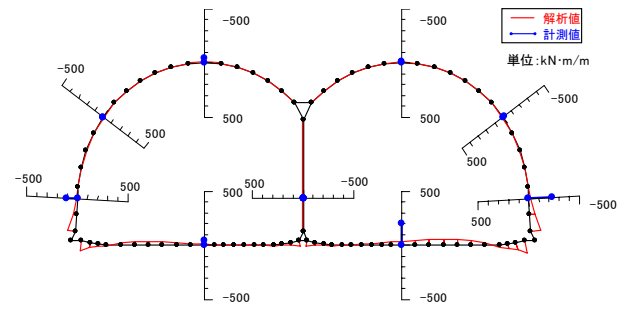
を示す。図-11より設計値と計測値を比較すると設計値は沈下量が小さく、サイドウォールの曲げモーメントが小さい。これは、設計では基礎地盤の鉛直地盤反力係数を改良体の強度より求めており、大きな地盤反力係数を設定しているが、実際には改良体の下層には沖積粘土地盤があり、この粘土地盤の圧密沈下による沈下が発生しているためである。そこで、基礎地盤の地盤反力係数（左右サイドウォールとセンターピア部の3つに分割）をパラメータとして計測された沈下量をシミュレートする解析を行った。図-12にシミュレーション解析値と計測値の比較図を示す。解析値の内空変位は計測値をほぼ一致した結果が得られている。シミュレーション解析における断面力は、沈下とともにサイドウォールとセンターピアの間に不等沈下が発生するため、サイドウォールおよびインバートの曲げモーメントが原設計よりも大きくなり、計測値の状況により近い結果となっている。これより、2連アーチカルバートに沈下が生じた場合、サイドウォール部とセンターピア部に不等沈下が生じ、これがサイドウォールおよびインバートの応力に大きく影響すると言える。

6. アーチカルバートの沈下と躯体応力の関係

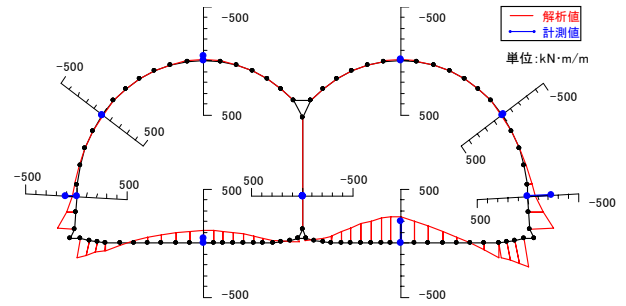
今回の現場計測の結果より、2連アーチカルバートでは盛土荷重により大きな沈下が生じた場合、サイドウォール部とセンターピア部に不等沈下が生じ、サイドウォールおよびインバートの曲げモーメントが増加することが観測された。ここでは、大和御所ICの設計モデルを用いて基礎地盤の地盤反力係数をパラメトリックに変化させて、不等沈下量と断面力および発生応力度の関係について調べた。

図-13に基礎地盤の地盤反力係数のパラメトリック解析における曲げモーメント分布を示す。また、図-14にこれらの解析結果における不等沈下量とアーチカルバート躯体の断面力の関係を示す。グラフに表示したのは曲げモーメントが最大値を示すサイドウォールの脚部およびインバートの端部、鉄筋応力の計測位置であるサイドウォールのスプリングライン位置およびインバートの中央部である。地盤反力係数が小さくなり、不等沈下量が大きくなるにつれて、いずれの点においても曲げモーメントが大きく作用していることがわかる。

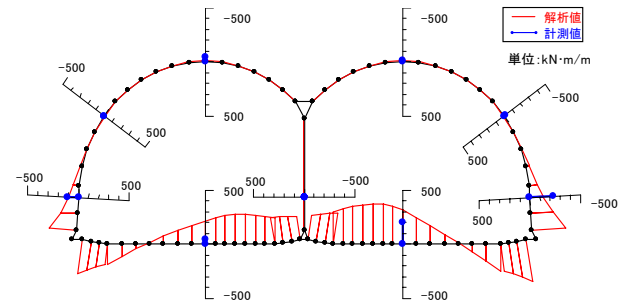
図-15に不等沈下量と鉄筋引張応力を示す。グラフに表示したのはサイドウォールおよびインバートの計測位置における発生応力度の解析値（塗潰し）と計測値（白抜き）である。サイドウォールスプリングライン位置における外側鉄筋およびインバート中央部の内側鉄筋は、不等沈下量の増加とともに引張応力が増加している。また、図-15には盛土完了後における不等沈下量と鉄筋引



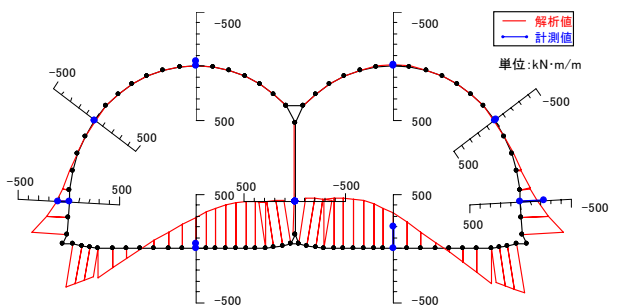
(1) サイドウォールとセンターピアの相対変位=2.5mm



(2) サイドウォールとセンターピアの相対変位=17.8mm



(3) サイドウォールとセンターピアの相対変位=36.5mm



(4) サイドウォールとセンターピアの相対変位=51.6mm

図-13 各地盤反力係数における曲げモーメント（解析）

張応力の計測値も併記してある。不等沈下量と鉄筋引張応力の関係は、同じ不等沈下量で比較すると計測値に比べて解析値の方が鉄筋引張応力が大きい。解析ではコンクリートの引張強度を考慮していないこと、計測値はコンクリートのクラックの発生位置によっては、ばらつきが大きいことなどを考慮すると、解析における不等沈下量と鉄筋引張応力の関係は、概ね計測値を評価してい

ると言える。この関係から見ると原設計の不等沈下量 5mm における鉄筋引張応力に対して、不等沈下量の計測値 55~65mm では約 10 倍の鉄筋引張応力が作用することとなる。すなわち、多連アーチカルバートの設計においては、盛土荷重が影響する深度までの土層を含めた地盤反力係数を適切に設定し、沈下量を精度良く評価することが重要である。

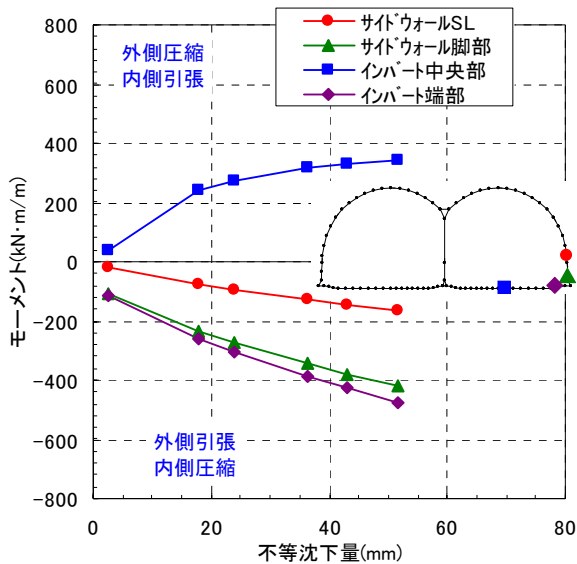


図-14 不等沈下量と曲げモーメントの関係 (解析)

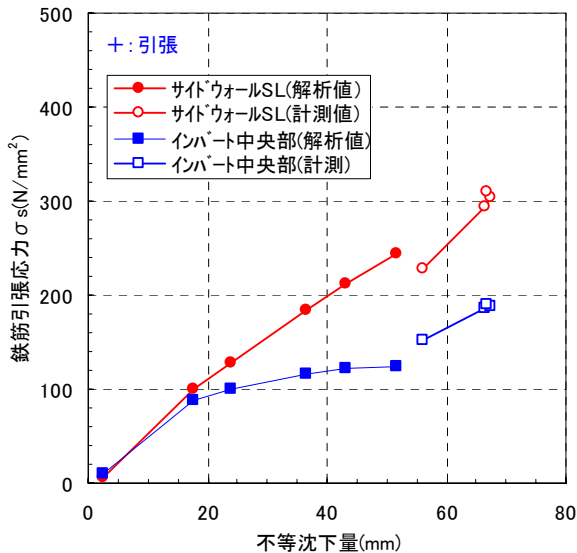


図-15 不等沈下量と鉄筋引張応力の関係 (解析と計測)

- ①2連アーチカルバートを設置する基礎地盤に軟弱粘土層が存在した場合、表層の地盤改良を施しても盛土荷重により沈下が発生し、かつサイドウォール部とセンターピア部に不等沈下が生じ、サイドウォール、インバート、センターピアのフーチング部の曲げモーメントが増加する。
- ②2次元フレーム解析は、沈下に伴うサイドウォールおよびインバートにおける曲げモーメントの増加状況を良く再現している。
- ③2次元フレーム解析で地盤反力係数をパラメトリックに解析した結果、解析における不等沈下量と鉄筋引張応力の関係は、概ね計測値を評価していると言える。
- ④この関係より、原設計の不等沈下量 5mm における鉄筋引張応力に対して、不等沈下量の計測値 55~65mm では約 10 倍の鉄筋引張応力が作用することとなる。
- ⑤多連アーチカルバートの設計においては、盛土荷重が影響する深度までの土層を含めた地盤反力係数を適切に設定し、沈下量も精度良く評価することが重要である。

参考文献

- 1) 日経コンストラクション(2006 10-27): 中島高架橋アーチカルバート工事 (福岡県) 初の7連アーチで工費を3割低減, pp.30~35, 2006.10.
- 2) 長屋淳一, 小高 武, 大村宏幸, 岸田 潔, 横峰正二: 計測による多連ユニットアーチカルバートの応力・変形挙動の評価, 土木学会トンネル工学報告集 第20巻, pp.373-379, 2010.11.
- 3) 橋本 正, 矢部興一, 山根昭彦, 伊藤博昭: パッド式シールドセグメント用土圧計の開発, 第28回土質工学会研究発表会, pp.2055~2058, 1993.
- 4) 新都市社会技術融合創造研究会 景観性に優れたアーチカルバートを用いた盛土構造に関する研究プロジェクト: 連続アーチカルバートを含む盛土工法に関するガイドライン(案)【2ヒンジ式アーチカルバート編】, 2010.
- 5) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 共通編, 下部構造編, 2002.3.

7. まとめ

今回の現場計測および解析検討により、以下のような知見を得た。

盛土内に設置されたカルバートの 構造形式と地震時挙動に関する研究

澤村 康生¹・岸田 潔²

¹京都大学大学院 工学研究科 社会基盤工学専攻 (〒615-8540京都市西京区京都大学桂 C1-4-291)

²京都大学大学院 工学研究科 都市社会工学専攻 (〒615-8540京都市西京区京都大学桂 C1-3-266)

近年、耐震設計を必要としない従来型カルバートの適用範囲を超えるような規模や構造形式のカルバートが開発され、それらの地震時挙動の把握が重要な課題となっている。そこで本研究では、カルバートの覆工形状と盛土高に注目して動的遠心模型実験とその数値解析を実施し、盛土を含むカルバート構造物の地震時挙動に関する検討を行った。その結果、ボックスタイプとアーチタイプでは盛土高さによる影響が異なることが明らかになった。また、高土盛り条件でカルバートが施工させる際には、カルバートは盛土の挙動に追従するという前提が成り立たなくなる可能性があることが明らかになった。

キーワード カルバート、盛土、遠心模型実験、有限要素法

1. はじめに

現在、カルバートの設計・施工においては、道路土工カルバート工指針¹⁾に示される従来型カルバートの適用範囲(ボックスカルバートの場合:幅 6.5 m, 高さ 5 m 以下)を満たすものについては、長年の実績により常時の荷重のみを考慮するのが一般的である。これは、カルバート構造物は地震時に周辺地盤や盛土と一体となって挙動するため、函体本体に作用する断面力は小さいという前提に基づいている。事実このようなカルバートは、1995年の兵庫県南部地震や2004年の新潟県中越地震等による強い地震を受けてきたにも関わらず、特に、地震時の影響を考慮しなくても目立った損傷は生じていない。

