

足羽川ダム検証について

橋本 和宜¹

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

我が国では、近年の財政逼迫等の社会情勢の変化に伴って従来の治水・利水対策の見直しが行われ、「できるだけダムにたよらない治水」への政策転換を進めるという考えに基づき、ダム事業の検証に係る検討を行うよう、国土交通大臣から指示が出された。

足羽川ダムにおいても、「今後の治水対策のあり方に関する有識者会議」での討議を経てまとめられた「ダム事業の検証に係る検討に関する再評価実施要領細目」に基づく検証対象ダムに位置づけられ、これまで予断を持たずに検証作業が進められてきたところである。本稿では足羽川ダム建設事業の検証に係る検討結果について報告するものである。

キーワード 足羽川ダム、検証に係る検討、検証要領細目、治水対策案

1. 足羽川ダムの概要

足羽川ダムは、岐阜と福井の県境に位置する冠山に源を発し、人口約26万人を擁する福井市街地の中心部を貫流する一級河川足羽川支川部子川（福井県今立郡池田町）に建設を計画されている高さ約96mの重力式コンクリートダムである。足羽川ダムの位置図を図-1に示す。

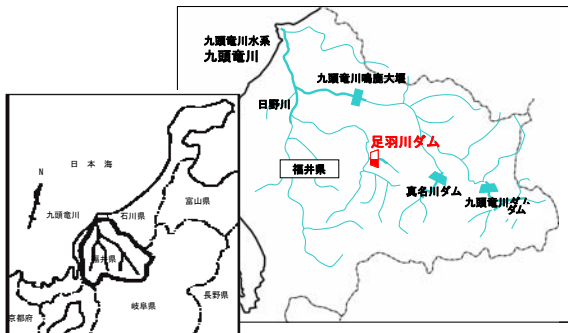


図-1 足羽川ダム位置図

平常時は貯水しない洪水調節専用の流水型ダム（図-2）として足羽川、日野川及び九頭竜川の下流地域における水害軽減を目的とし、予備調査・実施計画調査を経て平成6年度より建設事業に着手している。

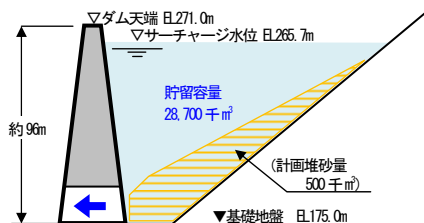


図-2 足羽川ダム容量配分図

2. 検証に至る経緯及び検証の概要

(1)検証の背景

我が国は、現在、人口減少、少子高齢化、莫大な財政赤字という、三つの大きな不安要因に直面していることから、公共事業については、歳出の中身を徹底的に見直しこれまで完成を目指してきたダムが本当に必要なものかどうかをもう一度見極め、国民の安全を守る上で合理的なインフラ整備を進めていく必要がある。

このような「できるだけダムにたよらない治水」への政策転換を進めていくという背景から、現在事業中の個別のダム事業について検証し、事業の必要性や投資効果の妥当性を改めて厳しいレベルで検討することとなった。

(2)検証の概要

国土交通大臣より、各地方整備局・水資源機構・都道府県等（以下「検討主体という。」）に対して、平成22年度時点で事業が行われていたダム事業のうち、

- a) ダムに頼らない治水対策の検討が進んでいるもの
- b) 既存施設の機能増強を目的としたもの
- c) ダム本体工事の契約を行っているもの

のいずれかに該当するものを除くすべてのダム事業について、「今後の治水対策のあり方に関する有識者会議」での討議を経てまとめられた「ダム事業の検証に係る検討に関する再評価実施要領細目」（以下「検証要領細目」）に基づく手順と手法による検討（以下「検証に係る検討」という。）を行うよう指示が出され、足羽川ダムについても検証の対象となった。なお、検証とは検討主体が検証に係る検討を行い、その検討結果の報告を踏

まえて国土交通大臣が判断する過程全体をいい、検証が終了するまで、国土交通省は当該ダムについて用地買収、生活再建工事、転流工工事、本体工事の各段階に新たに入ることとなる予算措置を講じないとされている。(図-3)

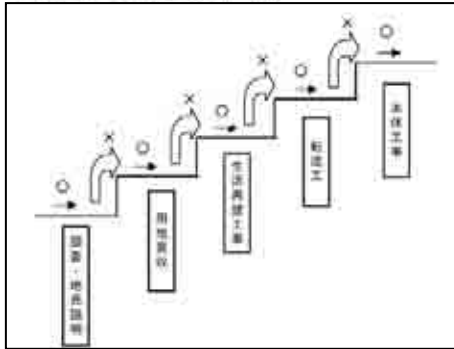


図-3 「新たな段階に入らない」の概略イメージ

3. 検証に係る検討手順

検証に係る検討の手順の詳細については、検証要領細目に定められ、その概要については以下のとおりである。

(1)検証に係る検討手順

- ① ダム事業の点検を踏まえて目的（洪水調節、新規利水等）別の検討を行う。
- ② 目的別の検討については、検証対象ダムを含む案と検証対象ダムを含まない複数の治水対策案の立案を行い、立案した治水対策案が多い場合には、概略評価により2～5案程度の治水対策案を抽出し、立案又は治水対策案を環境への影響等の評価軸ごとに評価し、目的別の総合評価を行う。

- ③ 検討主体は、以上を踏まえ対応方針（案）を決定し、国土交通大臣に検討結果を報告する。

(2)情報公開、意見聴取等の進め方

- ① 検証に係る検討に当たっては、科学的合理性、地域間の利害の衡平性、透明性の確保を図り、地域の意向を十分に反映するため、「関係地方公共団体からなる検討の場」を設置し、相互の立場を理解しつつ、検討内容の認識を深め検討を進める。
- ② 検討過程においては、「関係地方公共団体からなる検討の場」を公開するなど情報公開を行うとともに、パブリックコメントを行い、広く意見を募集する。

足羽川ダム検証に係る検討フローについて図-4に示す。

4. 足羽川ダム建設事業の検証に係る検討

(1) 足羽川ダム建設事業の点検結果

a) 事業費

① 総事業費の点検の考え方

平成19年2月の九頭竜川水系河川整備計画策定時における足羽川ダム建設事業の総事業費約960億円を対象に、現時点での事業の進捗状況を踏まえ、平成22年度以降の残事業の点検を以下の観点から行った。

- ・平成21年度までの事業実施状況は契約実績を反映。
- ・平成22年度以降の残事業については、物価変動を考慮。

② 総事業費の点検の結果

総事業費の点検結果は、現在の総事業費約960億円に対して約982億円と約22億円増という結果となった。しかしながら、実際の施工に当たっては、さらなるコスト縮減や工程短縮に対して最大限の努力をすることとしている。

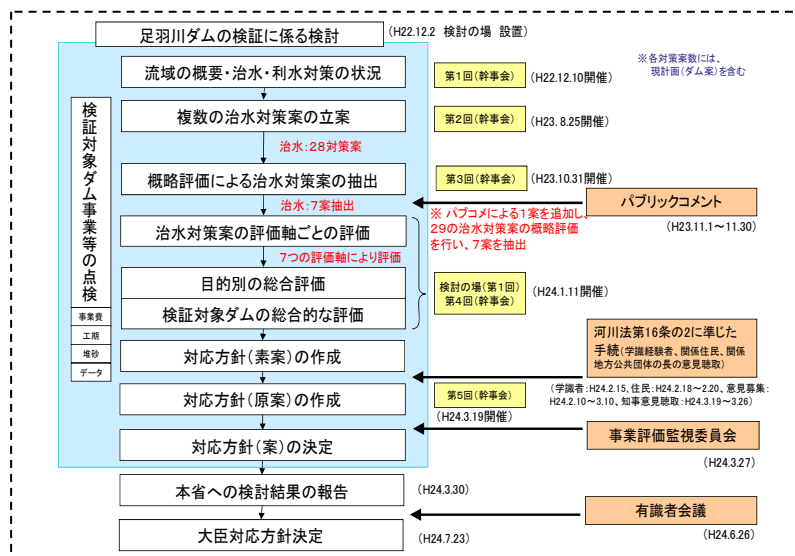


図-4 足羽川ダム検証に係る検討フロー

b) 工期

工期の点検にあたっては、平成19年2月の九頭竜川水系河川整備計画策定時に見積もっていた約13年の工期を対象にし、現時点までに得られている最新の知見等を踏まえ、全体工程に変更がないかを点検した。その結果、足羽川ダム建設事業（河川整備計画期間内に整備する施設）の工事用道路の工事着手から完了するまでの工期は約13年と変わらなかった。ただし、検証に要した期間については、完了年が遅れることとなる。

工事用道路の工事着手から完了までの工程は表-2に示すとおりである。

表-2 事業完了までに要する必要な工期

種 別	1年	2年	3年	4年	5年	6年	7年	8年	9年	10年	11年	12年	13年
ダム本体掘削(堤体基礎掘削工)													
堤体打設													
管理設備工・放流設備工													
工事用道路(工事用道路の設置の工事)													
原石の採取の工事													
施工設備の設置の工事													
導水トンネル(導水施設(分水堰含む)の工事(熊子川～水海川))													
建設発生土の処理の工事													
付替道路(道路の付替の工事)													

c) 堆砂計画等

足羽川ダム洪水調節地の計画堆砂量は、一次元河床変動計算により、堆砂形状の縦断変化及び堆砂量シミュレーションを行った結果、50万 m^3 とした。

点検では、計画流入土砂量の点検、堆砂計算の点検を行った。近傍ダムの直近までの堆砂実績データを用いて、直近データ及び近年の堆砂粒度データの確認を行った結果、計画堆砂量の変更が必要となる新たなデータはないことから、足羽川ダムの計画堆砂量は、現計画の50万 m^3 で妥当と考える。

また過去の洪水実績など計画の前提となっている雨量データ及び流量データの点検を実施した。

(2) 治水対策案の立案の考え方と概要

九頭竜川水系河川整備計画（足羽川ダムを含む案）では、足羽川ダムを完成させること等により、戦後最大規模の洪水を安全に流下させることとしている。複数の治水対策案（足羽川ダムを含まない案）は、九頭竜川水系河川整備計画において想定している目標と同程度の目標を達成することを基本として立案する。

a) 現行計画案（足羽川ダムを含む案）について

現行計画案（足羽川ダムを含む案）は、河川整備計画を基本として検討を行った。

足羽川では河川整備の目標とする戦後最大規模の洪水（天神橋地点の流量2,400 m^3/s ）に対して、1,800 m^3/s の流下能力が既に確保されており、残る600 m^3/s の対策の実施による所要の効果発現を図ることを基本とした。九頭竜川水系河川整備計画では、足羽川ダムの建設、既設ダ

ムの有効活用に伴う機能向上により、洪水時のピーク流量を低減させるとともに、河道改修（河道の掘削、引堤等）を実施し河道の流下能力を向上させ、目標流量を計画高水位以下で安全に流下させる計画である。

b) 複数の治水対策案（①～②⑤）の立案（足羽川ダムを含まない案）

複数の治水対策案（足羽川ダムを含まない案）の立案にあたっては、九頭竜川水系が九頭竜川、日野川及び足羽川の3つの河川が合流し、上流部から下流部にかけて、河道特性や土地利用状況が異なっていることを踏まえるとともに、検証要領細目に示されている方策を参考にして、様々な方策を組み合わせて、できる限り幅広い治水対策案を25案を立案した。

① 河川を中心とした対策の組合せ

治水対策案①～④案

：単独で河川整備計画で想定している目標と同程度の目標を達成できる治水対策案（河道の掘削、引堤、堤防のかさ上げ、放水路）を検討

治水対策案⑤～⑪案

：河道特性や土地利用状況が異なる区間が存在することから、3河川4区間（足羽川上流、足羽川下流、日野川、九頭竜川）における連続性や区間毎の特性（表-3）を考慮した組合せを幅広く検討

表-3 区間毎の河道特性について

区 間	特 性
足羽川上流	当該区間である天神橋地点上流部に高水敷はないため、「河道の掘削(高水敷)」は適用できない。 「河道の掘削(河床)」がコスト面で最も有利。
足羽川下流	当該区間は福井市街地の中心部を貫流。 「河道の掘削(河床)」、「引堤」、「堤防のかさ上げ」と比べて、「河道の掘削(高水敷)」がコスト面で最も有利。ただし、単独では整備計画において想定している目標と同程度の目標を達成できないため、引堤、放水路及び遊水池などの他の方策を含めて幅広く組合せを検討。
日野川	当該区間の高水敷は幅が狭い区間があり、「河道の掘削(高水敷)」は適用できない。 「河道の掘削(河床)」、「引堤」と比べて、「堤防のかさ上げ」がコスト面で最も有利。
九頭竜川	当該区間の高水敷は幅が広い区間があり、「河道の掘削(河床)」、「引堤」、「堤防のかさ上げ」と比べて、「河道の掘削(高水敷)」がコスト面で最も有利。

治水対策案⑫～⑮案

：九頭竜川流域では、直轄ダムである九頭竜ダム及び真名川ダムをはじめとする既設13ダム（利水専用ダムを含む）について、ダムの有効活用方策を適用することが可能であると考えられ、安全度の確保の観点で不足する部分を①～⑪案のうち、コスト面で最も有利な⑦案と組合せて対策案を検討

② 流域を中心とした対策の組合せ

治水対策案⑯～②⑤案

：流域を中心とした方策（輪中堤、宅地のかさ上げ、雨水貯留施設＋雨水浸透施設、水田等の保全）については、単独で河川整備計画において想定している目標と同程度の目標を達成できないため、①～⑮案のうち、コスト面で最も有利な⑬

案と組合せを検討

③ 検討の場（幹事会）構成員からの意見を踏まえた治水対策案

治水対策案⑦'⑧'案

：平成23年8月25日に開催された「足羽川ダム建設事業の関係地方公共団体からなる検討の場」第2回幹事会における以下の構成員からの意見を踏まえて、日野川区間において「引堤」を中心として組み合わせた治水対策案⑦'⑧'の2案を追加

〈構成員からの意見〉

「日野川の堤防かさ上げがコスト面で明らかに有利とあるが、堤防かさ上げはH.W.L.を上げるので一種の禁じ手であり、いろんな影響が生じるのではないかと懸念する。治水の基本的手段から言えば、堤防かさ上げではなく掘削と引堤を組み合わせるべき。」

④ 治水対策案のパブリックコメントを踏まえた治水対策案

治水対策案⑤'案

：平成23年11月1日～30日に行ったパブリックコメントで対象とした「これまでに提示した複数の治水対策案以外の具体的対策案の提案」における意見を踏まえて、足羽川から九頭竜川へ洪水を分流する治水対策案⑤'の1案を追加

以上立案した28の治水対策案の一覧表を表-4に示す。

(3) 概略評価による治水対策案の抽出

立案した28の治水対策案について、各治水対策案に応じてⅠ～Ⅳの4分類に区分し概略評価を行なった。

- a) 制度上、技術上の観点から極めて実現性が低いと考えられる案
- b) 治水上の効果が極めて小さいと考えられる案
- c) コストが極めて高いと考えられる案 等

以上のような明らかに不適当な治水対策案を除外したり、同類の治水対策案についてはそれらの中で比較し最も妥当と考えられる案を抽出した結果、現行計画案を含めて計7案を抽出した。

- ・ 現行計画案（足羽川ダムを含む案）
- ・ 案⑦ 河道の掘削（河床・高水敷掘削）＋堤防のかさ上げ
- ・ 案⑧' 河道の掘削（河床・高水敷掘削）＋引堤：日野川区間＋堤防のかさ上げ：足羽川下流区間
- ・ 案⑪ 遊水地（小）＋河道の掘削（河床・高水敷掘削）＋堤防のかさ上げ
- ・ 案⑫ ダムの有効活用（ルール見直し：5ダム）＋河道の掘削（河床・高水敷掘削）＋堤防のかさ上げ
- ・ 案⑬ ダムの有効活用（ルール見直し：2ダム）＋河道の掘削（河床・高水敷掘削）＋堤防のかさ上げ
- ・ 案⑭ 輪中堤＋宅地のかさ上げ＋ダムの有効活用（ルール見直し：2ダム）＋河道の掘削（高水敷掘削）＋堤防のかさ上げ

表-4 治水対策案一覧

		Ⅰ. 河道改修を中心とした対策案								Ⅱ. 大規模治水施設による対策案						Ⅲ. 既存ストックを有効活用した対策案		Ⅳ. 流域を中心とした対策案											
治水対策案	実行 時期	①	②	③	⑦	⑦'	⑧	⑧'	④	⑤	⑥	⑨	⑩	⑪	⑤'	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕
河川整備計画	足羽川 ダム																												
	既設ダムの有効活用																												
河川整備計画	河道改修ほか																												
	河道改修ほか																												
河川を中心とした対策	河道の掘削（河床）																												
	引堤																												
流域を中心とした対策	遊水地（大）																												
	遊水地（中）																												
必要の定量的把握がある程度可能な対策	放水路（大規模）																												
	放水路（小）																												
	ダムの有効活用（橋下・上流・下流）																												
	ダムの有効活用（橋下・上流・下流）																												
	輪中堤																												
	輪中堤																												
	宅地のかさ上げ																												
	宅地のかさ上げ																												
	雨水貯留施設																												
	雨水貯留施設																												
	水田等の保全																												
	水田等の保全																												

足羽川ダム

既設ダムの有効活用

河道改修ほか

河道の掘削

引堤

堤防のかさ上げ

遊水池

放水路

ダムの有効活用

輪中堤防

雨水貯留施設

水田等の保全

概略評価により抽出した治水対策案

□：概略評価により抽出した治水対策案

以上 7 案について、「検証要領細目」に示されている 7 つの評価軸（安全度、コスト、持続性、柔軟性、実現性、地域社会への影響、環境への影響）について評価を行った。

(4) 足羽川ダムの目的別の総合評価（洪水調節）

検証要領細目に基づき、目的別の総合評価（洪水調節）を行った。結果は以下のとおりである。

- a) 一定の「安全度」（河川整備計画の目標流量[天神橋地点]2,400m³/s）を確保することを基本とすれば、「コスト」について最も有利な案は「ダム案」である。
- b) 「時間的な観点から見た実現性」として、10 年後に完全に効果を発現している案はなく、20 年後に足羽川ダムの効果量に相当する効果を発現していると想定される案は、「ダム案」、「堤防かさ上げ案」、「既設 5 ダム活用案」、「既設 2 ダム活用案」である。
- c) 「持続性」、「柔軟性」、「地域社会への影響」、「環境への影響」の評価軸については、a)、b) の評価を覆すほどの要素はないと考えられるため、「コスト」を最も重視することとし、洪水調節において最も有利な案は「ダム案」である。

(5) 足羽川ダムの総合的な評価

検証要領細目に基づき、検証対象ダムの総合的な評価を行った。

- a) 洪水調節の目的について、目的別の総合評価を行った結果、最も有利な案は「ダム案」である。
- b) 足羽川ダムは、洪水調節のみを目的とする洪水調節専用（流水型）ダムであることから、目的別の総合評価結果（洪水調節）を総合的な評価の結果とする。
- c) これらを踏まえると、総合的な評価の結果として、最も有利な案は「ダム案」である。

5. 検討結果と今後について

(1) 検討結果

「(5) 足羽川ダムの総合的な評価の結果」について近畿地方整備局事業評価監視委員会（平成23年度第7回）による審議を経て、足羽川ダム建設事業の対応方針（案）を国土交通大臣へ報告した。

その後、「今後の治水対策のあり方に関する有識者会議」の討議を経て、国土交通省の対応方針「足羽川ダム建設事業 継続」が平成24年7月23日に決定した。

(2) 今後について

足羽川ダムにおいては、下流域の安全のために、移転を余儀なくされた地元関係者の方々の生活再建を第一に、治水安全度の向上に向けて、早期完成に努めるとともに、さらなるコスト削減を図っていく必要がある。

平成24年8月京都府南部豪雨における 内水解析調査について

佐藤昭史¹

¹近畿地方整備局 淀川河川事務所 調査課 (〒573-1191大阪府枚方市新町2-2-10)

近年多発する集中豪雨により、支川の中小河川の氾濫や内水被害の発生頻度が高くなっている。集中豪雨は、台風等の流域一帯に降る降雨と異なり、小流域に1時間に100mm/hといった降雨が集中するため、都市域の下水道の流下能力を超え、都市型内水氾濫・被害が発生しやすい洪水である。

集中豪雨は発生予測が困難であり、かつ局地的な降雨であるため、従来の地上雨量観測施設により降雨の状況を正確に補足することは困難である。淀川河川事務所では、平成24年8月14日に発生した京都府南部豪雨により浸水した宇治市内の弥陀次郎川から木幡池周辺における内水解析調査を行い、データ数が少なく、再現計算が困難な小流域の集中豪雨に対し、データ取得方法を工夫し、再現性を高める解析を行った。

キーワード 集中豪雨, 内水被害調査, 内水解析

1. はじめに

従来から雨量観測は、河川の計画策定や洪水予測を行うため、50km²に1箇所といった配置を基本として流域全体に設置されており、水位観測所についても重要支派川の分合流前後や狭窄部や遊水地等の水理状況を知るために必要な地点に設置をしており、小流域毎に設置がされていない状況である。

近年、局地的に集中して発生する集中豪雨では、降雨の範囲によるが従来の観測施設では数点のデータしか取得できない。また水位や流量データについても中小河川のデータが補足できないため、小流域の局地的な集中豪雨では実績降雨や水位・流量の把握が難しく再現計算の際には精度向上の工夫が必要である。

今回は、平成24年8月豪雨の小流域での集中豪雨における出水直後の痕跡調査及び住民聞き取り調査をもとに内水域の流出モデルの精度向上を図ったものである。

2. 京都府南部豪雨による被害状況等

平成24年8月14日の京都府南部豪雨では、前線が日本海から西日本に南下し、暖かく湿った空気が流れ込んだ影響で大気の状態が非常に不安定となり、局地的に非常に激しい豪雨が発生した。

豪雨は枚方から宇治川、木津川下流域に午前4時～6時に集中して雨が降り、宇治地点では1時間に74mmという猛烈な雨があり、宇治川流域の中小河川で浸水被害が発生し、宇治川右支川の弥陀次郎川においては、天井川区

間の堤防が約25m欠壊した。

弥陀次郎川はJR奈良線を越えてから天井川となるが、その上流の堀込区間でも溢水が発生しており、JR奈良線に隣接する墓地でも墓石が流出する等、猛烈な雨と浸水被害が発生していた。弥陀次郎川は14日4時頃に堤防が欠壊し、天井川からの氾濫水は欠壊した左岸側の堤防から南側に流下し、宇治市の管理する仁良川を伝い、隣接する堂の川流域に流入した(図-1)。堂の川流域にある木幡池では下流端に直轄の大島排水機場が設置されていたが、大島排水機場では想定していない流域外の弥陀次郎川からの氾濫水により、木幡池周辺でも浸水被害が発生し、弥陀次郎川の破堤点から仁良川、木幡池まで一連して浸水した。この浸水により宇治市内では床上・床下併せて2000棟を超える浸水被害が発生した。



図-1 堂の川・弥陀次郎川流域図

3. 内水解析の必要性及び検討フロー

今回の浸水被害では、被害のあった宇治市、河川管理者である京都府への情報提供及び対策支援を行うことと併せて淀川河川事務所が管理している大島排水機場の内水排除効果の確認を行うため、図-2の流れで内水解析を実施した。

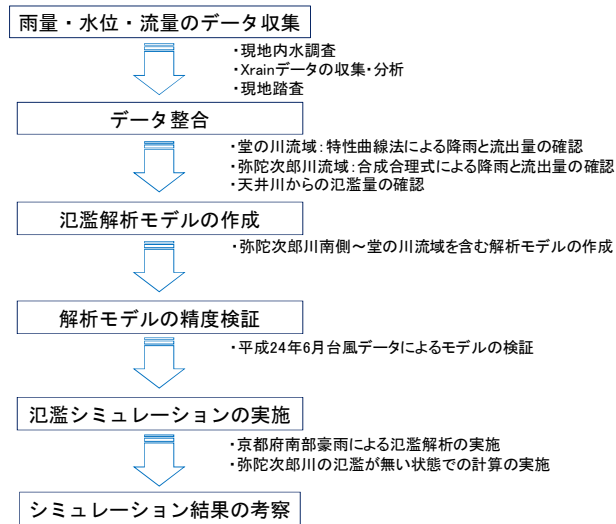


図-2 検討フロー

4. 集中豪雨に対するデータの収集

今回の京都府南部豪雨では、図-3、4のとおり地上雨量観測所の配置では捕捉できない降雨であったため、地上雨量観測とは別に雨量データを収集する必要があった。また弥陀次郎川や堂の川（木幡池）にも水位・流量観測所がなく、唯一木幡池の大島排水機場の内外水位データがある程度であった。

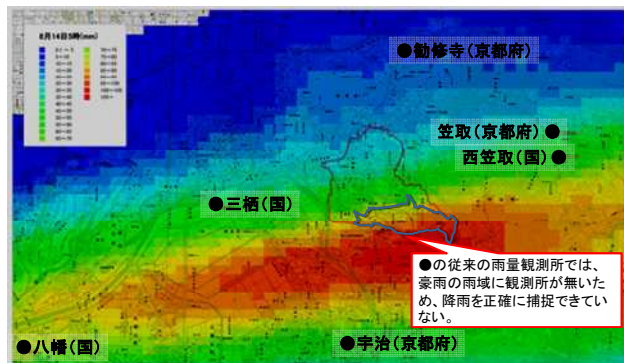


図-3 宇治市周辺の降雨状況と地上雨量観測所の配置

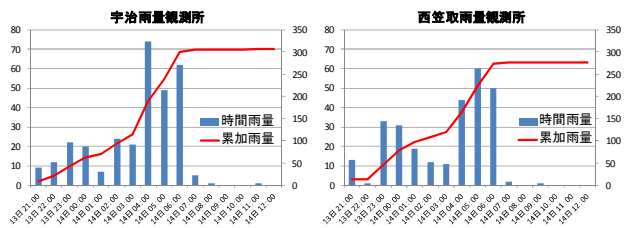


図-4 宇治・西笠取雨量観測所の観測値

(1) 現地におけるデータの収集

淀川河川事務所では管理区域外で発生した内水等災害に対して、被災要因の分析のため、集中豪雨のあった8月14日当日に現地に入り内水等災害把握調査を実施した。8月14日当日は弥陀次郎川からの氾濫による影響を把握するため、堤防が欠壊した弥陀次郎川の左岸側（弥陀次郎川から南側）のみの痕跡調査を行ったが、実際は仁良川から流下した氾濫水により、弥陀次郎川の北側（木幡池周辺）も浸水被害が発生していることが判明した。

このため、木幡池周辺の浸水調査について、後日職員自ら木幡池周辺の現地踏査を行うとともに浸水した各自治会の会長や周辺住民に聞き取り調査を行った。聞き取り調査を行った自治会では、各自治会とも被害の写真や定点観測した写真、浸水の時間等を詳細に保存されており、復旧作業の中当時の状況を丁寧に対応していただき、浸水時の情報、写真データを提供していただいた（図-5）。このデータについては、行政でも把握していない貴重な資料でもあり、このデータをもとに自治体へ浸水被害の状況連絡や浸水対策の要望をされており、木幡池周辺の自治会では”自助”がきちんとできているということを理解した。

2012・8・14 木幡池水害の経緯と課題

8月14日		
4:30頃		雨音と雷鳴で目が覚める 気象庁 HP レーダーナウキャスト 宇治に赤やピンクの帯がかかるのを確認 池を見に行く 管理事務所前で、道路面まで約 50 cm カメラを取りに帰る。
5:00頃	●さんへ電話	後 50 cm であふれる
5:03	●さんへ電話	●さんへ連絡。池があふれそう カメラを持行く。 5:06 分に排壁下の写真を撮る 露出不足
5:15頃		●さんと管理員さん起こす。 道路面まで 10 cm くらい 雨が小康状態で、もう少し様子をみよう ●さん いったん引き揚げろ。
5:24		気になって表に出るとすでに道路に水が溢れている。写真
5:32	●さんから電話	上から見て、道路に溢れている。
6:03	管理員さんから	本部立ち上げる
6時台		防災本部 放送（冠水の事実） 各所被害実態調査
7時ころ		放送（ご注意を 最深部 70cm） 雨はほとんど止む
8時台		水が引き始める
9時台		水が引いたところから清掃作業 ゴミ・泥
5時		清掃完了

図-5 自治会による被害をまとめた資料

現地踏査では、壁面の痕跡水位や樹木のゴミの引っかかり等から木幡池や氾濫水の水位を確認した。また木幡池の浸水域だけでなく、周辺の踏査において、道路側溝の砂の貯まり方から、河川の氾濫だけでなく、下水道や水路から溢水し、市街地全域が浸水している状況を把握

することができた。

この現地踏査及び聞き取り調査の結果は弥陀次郎川を含む木幡池周辺の浸水範囲、浸水深のデータはモデル作成に活用した（図-6）。



図-6 洪水痕跡の確認（現地踏査）

(2) 雨量データの収集

先に記載したとおり、従来観測の雨量データでは今回の集中豪雨の降雨を捕捉できていないため、XバンドMPレーダ雨量観測の観測情報を配信しているXrainを用いて雨量データを推量した。Xrainでは、各メッシュ地点の雨量を捕捉できるため、使用にあたっては、地上雨量観測データとの整合を確認した。地上雨量とその地点のレーダ雨量を比較（図-7）すると、降雨の大きい宇治地点は比較的一致しているが、降雨が少ない勧修寺地点は差が大きい結果となっている。Xrainによる降雨状況を見ると、狭い区域で多くの降雨が発生している。このため、ティーセン法による流域平均雨量では、地上観測所での雨量がその流域を代表しているとはいえない。よって流出計算で用いる流域平均雨量については、流域毎に実際の雨量を反映していると考えられるXrainのデータを用いることが望ましいと考えた。

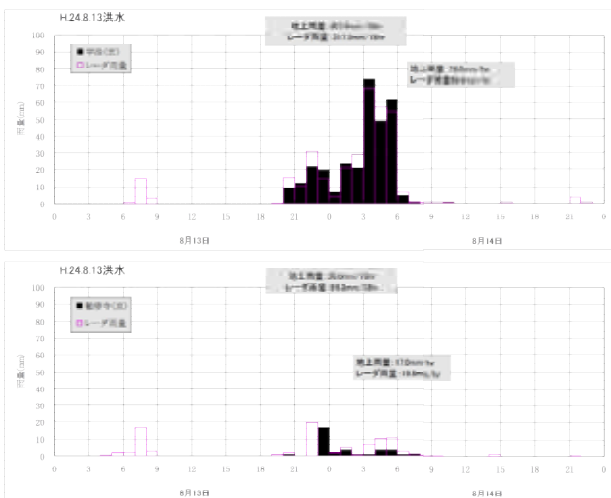


図-7 レーダ雨量と地上雨量観測値との比較

(3) 水位・流量データの収集

弥陀次郎川、堂の川（木幡池）は京都府管理の河川である。現在小流域の河川のほとんどが、雨量強度と流域面積から計画流量を算出する合理式により計算されており、弥陀次郎川の流域も同様であり、流域内に水位流量観測所が存在しない。堂の川については、下流端に木幡池があり、流域の土地利用から特性曲線法で計画流量を算出しているが、水位流量観測所もなく、本出水では、大島排水機場の内外水位のデータしか取得できなかった。

(4) 京都府天井川に関する技術検討会とのデータの整合

京都府南部豪雨により弥陀次郎川の堤防が欠壊したことを踏まえ、天井川での再度災害防止を図る対応策等を検討するため、京都府による天井川に関する技術検討会が開催された。この検討会の議論と整合を図るため、弥陀次郎川の氾濫時の流量、弥陀次郎川上流の上出橋地点の最小流下能力、地元住民の目視報告から弥陀次郎川の欠壊箇所の堤防満杯流量が妥当とされたことから、今回の解析では、約15m³/sを用いた（図-8）

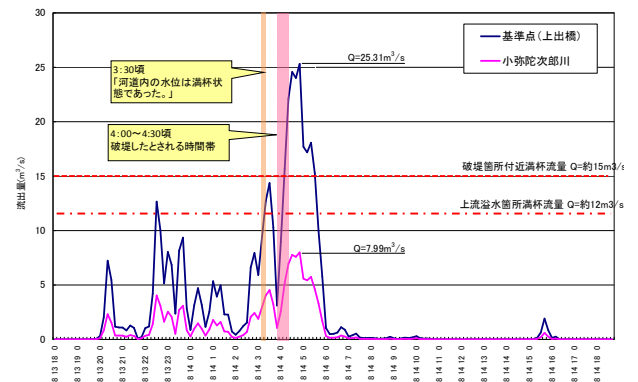


図-8 弥陀次郎川からの氾濫流量（京都府より提供）

5. 内水解析の実施

(1) 氾濫解析モデルの作成

収集した浸水範囲、浸水深、雨量、水位、弥陀次郎川からの氾濫量のデータから、実績データと整合の取れるモデルとして、流出計算+氾濫解析モデルの作成を行った。流出計算については、堂の川（木幡池）流域の計画モデルと同一の特性曲線法を用い、各定数は京都府全体計画の計画値を使用した。

流出計算により、Xrainの雨量データからの流出量を算出するが、流出量は実績データが無い場合、その流量をそのまま氾濫計算に入力し、浸水面積及び浸水範囲が実績と合致するように各パラメータを調整し、モデルの作成を行った。

氾濫解析モデルでは、小流域の氾濫を精度良く計算するため、平成17年度に計測していたレーザープロファイラデータから浸水区域の地盤高を10mメッシュの格子座標で作成することで、10mメッシュで浸水深が把握でき

るモデルを作成した。

また木幡池に流下する流域内の小支川（六地藏川や仁良川）や木幡池そのものは出水後に測量を行い、池の湛水量や支川の流下断面を把握し、計算モデルに適用した（図-9）。

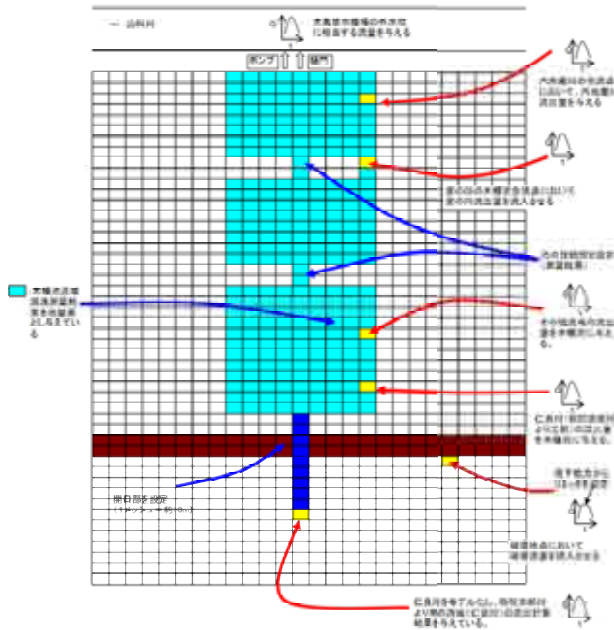
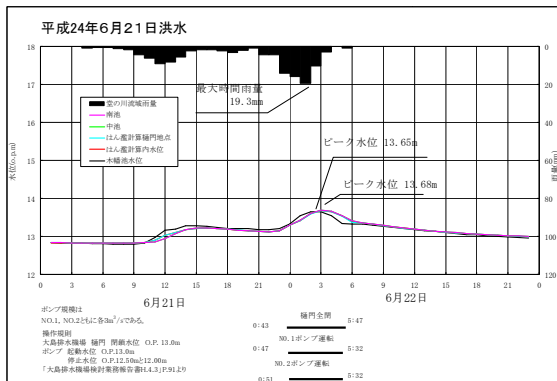


図-9 計算モデルの概要

(2) 解析モデルの精度検証

堂の川（木幡池）流域では、特性曲線法を用いたが、実測流量が把握できていないため、算出した流量の精度に疑問があった。実測値が無い場合、無理に調整はできないが、特性曲線法の定数として損失雨量に着目し、京都府の計画損失雨量そのままの場合と計画損失雨量が半分となった場合の2パターンにてモデルの検証を行った。モデルの検証にあたっては、京都府南部豪雨では弥陀次郎川からの氾濫水の影響があるため、平成24年6月の前線、台風の降雨をもとに、損失雨量2パターンで計算を行い、木幡池の水位が大島排水機場の実績の内水位と合致するか確認した。この結果、損失雨量を計画の半分にすると流出量が多くなるため、計画と同じ損失雨量とし



て再現計算を行うこととした（図-10）。

図-10 解析結果の検証（平成24年6月洪水）

(3) 木幡池周辺における京都府南部豪雨の再現計算

上記の計算モデルから再現計算を実施した。再現計算の結果、大島排水機場のハイドロでは実績と計算値で形状は異なるが、ピーク値や全体のボリューム、木幡池周辺の浸水範囲、浸水深等は概ね合致した（図-11）。

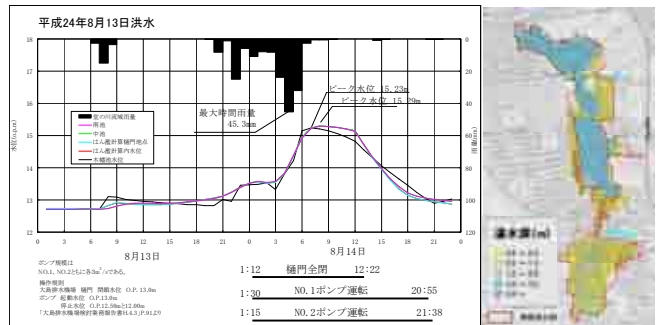


図-11 京都府南部豪雨の再現計算結果

6. シミュレーション計算の結果・考察

再現計算を行ったモデルから、弥陀次郎川の氾濫が無かった場合（弥陀次郎川の堤防が欠壊しなかった場合）についてシミュレーションを行った。

シミュレーションを行った結果、弥陀次郎川の流出量（約15m³/s）が無かった場合、木幡池水位はHWL以下となり、木幡池の水位はHWL：O.P. 15.0m以下の14.94mとなることが分かった（図-12）。ただし、仁良川（弥陀次郎川より南側）において、越水氾濫が生じており、これは、地盤高が木幡池水位よりも低いため、背水の影響により浸水しているものと考えられる。

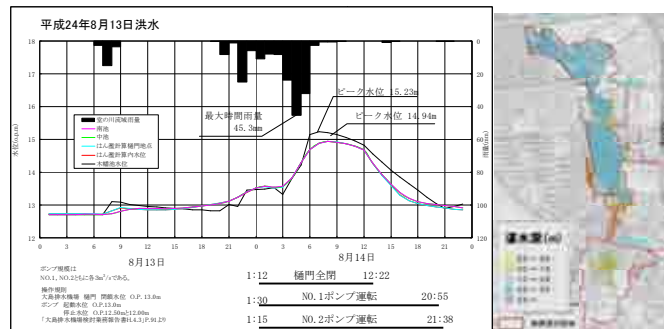


図-12 京都府南部豪雨におけるシミュレーションの実施

7. おわりに

8月14日京都府南部集中豪雨による弥陀次郎川の氾濫及び木幡池の浸水における内水解析を実施したが、中小河川での氾濫であり、観測データが少なく、モデル同定に用いる検証データが氾濫面積と木幡池水位でしか存在しないことと、河川だけでなく水路や下水道からの氾濫があったため、流出計算及び氾濫ボリュームの把握等モデルの精査が困難であった。今回の出水では、出水直後に職員が現場に行き、痕跡調査を実施し、併せて職員自

ら自治会長や被害のあった方々に聞き取り調査を行い、写真や情報を提供いただくことができたことから、一定の再現性をもった解析を行うことができた。

近年、職員の減少に伴い、雨量や水位データについては、出水時に会議室でテレメータによるデータの整理を行い、浸水範囲もヘリ画像から確認といった対応が多くなっているが、洪水によるデータは災害復旧の指標となること、また今後の計画策定における重要なデータになることから、出水時には迅速に収集する必要がある。解析手法やパソコンの高度化に伴い、詳細な実測データが無くても解析作業自体を行うことは可能であるが、その解析結果の再現性を高める上では、現場のデータが最も重要であることを再度認識した。

直轄の出水対応では、流域全体に降雨のある台風性の洪水が主となるため、従来の観測データから解析、精度検証を行うことは可能であるが、排水機場の効果、分析や自治体への支援のための小流域の被害検証等を検討するには今回と同様に、XバンドMPレーダからの雨量解析や地元住民への聞き取り調査といった今回実施した工夫を今後の検討でも活かしていきたいと考えており、出水における職員の認識を高め、データの重要性、収集及び検討する工夫、対応できる体制を事務所では検討しておく必要がある。

参考文献

1)天井川に関する技術検討会 会議資料（京都府）

鋼製橋脚隅角部における 疲労き裂対策について

仲野 悌弘

近畿地方整備局 近畿技術事務所 防災・技術課 (〒573-0166 大阪府枚方市山田池北町11-1) .

近畿地整管内にて過去に重大な疲労による損傷が発見された橋梁に対して設けられた、橋梁ドクター参加による鋼橋及び鋼製橋脚隅角部の疲労損傷に関する対策委員会において得られた知見を体系的にとりまとめ、今後道路管理者が同様の損傷に直面した場合の鋼橋及び鋼製橋脚隅角部の保全の参考になるものと期待し、技術資料(案)として取りまとめた。

なお、委員会による検討及び審議結果は、鋼橋及び鋼製橋脚隅角部における疲労き裂損傷に特化したものであり、今回の成果は全国的にも貴重なものとなった。

キーワード 疲労き裂, 鋼橋, 鋼製橋脚, 鋼製橋脚隅角部

1. 経緯

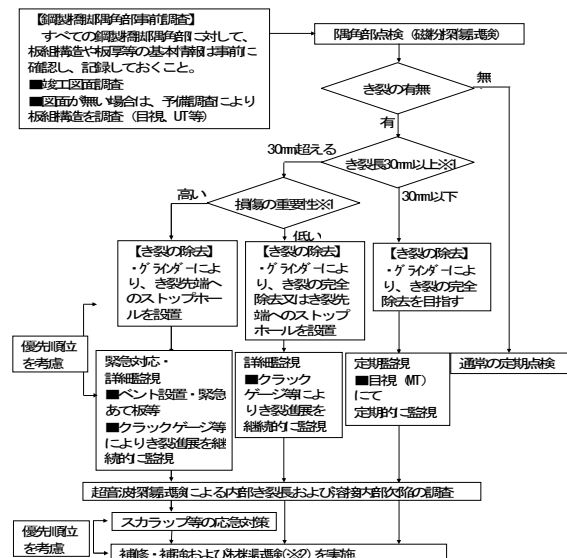
近畿地方整備局管内で過去に重大な疲労による損傷が発見された鋼橋及び鋼製橋脚隅角部に対して、それぞれ橋梁ドクター参加による委員会により検討が行われた。委員会による検討及び審議結果は、鋼橋及び鋼製橋脚隅角部における疲労き裂損傷に特化したものであり、全国的にも貴重な成果となった。そこで委員会において得られた知見を体系的にとりまとめ、道路管理者が疲労き裂損傷に対して迅速かつ適切に対策するためのマニュアルとして取りまとめることを目的とした技術資料(案)を作成することとなった。本論文はその中でも鋼製橋脚隅角部に関する技術資料について報告する。

2. 疲労き裂に対する対策方針と管理上の留意点

(1) 管理基本方針

鋼製橋脚を管理する上で、すべての鋼製橋脚(角柱タイプ)隅角部に対して、板組構造、板厚等の基本情報を事前に確認しておくことを原則とする。鋼製橋脚隅角部の疲労き裂損傷に対する維持管理方針は、「鋼製橋脚隅角部検討委員会」及び「浜手 BP 検討会」にて検討を行った、疲労き裂損傷に対する調査・検討結果を受けて、図-1に示す対応を実施する。なお、隅角部にき裂が確認された場合は、落橋に繋がる大きな被害が生じる可能性があることから、速やかに調査職員への報告を行い、き裂の除去等を行うことを基本とする。

これは隅角部のあて板補修を行う際、板組構造がWW以外の場合、隅角部の溶接線があて板によって隠されることや補修設計そのものに関係するからである。(図-2 観察孔の設置を参照)



※1) 損傷の重要度が高いとは下記に記載するものを想定しているが、必要に応じて、橋梁ドクター等の専門調査者に相談を行うこと。また、き裂長が30mm以下であっても必要に応じて、橋梁ドクター等の専門調査者に相談を行うこと。
①き裂長が30mmを大きく超えるようなき裂長(4=100mmを目安とする)の場合
②き裂の端部が閉鎖状態にある場合
③き裂の拡大が可視で直交している場合
④片持端部で、柱脚部との溶接部が破損した場合(溶接部が破損)等
※2) ストップホールや補修等により得られる情報に基づき、化学成分分析を行う