しかしながら近年、大断面・高盛土条件下といった、従来型カルバートの適用範囲外である規模の大きな道路用ボックスカルバートの施工が増加してきている。このような盛土構造物でもこの前提が成り立つのか、すなわち規模の大きなカルバートに対する確保すべき耐震性能、およびそれを満足する限界状態については明確になっていない²⁾。

一方、そのような剛性カルバートに対して、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートは、剛性カルバートとたわみ性カルバートの中間的な特徴を持つ柔なカルバートであり、部材の剛性により外力を支持する他の形式に比べて、部材厚を薄くしながら内空幅 15~20 m 程度、土盛り 20 m 程度までの大断面の施工が可能である。しかし本体断面にヒンジを有することからやはり従来の慣用設

計法の適用範囲外である。このため耐震性については、工法ごとに検討が実施されており^{3,4)}、阪神大震災レベルの変位に対してもその安定性を保つことが確認されている。しかし、継ぎ手のヒンジ構造の有無や挿入位置が盛土構造物全体としての耐震性に与える影響についての検討は十分ではない。今後は剛性カルバートとの相違を踏まえた上で、耐震性も含めて適切かつ統一的な検討を加えた設計法を構築する必要がある。

そこで本研究では、カルバートの構造形式と盛土高さがカルバート構造物および周辺地盤の地震時挙動に与える影響を明らかにすることを目的に、動的遠心模型実験とその数値解析を実施した。

2. 遠心模型実験

(1) 実験条件

本研究では、剛性土槽(長さ450 mm×高さ300 mm×奥行き150 mm)を用いて、遠心力50G場における振動実験を実施した。実験では、カルバートの構造形式と盛土高さがカルバート構造物の地震時挙動に与える影響を明らかにするために、カルバート模型として、(a) ボックスカルバート模型(ボックスモデル)、(b) 肩部が剛結されたアーチカルバート模型(剛結アーチモデル)、(c) 肩部にヒンジ構造を有するアーチカルバート模型(2ヒンジアーチモデル)の3種類を作製した。また、盛

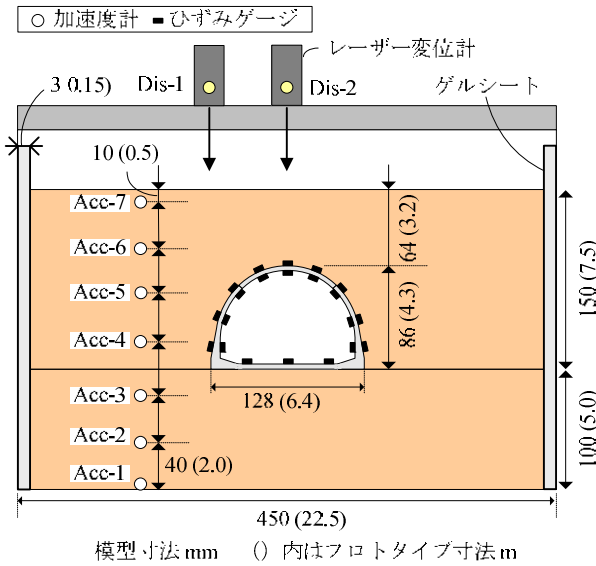


図-1 実験模型および計測器配置の一例 (高盛土条件)

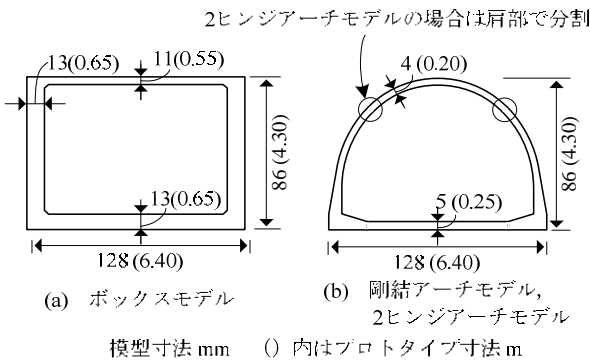


図-2 カルバート模型の寸法

土条件としては、盛土高さ5.0 m (土被り0.7 m) の低盛土条件、盛土高さ7.5 m (土被り3.2 m) の高盛土条件の2種類でカルバート盛土構造物が施工された場合とした。

図-1に実験模型及び計測器の配置の一例を示す。

(2) カルバート模型

本実験で使用するカルバート模型は、ボックスモデルとアーチモデルで高さと外径幅が同等となるように設計した。また、アーチカルバート模型は、基礎形式としてインバートタイプを採用した。図-2にそれぞれのカルバート模型の寸法を示す。実際のカルバート構造物は、鉄筋コンクリート製であるが、実物の1/50の模型に配筋を施すのは非常に困難であるため、模型は珪砂6号：早強セメント：水=2：1：0.65の配合のモルタル⁹⁾のみで作成した。カルバート模型は、打設後24時間で脱型し、28日間水中養生した後、気中と60℃の乾燥炉でそれぞれ24時間乾燥させて使用した。2ヒンジアーチモデルの模型を作製する際には、打設時にあらかじめ肩部にアルミ板を挿し込み、脱型時にボールド部とそれ以外のパーツに分解した。その後、接触部分の両方にひずみゲージ用コ

表-1 カルバート模型の材料定数

ヤング率 E_c [kN/m ²]	2.07×10 ⁷
圧縮強度 f_c [kN/m ²]	4.92×10 ⁴
曲げ強度 f_b [kN/m ²]	1.17×10 ⁴
引張り強度 f_t [kN/m ²]	5.76×10 ³
単位体積重量 γ [kN/m ³]	19.35
ポアソン比 ν	0.18

表-2 豊浦砂の物性値

比重 G_s	2.64
平均粒径 D_{50} [mm]	0.20
最大間隙比 e_{max}	0.975
最小間隙比 e_{min}	0.585
相対密度 D_r [%]	85

ーティング材を薄く塗り固め、端面を整形した。実験時には、肩部のヒンジ位置から砂がこぼれ落ちるのを防止するために、ボールド部に貼付したクラフトテープによって表面を被服した。ただし、このクラフトテープはボールド部のみに貼付しており、これにより肩部が接着することはない。ヒンジモデルは上記の加工以外は一体型のモデルと同様の作製方法である。表-1にカルバート模型の材料定数を示す。

(3) 模型地盤と境界条件

模型地盤には、基礎地盤、盛土共に乾燥豊浦砂を用いて、相対密度が85%の密詰めとなるようにした。豊浦砂の物性値を表-2に示す。また剛性土槽を用いて振動実験を行ったため、土槽壁面に緩衝材として厚さ3 mmのゲルシートを貼付し、土槽境界の影響を緩和した⁹⁾。

(4) 入力波形

入力地震動の決定に際しては、兵庫県南部地震でのJR西日本鷹取駅構内地盤における地震波が、周波数1 Hz付近で卓越するという結果を参考に、周波数1 Hz、振動台での最大加速度400 galを目標に、振動装置の変位制御で正弦波1波のみを入力した。

3. 実験結果

図-3に、カルバート覆工に発生する曲げモーメントの分布を示す。曲げモーメントは、覆工の内側に引張りが生じる場合を正と定義している。図には、それぞれのモデルに対して、(a) 加振前の初期状態、(b) 最大曲げモーメントが発生時、(c) 曲げモーメントの増分量 (曲げモーメントの最大値と初期値の差) をそれぞれ示してい

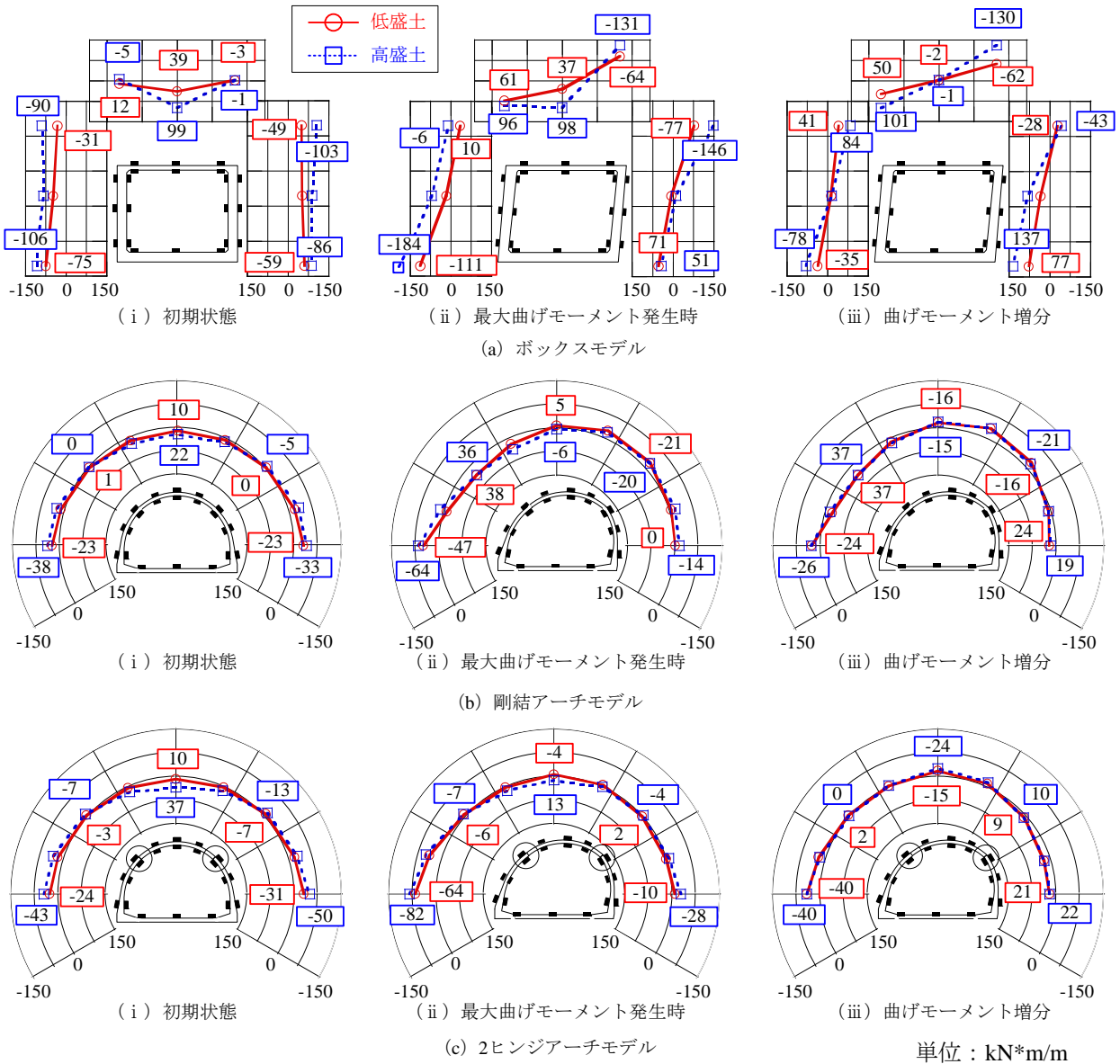


図-3 カルバート覆工に発生する曲げモーメント分布

る。

まずボックスモデルの初期状態では、盛土高さの増加により、頂板の中央部および側壁全体においてその増加が顕著であることが確認できる。最大曲げモーメントが発生した際には、右側に傾くモードで変形しており、左脚部および右頂部の隅角部において大きな曲げモーメントが発生する。増分量においても、盛土高さに比例していることがわかる。これより、ボックスモデルでは、盛土条件が初期状態並びに地震時の覆工の変形にも大きく影響することがわかる。このため、全体剛性の比較的高いボックスカルバートでは、従来型カルバートの適用範囲を越えるような高盛土条件の施工において局所的な変形が発生し、盛土の挙動に追従するという前提が成り立たなくなる可能性があると言える。

つぎに、剛結アーチモデルでは、初期状態において両

脚部で負の曲げモーメントが発生し、頂部ではアーチが内空側へたわむようなモードで正の曲げモーメントが発生する。一方で肩部においてはほとんど曲げモーメントが発生していない。また、低盛土条件においては側方土圧の影響が卓越するが、高盛土条件においては鉛直土圧が増加し、構造物全体が扁平に変形するような挙動を示すことがわかる。これらは、アーチカルバートの特徴を良く表しているといえる。地震時においては、左脚部および右肩部においては外側に引張りが生じるモード、左肩部においては内側に引張りが生じるモードで曲げモーメントが発生する。これより、アーチカルバートは、ボックスカルバートに比べて部材の変形をある程度許容し、周辺地盤と一体となって挙動していることがわかる。増分量では、盛土高さによらずほぼ一定の値を示し、盛土高さは初期状態における断面力にのみ影響を与えると言

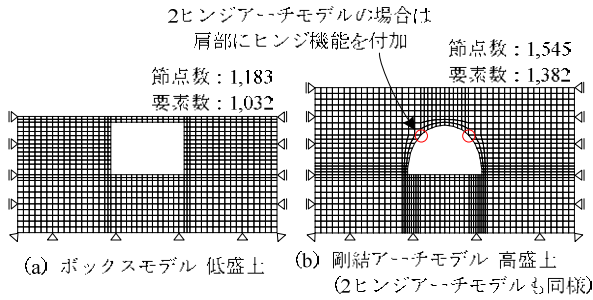


図-4 解析メッシュと境界条件

える。

2ヒンジアーチカルバートモデルでは、変形モードや盛土条件の影響は剛結アーチモデルとほぼ同様である。一方、地震時においては、剛結アーチカルバートと比較して、脚部に大きな曲げモーメントが発生するが、肩部ではほとんどゼロから変化しない。剛結モデルは脚部と肩部で地震力を負担するのに対して、2ヒンジアーチカルバートでは脚部のみで地震力を負担しているといえる。増加量については、剛結アーチモデルと同様、盛土高さによらずほぼ一定である。このことから、剛結および2ヒンジアーチモデルでは、軸力による支持機構により曲げ変形を抑えられるだけでなく、本実験の範囲内においては、地震荷重の影響を小さく見積もることができると考えられる。すなわち、高盛土条件下においても、部材厚を薄く保つことが可能であると考えられる。

4. 遠心模型実験に対する数値解析

(1) 数値解析の概要

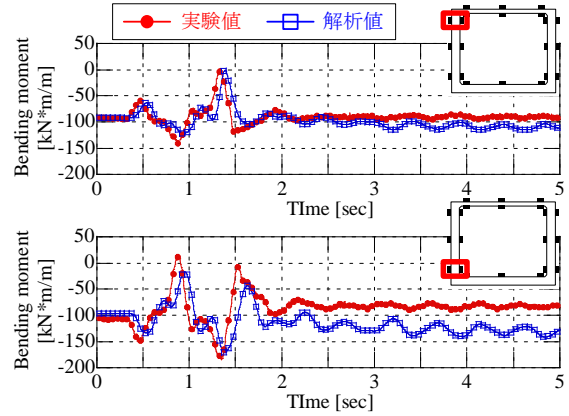
本研究では、弾塑性有限要素解析コードDBLEAVES⁷⁾を用いて2次元弾塑性有限要素解析を行った。図-4に解析メッシュと境界条件を示す。解析においては、剛結アーチモデルと2ヒンジアーチモデルは同一のメッシュを用いた。ただし、2ヒンジアーチモデルでは肩部にヒンジ機能を有するモデルとしてモデル化した。

(2) 地盤および盛土材料のモデル化

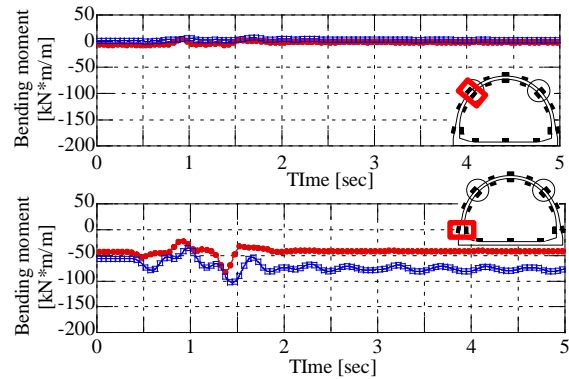
本解析における地盤および盛土の構成式には、subloading t_f model⁸⁾を用いた。subloading t_f modelは中間主応力の影響やせん断剛性の拘束圧依存性を考慮できる上、砂・粘土の区別なく正規圧密状態～過圧密状態を考慮することが可能である。

(3) カルバートのモデル化

カルバート覆工に発生する軸力は、繰り返し作用する水平荷重の大きさによって変動し、カルバートの非線形的な挙動は軸力変動の影響を受ける。そこで本研究では覆工部材強度の軸力依存性を考慮したAFD-model⁹⁾を用い



(a) ボックスモデル_高盛土



(b) 2ヒンジアーチモデル_高盛土

図-5 曲げモーメントの時刻歴

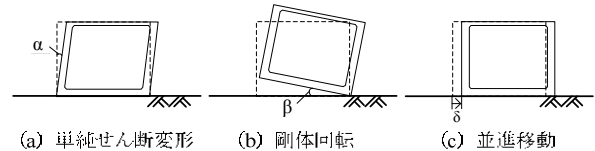


図-6 カルバートの変形モード

てアーチカルバートのモデル化を行った。また、覆工と地盤の境界部分には、Joint要素を配して境界面での摩擦特性を考慮した。

5. 解析結果

実験と同様、解析における剛結アーチと2ヒンジアーチの結果を比較すると、2ヒンジアーチの方が脚部の負担割合が大きいことを除いて両者は同様の傾向を示した。そこで以下では、主にボックスモデルと2ヒンジアーチモデルの結果に着目して結果を整理する。

(1) 遠心模型実験との比較

図-5に、高盛土条件下において覆工に発生する曲げモーメントの時刻歴に関して実験値と解析値を示す。両者で若干の位相のずれや2秒後以降の挙動に差異が見られる

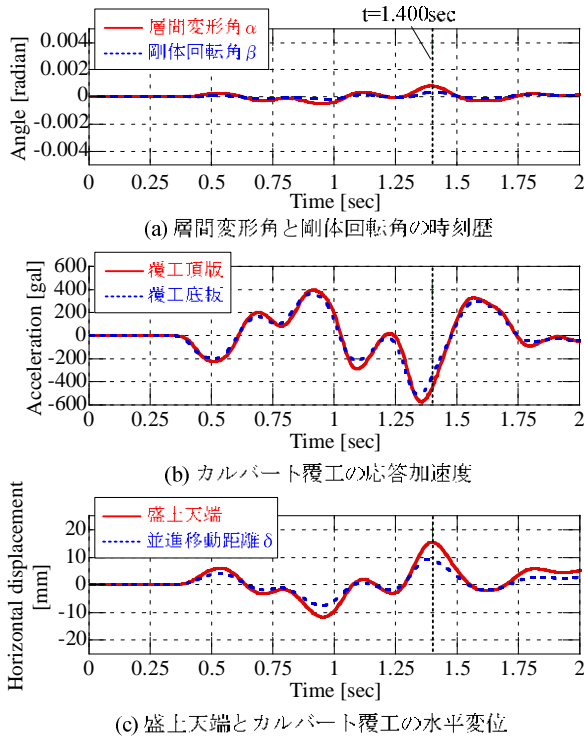


図-7 ボックスモデルの変形モード (低盛土条件)

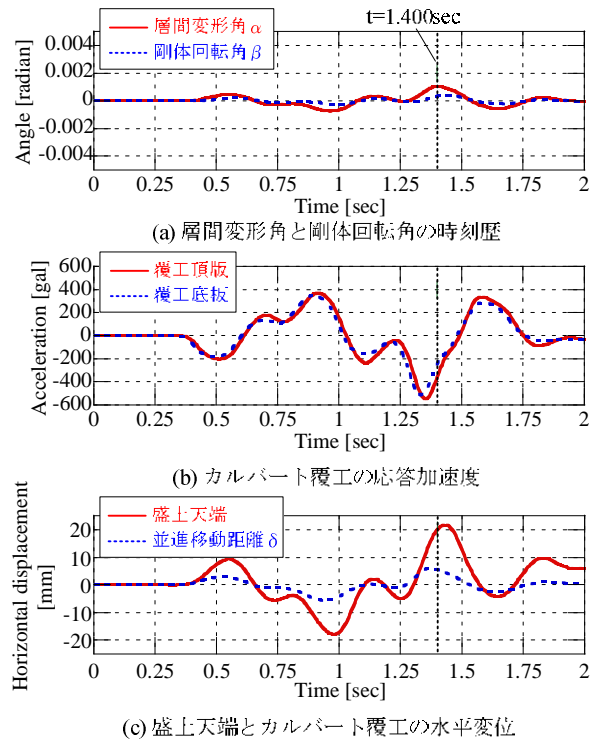


図-8 ボックスモデルの変形モード (高盛土条件)

が、2ヒンジアーチモデルの肩部でほとんど曲げモーメントが発生しない点や、ボックスモデルにおいて大きな曲げモーメントが発生している点など、本解析は実験のある程度の精度で表現していることが確認できる。

(2) 盛土内におけるカルバートの挙動

一般に地中構造物の変形挙動は、地盤と構造物の剛性差および構造物の重量に起因する¹⁰⁾。そこで研究では、盛土内におけるカルバートの挙動を図-6に示す(a)単純せん断変形、(b)剛体回転、(c)並進移動に分解して考える²⁾。以下ではそれぞれの変形モードの指標である層間変形角 α 、剛体回転角 β 、並進移動距離 δ を用いて本解析における盛土内におけるカルバートの挙動について説明する。

a) ボックスモデル

図-7、図-8にそれぞれ低盛土条件と高盛土条件における(a)層間変形角 α と剛体回転角 β 、(b)頂版および底版の応答加速度、(c)盛上天端の水平変位と並進移動距離 δ の時刻歴を示す。図中には層間変形角 α の絶対値が最大となる時刻を点線で示している。低盛土条件では、層間変形角 α 、剛体回転角 β および盛上天端、並進移動距離 δ については波形形状がよく一致しており、ほぼ同時刻にピークを示している。また、応答加速度についてはそれらよりやや手前でピークを示している。すなわち、まずボックスカルバートの慣性力が、続けて盛土の振動変位が覆工に作用し、その結果として同時刻にせん断変形、剛体回転、並進移動が発生している。これはボックスカルバートと盛土が一体となって挙動していることを示している。また、層間変形角 α 、剛体回転角 β ともに

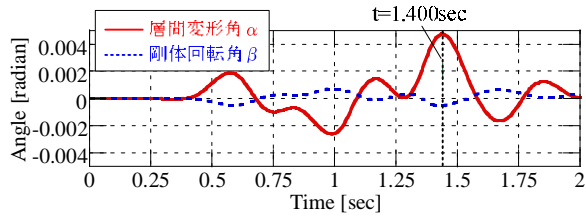
並進移動距離 δ に対して小さいことから、ボックスカルバートでは部材が厚く重量があるため、並進移動が卓越していると考えられる。

一方高盛土条件では、低盛土条件に比べてややピーク時の層間変形角 α が大きくなっていることがわかる。これは同一の部材厚で土被りが大きくなったため、上載荷重によるせん断変形の影響が大きくなったものと考えられる。さらに、並進移動距離 δ は小さくなっており、並進移動は上載荷重によって抑えられる結果となった。

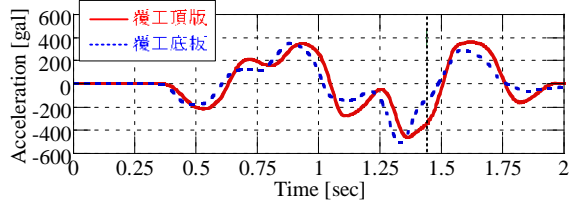
また、(1)覆工の応答加速度、(2)層間変形角 α 、剛体回転角 β 、並進移動距離 δ といった変形モードを示す指標、(3)盛土の振動変位の順にピークを示している。すなわち、一般に地震時において地下構造物に生じる応力は地盤の変位が支配的な影響を及ぼすものと考えられているが、カルバート盛土では、地上構造物と同様に慣性力の影響が支配的となる場合があることを示唆している。

b) 2ヒンジアーチモデル

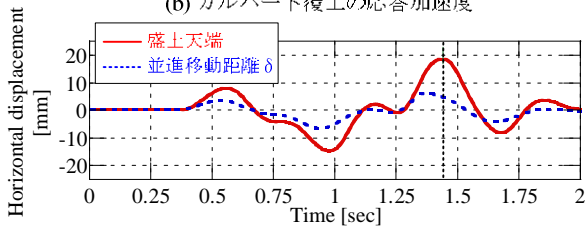
図-9、図-10に低盛土条件と高盛土条件における各解析結果の時刻歴を示す。ボックスモデルに比べて層間変形角 α が大きくなっており、部材厚が小さいためせん断変形が卓越することがわかる。また、カルバートの頂板と底版の応答加速度を見ると、高盛土条件の方が両者の差が小さくなっていることがわかる。これは、土被りが大きくなると、上載荷重の影響によりヒンジ機能が抑制されたためであると考えられる。ちなみに、剛結アーチモデルの場合では、土被りによらずカルバート頂板と底版の応答加速度はほとんど等しい結果となった。並進移動距離 δ はボックスモデルより小さくなっており、アー