図-1 鋼製橋脚に対する維持管理フロー

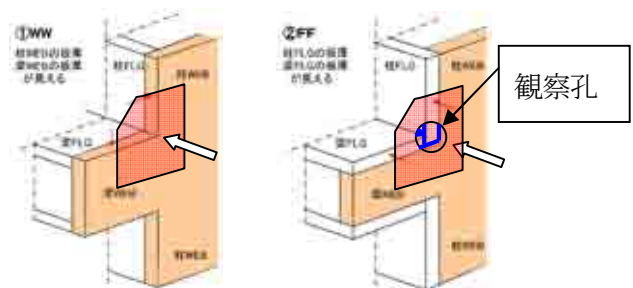


図-2 観察孔の設置

(2) 点検時の主要着目箇所

一般的な鋼製橋脚隅角部における主要着目箇所を図-3に示す。ただし、図-3に示す範囲を越えて、疲労き裂損傷の発生が疑われる場合は、適宜、着目範囲を拡大して点検するよう定めた。

また、浜手バイパスの橋脚については別途主要着目点を定めている。

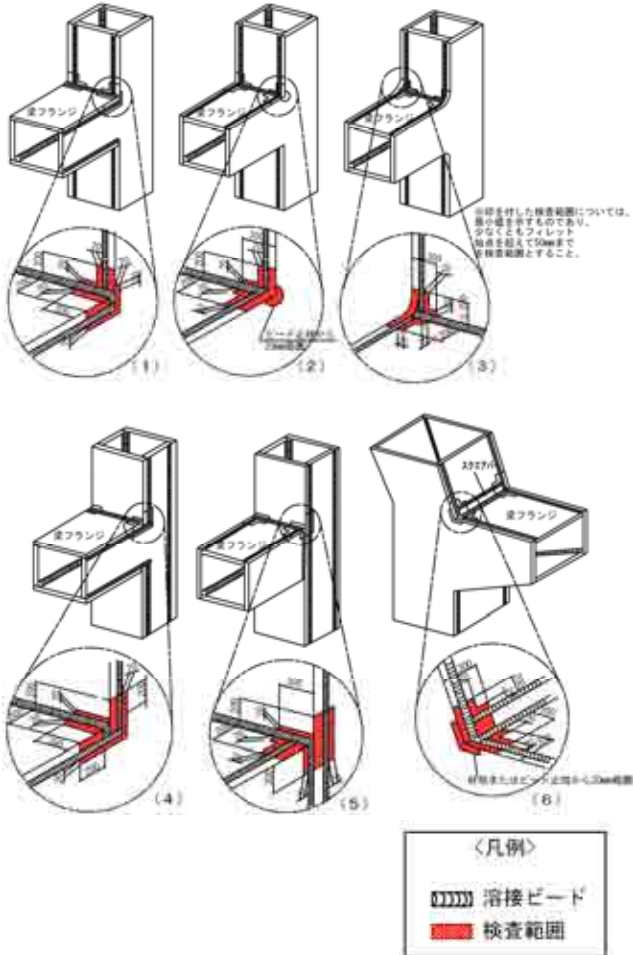


図-3 主要着目箇所

(3) 磁粉探傷試験によるき裂確認

塗膜割れを発見した場合には、き裂の有無を確認するため、磁粉探傷試験（MT）を実施し、き裂の有無を確認する。き裂が確認された場合は、速やかに図-4に示すような流れで応急処置（削り込み、ストップホールの設置）を行う。

き裂は全長を除去することを基本とするが、貫通き裂の場合など、き裂の全長除去が出来ない場合は、ストップホールを設けることを原則とする。これはき裂先端に高い応力集中が生じているためであり、き裂確認後は応急対策として、き裂先端部の除去を行うこととした。

き裂先端の応力集中は長さ按比例して大きくなるため図-4に準じたき裂先端の処理を速やかに実施し、報告書として各段階で写真撮影をし提出することとした。

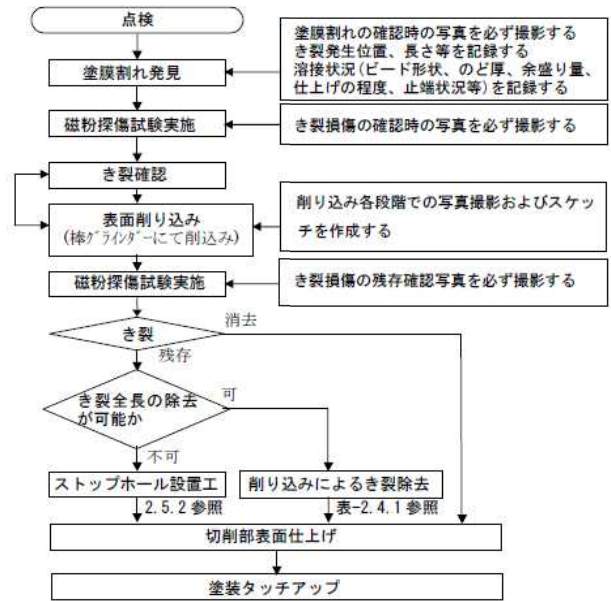


図-4 き裂確認時の応急対策の対応フロー

(4) き裂確認後の応急対策

a) ストップホール及び削り込み

ストップホールの設置は棒グラインダーにて行うものとし、その大きさはストップホール設置後の磁粉探傷試験が実施出来る程度として、 $\phi 20\text{mm}$ 程度を基本とする。ストップホールを明ける場合はき裂先端を確実にとらえる必要がある。

ストップホール設置後は、新たな傷を設けないために棒グラインダー等によりストップホール孔内部を滑らかに仕上げるものとし、角部はストップホール内部が観察できるように大きく拡大することとした。

仕上げ後は磁粉探傷試験により表面傷がないことを確認した上で目視及び指にて表面粗さ標準片との比較確認を実施する。

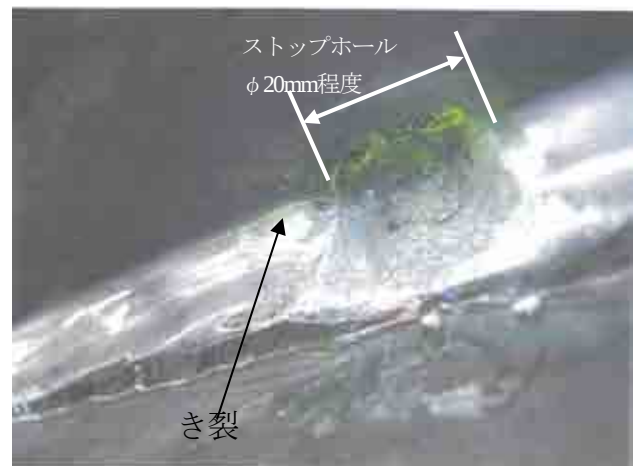


写真-1 ストップホール設置例

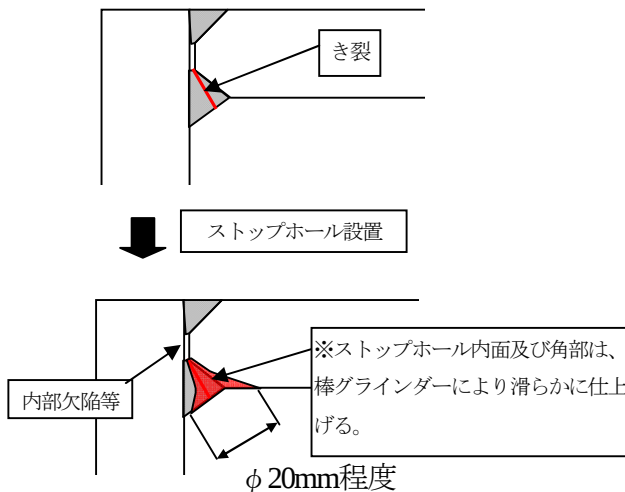


図-5 ストップホール設置概要図

b) スカラップ

隅角部の十時継ぎ手部及び溶接の3線交差部は、溶接不良が生じやすい箇所であり、且つき裂の完全な除去が困難な箇所であることから、き裂先端が柱及び梁母材に進展する可能性があるとは判断した場合はスカラップの設置を行うことが望ましい場合がある。

スカラップの設置は隅角部母材を大きく切り欠くこととなるためスカラップの設置の有無の判断や設置を行う時期、などは橋梁ドクターなどの学識経験者に相談することとした。

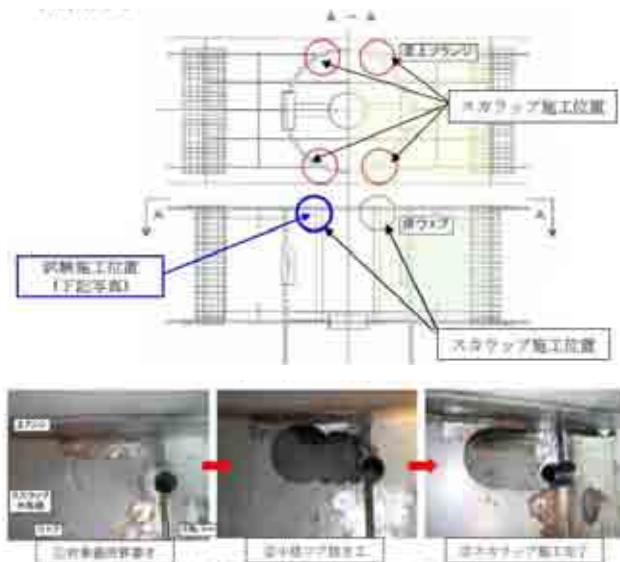


図-6 スカラップ設置位置図

c) 監視と経過観察

鋼製橋脚隅角部においてき裂が確認された場合は、通常の定期点検（1回／5年）以外に、定期監視（き裂長さ30mm以下）及び詳細監視（き裂長さ30mmを超える）を行う必要がある。

なお、鋼製橋脚隅角部においてき裂が確認された箇所においても主要着目箇所として、経過観測を行っていく

ものとする。

(5) 材料試験

隅角部から採取した鋼材コア片の一部にて、(a)～(e)の科学成分分析試験を実施することを基本とした。

a) 科学成分分析試験

既往鋼材が要求性能（JIS規格値）を満足する成分であるかを判定するために実施する。主に炭素（C）の含有量が重要となる。科学成分分析試験は1部材（損傷箇所のウェブまたはフランジ）につき1つの鋼材コア片を用いて行うことを基本とした。

b) シャルピー衝撃試験

既設鋼材の化学成分がJIS規格外であった場合に、鋼材の温度と脆性との関係（鋼材はある温度以下になると粘りがなくなって、衝撃に弱くなる）を調べるために実施する。一般に衝撃値の大きい鋼材は、引張り強さや伸びも大きく、靱性（じんせい）があるとされている。

c) マクロ・ミクロ試験

試験No. ②の破面観察等を行うために実施する。

d) 厚さ方向引っ張り試験

耐ラメラテア性能を数値的に評価する絞り値を計測するために実施する。

e) スランプ試験

鋼材溶接部の熱影響範囲、性状、状態、異常等推定するために実施する。

(6) 非破壊試験

既設橋梁の溶接継手部塗膜割れ及びき裂に対する現地確認試験手法としては、図-7に示すものがあるが、既設橋梁の溶接継手部塗膜割れ及びき裂に対する非破壊試験方法としては、②磁粉探傷試験を基本とし、ラメラテア等の内部欠陥及び内部のき裂等の確認試験として、③超音波探傷試験を用いるものとする。



図-7 き裂確認のための非破壊試験方法

a) 磁粉探傷試験

鋼製橋脚隅角部の溶接継手部塗膜割れ及びき裂に対する現地確認試験方法は、表面近傍のき裂を検出するのに適した磁粉探傷試験（MT）にて実施することを基本とした。

b) 超音波探傷試験

既設橋梁の内部欠陥及び内部き裂に対する現地確認試験手法は、超音波探傷試験（UT）にて実施することを基本とした。

超音波探傷試験にて、すみ肉溶接止端部のき裂長さ

(深さ方向)の検知も可能であるが、き裂長さが短い等の原因により、検知することが困難な場合もあることに留意した上で調査提案を行う必要がある。平鋼板部での調査が可能となるラメラテアなどの鋼版に平行する内部の欠陥や、き裂等を検知する場合には問題ない。

(7) 現地車両載荷試験

a) 現地車両載荷試験

既設橋梁において確認されたき裂が過去に殆ど事例のないものであり、損傷要因の特定が困難と判断された場合は、き裂発生部の応力状態や橋梁のたわみ性状等を実橋にて確認するための現地車両載荷試験を行うものとする。なお、現地車両載荷試験を実施する際は、その目的と必要性を明確にし、関係職員と十分協議のうえ実施するものとした。

現地車両載荷試験には静的載荷試験と動的載荷試験があるが、試験の目的及び供用交通の規制等に配慮して、試験方法を選択することとした。

載荷試験に用いる車両は、通行申請が不要で入手が容易である3軸10tfダンプトラック（総重量：20tf程度）を用いることを基本とした。載荷する車両は車線ごとに1台を原則とし、2車線以上の場合、各車線単独載荷と全車線同時に載荷する並列載荷による影響を確認することとした。

b) 計測位置

車両載荷試験による計測はひずみ計測を基本とし、必要に応じて、たわみ計測（変位計測）等を行うものとした。ひずみ計測位置は、疲労き裂損傷が確認された箇所に加え、疲労き裂損傷が確認された箇所の対称位置などの同等の応力状況となる部位を選択して行うものとした。

なお、き裂長が長いなどの理由から、き裂発生箇所ではひずみの計測が困難な場合は、疲労き裂損傷が確認された箇所の対称位置などの同等の応力状況となる部位を選択して計測を行ってもよいこととした。

車両載荷試験によるひずみ計測は、補修あるいは補強部材取り付け後にも、同一箇所にて計測を行い、補修あるいは補強効果の検証を行うことが望ましい。

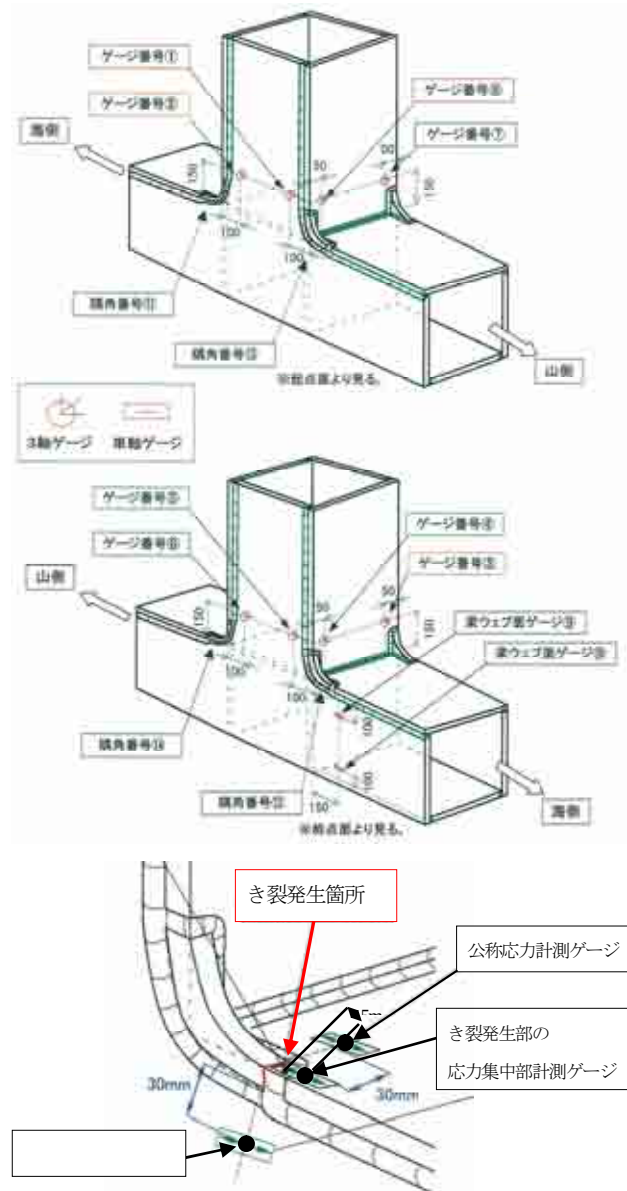


図-8 浜手バイパス高架橋P52橋脚におけるひずみゲージ貼り付け位置（参考）

3. 補強設計

(1) 補強設計方針

補修工事については、一般の交通を供用しながら実施することを原則としているため、補強対策の設計においては、現有耐力を確保する必要があるとした。ボルト孔明け工施工時等により現有耐力が低下することに配慮した安全照査及び施工計画を立案することが必要である。

疲労寿命は、一般的には変動応力の3乗に反比例するため（3乗則）応力範囲が1/2になると寿命が8倍以上に延びると考えられることから、活荷重応力を現状の50%程度にすることとした。また、隅角部の疲労き裂損傷部には、シエアラグによる応力集中等により、高い活荷重応力が作用していることが判明しており、疲労耐久性の向上のために、この局部応力を補強前の50%程度に低減

させることを設計の目標とした。

隅角部は、疲労き裂損傷の発生の有無あるいは進展を確認する必要があるため、将来的に点検・調査が可能な状態としておくことを基本とする（観察孔を設けることを基本とする）。

支圧接合として実績の多い、支圧接合用打ち込み式高力ボルト(B10T)を使用することを標準とした。なお、現地周辺が騒音に配慮すべき状況にある場合には、磨きボルトを使用することを検討してもよい。

鋼製橋脚の下層柱には、耐震補強として中詰めコンクリートが充填されている場合が多く、補強範囲と重なる場合はその部分の撤去、再充填が必要となる。

浜手バイパス高架橋鋼製橋脚隅角部補強設計施工要領（案）は、浜手バイパス高架橋鋼製橋脚隅角部補強設計のみに適用できる要領として作成されたものであるが、他の公団における検討結果や守口高架橋鋼製橋脚等でのFEM解析結果も参考に作成したものであり、他の補強あて板の詳細設計の参考としても良いこととした。ただし、橋脚毎に条件が異なるため適用にあつては十分注意する必要がある。

(2) FEM解析

FEM解析は、当て板補強による応力の流れ、大きさ、応力集中等を把握し、補強効果を確認するとともに、補強の施工段階での本体の影響を把握することを目的としており、必要に応じて実施することとした。

FEM解析プログラムは、実績を有するプログラムを使用することが望ましく、解析にあたっては、事前にFEM解析プログラム名とその使用実績を明示した計画書を提出することとした。

本解析での目的は、隅角部の応力低減効果の相対的評価、応力集中位置の確認、支圧ボルトの応力照査であることから、計算方法は弾性解析とした。

鋼製橋脚の隅角部に対しFEM解析を行う場合には、支承压力を考慮するために橋脚全体のモデル化が必要となる。

応力集中部位の局部応力を評価するための要素寸法は、構造形式、断面寸法、板厚などによって異なると考えられるため、シェル要素で構成されたモデルの要素寸法としては、板厚程度とする方法があるが、公団等の検討事例において解析結果と実測値が精度よく合致していることが確かめられている25mmを標準とした。

支圧ボルトのモデル化では、他の公団での要領にない $K=2,500\text{kN/mm}$ を用いることとした。

(3) 補強後の目標応力低減効果

活荷重を半減させることにより疲労寿命を延ばすことが目的であり条文のように定めた。

ただし、円柱の柱貫通タイプの梁ウェブ部については、円柱と梁ウェブとの溶接不良が多く見られるため、補強後の円柱と梁ウェブとの接合部位の応力が許容応力度以

下であることを照査するものとした。

FEM解析においても、活荷重による支圧ボルトに作用するせん断応力が、許容せん断応力（72.2kN）以下であることを確認することとした。

補強によって応力集中位置が変化する場合があるため、補強後の応力集中位置及びその値を確認することとした。

4. 補修・補強対策事例

点検調査の結果、き裂が発見された場合において、き裂に対する緊急処置を行うことが必要と判断される部位及びき裂に対しては、削り込みやストップホール等によるき裂進展防止対策を行うものとする。

補修・補強対策は、疲労き裂損傷部の応力が50%程度低減を図れる構造にて行うものとする。ただし、補強部材の接合や、き裂処理の手法として、原則、溶接を用いてはならないものとする。これは、既設鋼製橋脚の鋼材は、品質的に溶接に不向きなものが多く、施工中における溶接割れや溶接欠陥からの新たなき裂が生じる可能性があることや現場での溶接補修は、溶接姿勢・温度管理・部材の振動等、工場溶接に比べ、施工条件が悪く、熟練技術者においても品質を確保することが困難な場合があるからである。

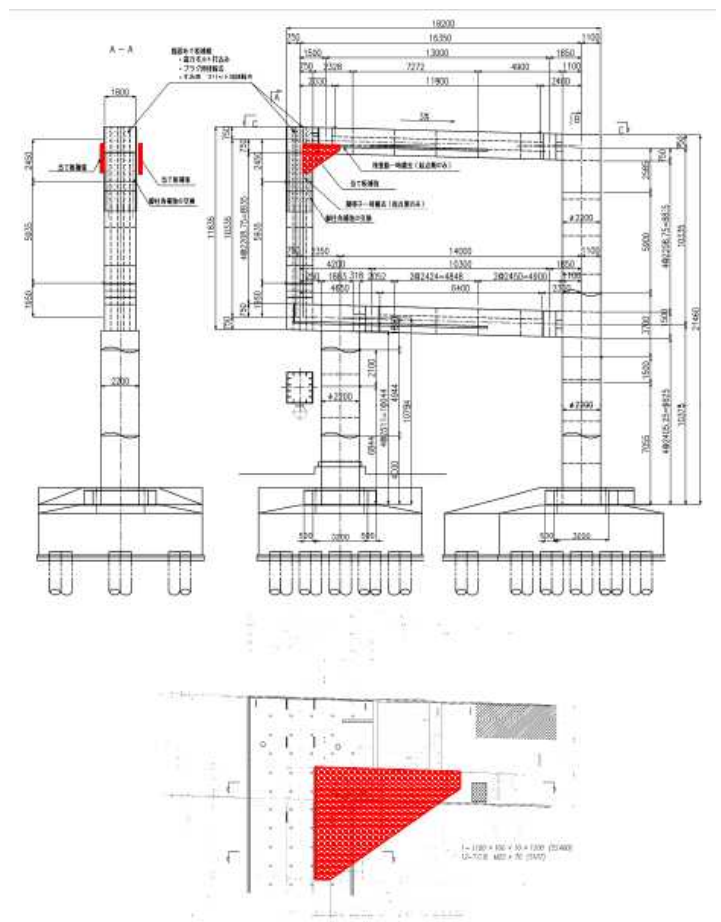


図-9 国道2号 浜手高架橋対策事例

5. 今後の対応

今回作成した技術資料（案）は、あくまで各委員会にて議論されたものである。今後の対応としては、定期点検要領2004年版（平成16年）の改定が計画されており、これらの中に疲労及びその他の損傷（塩害、ASR等）に関する技術資料等の成果を更にブラッシュアップしたものを添付する計画がある。ブラッシュアップを行って作成する“各損傷の対策マニュアル”は、全国発信を目的としており、各地整の事例も幅広く収集する必要がある。また、“各損傷の対策マニュアル”は、委員会等で繰り返し教えて頂いた、基本的な対策（ストップホールの明け方、削り込み面の処理の仕方、ゲージの貼る位置…等）をまとめることが目的であり、基本的なことを、再度、学識経験者に諮らなくても対応できる資料とするこ

とに留意する必要がある。

6. 謝辞

今回の技術資料の作成にあたりご協力頂いた元大阪市立大学大学院 北田名誉教授、関西大学坂野教授に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) （社）日本道路協会：鋼橋の疲労 平成9年5月
- 2) （社）日本道路協会：鋼道路橋の広う設計指針 平成14年3月
- 3) （社）日本建設橋梁建設協会：鋼橋のQ&A設計編 平成18年9月
- 4) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 平成24年3月

接続脆弱性分析手法を用いた 災害時の道路ネットワーク評価

定金 乾一郎¹・古市 英士¹

¹一般社団法人 システム科学研究所 調査研究部（〒604-8223京都市京都市中京区新町通四条上ル小結棚町428）

道路ネットワークの防災機能の一評価手法として、拠点間の接続性に着目した接続脆弱性分析手法を提案する。従来手法とは異なり、評価対象事業や災害を予め想定せず、また最短経路ではなく非重複経路を用いて拠点間接続性を分析する手法である。これを奈良県道路ネットワークに適用した結果、道路の途絶により拠点間の接続性が大きく低下するリンク（クリティカルリンク）を抽出することで現状ネットワークの防災機能を評価することができた。

キーワード 道路ネットワーク評価、防災機能、脆弱性、クリティカルリンク

1. はじめに

東日本大震災や2011年紀伊半島大水害以降、道路ネットワーク評価の考え方が少しずつ変化してきている。従来のB/Cによる道路投資の効率性のみで事業を評価する考え方に加え、災害時に道路ネットワークが果たす機能も評価することが重要視されるようになってきた。

こうした中、国土交通省では2011年9月に「主要都市・拠点間等の防災機能向上に関する計測マニュアル（暫定案）」ならびに「ネットワーク全体の防災機能向上に関する計測マニュアル（暫定案）」（以下、マニュアルという）を策定し、新規事業採択時評価に適用している。マニュアルでは、評価対象路線が災害により途絶した場合における、代替経路（迂回経路）の所要時間増加率（迂回率）を整備事業路線がある場合とない場合のそれぞれについて算出し、比較することで災害時における道路事業の整備効果を評価している。

しかしながら、マニュアルによる分析方法では、

- ・災害を予め想定した分析方法（想定される様々な災害を一度に考慮できない）
 - ・整備路線（道路事業）のwith-withoutを評価（現状評価ができない）
 - ・最短経路により評価を行い拠点間の接続性は考慮していない（最短経路以外の経路も実際には存在）
- といった点から、道路ネットワーク上の弱点や強化すべき箇所を把握するのに必ずしも適しているとは言えない。

そこで本論文では、これらの問題点を解決するために道路（リンク）が途絶したときの拠点間の接続状況（目的地への到達可能性）から、拠点間の接続性が大きく低下するリンク（クリティカルリンク）を抽出する接続脆

弱性分析手法を提案し、奈良県道路ネットワークへの適用と評価を試みた。

2. 接続脆弱性分析の考え方と特徴

接続脆弱性分析は、リンク交通量や拠点間所要時間に頼らずに、拠点間の接続性をもとに評価する手法であり、ここ数年、土木計画学分野で研究が深められている¹⁾。拠点間の接続性については「非重複経路数（重なることのない経路）」をもって表現し、災害によりネットワーク上のどこかが途絶したときの非重複経路（代替路）の確保状況から道路ネットワークの弱点を特定する。

非重複経路を用いた道路ネットワークの評価方法は以下のとおりである。

- ①ネットワークにおいて拠点間毎の到達可能な非重複経路数を分析。次に、ネットワークを構成するリンク毎に途絶により失われる非重複経路数を算出。
- ②非重複経路数の損失割合の高いリンクまたは途絶により完全に経路を失ってしまうリンクを、クリティカルリンクとして抽出する。

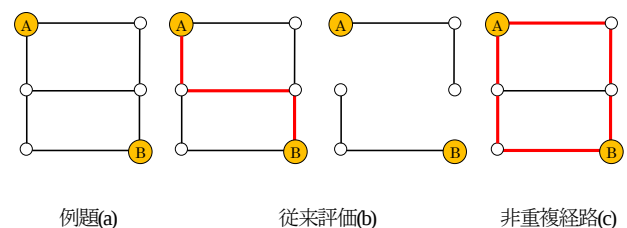


図-1 最短経路（従来手法）と非重複経路の違い

表-2 マニュアルと接続脆弱性分析手法との違い

	マニュアル	接続脆弱性分析手法
経路	最短経路 (速達性)	非重複経路 (接続性)
災害 想定	想定有り(津波浸水, 未 耐震橋梁等)	想定無し
アウト プット	道路事業の整備効果 迂回時間短縮率 (道路整備有り/災害時 の短縮状況)	道路網の弱点個所 当該リンク途絶時の拠点 間経路の損失数(割合) 等 ※

※接続性のみを考慮すると、常識的には利用可能性がゼロの非常に長い距離の経路を含んでしまうことから、本検討では時間制約を設けて分析を実施

次に、非重複経路が従来の最短経路による分析方法に比べて優れている点を参考文献²⁾を引用して説明する。

図-1図-1(a)は説明のための簡略化したネットワークで、AB間の移動を考え、図-1(b)左に示した経路を最短経路とする。マニュアルで代替経路を求める場合は、図-1(b)右のように最短経路を全て削除した上で、次の最短経路を探索する。しかし、図-1図-1(b)右には経路が存在しない。一方、リンク重複のない最短の二本経路を求める場合、図-1図-1(c)

に示す二本となる。このため、従来の方法では1本とみなされていたAB間に経路が2本存在する。

このように最短経路による分析手法では拠点間の接続状況を把握することが困難である。これらを含めたマニュアルとの相違点を表-2に示す。

次章以降に、接続脆弱性分析の検討手法の詳細と奈良県道路ネットワークに本分析手法を適用した結果を示す。

3. 接続脆弱性分析手法の概要

(1) 非重複経路数算定モデル概要

接続脆弱性分析では、拠点間の接続性を非重複経路数で表現しようとすることから非重複経路数の算定が必要となる。そこで、非重複経路数を算定するモデルについて以下に説明する。

非重複経路数算定モデルの決定変数は各リンクが非重複経路を構成する集合に含まれるか否かを示す二値変数である x であり、ネットワーク形状が与えられた時、OD ペア間のリンク重複のない経路は次の条件を満たしている必要がある。

1. 出発地 r からの経路構成リンク数および到着地 s への経路構成リンク数は、非重複経路数 n_{rs} に等しい。
2. 出発地 r への流入リンク、および到着地 s からの流出リンクは経路構成リンク集合には含まれない。
3. 途中ノード i ($i \in V, i \neq r, s$) において、流入する経路構成リンク数と流出する経路構成リンク

数は等しい。

上記の条件により、非重複経路数算定モデルは非重複経路数 n_{rs} を最大とする線形最適化問題として、次のように記述できる。

$$\begin{aligned}
 & \max_x n_{rs}, \\
 \text{subject to} \quad & \sum_{x \in \text{Out}(r)} x_a = \sum_{x \in \text{In}(s)} x_a = n_{rs}, \\
 & \sum_{x \in \text{In}(r)} x_a = \sum_{x \in \text{Out}(s)} x_a = 0, \\
 & \sum_{x \in \text{Out}(i)} x_a - \sum_{x \in \text{In}(i)} x_a = 0 \quad \forall i \in I, i \neq r, s, \\
 & x_a = \{0, 1\},
 \end{aligned}$$

ここで、

- n_{rs} ODペア rs 間の非重複経路数
 x_a リンク a が非重複経路に含まれるならば 1, そうでなければ 0 とする二値変数
 $\text{In}(i)$ ノード i に流入するリンクの集合
 $\text{Out}(i)$ ノード i から流出するリンクの集合

なお、拠点間の非重複経路を構成するリンクの組合せ（二値変数 x の組合せ）は複数存在する可能性がある。そのような数ある経路集合の中でもっともらしいものとして、総所要時間が最小となる経路を選ぶことが考えられる。総所要時間が最小となる経路集合は以下の最適化問題を解くことで求めることができる。

$$\begin{aligned}
 & \min_x \sum_{a \in A} t_a x_a, \\
 \text{subject to} \quad & \sum_{x \in \text{Out}(r)} x_a = \sum_{x \in \text{In}(s)} x_a = n_{rs}, \\
 & \sum_{x \in \text{In}(r)} x_a = \sum_{x \in \text{Out}(s)} x_a = 0, \\
 & \sum_{x \in \text{Out}(i)} x_a - \sum_{x \in \text{In}(i)} x_a = 0 \quad \forall i \in I, i \neq r, s, \\
 & x_a = \{0, 1\},
 \end{aligned}$$

ここで、

- t_a リンク a の所要時間

上記のモデルにより算出される非重複経路には、所要時間が非常に長くなるものが含まれる場合がある。しかしながら、そのような経路は現実的には利用されないと考えられることから、次式のような制約条件を加えることで、あまりに所要時間の長い経路を排除することとする。なお、次式の左辺は平均所要時間であり、右辺の0

は許容可能な旅行時間を表す。

$$\frac{1}{n_{rs}} \sum_{a \in A} t_a x_a \leq \theta$$

(2) 分析指標

非重複経路を算出し、その経路情報を用いて様々な分析が可能であるが、ここでは拠点間の非重複経路を分析し、各リンクが途絶した場合に失われる非重複経路の割合や失われる非重複経路の重要度から、途絶による影響度をリンク毎に評価する。クリティカルリンクは以下の方法により抽出する。

a) リンク重要度指標 LCI の算出

クリティカルリンクを求めるためには、各リンクを 1 本ずつ途絶 ($x_a = 0$) とする制約条件を加えてモデルを再計算し、その結果得られる n_{rs} を用いて以下の リンク重要度指標 LCI (link criticality index) を計算する³⁾。

LCI はリンクごとに算出され、0.0～1.0 の範囲の値を取る指標である。この値が大きいリンクは途絶時に非重複経路数の減少する OD ペアが多いことを意味し、クリティカルであるといえる。

$$LCI_a = 1 - \frac{\sum_{rs} \text{リンク a 途絶後の } n_{rs}}{\sum_{rs} \text{リンク a 途絶前の } n_{rs}}$$

図-3 に示したとおりリンク a が途絶しても、全 OD ペア間において代替経路が存在し、非重複経路数が変化しない場合、LCI は 0.0 となる。一方、途絶によって全 OD ペア間の接続性が断たれる（非重複経路数が 0 本となる）場合は、LCI は 1.0 となる。

b) 途絶による接続性低下 OD 数の算出

LCI は評価対象とする全 OD 間の非重複経路数により算出される指標であるため、リンクの途絶が個別の OD 間に与える影響を評価することはできない。

例えば、あるリンクの途絶により全 OD 間の非重複経路数が 6⇒4 に変化した場合の LCI 指標は 0.33 であるのに対し、5⇒4 の場合の LCI 指標は 0.20 となり、LCI 指標のもとでは前者の方が重要度の高いリンクであると判断される。しかしながら、失われた経路一つひとつの価値をみた場合、図-4 のようなケースが想定される。

この場合、右側の方が LCI 値は小さいものの、リンクが途絶することにより非重複経路を失ってしまう OD ペア (case1) や、非重複経路が残る 1 本となってしまう、次なる途絶によって経路を失ってしまう OD ペア (case2) が存在する。

このように、OD 間の接続性を大幅に低下させるリンクを評価するために、LCI 指標の計算過程により算出された非重複経路を分析し、リンク途絶により非重複経路が 0 本または 1 本となる OD ペアの数（接続性低下 OD

数) を指標としてクリティカルリンクを評価する。

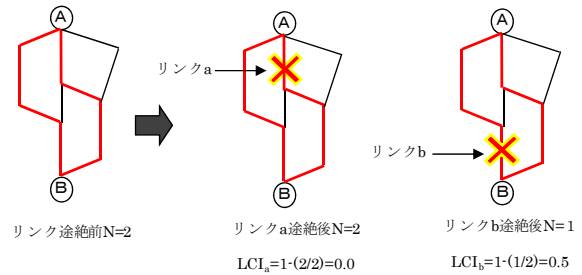


図-3 リンク重要度指標 LCI の計算例

<6⇒4に变化した場合> <5⇒4に变化した場合>

LCI=0.33

LCI=0.20

>

A市⇔拠点X: 3⇒2本
B町⇔拠点X: 3⇒2本

case1

C市⇔拠点Y: 4⇒4本
D村⇔拠点Y: ~~1⇒0本~~

case2

E町⇔拠点Z: 3⇒3本
F村⇔拠点Z: ~~2⇒1本~~

図-4 LCIに係る非重複経路の内訳

4. 奈良県ネットワークにおける計算例

(1) 計算条件の設定

a) ネットワークの設定

クリティカルリンクの計算においては、各リンクの途絶ごとに最適化問題を計算する必要があることから、計算ネットワークのリンク数の増加に比例して計算負荷が高くなる。計算負荷軽減のため、以下の条件により計算ネットワークを設定した。

- 基本的に奈良県内の県道以上のネットワークを対象とするが、主要地方道以下の1車線道路については、幅員が狭く、災害時において各種要因により途絶する可能性が高いと考えられるため対象外とする。
- 接続脆弱性の評価においては、ODペア間の経路数を評価していることから、分岐のない同一経路上のリンクはそのいずれが途絶しても接続性が断たれるため、1本のリンクと仮定しても計算上同一の結果が得られる。そのため、そのような分岐のない同一経路上のリンクは1本に集約する。

以上より設定した奈良県道路ネットワークのノード数は774、リンク数は1,228（双方向2,456）となった。



図-5 広域防災活動拠点位置



図-6 非重複経路の例

b) 評価対象ODの 設定

奈良県内の39市町村について、市町村役場所在地と最寄りの広域防災活動拠点間の接続性を評価した。広域防災活動拠点は図-5の4施設である。

c) 所要時間制約の設定

本論文では、3.(1)で述べた理由から非重複経路の平均所要時間が拠点間の最短経路所要時間の2倍以下という制約条件を便宜的に設けることとした。

$$\frac{1}{n_{rs}} \sum_{a \in A} t_a x_a \leq 2 \bar{t}_{rs}$$

ここで、 $\bar{t}_{rs}$ はノードrs間の最短経路所要時間を表す。

(2) 計算結果

a) 非重複経路の例

算定した非重複経路の例を図-6に示す。図-6に示す経路は、東部防災活動拠点の消防学校と御杖村及び南部防災活動拠点の吉野川浄化センターと下北山村の非重複経路である。

b) LCIの算出結果

LCIの算出結果（図-7）より、奈良県道路ネットワークにおいて、以下の特徴が見られた。

- ・ 奈良県南部の国道 168 号、国道 169 号、国道 309 号において LCI が高くなっており、広域防災活動拠点への接続性について重要なリンクであると言える。
- ・ 国道 309 号上に位置する市町村については、吉野川浄化センターへの非重複経路は、迂回路の所要時間が大きくなるため所要時間制約を満たさず 1 本であり、途絶すると非重複経路が 0 本になってしまうことから、LCI は 1.0 となっている。
- ・ 野迫川村及び黒滝村については接続リンク数が 1 本であり、そのリンクが途絶した場合非重複経路数は 0 となることから、LCI は 1.0 となっている。
- ・ 拠点に接続するリンクは、非重複経路に含まれている場合が多く、途絶した場合に代替経路の確保が困難であることから、LCI が高くなっている。
- ・ 拠点に接続するリンク以外で LCI が高くなっているものとしては、国道25号、国道165号、国道166号等が挙げられる。これらは奈良県の東西を結ぶ路線であり、非重複経路に選ばれている。これらの路線については大きな迂回を要さない代替路が少ないため、リンクが途絶した場合には非重複経路が減少し、拠点間の接続性が下がると考えられる。

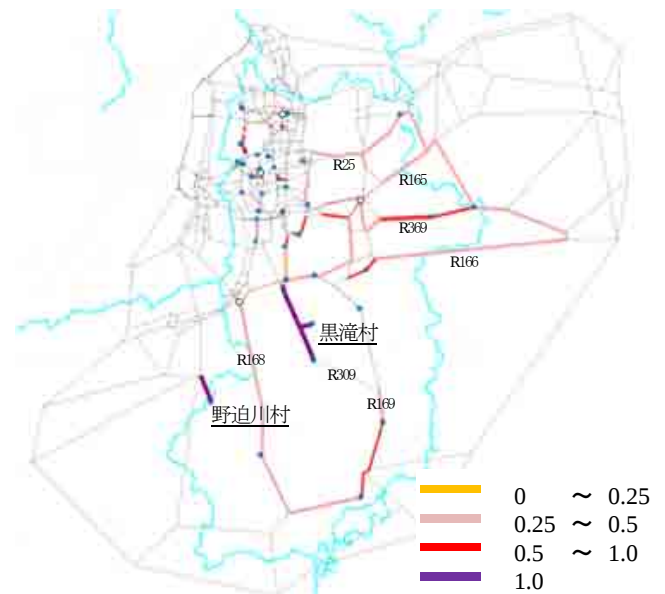


図-7 LCI算出結果

LCIの算出結果をみると、LCIが大きくなっているリンクは中心部から離れた南部地域及び東部地域に多く見られる。これらの地域は、ネットワークが粗くなっていることから、所要時間制約を満たす非重複経路数が少なく、リンクが途絶することによって、代替経路が確保できない状態となっていることを表している。

次節に非重複経路数が減少しているODペアの内訳として接続性低下OD数を見ることでリンクの途絶による影響を受ける市町村を把握する。

c) 途絶による接続性低下OD数

接続性低下OD数を算出した結果、以下のような特徴が見られた。

- ・ 南部地域に非重複経路が 1 本→0 本になるリンクが見られ、特に国道 309 号については、3 拠点の接続性が断たれるリンクが見られる。
- ・ 非重複経路が 2 本→1 本になるリンクは、南部地域及び東部地域に多く見られる。

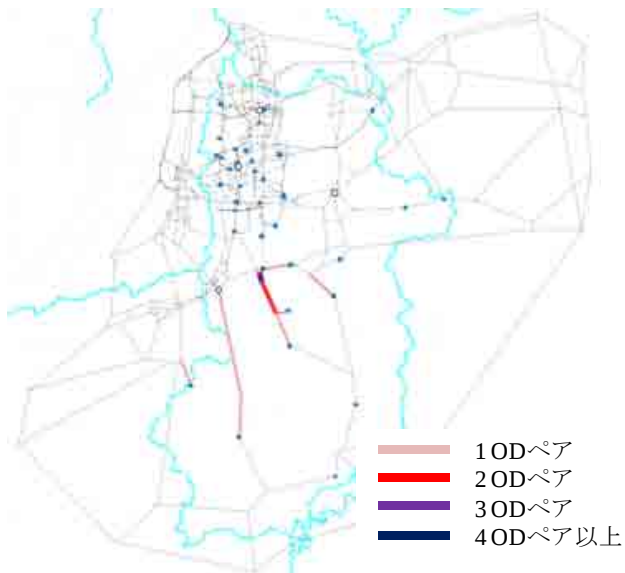


図-8 接続性低下OD数 (1本→0本)

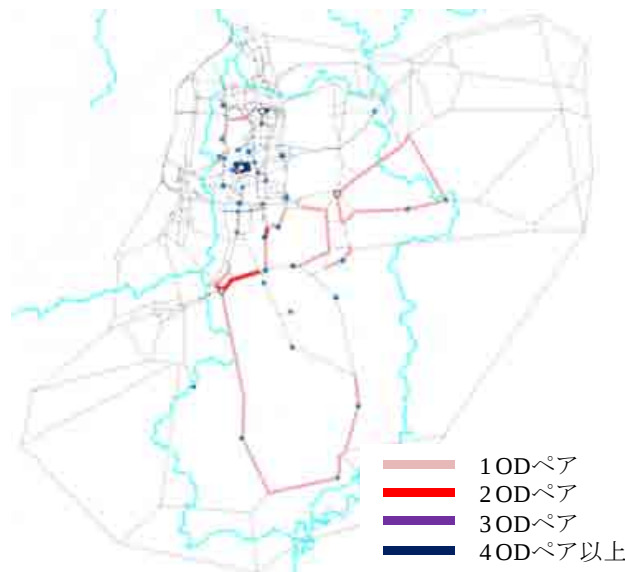


図-9 接続性低下OD数 (2本→1本)

5. 結論

(1) まとめ

本論文では、拠点間の非重複経路に着目した接続脆弱性分析手法を用いてクリティカルリンクを抽出することで、奈良県の道路ネットワークの現状防災機能を評価することができた。

その結果、奈良県道路ネットワークにおいては、ネットワークが粗い南部地域及び東部地域のリンクが、各市町村から広域防災活動拠点間の接続性において重要度が高いことが示された。今回の分析条件によると、国道309号は複数の拠点間の経路となっていることから、重要なリンクであると言える。

(2) 今後の課題

本論文では、所要時間制約を、非重複経路の平均所要時間が最短経路所要時間の2倍以内として相対的な時間設定を行っているが、実際には防災計画に基づいた許容可能な所要時間（〇時間以内に到達など）を設定することが望まれており、その対応が必要である。

また、道路事業等のネットワーク整備による脆弱性の変化を捉えることにより事業の便益評価に活用することも期待される。これに関しては、現在、非重複経路が確保されることによる災害発生時の不安感の軽減効果等を便益換算することによって、費用便益分析の枠組みにより評価する手法が提案されている²⁾。

さらに、分析技術の援用により、施設配置の最適化についても検討が可能である。例えば、災害対策センターは、全てのノードとの接続性が確保されている必要があり、ある接続性（全ノード間の非重複経路数が2本以上等）を確保した状況下において総旅行時間が最小となるノードに配置する等の応用が可能である³⁾。