(a) 層間変形角と剛体回転角の時刻歴

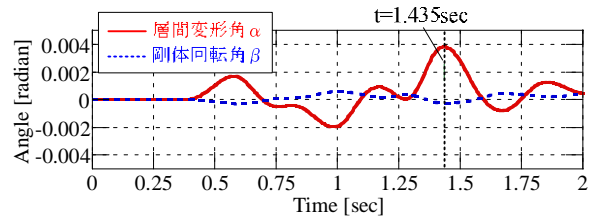


(b) カルバート覆工の応答加速度

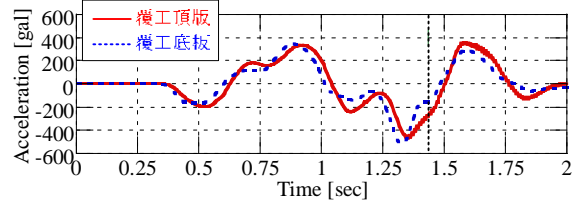


(c) 盛上天端とカルバート覆工の水平変位

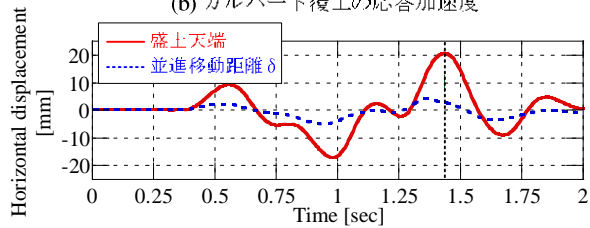
図-9 2ヒンジアーチモデルの変形モード (低盛土条件)



(a) 層間変形角と剛体回転角の時刻歴



(b) カルバート覆工の応答加速度



(c) 盛上天端とカルバート覆工の水平変位

図-10 2ヒンジアーチモデルの変形モード (高盛土条件)

チカルバートは部材が薄く重量が小さいことから、作用する慣性力も小さくなることを反映している。高盛土条件になると並進移動距離 δ が小さくなる点はボックスモデルと同様であった。

6. まとめ

本研究により得られた知見は以下の通りである。

- ① ボックスモデルにおいては、盛土高さが初期状態並びに地震時の覆工の変形にも影響を与えたのに対し、アーチモデルでは初期状態における断面力のみに影響を与える。
- ② ボックスモデルでは、高盛土条件になると上載荷重により並進移動は抑えられるが、部材厚が厚くなると慣性力の影響が支配的になり、地盤と一体となって挙動するという前提が成り立たなくなる可能性がある。
- ③ 2ヒンジアーチモデルでは、変形モードや盛土条件の影響は剛結アーチモデルと同様である。しかし地震時には、肩部の曲げモーメントが発生しない分、脚部の負担割合が大きくなる。そのため、ヒンジ式のアーチカルバートでは、ヒンジ位置や全体への影響を十分に検討する必要がある。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路土工 カルバート工指針（平成21年度版），丸善出版，2010。

- 2) 山本正彦，谷本俊輔，佐々木哲也：大地震時におけるボックスカルバートの動的挙動に関する遠心力模型実験，第56回地盤工学シンポジウム，pp.37-44, 2011。
- 3) モジュラーチ工法協会：Modularch技術マニュアル，2008。
- 4) 財団法人先端建設技術センター：テクスパン工法設計施工マニュアル(案)，1998。
- 5) 澤村康生，岸田 潔，木村 亮，小高 武：多ユニットアーチカルバート盛土の動的挙動に関する遠心模型実験，地盤工学ジャーナル，Vol.6, No.2, pp.201-212, 2011。
- 6) 清田三四郎，森野達也，米沢豊司，丸山 修，小島謙一，坂本寛章：パイルスラブ式盛土の模型振動台実験 - 盛土補強材の効果一，土木学会第65回年次学術講演会，pp.729-730, 2010。
- 7) Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007。
- 8) Nakai, T. and Hinokio, M.: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, Soils and Foundations, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004。
- 9) Zhang, F. and Kimura, M.: Numerical prediction of the dynamic behavior of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002。
- 10) 大塚久哲，新井雅之，岩上憲一，高野直道，竹内幹雄，橘善規，節婦光一，村井和彦，楊 光遠：地中・基礎構造の耐震設計，九州大学出版会，2001。

電線共同溝の液状化発生時の挙動について

前田 利隆¹

¹近畿地方整備局 京都国道事務所 計画課 (〒600-8234 京都市下京区西洞院通塩小路下る南不動堂町808)

電線類地中化の目的の一つに「ライフラインの信頼性向上」が掲げられているが、大地震が発生した際に液状化等により電線共同溝の設備が被害を受けると、断線箇所等の特定にも時間を要し復旧が遅れることも懸念される。そこで、大地震発生により液状化が生じた際の電線共同溝の挙動メカニズムの検討と液状化対策の立案とを行った。検討の結果、地下水位が高いと電線共同溝は被害が生じやすいが、液状化対策を行えば被害を低減できる結果を得た。

キーワード 電線共同溝, 液状化検討, 液状化対策, 防災

1. はじめに

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、軟弱な地盤において液状化現象が発生し、道路、ライフライン等に多大な被害をもたらした。これまで兵庫国道管内の電線共同溝は、兵庫県南部地震時においても被災箇所は少なく安全であると考えられてきた。しかし、東北地方太平洋沖地震のように地震動の継続時間が長いと広範囲に渡って液状化が発生することが考えられ、兵庫国道管内の電線共同溝においても被災する可能性がある。

本検討では、電線共同溝特殊部と管路部とを対象として、入力地震動の違いによる液状化に伴う地盤変状を解析した。なお、入力地震動は直下型地震と海溝型地震とを採用した。さらには地下水位の違いによる地盤変形量の差異についても検討した。

ことが考えられている。電線共同溝の被害事例が少ないことから明確な結論は得られないが、千葉県浦安市の被災事例から推測すると、電線共同溝構造物は浮き上がりよりも沈下により被災する可能性が高いのではないかと考えられる。その理由として、電線共同溝特殊部(人孔部)の掘削深さは1.7m程度と浅く、液状化に伴う浮力の増加や特殊部底部への土水の廻り込みが少ないことが考えられる。

表-1 通信ケーブル被災状況¹⁾(兵庫県南部地震時の神戸地区)
(100km)

	被災率	被災延長(総延長)
架空線	2.4%	1.0(41.5)
地中線	0.03%	0.007(24.0)

注)被災率はケーブル総延長に対する被災延長の割合 NIT資料

表-2 電力ケーブル被災状況²⁾(東北地方太平洋沖地震時の浦安市)

	地上設備 被害	マホル 被害	ハドホル 被害	地中ケーブル 被害
被害無	97.3%	83.2%	52.1%	97.3%
新町	1.6%	8.4%	12.5%	1.2%
中町	1.1%	8.4%	35.4%	1.5%
元町	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

東京電力提供

2. 既往の電線共同溝の被害事例

(1) 兵庫県南部地震

表-1に通信ケーブル被災状況を示す。1995年1月に発生した兵庫県南部地震における神戸地区の地中線(通信ケーブル)の被災率は0.03%程度となっており、被害は少ない状況にあった。

(2) 東北地方太平洋沖地震

表-2に電力ケーブル被災状況を、図-1に地上機器の被災状況を示す。2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震における千葉県浦安市の地中線(電力ケーブル)の被災率は2.7%となっており、兵庫県南部地震よりも被災率が高い。これは、地盤の液状化による被害が大きかった



図-1 地上機器の被災状況²⁾

3. 検討条件

(1) 検討方法

対象構造物は、特殊部と管路部とした。地震応答解析手法には、液状化検討への適用事例が多いFLIP(Finite Element Analysis Program for Liquefaction Process)³⁾を用いた。

(2) 電線共同溝のモデル化

解析モデルは、管路部と特殊部とをモデル化するものとした。管路部については、電線共同溝は径の小さい管が多数埋設されているが、計算の煩雑性や管同士を固定していないことを考慮し、埋設されている管の代表的な一つをモデル化することとした。特殊部については、地上機器がある場合と無い場合とを想定した。

a) 管路部

図-2に管路部のモデル図を示す。管路部のモデルは、φ100のSVP管を採用した。なお、現状の配管形状については、兵庫国道管内で一般的に用いられている条数を採用している。

b) 特殊部

図-3に特殊部のモデル図を示す。現状の特殊部形状については、兵庫国道管内で一般的に用いられているプレキャストコンクリート造を採用している。

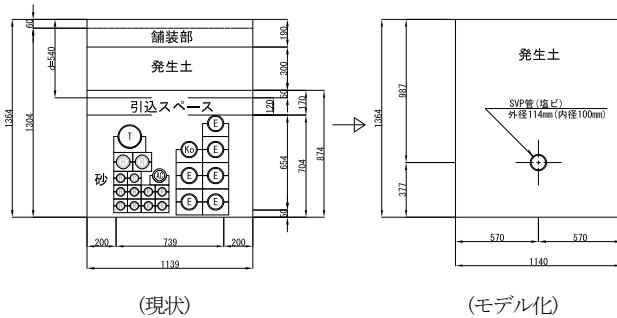


図-2 管路部のモデル化

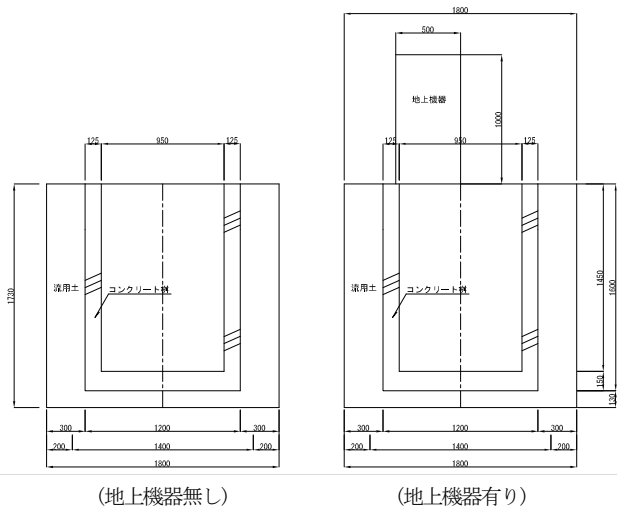


図-3 特殊部のモデル化

(3) 地盤条件

図-4に採用ボーリング柱状図を、表-3に地盤物性値を、表-4に液状化パラメータを示す。検討箇所は、電線共同溝が埋設されている兵庫国道事務所管理の直轄国道とし、兵庫県南部地震時に液状化が発生した東灘地域のボーリングデータを採用した。採用したボーリングデータには土質調査資料が無いことから、解析に用いる物性値・液状化パラメータについてはN値から想定するものとした。

なお、道路橋示方書(2002,日本道路協会)に基づき各深度でのFL値を算出し、その値を深さ方向に重みをつけて足し合わせたPL値を求めた結果、PL値は6.65となった。このことから液状化危険度が高い地盤であることがわかる。