このように、接続性を配慮する必要がある計画評価において、本分析手法の応用が期待される。

謝辞：岐阜大学工学部社会基盤工学科の倉内教授には分析手法について丁寧にご指導頂き、また国土交通省近畿地方整備局奈良国道事務所様には貴重な分析の機会を与えて頂きました。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 倉内文孝・宇野伸宏・夏皓清・葉光毅：台湾道路ネットワークにおける接続脆弱性解析とその活用，土木計画学研究・講演集，Vol.42，CD-ROM，2010
- 2) 原田剛志・倉内文孝・高木朗義：接続性確保に着目した道路ネットワーク防災機能の便益評価，土木計画学研究・講演集，Vol.47，CD-ROM，2013
- 3) 瀬戸裕美子・倉内文孝・宇野伸宏：脆弱性の概念を用いた道路網接続性評価に関する研究，土木計画学研究・講演集，Vol.37，CD-ROM，2008

関西国際空港LCC拠点整備事業における アクセス交通施設計画

伊藤 康佑

新関西国際空港(株) 技術・施設部 設計・技術グループ (〒549-8501大阪府泉佐野市泉州空港北1)

関西国際空港におけるLCC拠点整備事業では、LCC特有のビジネスモデルの実現を目指すため、エアラインの要望するオペレーションを考慮したエプロンやターミナルビルの整備を実施し、それに接続する道路や駐車場等のアクセス施設を整備した。第2ターミナルへのアクセス施設関連整備についてはカーブサイドにおける一般車レーンの省略や第2ターミナルへの専用レーンの整備、さらに切込み型バスベイ形状の導入など機能性、経済性に優れ、かつ安全安心に十分に配慮した整備を実施している。本報告では、これらのアクセス交通施設の整備計画について報告する。

キーワード 空港、計画、LCC、アクセス交通、コスト削減

1. はじめに

2012年10月、関西国際空港において第2ターミナルの供用を開始した。これは国内初となる本格LCC（格安航空会社：Low Cost Carrier）専用ターミナルとして2期島に整備したものである。

第2ターミナルの整備にあたっては、ターミナルビルやエプロン（駐機場）の整備計画はもとより、2期島に位置する第2ターミナルへの円滑なアクセスを確保することが計画上の大きな課題であった。

本報告は、第2ターミナルのアクセス交通施設計画について報告する。

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格安航空会社のことである。

この従来の常識を覆す低価格を実現するために、LCCは、あらゆる工夫を実施して航空機運航にかかるコストを削減している。そのビジネスモデルは以下のようなものとなっている。

- ・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
- ・小型の単一機材による整備コストの削減
- ・eチケットを中心とする航空券の販売コストの削減
- ・機内サービスの簡素化、有料化 など

2. LCCとは

(1) LCCの概要

LCCとは、既存の航空会社と異なるビジネスモデル



図1. 第2ターミナルの位置図

(2) 海外のLCCの動向

現在の世界航空市場におけるLCCのシェアは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、近年、市場が著しく成長している。

海外空港においては、上記のLCCの特性を取り込んだ施設整備を行い、拠点空港として成功している事例がみられる。その先進事例は下記のような特徴を持っている。

- ・独立した専用ターミナルビルや小型機にターゲットを絞ったコンパクトなエプロンを整備し、拠点エアラインの集約的オペレーションを実現
- ・シンプルな旅客動線の設定や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、徒歩での航空機の乗降等により航空機の折り返

し時間の短縮を実現

- ・簡素なターミナルビル構造や搭乗橋を設置しない等、建設コストを抑制し、施設使用料を低減し、エアラインの運航コストを削減

(3) 関空のLCCの現状

関西国際空港においては表1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、LCCの便の占めるシェアは国際線で約15%、国内線で約50%となり、現在国内最多の9社のLCCが乗り入れている。

3. 関空LCC拠点整備事業の概要とアクセス施設整備以外の整備について

(1) 整備の概要

関西国際空港におけるLCC拠点施設の整備にあたっての条件は、第2ターミナルを拠点としているPeach社の機材導入計画を基礎としている。その計画では、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400万人（国内：270万人/年、国際：130万人/年）の旅客数を見込んでいる。これを受け入れ可能な拠点施設として、小型機を対象とした9スポット分のエプロン、ターミナルビル、アクセス交通施設を整備した。（図2）

これらの整備は海外空港の先進事例を参考に、LCCのビジネスモデルである高い機材回転率、空港滞在時間の短縮が実現可能となるよう計画・整備している。さらに、整備コスト削減にも努め、LCC事業者の運航コストの縮減にも寄与している。

(2) エプロンの整備¹⁾

エプロン整備を行うにあたっては、基準の範囲内で効率化につながる下記の工夫を行った。

a) 旅客は徒歩で航空機の乗降を行う方式を採用

LCCのエプロンでは搭乗橋は設置せず、旅客はターミナルと航空機間を徒歩で移動し、航空機の乗降を行う方式とした。（図3）

b) 小型機を対象を絞るスポットを集約化

航空機駐機スポットの配置について、Peach社の使用機材を対象とし、小型機（エアバスA320-200型）に絞ったスポット幅員とした。

c) 自走アウト方式の採用

関西国際空港における従来のエプロンでは、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

表 1. 関西国際空港における LCC 就航便数（国際線）

航空会社	就航年	就航地
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） ダーウィン（シンガポール経由）
セブパシフィック航空	2008	マニラ
チェジュ航空	2009	ソウル（仁川、金浦）
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）
エアバスン	2010	釜山
エアアジアX	2011	クアラルンプール
イースター航空	2012	ソウル（仁川）
ピーチ・アビエーション	2012	ソウル（仁川）・香港・台北・釜山※

※2013年夏季スケジュール（ピーチの釜山線は9/13就航）



図 2. LCC 拠点整備平面図



図 3. 徒歩での搭乗の様子

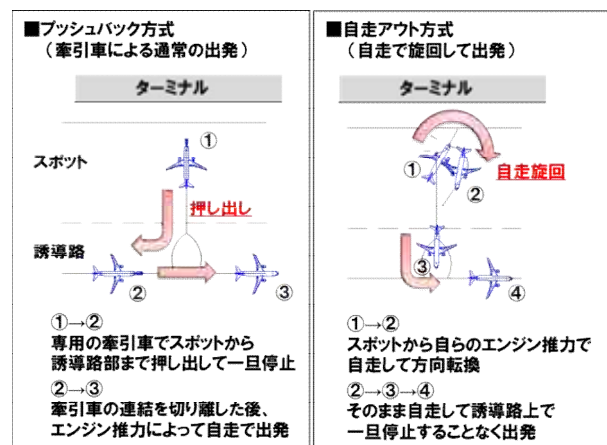


図 4. プッシュバック方式と自走アウト方式概念図

走行を開始するプッシュバック方式を採っていた。

今回のLCC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削減の観点から、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自走アウト方式を採用した。

（図4）

(3) ターミナルビルの整備

ターミナルビルの整備を行うにあたっては、従来の方法とは異なる下記の工夫を行った。

a) LCCオペレーションに適した配置

動線を直線的に設定することで、歩行距離を短くし、直感的に目的場所まで旅客が移動できるようにした。また、国際線及び国内線の両エリアを平面的に並べ、その両エリア兼用の出発・到着ロビーを中央に配置することで旅客滞留場所を集約させた配置としている。

b) 様々なコスト縮減

出発・到着ロビーや搭乗待合室では、天井材を設置しない等、内装材を低減し、使用する内装材は、汎用性があり維持費のかからないものを選定した。また、LED照明の採用や、トップライト及び中庭設置による積極的な自然光の取込みも実施している。

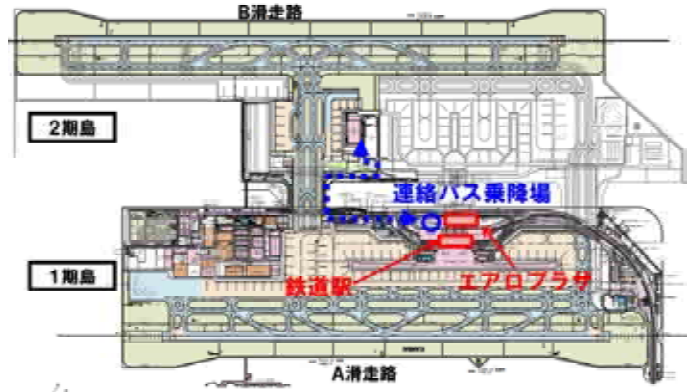


図5. 連絡バス運行ルート図

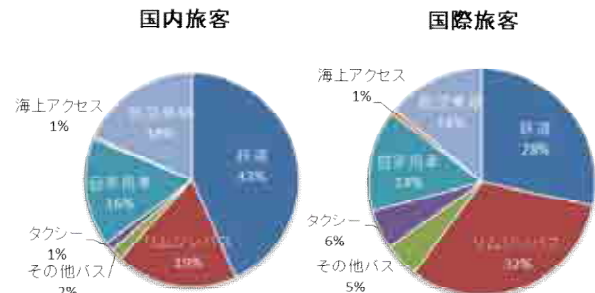


図6. 関空への交通手段分担率

4. 第2ターミナルビルアクセス交通施設の整備について

(1) 整備の範囲

LCC事業を成功させるには、2期島に位置する第2ターミナルへ円滑なアクセスを確保する必要があった。

2期島へは鉄道の延伸がなく第2ターミナルビルへのメインアクセスとして機能しているのがエアロプラザ（1期島）と第2ターミナルを結ぶ無料の連絡バスである。（図5）これまでの調査によると関空へのアクセス交通分担率は鉄道、リムジンバス、自家用車が多く、（図6）第2ターミナルへと向かう旅客についても同様の分担率と想定した。ほとんどの旅客は鉄道、リムジンバスで来港し、エアロプラザにて連絡バスに乗り継ぐというアクセス手段となっている。（一部のリムジンバスについては第2ターミナル発着がある。）

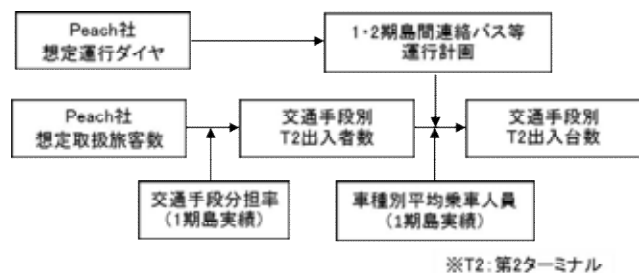
これを踏まえ、第2ターミナルには連絡バスの他、リムジンバス、団体バス、タクシー、自家用車（駐車場内）等を受け入れることのできる施設を整備し、1期島側の連絡バスの乗降場としてはエアロプラザ横を改修し、バス乗降場を整備している。（表2）

第2ターミナルには、連絡バスを主体としたアクセス施設を整備している。以下に、カーブサイド・駐車場・アクセス道路等のアクセス施設についての計画・整備についての詳細を示す。

(2) 第2ターミナルへの出入り者数と自動車流入台数の予測

表2. 第2ターミナル関連アクセス施設整備内容

第2ターミナル(2期島)側	1期島側
- カーブサイド - 連絡バス乗降場 - リムジンバス乗降場 - タクシー降車場 - 駐車場 - 一般車降車場 - 一般車駐車スペース - 身障者スペース - アクセス道路	- 既存道路の改修 2期島行専用レーン - 連絡バス乗降場 - エアロプラザ横



※T2: 第2ターミナル

図7. 出入り者数と自動車流入台数の予測フロー

第2ターミナルへのアクセス施設の計画をするうえで、設計上の交通量の予測が必要となってくる。第2ターミナルへの出入り者数と自動車流入台数を予測した際の予測フローを図7に示す。

フローに示す通り、Peach社の運航計画と想定取扱旅客数をもとに1期島の実績（交通手段分担率、車種別平均乗車人数）を用いて、第2ターミナルへの出入り者数と自動車流入台数を予測した。

その結果、Peach社の航空機が10機体制（取扱旅客数が400万人/年時）の際の出入り者数は約2万人/日、

自動車出入り台数は約3,400台/日となった。この予測値を基に各施設の必要な整備容量を設定した。

また、第2ターミナルの供用後、計画値に対して実績値との比較を行った。現時点においてPeach社の航空機が計画時の運航体制となっていないため、当初計画からの運航便数の比率での比較とした。その結果、ほぼ計画通りの数値となっている。

1期実績を基に算出した予測値が供用後の実績と合致するという事は、LCC利用客でも、FSC（フルサービスキャリア）利用客と同じ傾向でアクセスが利用されていることを示していると言える。これは今後の施設展開においてもアクセス数値を予測する際は、同様の手法にて予測可能であることを示しており、今後の施設展開への重要なノウハウの蓄積をすることができた。

(3) カーブサイド・駐車場の整備

今回の第2ターミナルのカーブサイド・駐車場には第1ターミナルにはない特徴があり以下にその特徴について示す。

a) 平面構造のカーブサイド

第2ターミナルでは、平面構造のターミナルビルに合わせ、カーブサイドも平面構造としている。

平面構造であるため、各交通手段の乗降場の配置はそれぞれの利用率に応じて決定している。その結果、連絡バスを配置計画の上で最優先することとしており、リムジンバス、タクシー、団体バス、一般車（駐車場）の順で優先的に配置している。また、乗車と降車では、降車を優先した配置となっている。（図8）

b) 一般車レーンの省略

第2ターミナルのカーブサイドには一般車レーンを設けておらず、第2ターミナルにはバス・タクシーのみが寄り付くことができるシンプルな配置となっている。一般車は案内表示通りに進むと自動的に駐車場に向かうこととなっている。（図9）

c) 一般車降車場を駐車場内に設置、駐車場料金の30分無料化

駐車場内には一般車降車場を設けおり、それが一般車レーンの代替の役割を担っている。駐車場の料金制度についても従来の料金システムを変更し、入場から30分間は無料とするソフト面の整備も実施した。30分という数字は1期島の一般車レーンにおける停車時間が30分以内であるという調査結果より設定した。これによって、送迎目的で来港した車両が、駐車場へ入場することに対し持つ抵抗感を低減させている。

一般車レーンを省略するカーブサイド施策と30分無

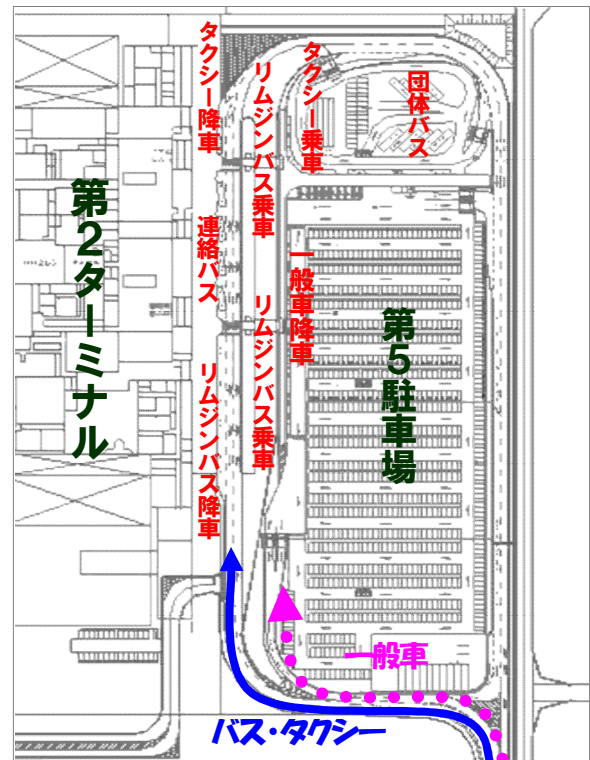


図8. カーブサイド駐車場配置図



図9. バス・タクシー・一般車のルート

料化する駐車場施策をパッケージで実施することにより、経済的でありながらも機能的なアクセス施設の実現を可能としている。

d) 駐車場整備台数の算出

駐車場の必要台数は一般車流入台数の予測結果と1期島実績をもとに下記の式よりPeach社の取扱旅客数が400万人/年の際に600台必要となると予測した。

（駐車場必要台数）

$$= (\text{自動車流入台数}) \times (\text{駐車場利用率}) \\ \times (\text{平均駐車時間}) / 24\text{時間}$$

(4) 1期既存道路の改修

1期島と2期島は南側連絡誘導路部分で接続しており、2期島へは南側連絡誘導路脇の狭隘な敷地にある工事用通路程度のアクセス道路があるのみであったため、一般車を対象とした第2ターミナルへのアクセス道路整備には工夫の必要があった。（図10）

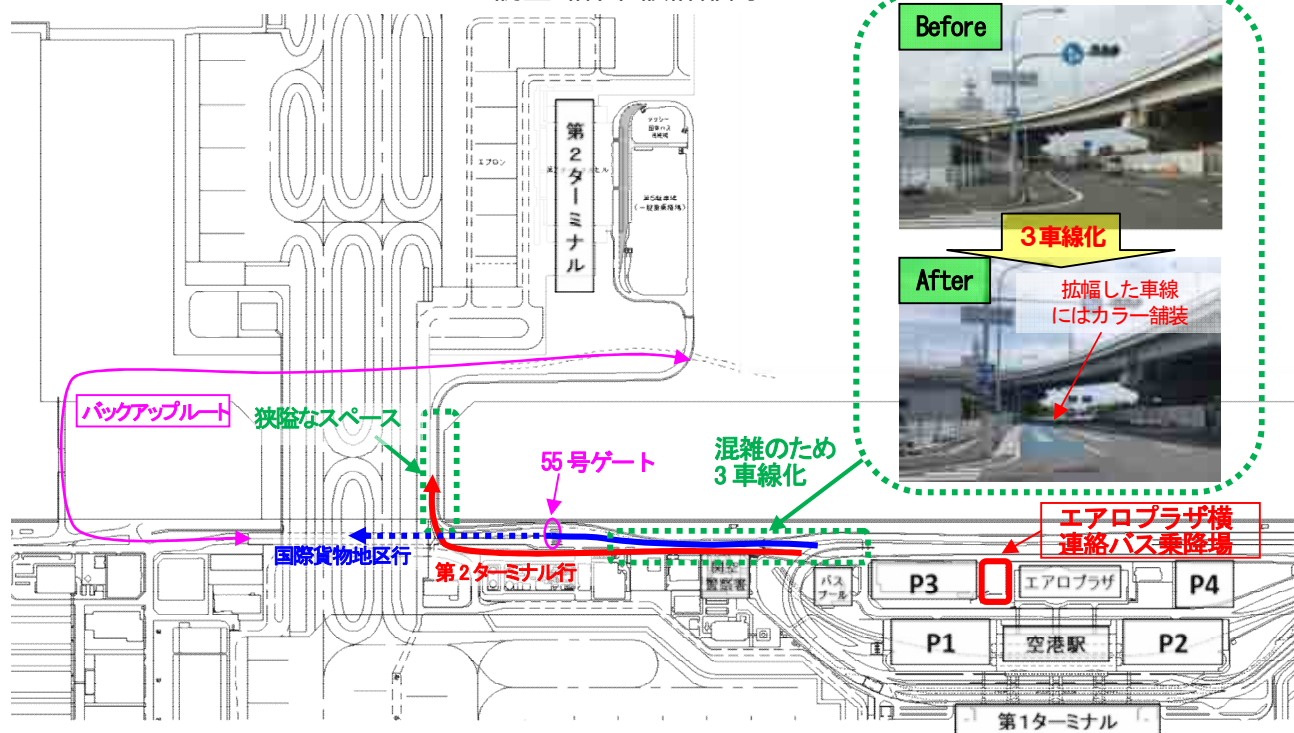


図 10. 第2ターミナルアクセス道路図

また、一般区域と保安区域の境界に設置されている55号ゲートの前では朝のピーク時には国際貨物行の車両で混雑するため、第2ターミナルへのアクセス道路を側に整備するには課題があった。

以下にアクセス道路等の計画時に工夫した点について示す。

a) 2期島行き専用レーンの整備

第2ターミナルへ向かう車両は国際貨物線道路の55号ゲートの手前から2期島アクセス道路へと分岐することとなっている。一方、国際貨物地区に向かう貨物トラックは朝のピーク時間帯に55号ゲート前に長蛇の列となることがある。(図10)

この55号ゲート前の混雑によって第2ターミナルへ向かう車両が2期島へアクセスできないことも考えられた。このため、現地調査を実施し、国際貨物道路から2期島アクセス道路に分岐する手前約300m区間を従来の片側2車線を3車線化し、第2ターミナル方面行き専用レーンを整備した。その結果、第2ターミナルへは55号ゲートによる渋滞に巻き込まれることなくアクセスすることが可能となっている。この3車線化の際は、運用しながらの整備であることと経済性を考慮し、全域をやりかえるのではなく、路肩や歩道の幅の見直しによって可能な限り影響範囲が広域にならないようにした。

b) バックアップルートの確保

第2ターミナルへのアクセス道路は、一般区域においては狭いスペースしかないため、片側1車線の道路を確保するのが限界であった。

一般区域において片側2車線を確保することが物理

的に不可能であり、事故発生等の事態に対応するだけの十分な道路を確保することができなかった。

そこで、バックアップ道路の設定と不測の事態に対処するための体制を構築することとした。

バックアップ道路には通常一般車が入場することはできない保安道路を含むエリアの道路を使用し(図10)、その実施体制の構築には、門扉の開閉要員やルート案内要員確保等の初動体制について警察や関連部署と調整を行い、マニュアルの作成を行った。

このようにハード面による整備のみではなく、ソフト面を強化することによっても安全安心なLCC拠点整備を実現している。

(5) 切込み型バスベイ形状のバス停

第2ターミナルビルへのメインアクセス交通機関である連絡バスは第2ターミナルまで所要時間5～6分、運行間隔は航空機の運航ダイヤに依り2～8分で運行している。この連絡バスが効率よく、安全に運航するために採用したのが切込み型バスベイ形状である。

切込み型バスベイ形状は関西圏ではほとんど見られないが、近年、駅等のバスターミナルで主流となりつつありJR川崎駅(神奈川県)や鹿児島中央駅(鹿児島県)、横川駅(広島県)、金沢駅(石川県)等多くの場所で計画・整備されている。

通常の直線的なバス停においては、運転手によってはバスの乗降口と歩道が離れてしまう場合があり、安全な乗降を阻害し、近年主流となりつつある低床式のバスのメリットが生かされないことがある。

切込み型バスベイの特徴は、バスがバス停に侵入

する際の軌跡に沿った形状でバス停が設置してあり、バスがバス停へ正着するのを容易にし、バス乗降口と歩道との離隔を解消することができる構造となっている。（図11）

一方、バスの右後方が車道側に突き出すためバスの運転席から後方が確認しにくいといったデメリットがある。

この切込み型バスベイ形状の検討にあたっては、鈴江の「新形状のバスベイの設計と評価に関する研究」²⁾において、運転士への聞き取り調査の結果、進入角度を 8° とすることがバスの正着性、出庫時の後方視認性の上で望ましいとの評価がなされていることや、他の整備事例を参考にし、本計画段階においても 8° の進入角度を基本とした。

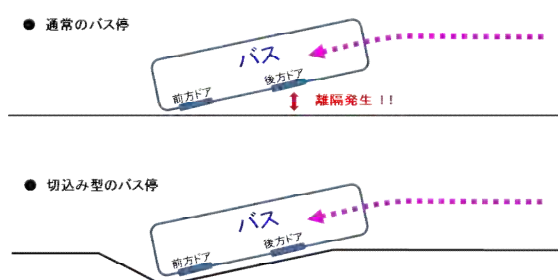


図 11. 切込み型のバス停



図12. バスを使った検証の様子



図 13. 第2ターミナルビル前バス乗降場



図14. エアロプラザ横バス乗降場

また、バスベイ形状の整備に先立ち、バス事業者との意見交換や、シミュレーションソフトによる検証、バスを使った検証を実施した。（図12）

その結果 8° の進入角度であればバスはバス停に容易に正着することができ、バス乗降口と歩道との離隔が解消され、さらに、後方視認性にも問題がないことを確認した。

また、実際に切込み型バスベイ形状で運用しているJR川崎駅を視察し、バス運転手へのヒアリングを実施した。その結果、使いやすい等の意見が多数あり、総じて評価が高いことも確認した。

これらの情報をもとに、切り込み型のバス乗降場を第2ターミナルビル前の連絡バス乗降場と1期島のエアロプラザ横のバス乗降場に整備している。（図13、図14）

このバスベイ形状の採用により、バス運行事業者からは大変好評を得ており、第2ターミナルへの円滑なアクセスの確保を実現している。

5. まとめ

第2ターミナルビルへのアクセス施設整備には、円滑なアクセスを確保するために、各課題に対する対応策をソフト面とハード面の整備することで解決し、これまでにない新たな試みを実施した。

実施にあたっては、警察やアクセス事業者の方々と何度も意見交換を行い、バスを使った検証を実施し、多くの意見・アドバイスをいただいた。

その結果、第2ターミナルへの円滑なアクセスを確保することができ、それがスムーズなエアラインのオペレーションにつながり、LCC事業の好調の下支えとなっている。

一方で、アクセスルートが複数確保できていないこと、拡張性に乏しいこと等の課題については、今後の2期島の施設整備展開を考えるうえで十分に考慮していかなければならない。

引き続き今後のLCCの動向、新たなビジネスモデルや運用形態に注視し、ノウハウの蓄積に努め、今後の施設展開に生かしていくこととする。

参考文献

- 1) 宮原哲平：「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」平成25年度近畿地方整備局研究発表会
- 2) 鈴江早紀子：「新形状のバスベイの設計と評価に関する研究」第28回土木計画学研究発表会・講演集

大滝ダム試験湛水ゲート試験について

福村 尚樹¹

¹近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 防災課（〒640-8227和歌山県和歌山市西汀丁16番）

本論文の内容は、大滝ダムの試験湛水に伴い、ダムの各放流設備（計画水位維持・利水放流・常用放流設備・非常用放流設備・選択取水設備）において、設備の維持管理の参考となるデータ（初期値）を得ることを目的として静水圧試験及び放流試験を行ない、結果の報告を行う。

キーワード 設備の機能、健全性、初期値

1. はじめに

大滝ダムは、昭和34年の伊勢湾台風の紀の川沿川における甚大な被害を契機に計画されたダムで、ダム下流の紀の川沿川地域の水害を軽減するための洪水調節、紀の川下流地域への水道用水および工業用水の供給、河川の本来持っている機能の維持、そしてクリーンエネルギーである水力発電を目的とした多目的ダムである。

今回、試験湛水時に行った、ダムゲートの静水圧試験、放流試験の報告を行うものである。



図-1 大滝ダムの位置図

2. 設備の概要

大滝ダムの放流設備は、常用放流設備（コンジットゲート）、非常用放流設備（クレストゲート）、計画水位維持放流設備、選択取水設備、利水放流設備で構成されている。

常用放流設備（コンジットゲート）

高压ジアルゲート	上段	5m×6.3m	1門
	下段	5m×6.3m	2門

予備ゲート 3門

非常用放流設備（クレストゲート）

ラジアルゲート 10m×14.87m 4門

計画水位維持放流設備

主ゲート 高圧スライドゲート 1.8m×2.3m 1門

副ゲート、修理用ゲート 各1門

選択取水設備 円形多段ゲート

φ 3.0m ~ φ 4.65m 1基

利水放流設備

主ゲート シェットフローゲートφ1.5m 1門

副ゲート、修理用ゲート 各1門

小放流設備主ゲート、副ゲート	各1門
----------------	-----

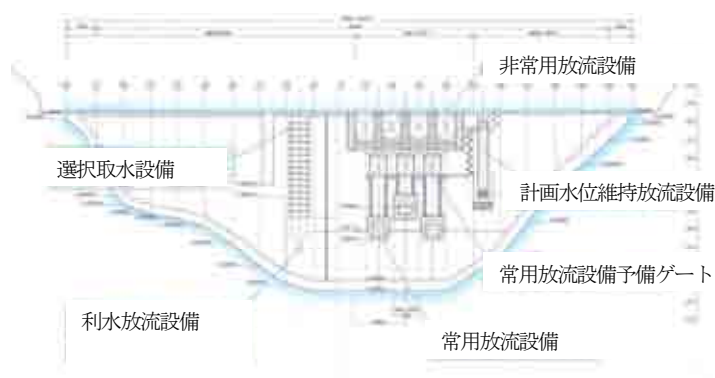


図-2 大滝ダムの放流設備

3. ゲート試験の内容

大滝ダムの試験湛水時に放流試験を行ない、各放流設備の操作・制御試験（電流・電圧・油温・油圧）及び常用放流設備（コンジットゲート）については、振動、応力、変位量の測定、非常用放流設備（クレストゲート）、計画水位維持放流設備、選択取水設備、利水放流設備については振動測定を行った。

(1) 常用放流設備

(a) 静水圧試験

予備ゲートを使用して予備ゲート前面水位を調整し、無負荷と全負荷での応力及び変位を計測した。

応力は横桁、脚柱、主縦桁、スキンプレートを測定し、変位については脚柱、トラニオンを測定した。

応力についてはひずみゲージを使用し、変位については変位計を使用した。

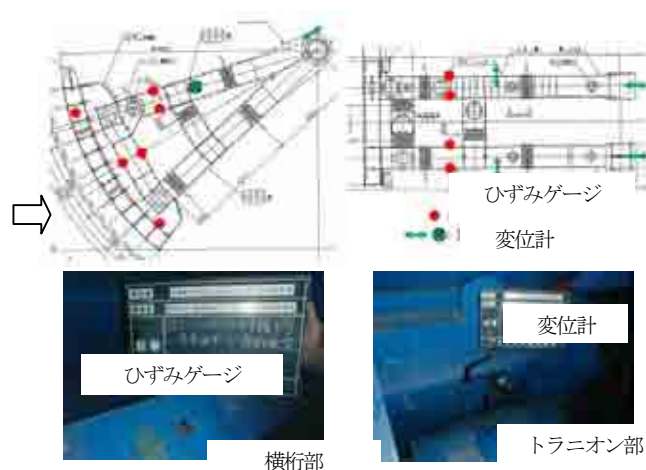


図-3 コンジットゲート側面図・平面図

(b) 放流試験

放流時の 応力および扉体の振動を測定した。
振動加速度計を下段横桁に設置した。

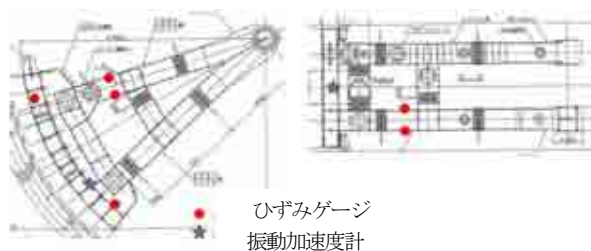


図-4 コンジットゲート側面図・平面図 2

(2) 非常用放流設備

(a) 放流試験

放流時の扉体の振動を測定した。
振動加速度計を下段横桁に設置した。

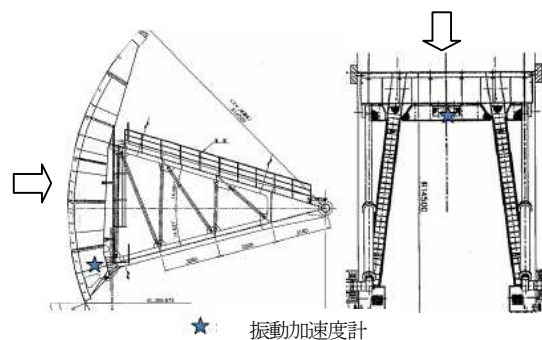


図-5 クレストゲート側面図・平面図

(3) 計画水位維持放流設備

(a) 出水 放流試験

出水に伴う放流時のゲート振動及び圧力を計測し、振動発生対策効果の検証を行なった。

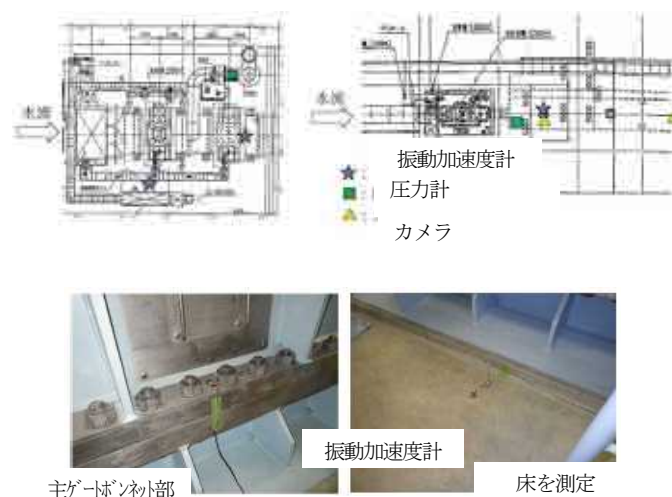


図-6 計画水位維持放流設備 平面図・減勢槽平面図

(4) 選択取水設備

(a) 放流試験

取水時の振動発生および呑み口部の流入状況を確認した。振動加速度計を塔柱およびリフティングビームに設置した。

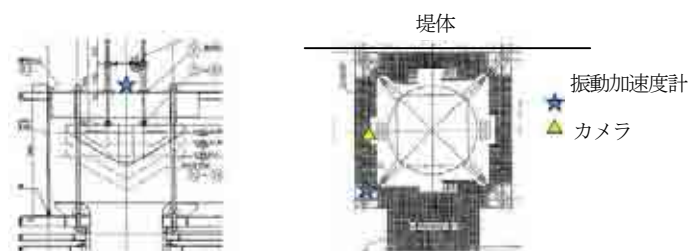


図-7 選択取水設備 取水塔リフティングビーム断面図
取水塔平面図

(5) 利水設備

(a) 放流試験

放流時の振動発生の有無を確認した。



図-8 利水放流設備 平面図

4. ゲート試験の結果

(1) 振動測定結果

コンジットゲート・クレストゲート・計画水位維持放流設備・利水放流設備・選択取水設備（取水塔・リフティングビーム）の放流時の「振動」について「ダム・堰施設検査要領（案）」第6章の扉体振動判定図（K. PETRIKAT WATER POWER）と比較した結果を図-9～図-14に示す。

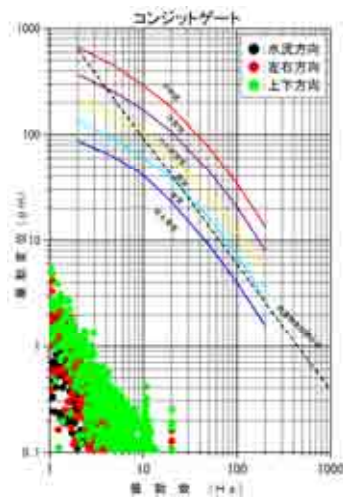


図-9 コンジットゲート ペトリカットによる振動評価

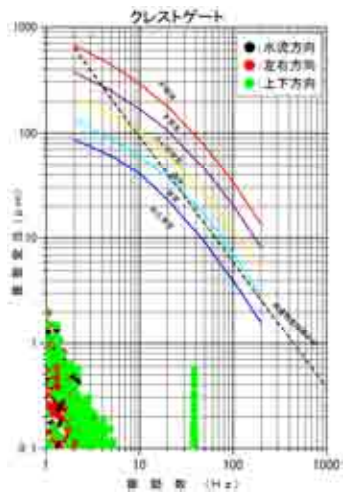


図-10 クレストゲート ペトリカットによる振動評価

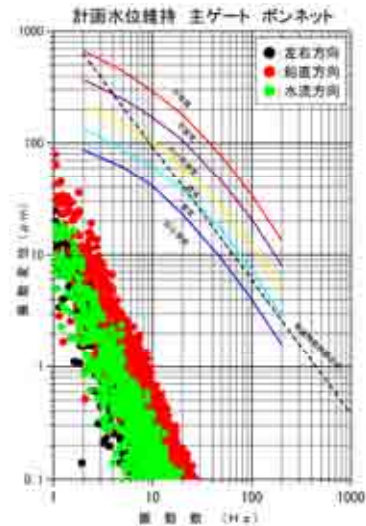


図-11 計画水位維持放流設備 主ゲート ペトリカットによる振動評価

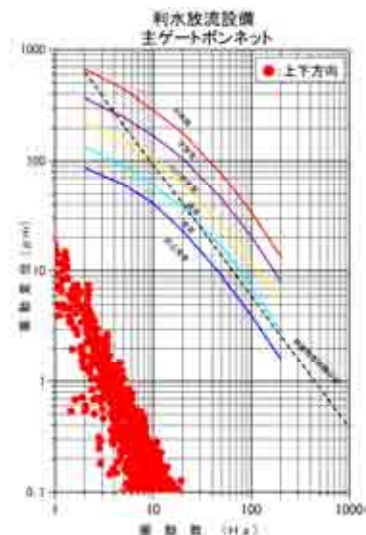


図-12 利水放流設備 主ゲート ペトリカットによる振動評価

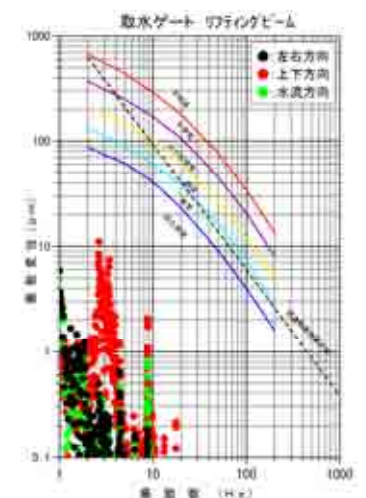


図-13 選択取水設備 リフティングビーム ペトリカットによる振動評価

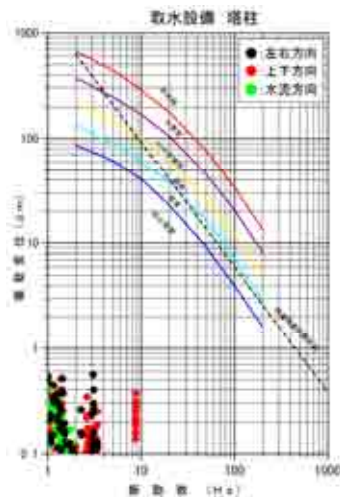


図-14 選択取水設備 塔柱 ペトリカット
による振動評価

放流時のゲート振動をペトリカットにより、評価すると、常用放流設備（コンジットゲート）、非常用放流設備（クレストゲート）、計画水位維持放流設備、利水放流設備、選択取水設備について、いずれの設備も構造物危険限界線を大きく下回り、振動的に安定している結果であった。

(2) 常用放流設備（コンジットゲート）の「静水圧試験」の応力測定結果、変位量の測定結果

充水時の「最大応力度」は、右岸側脚柱において、 50.7N/mm^2 であった。許容応力度（ 100.7N/mm^2 ）を当然、下回る結果であった。

変位量については、脚柱中央部で 1mm 程度変位していた。たわみとして考えた場合、脚柱の「許容たわみ量」は 4.72mm であるので、実測値（ 1.042mm ）は十分に小さい。

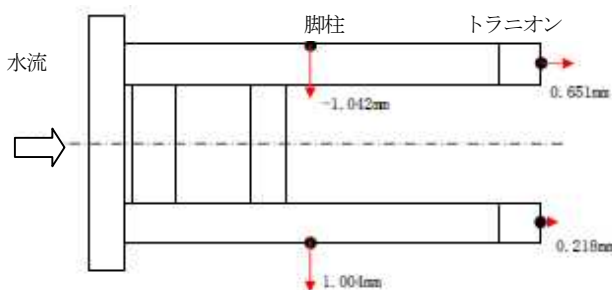


図-15 変位分布図

(3) 常用放流設備（コンジットゲート）の「放流試験」の応力測定結果について

放流時の振動応力最大 3.2N/mm^2 、変動応力最大 10.2N/mm^2 であり、鋼構造物の疲労設計指針・同解説によれば、「D等級」で 100N/mm^2 となり、疲労強度的に全く問題がないことがわかった。

(4) 計画水位維持放流設備の「放流試験」の振動及び空気管圧力測定結果

本設備は、過去にゲート振動が最大 $2500\text{ (cm/s}^2\text{)}$ 、空気管の最大変動圧力 0.14MPa となる異常振動を計測し、設備の安全性について問題となった。今回の測定では、カスケード切り下げによる効果により、ゲート振動は構造物危険限界線を大きく下回り振動的に安定し、また空気管の圧力は、最大変動圧は 0.025MPa であり、非常に安定した状態であった。

(5) 操作・制御の評価

各設備の運転中の電流・電圧値は、「ゲート点検・整備要領」の判定値を満足するものであった。油温・油圧も同様に満足するものであった。

5. まとめ

大滝ダムの試験湛水に伴い、ダム放流設備（常用放流設備、非常用放流設備、計画水位維持放流設備、利水放流設備、選択取水設備）の初期値として、応力・変位・振動等を測定し、応力・変位について設計値との比較、振動について「ダム・堰施設検査要領（案）」の扉体振動判定図（K. PETRIKAT WATER POWER）と比較して、各設備の安全性を検証できた。

初期値をとることにより、今後、将来の老朽化傾向の把握、大規模修繕の事前判断資料としてデータベースの作成が必要と思う。

参考文献

- 1) 社団法人 ダム堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）
- 2) 社団法人 ダム堰施設技術協会：ダム・堰施設検査要領（案）同解説
- 3) 社団法人 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説

管理型不透過堰堤について

前田 貴啓¹・田中 成実²

¹滋賀県湖東土木事務所 河川砂防課

²滋賀県湖東土木事務所 河川砂防課

堰堤計画箇所である犬上郡多賀町佐目地先細谷は、2008年から2012年にかけて7回土石流が発生し、そのたびに国道306号を通行規制する事態となった。これを受けて、砂防サイドと道路サイドで協力・連携して対策事業に取り組むこととなった。砂防では、現溪床勾配が急峻で計画捕捉量が見込めないため、除石管理型不透過堰堤を計画した。

本稿は全国的に事例の少ない管理型不透過堰堤について「簡単に・誰でも・忘れずに」行える維持管理計画について紹介するものである。

キーワード 不透過除石管理型堰堤、維持管理計画、管理除石ライン

1. はじめに

果が期待できるものと考えられていた。

犬上郡多賀町佐目地先細谷は、流域面積 0.23km²、主流路延長 800m、平均河床勾配 1/3 の土石流発生の危険のある溪流である。2008 年から 2012 年にかけて 7 回の土石流が発生し、国道 306 号を通行規制する事態となった。当該地から三重県境の間に大君ヶ畑地区があり、大君ヶ畑地区の住民は、土石流の度に国道の通行が規制され、生活に大きな影響を受けることとなり、砂防サイドと道路サイドで協力・連携をして対策事業に取り組むこととなった。2010 年 7 月土砂発生直後の緊急対策（通行の確保）として、土砂撤去と防護矢板の設置が実施され、8 月には、2 車線の通行確保がなされた。2011 年には、恒久対策として道路管理者により道路横断部分のボックス工事を実施され、水路断面を大きくすることで一定の効



図-2 2012年9月土石流発生状況



図-1 堰堤計画箇所

表-1 土石流発生一覧表

発生日	雨量	堆積土砂	緊急対応
2008.9.21	連続雨量101mm 最大雨量51mm	約100m ³	一時通行止
2010.6.20	連続雨量35mm 最大雨量12mm	約20m ³	土砂撤去後片側通行規制
2010.7.14	連続雨量58mm 最大雨量22mm	約300m ³	全面通行止、土砂撤去後片側通行規制
2010.7.15	連続雨量11mm 最大雨量7mm	約225m ³	全面通行止、土砂撤去後片側通行規制
2012.6.19	連続雨量234mm 最大雨量54mm	約300m ³	全面通行止、土砂撤去後片側通行規制
2012.7.20	連続雨量69mm 最大雨量12mm	約300m ³	全面通行止、土砂撤去後片側通行規制
2012.9.18	連続雨量133mm 最大雨量47mm	約400m ³	全面通行止、土砂撤去後片側通行規制

対策施設効果により2011年7月の台風6号による土石流発生では、ボックス部分に土砂が堆積したものの、国道への流出はなかった。しかし、2012年6月、7月、9月の台風と大雨による土石流発生では防護矢板により大きな被害はなかったものの横断ボックス流入入口が埋まり、一部土砂が国道306号まで流出し、通行止め等の対応が必要となり、道路サイドの対策だけでは防ぎきれない事態となった。

2. 一般的な砂防堰堤の構造形式

砂防堰堤の構造形式として、不透過型と透過型、その中間の部分透過型とあわせて3つの形式がある。計画規模の土石流を捕捉するよう施設配置を計画するのだが、形式により捕捉する土砂の考え方が異なる。

(1)不透過型砂防堰堤

不透過型とは、コンクリート等で壁をつくり土砂を溜める構造である。堰堤建設直後から、土砂が下流へ流出しない構造で、水のみが下流へ流れる。捕捉する土砂量は、平常時に土砂が堰堤上部まで溜まった後の上の部分（平常時堆砂勾配と計画堆砂勾配の間）が対象となる。

(2)透過型砂防堰堤

透過型とは、壁をつくり土砂を溜める構造ではあるが、壁に水と砂を通すスリットと呼ばれるものが入り、平常時は水と一緒に小さな土砂は下流へ流れる。堰堤建設直後から、平常時は土砂も水も流出する構造で、捕捉する土砂量は、建設直後から変わらない。巨礫や流木により