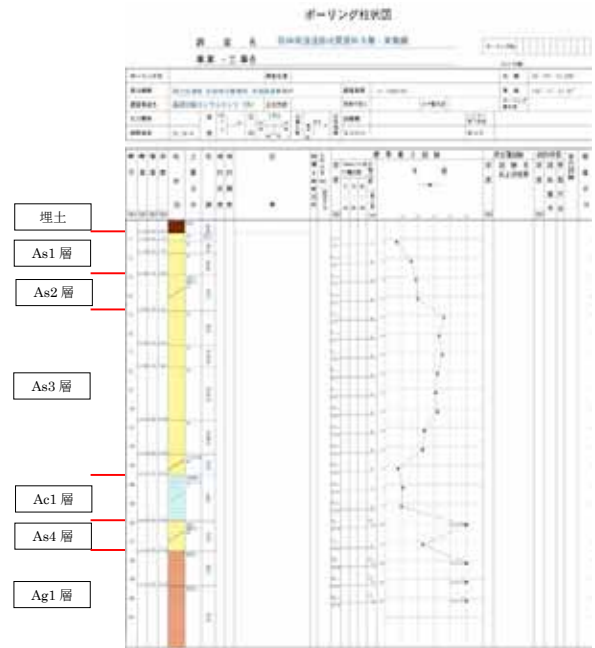


図-4 採用ボーリング柱状図⁴⁾

表-3 地盤物性値

	湿潤密度 (t/m ³)	基準有効拘束圧 (kN/m ²)	基準初期せん断弾性係数 (kN/m ²)	基準初期体積弾性係数 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	間隙率
埋立土	1.9	98.0	41850	109100	—	37.9	0.45
砂質土(As1層)	1.9	98.0	109800	286300	—	41.6	0.45
砂質土(As2層)	1.9	98.0	143100	373200	—	43.0	0.45
砂質土(As3層)	2.0	98.0	153500	400300	—	42.9	0.45
粘性土(Ac1層)	1.8	98.0	18440	48080	—	30.0	0.55
砂質土(As4層)	2.0	98.0	150100	391300	—	42.3	0.45

表-4 液状化パラメータ

	液状化パラメータ					
	φ _p	S1	W1	P1	P2	C1
埋立土	28	0.005	0.848	0.5	1.127	1.541
砂質土(As1)	28	0.005	12.3	0.5	0.735	6.227
砂質土(As2)	28	0.005	14.1	0.5	0.643	7.493

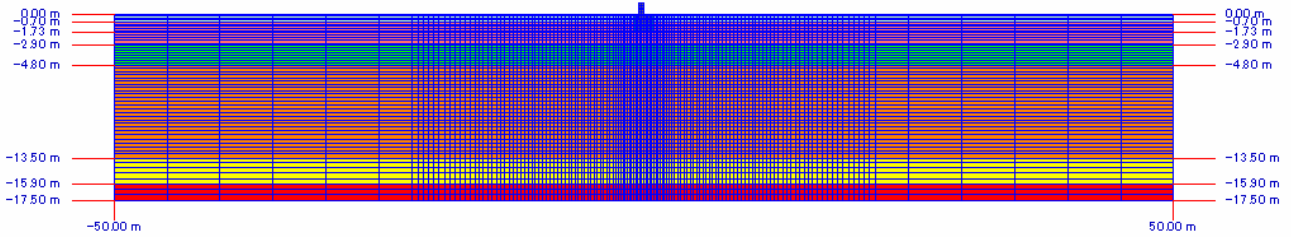


図-5 解析モデル図(特殊部全体図)

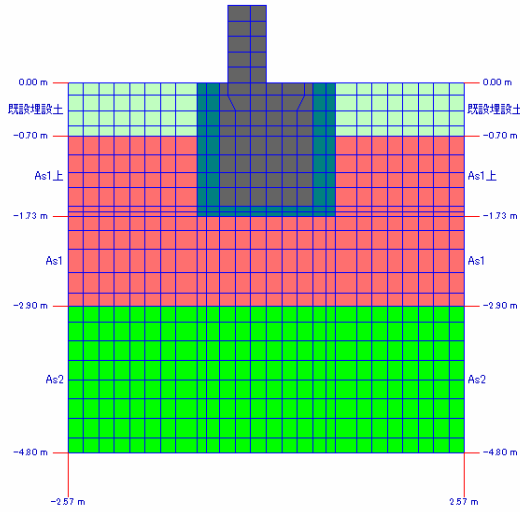


図-6 解析モデル図(特殊部拡大図)

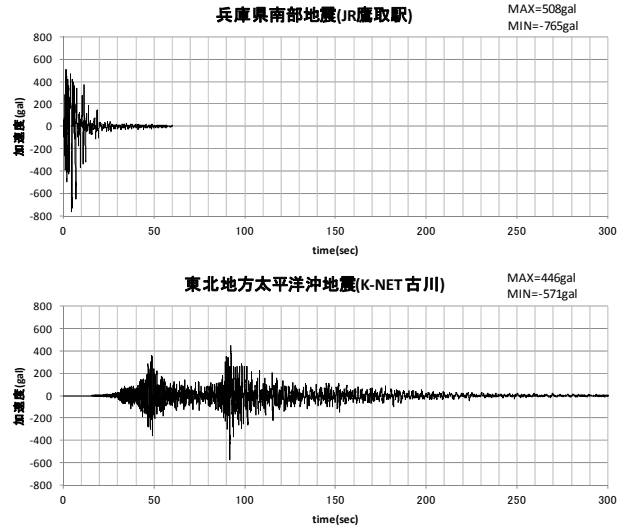


図-8 地震波形(上段: J R鷹取駅, 下段: K-NET古川⁵⁾)

(4) 解析モデル

図-5に解析モデルの全体図を、図-6に解析モデルの拡大図を示す。解析モデルはAs1層を工学的基盤として、幅100.0m×深度17.5mを解析範囲とした。

(5) 入力地震動

図-7に加速度応答スペクトルを、図-8に地震波形を示す。地震動は、直下型地震と海溝型地震とを検討するものとした。直下型地震は兵庫県南部地震のJR鷹取駅で観測された地震波形を、海溝型地震は地震動の継続時間が長い東北地方太平洋沖地震のK-NET古川⁵⁾の地震波形を用いた。この2つの波形は、0.3sec~0.8secの短周期と3sec~10secの長周期は近似している。

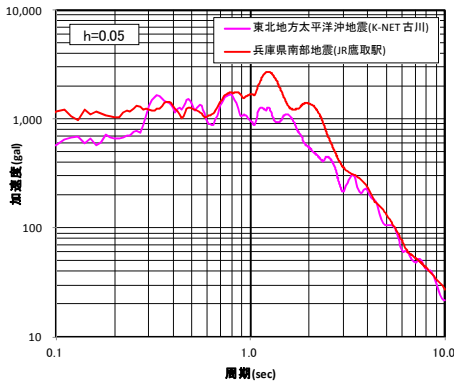


図-7 加速度応答スペクトル

(6) 排水沈下量

地震後の地盤高さは、以下により求められる。
 地震後地盤高=現状地盤高-地震沈下量-排水沈下量
 FLIP解析は液状化に伴う排水沈下量は算出できないことから、別途以下のようにして求めた。各土層の残留過剰間隙水圧比より、過剰間隙水圧消散後の体積ひずみと残留過剰間隙水圧比の関係⁶⁾を用いて過剰間隙水圧消散後の体積ひずみを求め排水沈下量を算出する。なお、今回の解析では、1)地震動の違い、2)地下水位の違い、3)構造物形状の違い、4)土質状況ならびに埋設状況の違いについて解析を行い、地下水位が低い場合においては、排水沈下量がほとんど生じない結果を得ている。

4. 検討結果

(1) 解析結果

表-5に解析結果一覧を、図-9および図-10に地震にともなう過剰間隙水圧比の代表的な解析結果を示す。
 直下型地震と海溝型地震との違いについて、海溝型の地震動は直下型の地震動と比較して液状化が広範囲となった。これは、海溝型の地震動は長時間にわたって地盤を揺らすため、液状化しにくい層も液状化したことが考えられる。

降雨直後の地盤状況を想定した地下水位が高い (GL=0.0m) 場合と平常時の地盤状況を想定した地下水位が低い (GL=-1.73m : 特殊部床付け位置) 場合とその中間の地下水位 (GL=-0.70m) との違いについて、解析の結果、地下水位が高い場合は液状化の発生にともなって電線共同溝の変形量は大きくなったが、地下水位が低い場合は液状化が発生していないことから電線共同溝の変形量は小さくなった。このことから、本解析においては、地下水位の変動が電線共同溝の変形量に大きな影響を与える結果となった。

管路部と特殊部との形状の違いについて、解析の結果、管路部よりも特殊部(地上機器有り)の変位が大きい結果となった。これは、特殊部(地上機器有り)は現状地盤と比較して重量や強度が異なることから周辺地盤が歪みやすく、液状化が進行して地盤変位量が大きくなったものと考えられる。

参考解析として地盤が傾斜している場合(緩い砂質土の層厚が大きくなる場合)の解析を実施した。図-10および表-6に解析結果を示す。解析の結果、特殊部は傾斜し、沈下量も大きくなった。これは、過去の液状化被害例と類似した傾向となっている。

以上より、下記に示す結果が得られた。

- ①地下水位が高いと液状化が発生しやすい
- ②液状化が発生した場合、電線共同溝特殊部と路面との段差が大きくなりやすい。
- ③液状化層が傾斜している場合、電線共同溝の変位は大きくなる。

表-5 解析結果一覧表

地震波形状	計算モデル		特殊部変位		
	地下水位	変位	管路部変位	地上機器有り	地上機器無し
東北地方太平洋沖地震	高い (GL=0.0m)	最大変位	水平 -0.46m 鉛直 -0.04m	水平 -0.52m 鉛直 -0.04m	水平 -0.52m 鉛直 -0.03m
		残留変位	水平 -0.00m 鉛直 -0.142m	水平 -0.00m 鉛直 -0.175m	水平 -0.00m 鉛直 -0.153m
	中間 (GL=-0.7m)	最大変位	水平 -0.48m 鉛直 -0.04m	水平 -0.45m 鉛直 -0.04m	水平 -0.48m 鉛直 -0.03m
		残留変位	水平 -0.01m 鉛直 -0.048m	水平 0.01m 鉛直 -0.070m	水平 0.01m 鉛直 -0.062m
	低い (GL=-1.73m)	最大変位	水平 -0.49m 鉛直 -0.04m	水平 -0.49m 鉛直 -0.03m	水平 -0.49m 鉛直 -0.03m
		残留変位	水平 0.00m 鉛直 -0.041m	水平 0.00m 鉛直 -0.031m	水平 0.00m 鉛直 -0.031m
兵庫県南部地震	高い (GL=0.0m)	最大変位	水平 -0.69m 鉛直 -0.01m	水平 -0.70m 鉛直 -0.01m	水平 -0.70m 鉛直 -0.01m
		残留変位	水平 -0.02m 鉛直 -0.056m	水平 -0.02m 鉛直 -0.112m	水平 -0.02m 鉛直 -0.114m
	中間 (GL=-0.7m)	最大変位	水平 -0.67m 鉛直 -0.01m	水平 -0.70m 鉛直 -0.01m	水平 -0.67m 鉛直 -0.01m
		残留変位	水平 -0.02m 鉛直 -0.015m	水平 -0.02m 鉛直 -0.024m	水平 -0.02m 鉛直 -0.027m
	低い (GL=-1.73m)	最大変位	水平 0.70m 鉛直 -0.01m	水平 -0.71m 鉛直 -0.01m	水平 -0.71m 鉛直 -0.01m
		残留変位	水平 -0.02m 鉛直 -0.01m	水平 -0.02m 鉛直 -0.01m	水平 -0.02m 鉛直 -0.011m

※残留変位は排水沈下量を考慮している。
鉛直方向は-が沈下を表す。

GL=0.0m : 降雨時を考慮
GL=-0.7m : 埋土層とAs1層との境界
GL=-1.73m : 特殊部掘削底面

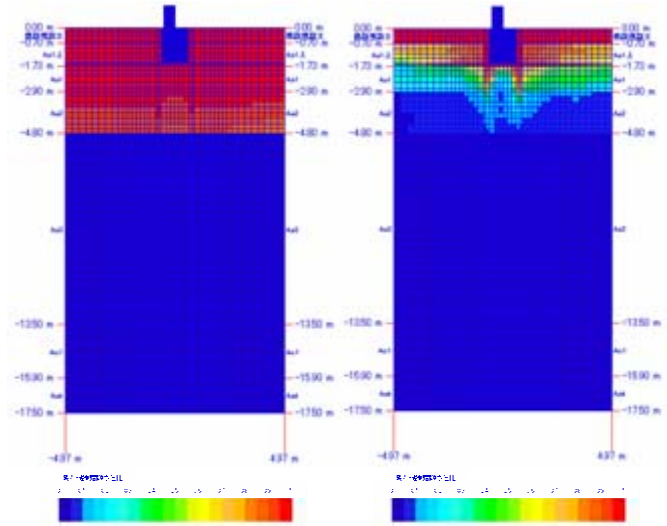


図-9 過剰間隙水圧比(地上機器有り:地下水位GL=0.0m)