スリットが閉塞し、土砂が堆積すれば、除去する必要がある。

(3)部分透過型砂防堰堤

部分透過型とは、透過型と不透過型の間時的機能を有する。

3. 細谷砂防事業の計画概要

(1)細谷の砂防堰堤計画

細谷は現溪床勾配が 1/3 と急峻で平常時堆砂勾配（現溪床勾配の 1/2）と計画堆砂勾配（現溪床勾配の 2/3、1/6 の勾配を上限）がともに 1/6 となり、計画捕捉量が見込めないため、堰堤形式は除石管理型砂防堰堤（不透過型だが、平常時あるいは中小洪水により流出・堆積した土砂を定期的に除石し、常に空容量を確保する）を採用した。

当該溪流の最下流に配置し、かつ、比較的小さい礫が流出したことで国道 306 号が通行止めとなった既往の事例もあり、巨礫や流木を伴わない土砂流出も捕捉できる不透過型砂防堰堤が最良案と考えた。

広範囲からの流出土砂・流木を捕捉することができるよう、また、管理時のアプローチが容易にできるよう、国道 306 号に近い位置に配置することとした。土砂が出れば除石を行うことで、計画補足量を確保することとなる。

(2)砂防堰堤諸元

形式 不透過型

設計流量 12.0m³/s 土石流ピーク流量 40.0m³/s

平常時堆砂勾配 1/6 計画堆砂勾配 1/6

本堤 堤高 14.5m 堤長 54.5m

下流法勾配 1:0.2 上流法勾配 1:0.55

水通し幅 3.0m 水通し高 2.9m

貯砂量+発生抑制量 4324m³

計画流出土砂量 4285m³

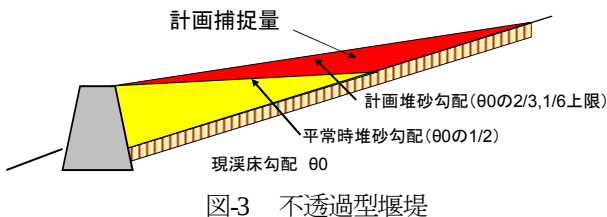


図-3 不透過型堰堤

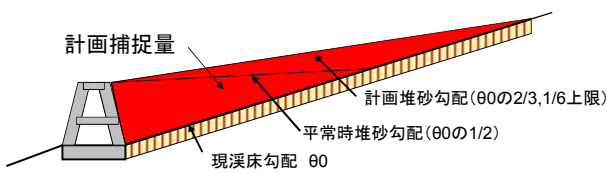


図-4 透過型堰堤

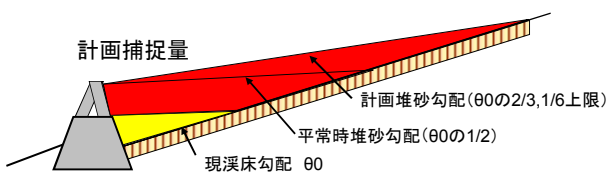


図-5 部分透過型砂防堰堤

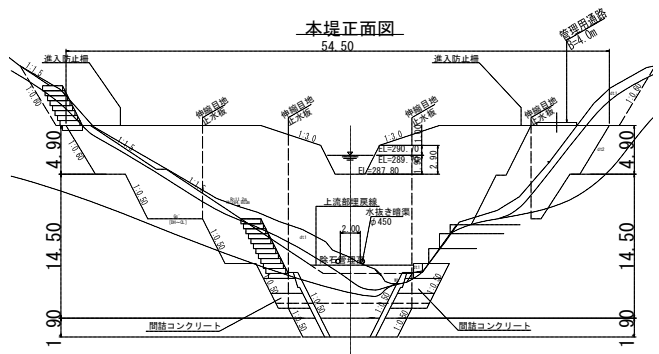


図-6 砂防堰堤一般図

(3)水抜き穴の配置

管理型不透過堰堤の計画としたことから、今後の維持管理が大きな課題と考えており、後述する維持管理計画とともに、建設時にできる工夫がないか検討した。

除石工事頻度を減らすため、「平常時に」、「少しずつ」土砂を下流へ流出する方法として「水抜き穴」に着目した。通常水抜き穴は、大きさと離隔距離は基準があるが、その他の事柄については特に基準がない。「平常時に」、「少しずつ」土砂が流れるよう①勾配をつける。

(通常はレベル)、②個数を増やす。(今回のような流量であれば、通常は1個)、③設置高さを2段回で設定する。等検討を行った。しかし、この細工が、結果として道路BOX部への堆砂を誘導・助長し、国道をいじめることにならないかとの懸念がぬぐいきれなかったことから、今回の採用は見送ることとした。

(4)管理用道路

2010年度は、合計約525m³の土砂が流出し、2012年度は、合計約1000m³の土砂が流出した。この量が毎年流出するとは考えにくい、可能性としてはあり得る。貯砂量+発生抑制量の余裕は、800m³程度であり、2012年度規模の流出がおこれば、除石する必要があるため、できるだけ容易に除石できる管理用道路を設置することとした。

国道306号から砂防堰堤上流部まで高低差が約30m

で、周辺の地形状況から非常に厳しい設計条件と考えられた。アプローチの方法として、下記の3案を検討した。検討案は図-7にも示す。

A案 堰堤下流までダンプトラックが入れる管理用道路+堰堤下流にクレーンが設置できるスペースを確保する。

B案 堰堤上流までクローラダンプが入れる管理用道路+ダンプトラックへの積替えスペース。

C案 堰堤上流までダンプトラックが入れる管理用道路
道路が堰堤下流側までである第A案および第B案は、道路延長は短くて済むが、堰堤上流側へのアクセスに制約が多いことから、使用機材が制限され、その結果、除石・搬出能力が劣ってしまう。道路以外に他の重機や別途施設の設置を伴う第A案および第B案は容易な方法とはいえず、細谷における土砂流出の実績と今後の見通しを考えると、極力、容易な除石方法が望ましい。以上より、近年の土砂流出の頻度に対する除石の容易性にプライオリティを置き、堰堤上流側に直接アプローチできるC案を最適案とした。

ルートについては地形・地質状況および経済性を考慮して、決定した。これにより、堰堤上流側堆砂域へダンプトラックでアクセス可能となり、スムーズに除石できる計画となった。また、除石工事期間は、漁業期と積雪時期を考慮すると10月～12月の3ヶ月間で完了する必要があることからこの計画が最良と考えた。

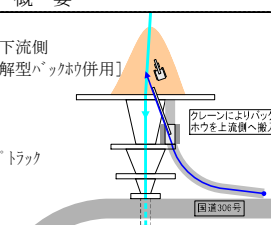
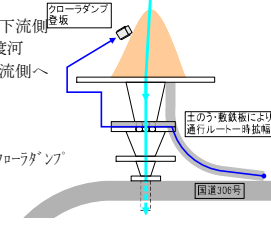
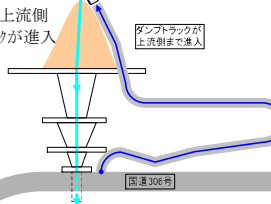
	概要	評価
第A案	- 予備設計での提案 - 管理用道路終点は堰堤下流側 - 堰堤下流から[クレーン+分解型バックホ]併用で除石  〈想定運搬機材〉 クレーン、分解型バックホ、ダンプトラック	道路が堰堤下流側であるため延長は短い、除石・搬出作業が煩雑かつ維持管理費が大 △
第B案	- 本詳細設計で立案 - 管理用道路終点は堰堤下流側 - クローラダンプが右岸側へ渡河→右岸側を回り堰堤上流側へ→除石  〈想定運搬機材〉 バックホ(土のう+敷鉄板)、クローラダンプ	道路が堰堤下流側であるため延長は短い、除石・搬出作業が煩雑かつ維持管理費が大 △
第C案	- 本詳細設計で立案 - 管理用道路終点は堰堤上流側 - 堰堤上流までダンプトラックが進入して除石  〈想定運搬機材〉 ダンプトラックのみ	道路延長は長い、容易に除石が可能 ○

図-7 アプローチと除石方法

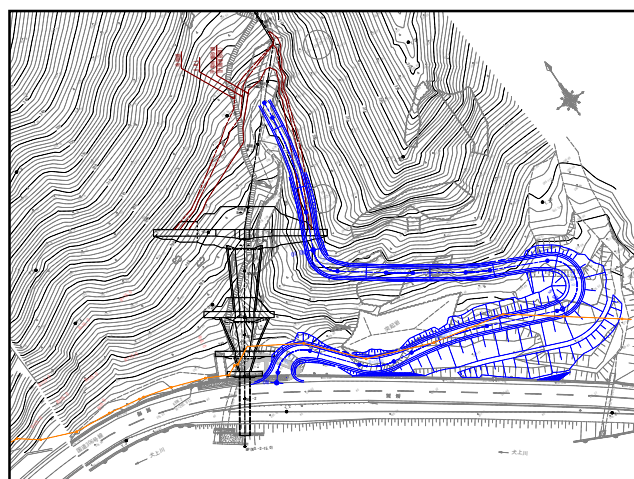


図-8 管理用道路平面図

3. 維持管理計画の検討

(1) 除石管理とは

砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説H19.3¹⁾によれば、①土石流発生時などの緊急的な除石対応のみでなく、計画捕捉量、計画堆積量を計上する施設

(除石管理型施設)については、②平常時(定期的)の除石を行うことが示されている。

(2)管理除石ライン

平常時や中小洪水時の流出土砂の貯砂を許容できるように、あらかじめ一定の高さに「除石管理高」を設定し、そこから設定される「管理除石ライン」より上の部分と発生抑制量で土砂整備率 100%となるような計画を検討した。

そして、維持管理上は、設定した除石管理高「管理除石ライン」を超えた時点で、除石管理底面高である水抜き暗渠底面まで掘削を行うこととした。

トライアル計算の結果、今回の計画では、堤高 8.5m 地点(天端高からの深さ 6.0m 地点)に図-9 のように除石管理高「管理除石ライン」を設定することとした。

(3)除石工事の頻度

前述したとおり、2012年6月19日、2012年7月20日、2012年9月18日に再び土砂流出があり、道路管理者施工の横断ボックスが土砂で埋まる事態となった。2008年度からの5年間で、7回の土砂流が発生し、総土砂流出量 1645m³ になることから、ここ5年の平均値をもとにすると、2年に1回の頻度で除石工事が必要となる。

(4)点検

堆積土砂が、「管理除石ライン」に達しているかどうかを点検する必要がある。土砂流出は一時であり、常に捕捉量を確保しておくためには、降雨の度に点検が必要である。しかし、現在の体制では難しいことから、効果的な時期に定期的に点検を実施する計画を検討した。

定期点検は、実施時期(効果的な時期)を定め、継続することが重要である。つまり、「簡単に」、「誰でも」、「忘れず」、行える計画とすることが重要である。

(a)「簡単に」= 時間をかけない。人数を要しない。道

具は汎用品を使用する。

【目視による判断ができるような工夫をする。】

- ・ 堤体に「管理除石ライン」を明示する。また、これ以上掘削すると施設の根入れが不足するライン=掘削最低高も明示する。

- ・ 堆砂量の算出は、管理除石ラインとの関係からあらかじめ概算数量を算出しておき、除石工事時に使用する。今回の場合は、管理除石ラインより 4m 下までの堆積で 815m³ となる。

(b)「誰でも」= 担当者が代わっても同じ点検。経験がいらない。

【管理除石ライン確認撮影台を設ける。】

- ・ 撮影台(カメラの位置)を決めることで、前回との変化を容易に確認できるようにする。

(c)「忘れず」= 砂防担当職員が忘れない。覚えやすい。【定期的な行事とあわせて実施する。】

- ・ 土砂流出の時期は、これまでの事例からすると6月～9月の出水期と考えられる。前述したとおり、除石工事の実施時期は、漁業期と積雪時期を避け、10月～12月の3ヶ月と想定すると、積算から工事発注に1.5ヶ月、工事期間が2ヶ月として、点検は8～10月がベストと考えられる。ただし、土砂流出は一時であり、点検後にすぐ流出することもあると考えられるため、出水期の前半、出水期後の2回として計画した。

1) 出水期の前半6月に土砂災害危険箇所等パトロールとあわせて実施。

2) 出水期のあと9月～10月に次年度予算要望時等とあわせて実施。

- ・ 土木事務所のわかりやすい場所に写真入りパネルを設置し、啓発を行う。

その他、砂防指定地見張員によるパトロールにも当該地を組み込んでもらうことで、捕捉量確保に努めることとしたいと考えている。

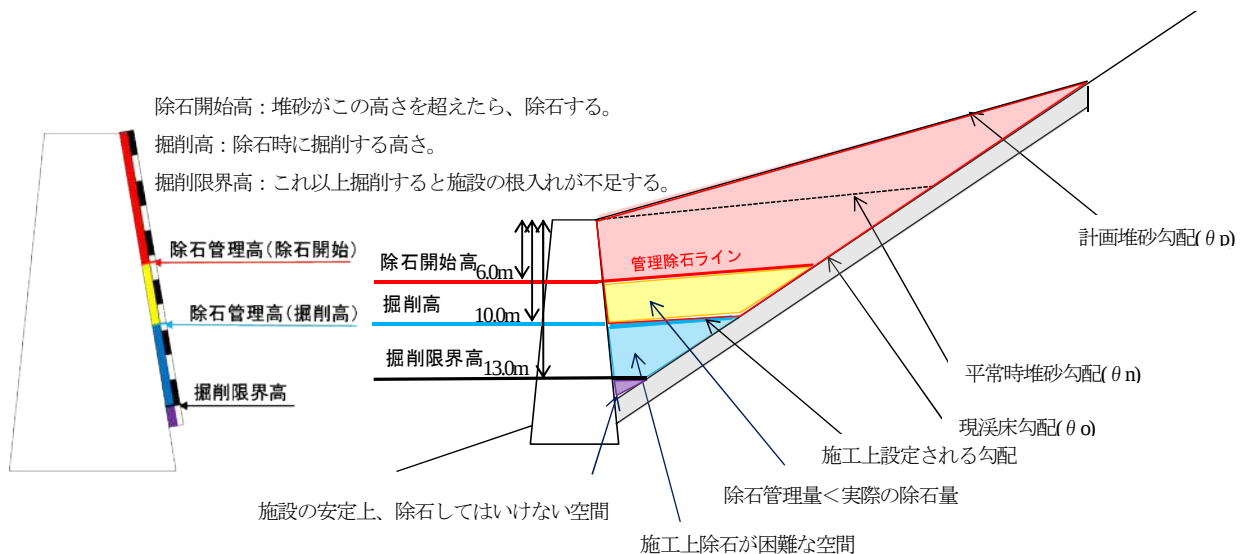


図-9 除石管理ラインペイントイメージ

4. 今後の課題

(1)除石のための予算措置

除石の必要性の判断は、点検後となることから、予算要望時期には必要かどうか分からないので一定の維持補修費を常に確保しておく必要がある。

(2)除石した土砂の処分先

土砂の受け入れ先は、現在のところ決まった場所がない状態であり、処分先の選定は大きな問題である。

(3)透過型堰堤の維持管理

近年は、透過型堰堤が主流となっているが、維持管理計画について十分な検討がされていないと感じている。点検や、除石について、基本的な考え方を決めておく必要がある。

5. おわりに

本稿は、管理型不透過堰堤の維持管理方法について検討したものであるが、調べた限り、他県の事例も少なく参考となる事例がないのが現状なので、今後事業を進めていく中でまた、維持管理の実施段階でも新たな課題が出てくると思われる。点検の回数や時期などはその都度見直してブラッシュアップしていきたいと考えている。

謝辞：本稿にあたりましては、平成23年度第510号の設計をもとに作成していることから当時の担当者様、受託者である大日本コンサルタント(株)に感謝を表します。

参考文献

- 1)砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策計画編)及び同解説
- 2)平成23年度第510号 細谷補助通常砂防設計業務委託(大日本コンサルタント株式会社)

由良川河口砂州のフラッシュ及び形成モデルの作成による挙動分析の検討について

関井 茂裕¹

¹近畿地方整備局 福知山河川国道事務所 調査第一課 (〒620-0875京都府福知山市字堀小字今岡2459-14)

由良川河口には砂州が発達しており、洪水時の堰上げによる河川の水位上昇が懸念される一方、砂州を著しく開削した場合、渇水時に塩水の遡上による河川環境や水道水への影響が懸念される。また、2004年23号台風以降は砂州が右岸側に偏るとともに、河川の流れが左岸側に偏り、河岸侵食が懸念される。このようなことから、砂州の制御可能性を検討するための挙動分析を行ったものである。

キーワード 砂州、河岸侵食、挙動分析、制御施策

1. はじめに

由良川は、その源を京都府、滋賀県、福井県の境の三国岳（標高959m）に発し、芦生の原生林を抜けて山間部を西流し、高屋川、上林川などと合わせ綾部市を西流し、福知山市内に出て土師川と合流し、そこから方向を変え北流し、旧大江町を経て舞鶴市と宮津市の市境において日本海に注ぐ、幹川流路延長約146km、流域面積約1,880km²の一級河川である（図-1）。

由良川の河口部では、旧来より河川流と波浪・海浜流の影響により砂州が発達している。特に、写真-1に示すように、2004年23号台風以降、滞筋が左岸側に片寄るとともに、砂州が右岸側に集中、拡大しており、洪水時のせき上げによる水位上昇、左岸側への偏流による河岸侵食、周辺海域での海岸侵食等のさまざまな影響が懸念されている。一方で、河口砂州が著しく開口した場合は、塩害の発生や汽水域環境への影響が生じる可能性がある。

このような背景から、今後の適正な河口管理を実施していくため、河口砂州の挙動を解明したうえで、砂州の制御可能性を検討する必要がある。

本稿では、上記検討のうち、数値シミュレーションモデルによる河口砂州の挙動分析を行い、今後の課題について報告するものである。

2. 河口砂州変動モデルの構築

河口砂州の変動を予測する解析モデルとして、①洪水時の砂州フラッシュ状況を予測するための砂州フラッシュモデルと、②波浪による砂州の形成・発達過程を予測するための砂州形成モデルの2種のモデルを構築した。



図-1 由良川位置および河口の状況

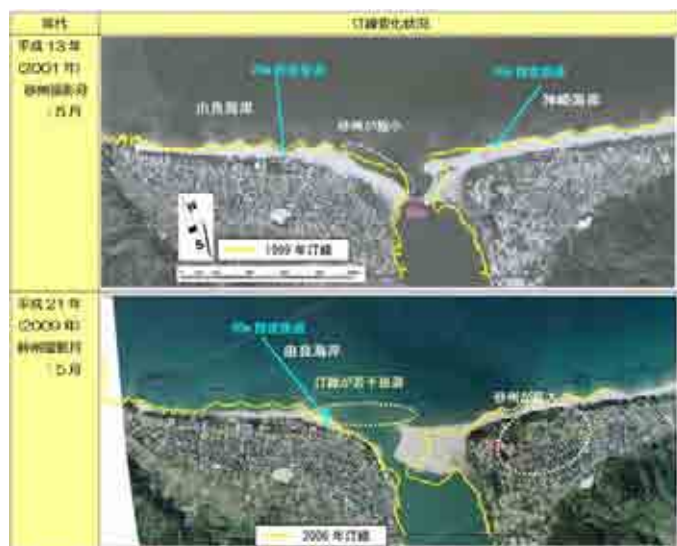


写真-1 河口砂州の状況

(1) 砂州フラッシュモデルの構築

砂州フラッシュモデルは、一般座標系での平面二次元河床変動モデル用い、河口砂州部の側岸侵食の影響をモデル化し、また、現地にてボーリング調査を行い河口部の層別の粒度分布を確認し、パラメータを再設定することでフラッシュモデルの精度向上を図った。

モデルの精度検証にあたっては、砂州による水位上昇と砂州フラッシュの規模が顕著であった、1982年8月10号台風、1983年9月10号台風を対象に、河口部（由良観測所）の水位観測記録と洪水後の砂州形状について実績と計算結果との整合性を確認することにより検証計算を実施した。解析条件を表-1に示す。

検証計算の結果、由良地点での計算水位は実績を良く表現しており（図-3）、洪水後の砂州フラッシュ形状についても、砂州の平面形状を概ね再現できていることを確認した（図-4）。以上より、本モデルが砂州フラッシュの実態を概ね表現できるものと判断した。

表-1 砂州フラッシュモデルの検証計算条件

分類	項目	解析条件
地形条件	解析対象区間	河口沖 (-2.0k) ~ 大川橋 (8.2k)
	解析格子	縦断方向 246@25, 50, 250mメッシュ 横断方向 40@20~200mメッシュ
	初期地形	1982年2月測量
境界条件	上流端流量	大川橋地点洪水ハイドロ (1982.8ピーク流量: 3,636m ³ /s)
	下流端水位	舞鶴検潮所（気象庁）観測記録
解析定数	粗度係数	低水敷: 推定粗度係数より設定 高水敷: 検討流量時 (HML) の水深と植生の高さにより設定
	河床材料	1998, 2000, 2004年河床材料調査およびボーリング調査結果をもとに設定
	樹木	1993, 1998, 2004年河川水辺の国勢調査(植物調査)、2001, 2004年毎木調査による樹木群を反映
	構造物	1橋梁 (KTR由良川橋) を考慮

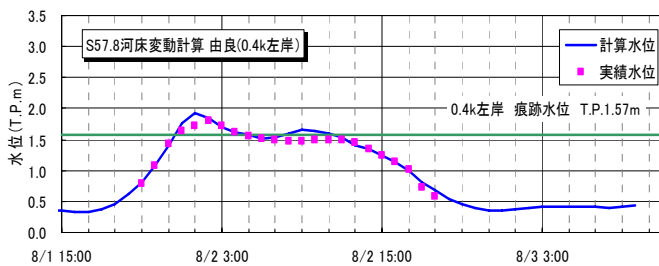


図-3 1982年8月由良地点の水位再現結果の比較

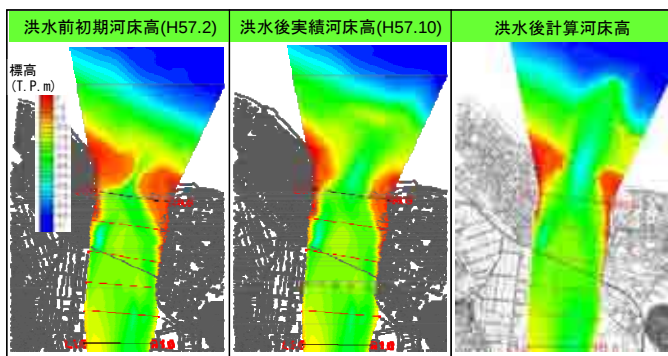


図-4 1982年8月洪水前後の河床高比較

(2) 砂州形成モデルの構築

砂州の形成モデルでは、波浪解析、海浜流解析、地形変化解析の3つの解析により、波浪による河口砂州の変動を解析する。

波浪解析モデルについては、沖波の設定地点から河口までの領域をエネルギー平衡方程式を適用した。海浜流解析については、河口砂州周辺の波浪変形と海浜流を同時に解析可能なブシネスク方程式を適用した。地形変化解析については、海浜流の定常流成分と波動成分によるせん断力から漂砂量を算定する方法を適用し、混合粒径を考慮した。