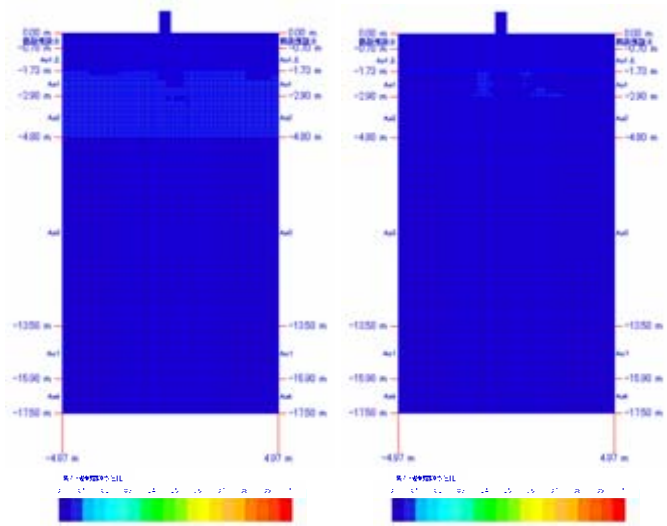


図-10 過剰間隙水圧比(地上機器有り:地下水位GL=-1.7m)

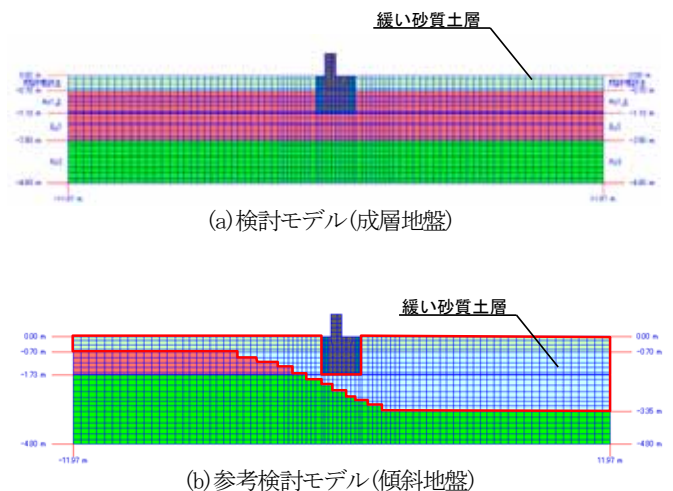


図-11 参考解析モデル図

表-6 参考検討の解析結果

地下水位	特殊部(地上機器有り)	
地震動	東北地方太平洋沖地震	
地下水位	GL-0.0m	
電線共同溝特殊部の最大変位量	水平-0.55m(斜中心) 鉛直-0.04m(斜中心)	
残留沈下量 (排水沈下量含む)	0.186m(左側埋土部) 0.109m(斜左壁下部) 0.131m(斜右壁下部) 0.224m(右側埋土部)	

(2) 対策工法の立案

表-7に液状化対策工法例を示す。電線共同溝においては、施工延長も長く、施工箇所も多いことから、安価な工法で対策することが望ましい。そのことを踏まえ、対策工法として埋戻し方法を変更することにより対応することが適切であると考えられる。

埋め戻し材を非液状化部材とした場合のFLIPによる解析を行った。表-8に液状化対策の解析結果を示す。解析の結果、管路部と特殊部とは同様の沈下形状となり、液状化対策として一定の効果があると考えられる。

表-7 液状化対策工法例

埋戻し方法	埋戻し材料	施工管理
埋戻し部の締固め (購入土：掘削・埋戻し)	良質な砂	締固め度で90%程度以上 なお、90%程度以上でも液状化した事例もあることから、現地の特性に留意することが必要
砕石による埋戻し (砕石：埋戻し)	平均粒径(D50)が10mm以上かつ10%粒径(D10)が1mm以上の砕石	締固め度90%程度以上 管路材が砕石対応をしていないことがある
埋め戻し部の固化 (浅層改良：現地土混合)	セメントの増加量は一軸圧縮強度が100kPa~200kPa	現場強度として50kPa~100kPa

表-8 液状化対策の解析結果

液状化対策前	液状化対策後

5. おわりに

これらを踏まえ、液状化による影響を受けやすい箇所を表-9に示す。これらの箇所は液状化対策が必要となる可能性が高く、設計に当たっては注意が必要である。

今後の課題として、液状化対策の必要性を確認するには、

- ①土質試験結果に基づく詳細な土質条件の把握
- ②継続的な地下水位の変動調査
- ③橋脚基礎などの固有振動が異なる構造物や地層の傾斜等、周辺状況や地盤条件を考慮した地震時解析などの検討が必要であると考えられる。

表-9 液状化対策の検討が必要な箇所一覧表

液状化が発生する可能性が高い箇所	選定理由
地下水位が高く、緩い砂質土層である。	FLIPによる解析の結果、地下水位が高いと液状化が発生する層が増加し、周辺地盤の沈下ならびに特殊部の不同沈下が発生しやすい。
軟弱粘性土地盤中に埋設	軟弱粘性土地盤中に埋設されている場合、埋戻し土は雨水などが滞りやすく、地下水が高い状況と同じになる。
過去に液状化被害を受けている地域	大きな地震が発生した場合、再液状化する可能性がある

謝辞：防災科学技術研究所により提供されているK-NETの強震観測データを使わせていただきました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 国土交通省HP：<http://www.mlit.go.jp/road/road/traffic/chichuka/>
- 2) 千葉県浦安市：浦安市液状化対策技術検討調査委員会第2回資料2-4-2 公共土木施設の被害・液状化対策3, 2011.09.
- 3) Susumu Iai, Yasuo Matsunaga, Tomohiro Kameoka: Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of Harbour Research Institute, Vol.27, No.4, pp.27-56, 1990.
- 4) 国土情報検索サイト：<http://www.kunijiban.pwri.go.jp/jp/>
- 5) 防災科学技術研究所 HP：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 6) 永瀬英生・石原研而・田部元太：多方向の不規則荷重を受ける砂の沈下特性，第21回土質工学発表会，pp, 767~770, 1986.

中ノ井川新幹線横過部の水理検討について

阿加井 健史

滋賀県 土木交通部 流域政策局 河川・港湾室 (〒520-8577滋賀県大津市京町4-1-1)

中ノ井川の河川改修計画を策定するにあたり、河道は新幹線を横過する必要がある。この際、新幹線の橋脚が制約条件となり、計画流量を流下させるためには、現況河道を限られたスペースの中で最大限に拡幅することに加えて、分水路も河積として見込む必要がある。

また、新幹線横過部は、曲率の急な湾曲河道となっており、湾曲河道の外岸側に支川が合流するなど複雑な水理現象が予測される。そのため、安全に流下させることができる断面形状を検討する手法の一つとして、水理模型実験を実施することとした。また、同河道を準三次元計算についてもモデル化し水面形を算出した。その内容について報告する。

キーワード 新幹線横断，河川改修計画，分合流，分水路，水理模型実験，準三次元計算

1. はじめに

中ノ井川は滋賀県南部の栗東市と草津市を流れる流路延長約9.0kmの一級河川である。急速な都市化により下流部の改修が困難なことから、ショートカット事業を進めている。現在、1.0kmの整備が完了し、上流部の河川改修計画を策定しているが、新幹線横過部、国道8号横過部、雨水幹線の接続方法等の課題がある。

とくに、新幹線横過部では、以下の課題がある。

- 新幹線高架橋橋脚により横断形状に制約がある。
- 河道の湾曲が本川水位及び分水路水位に与える影響を把握する必要がある。
- 河道の湾曲が、現川の水位に与える影響を把握する必要がある。

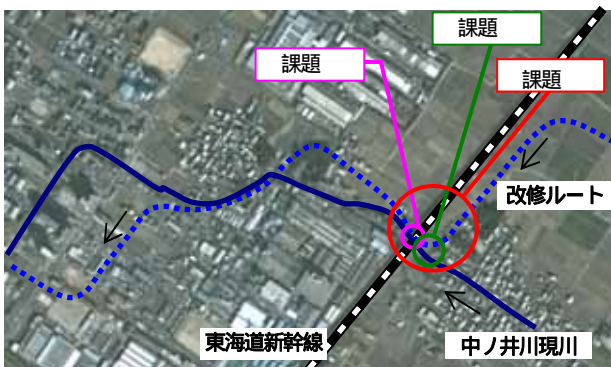


図-1 検討対象区間の抱える課題

これらの課題を解決するためには、複雑な水理現象を再現できる手法を用いることが必要である。そこで、三次元的な流れが再現可能な水理模型実験を実施することとした。

一方、水理模型実験は水理現象を精度良く再現することができる反面、費用が高いことや工期が長いこと等

の課題を抱える。今後、新幹線横過部の河道形状は、水理模型実験で決定した河道形状に対して、新幹線橋梁に対して影響の少ない河道断面形状や家屋補償の少ない河道法線形状を設定していく必要がある。

河道形状の修正検討をする際、全ての形状に対して水理模型実験を実施することは経済性の観点から得策ではない。そこで、河道断面や河道法線の検討は、準三次元計算により検討を進めることとした。このとき、準三次元計算の精度は、水理模型実験結果を検証値として、キャリブレーションを実施して精度を確保した。

2. 水理模型実験

(1) 模型取り入れ範囲

模型取り入れ範囲は、急曲線と合流が複合した区間を中心として、その上下流に直線区間を50m程度設けることとし、延長350mの範囲とした。

- ・ 模型取り入れ範囲：No.22+50～No.26 (原型値 $L_p=350m$ 、模型値 $L_m=14m$)
- ・ 河道模型構造：コンクリート、モルタル仕上げ



図-2 模型取り入れ範囲

(2) 模型縮尺の設定

表-1 に水理諸元一覧表を示す。模型規模、水深、流量等から総合的に判断して、模型縮尺は 1/25 とした。表中の黒枠が模型縮尺他の採用値である。

相似条件は、フルードの相似則を用いた。

表-1 水理諸元一覧表 (フルード相似則)

項目	縮尺量	現地量	模型値	模型値	模型値	摘要
			S=1/20	S=1/25	S=1/30	
距離	1/	30m	17.5m	14m	11.7m	
河幅	1/	11m	55cm	44cm	37cm	
水深	1/	3.1m	15.5cm	12.4cm	10.3cm	計画高水位
流量	1/ 2.5	80m³/s	44.7m³/s	25.6m³/s	16.2m³/s	平水流量
時間	1/ 0.5	1時間	13.4分	12分	11分	
流速	1/ 0.5	3.0m/s	0.67m/s	0.6m/s	0.5m/s	

(3) 対象流量

実験対象区間 (No.22+50 ~ No.26) における将来計画河道は、50年確率流量80m³/sを、暫定計画河道は、10年確率流量50m³/sを対象流量とする。

(4) 対象施設形状

将来河道及び暫定河道を対象とする。

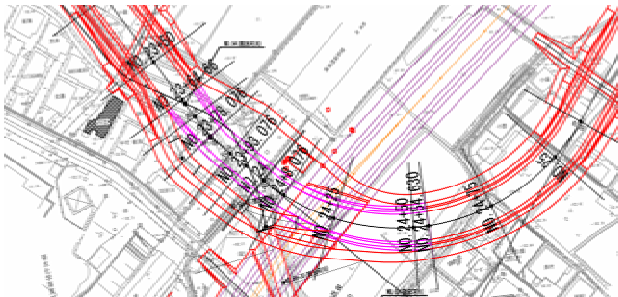


図-3 平面図

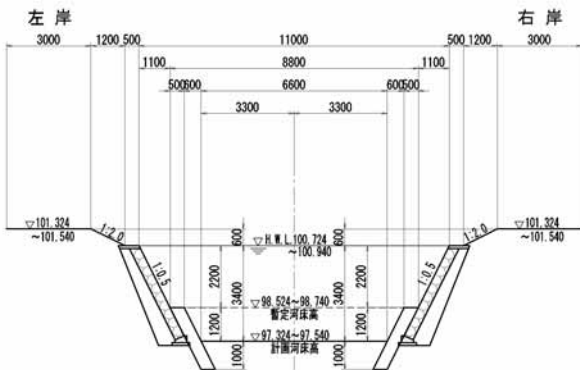


図-4 横断面図 (No.23 ~ No.23+64.660)

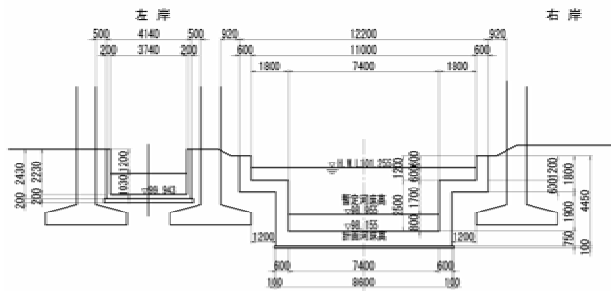


図-5 横断面図 (新幹線横断面部No.23+93.076)

(5) 河道模型及び実験ケース

写真-1に河道模型全景 (将来河道) を示す。表-2に示す6ケースについて、実験を実施する。なお、中ノ井川放水路の新幹線横断面部河道の流量配分は、10年確率、50年確率でそれぞれ50m³/s、80m³/sであり、現川に流量配分は確保されていないが、整備段階で、現川に洪水が流下する状況も想定されることから、この状態を想定して現川にも流量を流下させる実験を実施する。

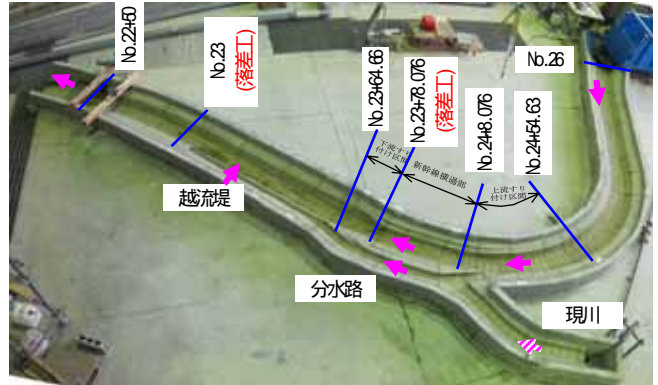


写真-1 河道模型全景 (将来河道)

表-2 実験ケース

CASE	実験名	河道	河道流量	現川
0	予備実験 (相対係数検証実験)	計画原案	80m³/s (50年確率流量)	-
1	将来河道実験	計画原案	80m³/s (50年確率流量)	-
2	将来河道実験	計画原案	74m³/s	6m³/s
3	将来河道実験	改良案 (最終案)	80m³/s (50年確率流量)	-
4	将来河道実験	改良案 (最終案)	74m³/s	6m³/s
5	暫定河道実験	最終案	50m³/s (10年確率流量)	-
6	暫定河道実験	最終案	44m³/s	6m³/s

3. CASE1: 将来河道実験 (現川通水無し)

(1) 水位

図-6に本川の水位縦断面図を示す。No.24+12.5左岸、No.24+60 ~ No.25+0左岸において、H.W.L.を0.3cm ~ 6.7cm越えている。N.24+12.5左岸については、分水路の入口であり、本川の流水が入口本川側端部壁面に衝突することにより水面が乱れ、水位が上昇するためである (写真-2参照)。No.24+60 ~ No.25+0左岸については、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するためである。

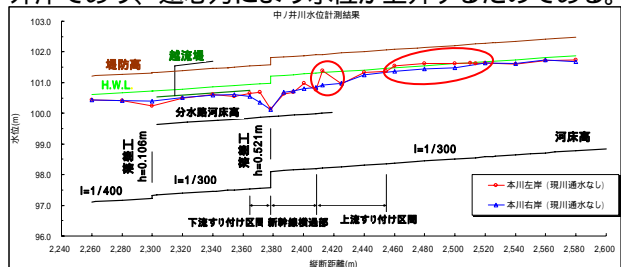


図-6 本川水位縦断面図 (CASE1: 将来河道実験、現川通水無し)

(2) 流量

分水路の流量は、まず分流後の本川の断面流速分布を計測し、その値から、連続式（流量 $Q = \text{平均流速 } V \times \text{断面積 } A$ ）により分流後の本川流量を算定し、分流前の本川流量（上流からの給水量）との差によって算出した。

その結果、本川流量は $71.2\text{m}^3/\text{s}$ 、分水路流量は $8.8\text{m}^3/\text{s}$ であった。

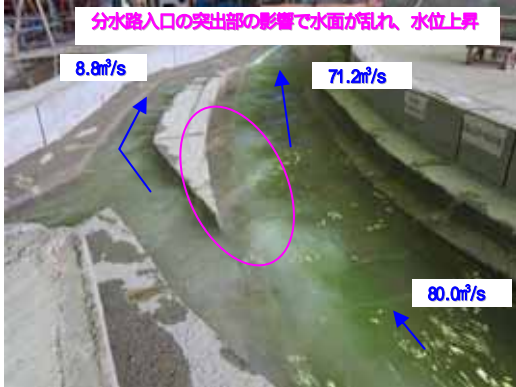


写真-2 分水路流況(CASE1: 将来河道実験、現川通水無)

4. CASE2: 将来河道実験（現川通水有り）

(1) 水位

図-7に本川の水位縦断面図を示す。

No.24+60～No.24+80 左岸において、H.W.L.を $1.5\text{cm} \sim 1.7\text{cm}$ 越えている。同区間は、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するためである。

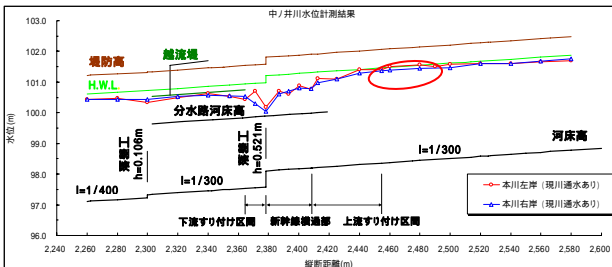


図-7 本川水位縦断面図(CASE2: 将来河道実験、現川通水有)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は $71.6\text{m}^3/\text{s}$ 、分水路流量は $8.4\text{m}^3/\text{s}$ であった。この流量比は、現川流下無しの場合のCASE1の結果とほぼ同じである。

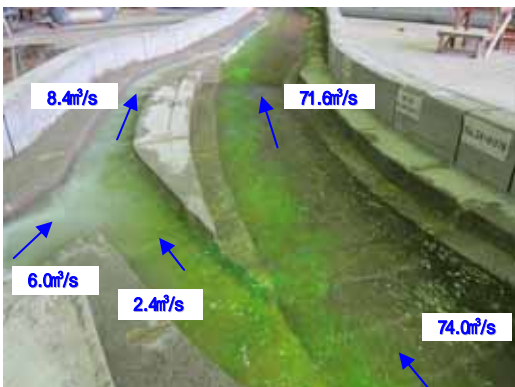


写真-3 分水路流況(CASE1: 将来河道実験、現川通水有)

5. 分水路部の改良

CASE1,2の実験結果を踏まえて、分水路部の改良を行った。

(1) 分水路入口部の嵩上げ

中ノ井川の野尻地先の堤外水路に流す取水流量 $1.3\text{m}^3/\text{s}$ が、平常時に本川に流入しないように、分水路入口部を嵩上げした。

嵩上げ高は、分水路入口部を締め切り、現川上流から $1.3\text{m}^3/\text{s}$ を流下させ、分水路入口部の水位を計測し、その結果が、水深 0.44m であったことから、 0.45m （分水量への影響を考慮して、嵩上げ高は 10cm 丸めではなく 5cm 丸め）とした。

(2) 分水路入口部の突出部の改良

計画原案では、分水路入口（写真-4 青丸部分参照）が鋭角に突出しており、その影響で水面が乱れ、水位が上昇し、その下流の本川水位が H.W.L.を越える現象が確認された（写真-2 参照）。そのため、写真-5 に示すとおり、丸みをつけた形状に変更した。その際、併せて天端部分についてもやや急勾配となっている部分について、河床勾配と同等の勾配になるように一部カットし、天端高を下げることにした。



写真-4 分水路改良前（計画原案）



写真-5 分水路改良後（改良案）

6. CASE3: 将来河道実験（現川通水無し）

(1) 水位

図-8に本川の水位縦断面図を示す。No.24+60～No.25+0 左岸においては、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するため、H.W.L.を $1.8\text{cm} \sim 5.9\text{cm}$ 越えている。

計画原案とほぼ同じ結果であるが、No.24+12.5 左岸において、計画原案では H.W.L.を 6.7cm 越えていたが、改良案では H.W.L.以下となった。

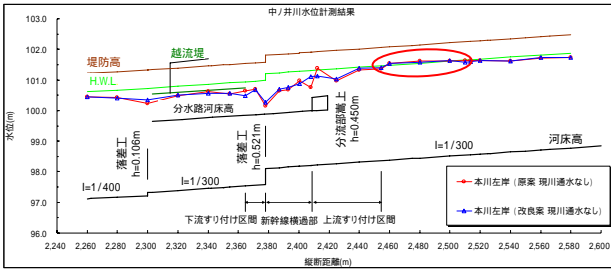


図-8 本川水位縦断面図(CASE3: 将来河道実験、現川通水無)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は73.1m³/s、分水路流量は6.9m³/sであった。

分水路入口を0.45m 高上げたこともあり、分水路流量は1.9m³/s (22%) 減少した。

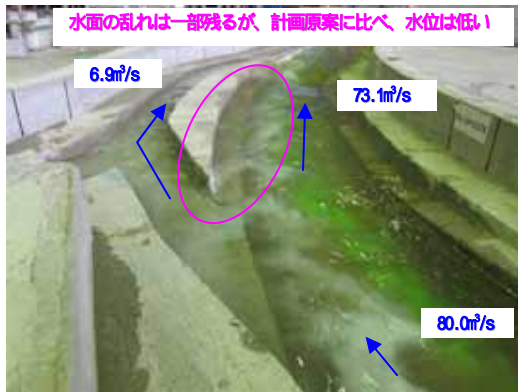


写真-6 分水路流況(CASE3: 将来河道実験、現川通水無)

7. CASE4: 将来河道実験 (現川通水有り)

(1) 水位

図-9に本川の水位縦断面図を示す。

No.24+60~No.24+80 左岸においては、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するため、H.W.L.を0.7cm~1.4cm 越えている。

計画原案とほぼ同じ結果である。

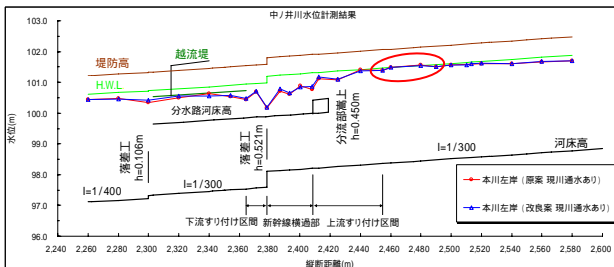


図-9 本川水位縦断面図(CASE4: 将来河道実験、現川通水有)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は71.3m³/s、分水路流量は8.7m³/sであった。

この流量比は、分水路部の高上げをする前とほぼ同じ結果であり、高上げによる影響がないことがわかる。

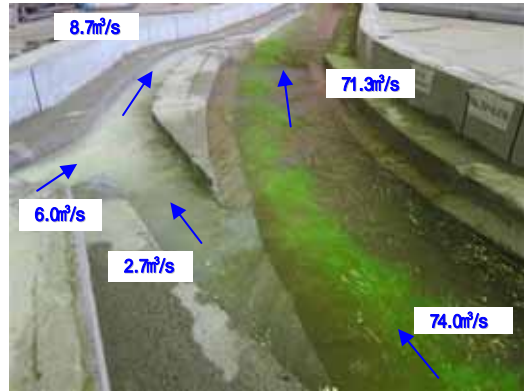


写真-7 分水路流況(CASE4: 将来河道実験、現川通水有)

8. CASE5: 暫定河道実験 (現川通水無し)

(1) 水位

図-10に本川の水位縦断面図を示す。

No.24+54.63~No.24+80 左岸においては、湾曲部外岸であり、遠心力により水位が上昇するため、H.W.L.を1.4cm~7.0cm 越えている。

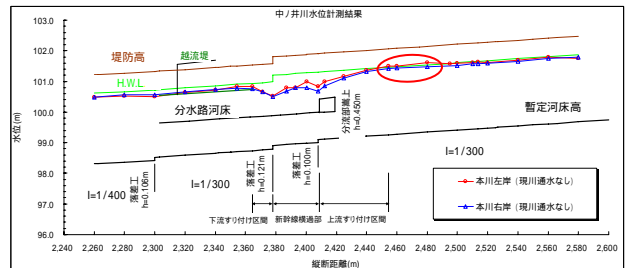


図-10 本川水位縦断面図(CASE5: 暫定河道実験、現川通水無)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は41.3m³/s、分水路流量は8.7m³/sであった。

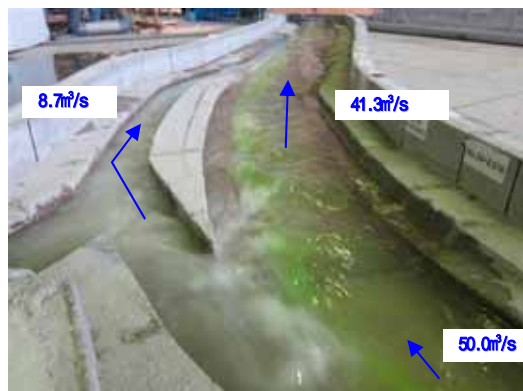


写真-8 分水路流況(CASE5: 暫定河道実験、現川通水無)

9. CASE6: 暫定河道実験 (現川通水有り)

(1) 水位

図-11に本川の水位縦断面図を示す。

本ケースでは H.W.L.以下となっており、特に問題点は認められない。

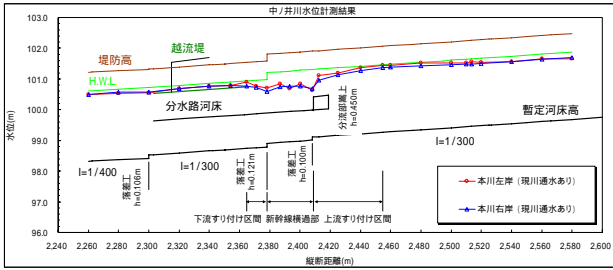


図-11 本川水位縦断面図(CASE6: 暫定河道実験、現川通水有)

(2) 流量

前ケースと同様の手法で流量を算定した結果、本川流量は 43.1m³/s、分水路流量は 6.9m³/s であった。

分水路にはもともと 6.0m³/s 流下しており、本川からの流入は殆ど無い結果となっている。

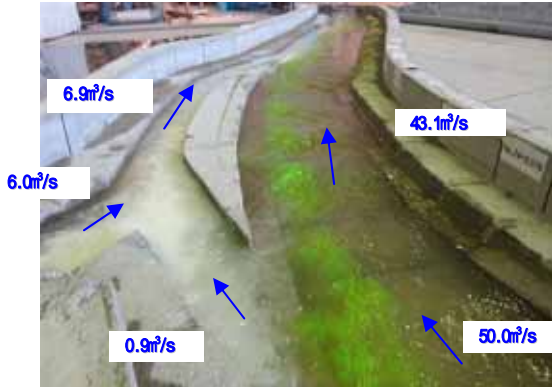


写真-9 分水路流況 (CASE6: 暫定河道実験、現川通水有)

10. 一次元不等流計算の概要

表-3 に一次元不等流計算の計算条件を示す。なお、一次元不等流計算では、分水路部改良のような微細な施設形状の変更は考慮していない。

表-3 一次元不等流計算の計算条件

項目	内容
河道形状	将来河道、暫定河道
流量配分	将来河道 (本川 80m ³ /s) 暫定河道 (本川 50m ³ /s)
断面ピッチ	概ね 50m。BC, EC, 橋梁, 落差工断面等の特異点は考慮。
湾曲による水位上昇	考慮する
分合流による水位上昇	考慮しない

11. 準三次元計算の概要

表-4 に準三次元計算モデルの概要を、図-12 に準三次元計算モデルの鳥瞰図を示す。

表-4 準三次元計算モデルの概要

項目	数値	備考
メッシュ	5mピッチ	FEM
総接点数	1,987	
総要素数	3,649	
縦断範囲	550m	
粗度係数	0.023	コンクリート水路
	0.030	2面張

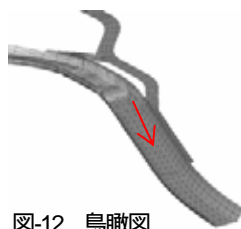


図-12 鳥瞰図

なお、準三次元計算の計算条件と計算ケースは、水理模型実験ケース(表-2)と同様に、施設形状と流量配分を与えている。

12. 準三次元計算の再現性

水理模型実験結果と一次元不等流計算結果および準三次元計算結果を比較した。図-13 と図-14 に将来河道(CASE1)における水位の比較図、図-15 と図-16 に暫定河道(CASE5)における水位の比較図を示す。

(1) 一次元不等流計算水位との比較

- 2.5km より上流側の直線区間では、水理模型実験とほぼ同じ水位であり、水理現象の再現性は高い。
- 将来河道では、2.378km 落差工、2.408km 断面変化点にて限界水深が発生する。暫定河道では、2.378km 落差工にて限界水深が発生する。この現象は水理模型実験では生じていない。
- 湾曲部において、一次元不等流計算の水位は、水理模型実験の水位よりも低い。一次元不等流計算は、湾曲による水位上昇量を再現できていない。
- 落差工周辺の水面形は再現できていない。

(2) 準三次元計算水位との比較

- 2.45km 上流河道において、水理模型実験結果と数値計算結果を比較すると、両者の水面形は概ね一致する。このことから、準三次元計算は、現地水理現象を再現できていると考えられる。
- 2.35km~2.45km の範囲において、数値計算結果の水面形が変動している。写真-3、写真-8 に示す模型実験の結果をみると、湾曲河道の外岸側の水面には三角波がでており水面形が乱れていることが確認できる。模型実験の水位は、三角波の平均的な高さを計測しているのに対して、準三次元計算では、三角波をそのまま出力するため、実験水位よりも高い水位になったと考えられる。(20~40cm 程度)。
- ただし、2.378km 付近の落差工については、落差による渦の損失を、数値計算で完全には再現できていない。

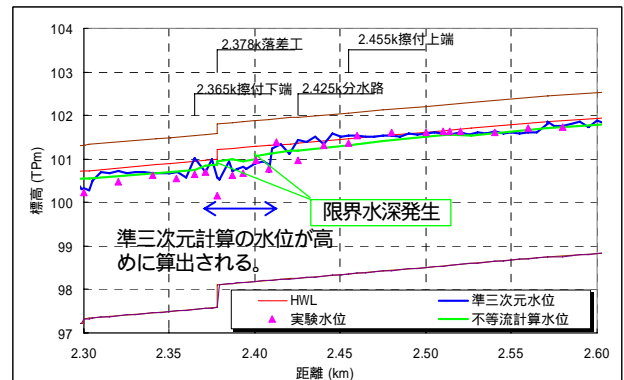


図-13 将来河道水位の比較図(左岸側: 湾曲外岸側)

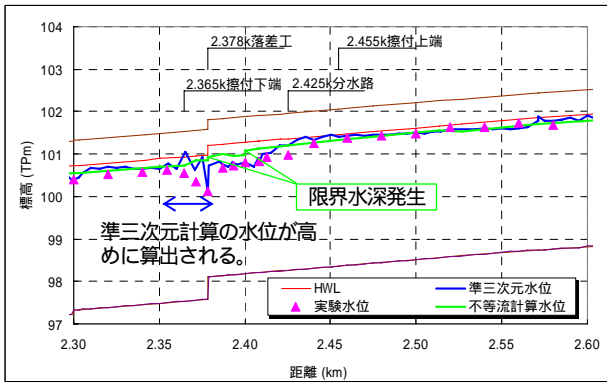


図-14 将来河道水位の比較図(左岸側:湾曲内岸側)

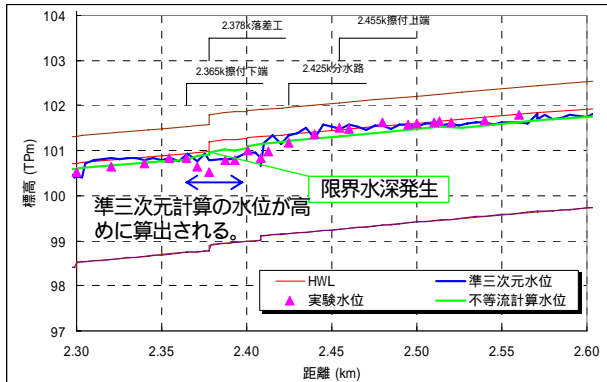


図-15 暫定河道水位の比較図(左岸側:湾曲外岸側)

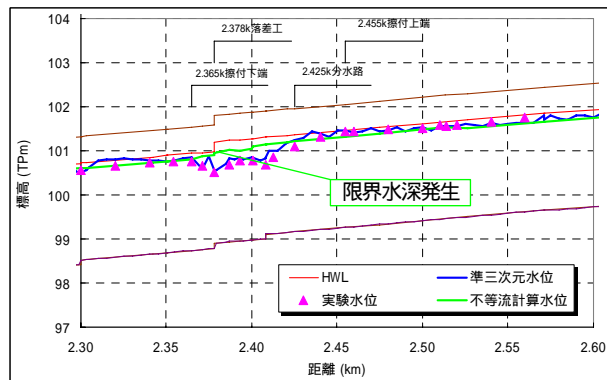


図-16 暫定河道水位の比較図(右岸側:湾曲内岸側)

13. まとめ

今回の水理検討で以下のことが明らかとなり、放水路のルート決定及び適切な構造を検討できた。

- 1) 中ノ井川放水路のルートを、新幹線橋梁を横過する位置で決定し、限られたスペースで計画流量を安全に流下できる断面を設定できた。
- 2) 分水部上流の湾曲部外岸における水位上昇の発生が確認され、H.W.Lを超えている高さとその区間が明らかになった。その結果、護岸の必要高上げ高さ及び延長を特定することができた。
- 3) 本川から分水路に分流する場所で、H.W.Lを超える波状の水位上昇が確認されたことから、水位上昇を低減する分流域の河道形状が決定できた。

14. おわりに

今後、新幹線横過部の断面形状や法線形状の詳細設計は、キャリブレーションをおこなった準三次元計算を利用して河道形状を検討していく予定である。

準三次元計算では、図-17のように護岸や護床工の設計外力として、流速分布を詳細に把握することが可能であり、各種水理量を算出し設計外力として利用する。

また、最終形状に対して水理模型実験を実施し、流況を確認した上で、局所的な施設改良を行うことが望ましい。

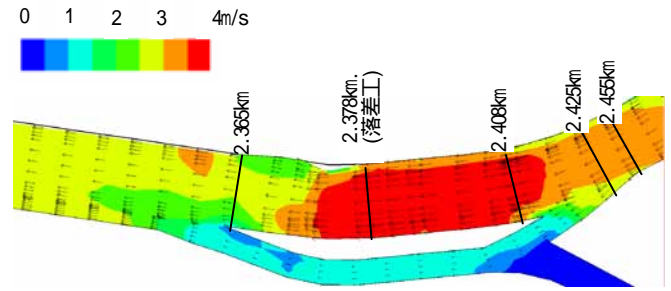


図-17 流速ベクトル図(準三次元計算)

最後に、複雑な河道形状に対して、水理模型実験と数値計算を組み合わせた検討手法を整理する。

水理模型実験は、水理現象の再現性に優れるが、費用と工期を要する。一方、準三次元計算は、模型実験と比較して安価かつ工期が短い精度に課題が残る。

水理検討は、水理模型実験と数値計算を組み合わせ、以下のように検討する。これにより、水理的に優れた施設形状を、経済的かつ短期間で設定することができる。

【検討手法】

- ・ 水理模型実験を実施し、検証データを得る。
- ・ 水理模型実験結果を検証データとして、準三次元計算の精度検証(キャリブレーション)を行う。
- ・ 施設形状は、準三次元計算で様々な形状を比較検討しながら決定する。
- ・ 細部の施設形状は、再度水理模型実験により決定することが望ましい。

表-5 水理検討手法の特徴一覧表

検討手法	特徴
一次元不等流計算	・ 河道断面、縦断形状を概略把握するのに適する。
準三次元計算	・ 精度検証(キャリブレーション)が必要。 ・ 分合流、湾曲、落差工など複雑な水理現象についても検討可能。 ・ 設計外力の詳細な把握(水理量を詳細に出力可能)。
水理模型実験	・ 水理現象の再現性に最も優れる。 ・ 最終形状の流況確認。細部の形状確認