モデルの精度検証にあたっては、河口部の三次元ナローマルチ深浅測量成果が得られる2010年9月から2010年10月の約1ヶ月間、および洪水期を挟む2010年10月から2011年11月の約1年間を検証対象期間として測量成果と計算による地形変化状況を比較することにより検証した。検証計算の解析条件を表-2に示す。

また、本モデルは、3つの解析を繰り返し実行するため、多大な計算時間を要する。この対応として、波浪および潮汐を波浪規模や河川流量規模別等により図-5のようにパターン化し、繰り返し回数を極力少なくすることにより計算の効率化を図った。

表-2 砂州形成モデルの検証計算条件

項 目		解 析 条 件
解析対象範囲		岸沖方向 1.55km, 沿岸方向 1.55km
解析メッシュ サイズ		海浜流解析： $\Delta x = \Delta y = 5m$ 310×310 メッシュ 水深変化解析： $\Delta x = \Delta y = 5m$ 310×310 メッシュ
初期地形		2010 年 9 月 ナローマルチ深浅測量および航空 レーザー測量成果をもとに作成
計算期間		2010 年 9 月～10 月の 36 日間 2010 年 10 月～2011 年 11 月の約 1 ヶ年
波浪 解析	モデル	沖合：エネルギー平衡方程式 河口部：ブシネスク方程式モデル
	入射波	波高；2.59m 周期；9.49sec 波向；NNE 他 検証対象期間の波浪観測記録より設定
	摩擦係数	0.005
	反射率	砂州、砂浜海岸線；0.20、河道内；1.0
	波高設定	35 波入射し 26～35 波目の平均波高を採用
	河川流量	大川橋地点流量の再現期間平均流量
	水位	由良水位観測所の再現期間平均水位を入力
	計算 Step	$\Delta T = 0.1sec$
地形 変化 解析	モデル	流砂量式モデル
	漂砂量式	田中の摩擦係数式を用いた Einstein and Brown 式
	河川からの 流出土砂量	2010 年流砂量調査結果より流砂量を設定
	計算 Step	ΔT ：入射波周期毎

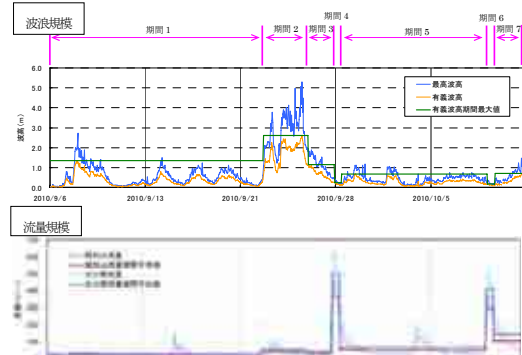


図-5 砂州形成解析における波浪外力のパターン設定例

2010年9月から2010年10月の約1ヶ月間を対象とした検証計算における波浪解析、海浜流解析結果、および河口砂州の地形変化再現結果を図-6、図-7に示す。

これによれば、波浪については開口部沖合において波高が急激に低下し、海浜流においては回折により砂州背後に波浪が進入している等の傾向が見られた。河口砂州の形成傾向（沖側土砂の砂州への戻り）については概ね実績を再現しているが、土砂量および土砂堆積位置が実績に比べ一部再現性が低く、一部改良の余地がある。

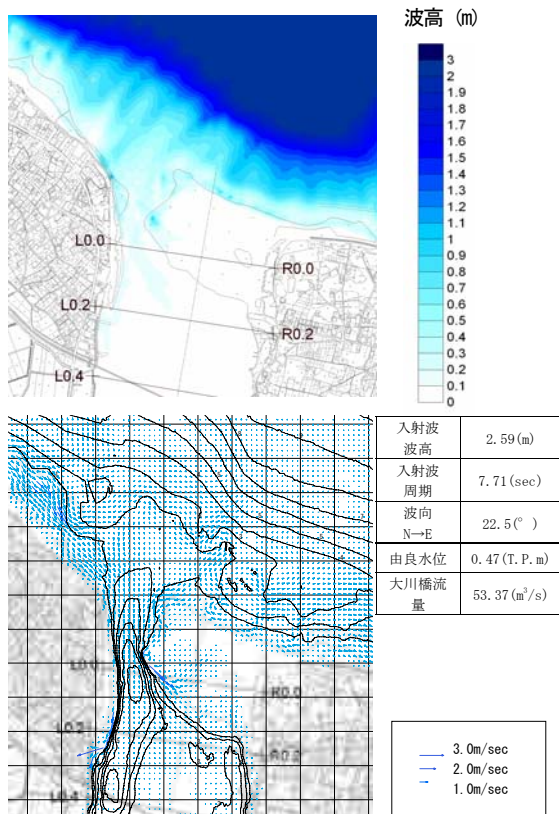


図-6 波浪、海浜流解析結果例

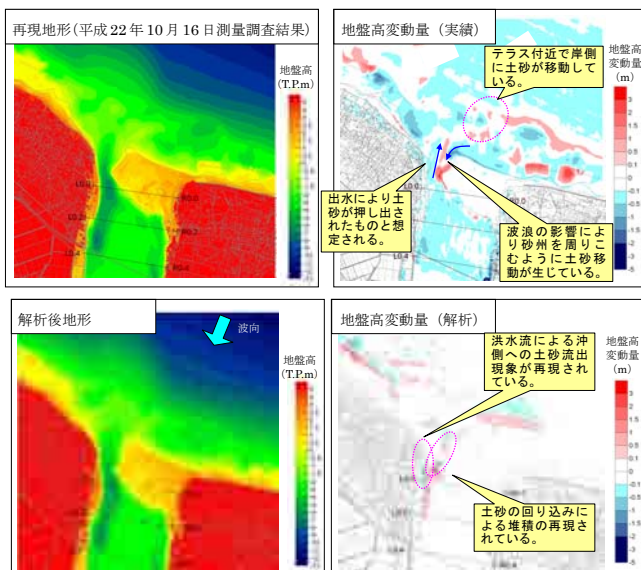


図-7 砂州形成解析の地形変化再現結果

3. 開口位置固定化の要因分析

2006年頃より生じている左岸開口やみお筋の固定化現象の要因を、これまでの測量成果について整理し、河口部の滞筋位置が河口部の流れに影響を及ぼす要因を把握した。また、平面二次元流況解析により主流線の違いについて分析し、測量成果との整合性について確認を行った。

(1) 現況地形分析

河口砂州の形成に影響を及ぼす下流区間について、これまで実施されている測量を基に、測量断面の最深河床位置を整理し、滞筋位置の経年変化図を作成した(図-9左)。

(2) 二次元流況解析

1) 砂州のフラッシュ流量

開口幅が拡大し、かつその間に洪水が生起している場合を、「砂州フラッシュ」と考え、図-8の砂州フラッシュ時期に生じた河川流量を整理し、砂州がフラッシュされる河川流量規模を推定する。

結果、砂州フラッシュと想定された期間中で基準地点の福知山地点における河川流量は、最小流量1,539 m^3/s 、平均流量2,486 m^3/s となることから、砂州がフラッシュされる河川流量は概ね1,500 m^3/s 以上と推定した(表-3)。

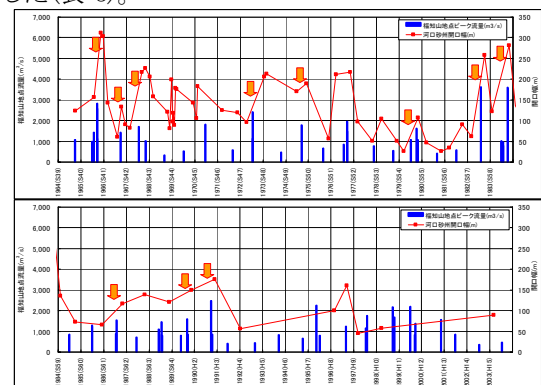


図-8 砂州開口幅と主要洪水の生起状況

表-3 砂州フラッシュ時の流量整理

砂州フラッシュが生じた期間	当該期間に生じた洪水	福知山洪水流量(m^3/s)	期間最大流量(m^3/s)	備考
S40.7.28~S40.11.16	S40.9.14	2,833	2,833	秋雨前線
S42.2.26~S42.9.2	S42.7.10	1,712	1,712	低気圧・梅雨前線
S47.4.10~S48.1.24	S47.9.17	4,064	4,064	台風7220号
S49.7.1~S49.11.26	S49.9.9	1,785	1,785	台風7418号・前線
S54.3.9~S54.10.27	S54.10.1	1,633	1,633	台風7916号
S57.2.28~S57.10.2	S57.8.2	3,636	3,636	台風8210号
S58.1.26~S58.10.28	S58.9.28	3,608	3,608	台風8310号
S60.12.6~S61.10.28	S61.7.22	1,539	1,539	梅雨前線
S63.11.15~H1.11.13	H1.9.3	1,583	1,583	秋雨前線
H1.11.13~H2.11.22	H2.9.20	2,469	2,469	台風9019号
砂州フラッシュが生じた期間の期間最大流量の最小値			1,539	
砂州フラッシュが生じた期間の期間最大流量の平均値			2,486	

2) 解析条件

河川流量は、砂州フラッシュが開始される1,500 m^3/s とし、表-4に示す地形条件を適用した。2003年及び2008年の地形を用いて、両年における主流線の違いを評価した(図-9)。

表-4 対象とする地形条件

地形	地形条件	河口砂州の状況
No.1	河道：2003年度測量 河口：2003年8月航空写真から推定	両岸に形成し、河道中央が開口した地形
No.2	河道：2008年度測量 河口：2011年11月深淺測量	右岸側に大きく形成し、左岸が開口した地形

(3) 開口位置の固定化要因分析

これまでの測量成果の測量断面の重ね合わせによる滞筋位置の経年変化図により、2004年23号台風を境として、下流部河道形状が変化しており、これにより洪水時の河口部の流れも左岸寄りとなっている。よって、河道の滞筋位置が変化（0.4k～0.8k等）し、河口部の流況が左岸寄りに変化したものと考えられる。また、2ケースの地形条件による平面二次元流況解析を行い、横断方向で最大流速が発生する位置を抽出し、主流線を整理した結果（図-9右）、河口部での最大流速発生位置について測量成果と同様に左岸寄りとなる傾向となり、平面二次元流況解析での整合性が確認できた。

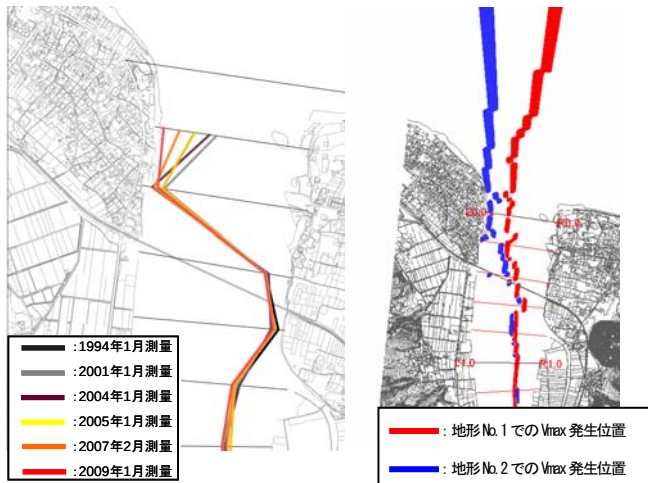


図-9 現況地形分析結果(左)及び平面二次元流況解析結果(右)

4. 河口砂州制御可能性の検討

前項「3. 開口位置固定化の要因分析」による結果を基に、砂州制御施策の方向性及びその手法等について整理するとともに、挙動予測モデルを用いた数値計算を行い、制御施策可能性の検証を行った。

(1) 制御施策案の方向性及びその手法

砂州の制御施策案の方向性として、開口位置を可能な限り河道流心で維持管理することで洪水時のフラッシュ促進を図るとともに、河岸寄りの開口に伴う河岸・海岸侵食を防止することから、制御施策として以下の手法が考えられる。

- ・ 砂州部の掘削等による開口位置の付け替え
- ・ 水制工等による砂州周辺の主流の制御

(2) 制御施策案の設定

上記で示した河口砂州の制御施策手法の具体的な施策案について、以下に示す。

- 開口位置付け替え案：流心部の開削と現状のみお筋の埋め戻しにより開口位置を付け替える。
- 砂州安定工設置案：現状の開口部に捨石などを投入し、左岸側の堆積を促進する。
- 流況制御案：河道上流区間に水制工を設置し、河口砂州周辺の主流を制御する。

制御施策案は上記a)～c)の単独ケースと、組み合わせ案の計5案を設定する。

(3) 挙動予測モデルによる制御施策の数値解析

5つの河口砂州制御施策案について前章で構築した挙動予測モデルを基に数値計算を行い、制御可能性の検討を行った（表-5）。

この数値計算の結果を基に、基本方針流量流下時の最高水位を評価する「洪水流下」、基本方針流量流下時の流速を評価する「河岸侵食」、低水管理上の塩水遡上を評価する「低水管理」、「越波」、「事業費」の5つの観点から各施策案について比較を行ったところ（表-5,6）、「開口位置付け替え＋流況制御案」による対策が、制御可能性が高い結果となった。

5. まとめ

今回の検討により、河口部の砂州について、挙動分析のために構築した予測モデルのうち、砂州フラッシュモデルについては概ね実現象を再現できるものを構築することが出来た。また、砂州形成モデルについては、一定の再現性のあるものが構築できたが、開口部における波浪の土砂の戻りや出水による沖側への移動の再現性に改善の余地がある。

また、複数の制御施策案について、数値計算により砂州の挙動解析を行った結果、「開口位置付け替え＋流況制御案」による対策が制御可能性が高い結果となった。

今後は、波浪の影響をより適切に考慮することで砂州形成モデルのさらなる精度向上を図ると共に、水理模型実験等による制御施策の実現象・効果検証を実施していく予定である。

表-5 対策案ごとの砂州フラッシュ・形成モデル効果

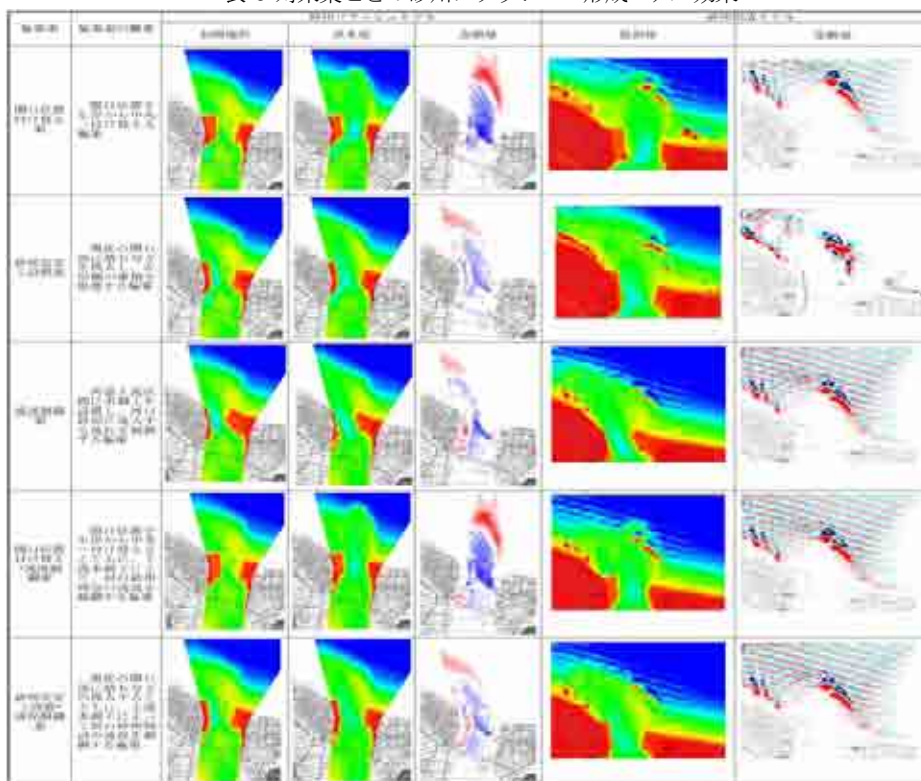


表-6 検討結果一覧表

施策案	砂州フラッシュモデルによる検討			砂州形成モデルによる検討			事業費	総合評価
	洪水流下	河岸侵食	地形変化	低水管理	越波	地形変化		
開口位置付け替え案	○ (左右岸ともに水位をHWL以下に抑えることが可能)	◎ (左岸の流速を低減させることが可能)	○ (砂州は中央からフラッシュされ、兩岸の砂州も残る)	△ (砂州が回復しにくい、効果を期待しにくい)	△ (砂州が回復しにくい、効果を期待しにくい)	△ (沖合に土砂がフラッシュされ、回復しにくい)	○ (3.9億円)	
砂州安定工設置案	○ (左右岸ともに水位をHWL以下に抑えることが可能)	△ (左岸の流速低減効果はほとんどない)	△ (0.0k下流左岸寄り河床低下が進行)	○ (塩水の遡上を抑制でき、かつ左岸の越波も軽減できる)	○ (塩水の遡上を抑制でき、かつ左岸の越波も軽減できる)	○ (フラッシュされた土砂が戻り、若干回復する)	△ (22.8億円)	
流況制御案	× (水位がHWLを上回る地点が発生)	△ (0.1k~0.2kでは低減効果があるが、0.1kから下流ではほとんどない)	△ (0.0k下流左岸寄り河床低下が進行)	◎ (砂州の回復により、塩水の遡上を抑制でき、かつ左岸の越波も軽減できる)	◎ (砂州の回復により、塩水の遡上を抑制でき、かつ左岸の越波も軽減できる)	◎ (水制工で流向を変えたことにより回復しやすい)	◎ (2.3億円)	
開口位置付け替え+流況制御案	○ (左右岸ともに水位をHWL以下に抑えることが可能)	◎ (左岸の流速を低減させることが可能)	○ (砂州は中央からフラッシュされ、兩岸の砂州も残る)	○ (塩水の遡上を抑制でき、かつ左岸の越波も軽減できる)	○ (塩水の遡上を抑制でき、かつ左岸の越波も軽減できる)	○ (フラッシュされた土砂が戻り、若干回復する)	○ (5.4億円)	○
砂州安定工設置+流況制御案	○ (左右岸ともに水位をHWL以下に抑えることが可能)	△ (左岸の流速低減効果はほとんどない)	○ (砂州は中央からフラッシュされ、兩岸の砂州も残る)	◎ (砂州の回復により、塩水の遡上を抑制でき、かつ左岸の越波も軽減できる)	◎ (砂州の回復により、塩水の遡上を抑制でき、かつ左岸の越波も軽減できる)	◎ (水制工で流向を変えたことにより回復しやすい)	△ (24.3億円)	

観測交通量に基づく現況再現配分結果の 再現性評価基準について

安田 幸司¹・三輪 富生²

¹一般社団法人システム科学研究所 調査研究部 （〒604-8223京都府京都市中京区小結棚町428 新町アイエビル）

²名古屋大学 エコトピア科学研究所 准教授 （〒464-8603愛知県名古屋市中千種区不老町）

実務における将来交通量配分では、その前提条件や配分モデルの妥当性確認のために、現況再現配分による再現性検証を行なっている。再現性検証は、道路交通センサスなどの観測データと推計値を用いた相関係数や推計誤差による評価が一般的であり、相関係数0.9以上、推計誤差10%以内といった基準による評価が多い。これらの評価基準は、経験的に設定していることが多く、明確な根拠が無いことに課題が残るが、交通量配分のインプットデータとなるOD交通量と比較対象とする観測データの観測日が整合していないことも大きな課題の一つである。本研究では、この点に着目し、OD交通量と観測データの不整合を考慮した現況再現性配分の再現性評価基準の設定方法について検討を行った。

キーワード 交通量配分、現況再現、再現性評価、観測交通量

1. はじめに

実務における将来交通量配分では、その前提条件や配分モデルの妥当性確認のために、現況再現配分による再現性検証を行なっている。

再現性検証は、道路交通センサス一般交通量調査などの観測値と推計値との相関係数やRMSEによる評価が多く、相関係数0.9以上、推計誤差10%以内といった基準値を用いるのが一般的である。

しかし、これらの評価では、インプットデータとなるOD交通量と比較対象となる観測断面交通量（以下、観測値）の調査期間の不整合は考慮されていないという課題が残る。

本研究では、この点に着目し、OD交通量と観測値の調査期間の整合性を考慮した現況再現評価基準を提案し、それを用いた再現性評価を試みる。

2. 実務における現況再現性検証

実務における現況再現配分結果の再現性検証は、相関係数やRMSEを用いるのが一般的である。

相関係数は、観測値と推計値の間の直線関係の度合いを表すものであり、RMSEは、推計誤差を絶対量で表したものである。これらは、次式によって得られ、実務でよく用いられるのが相関係数である。

しかしながら、相関係数は、観測値と推計値の直線関係を評価するものであるため、散布図やRMSEとあわせて評価することが重要である。

<相関係数>

$$r = \frac{\sum_n (A_i - \bar{A}) \cdot (P_i - \bar{P})}{\sqrt{\sum_n (A_i - \bar{A})^2 \cdot \sum_n (P_i - \bar{P})^2}}$$

<RMSE>

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_i (P_i - A_i)^2}{n}}$$

A_i : 実績値

P_i : 推計値

n : サンプル数

$\bar{A}$: A_i の平均値

$\bar{P}$: P_i の平均値

3. 推計誤差を生む諸要因について

交通需要予測のモデル化においては、現象の抽象化、簡略化、関数へのあてはめ、個人を集団として扱うことなどにより、実際に起きている現象を完全に表現できない部分が存在する¹⁾。

交通量配分において、抽象化、簡略化している前提条件の主なものを次項に示しているが、これらの設定が、観測値と推計値との誤差を生む要因の一つとなっている。

＜現象の抽象化、簡略化を行なっている主な前提条件＞

- ・ 配分原則（例えば、等時間原則は、全てのドライバーは、経路に関する交通情報を完全に把握し、最短経路を選択するという原則）
- ・ ゾーニングとセントロイドによる発生集中交通の集約と代表化
- ・ 実際の道路網からの取捨選択によるネットワークの簡略化
- ・ リンクコスト関数による交通量と速度の関係のモデル化
- ・ 配分対象にならない内々交通量

上記の前提条件以外にも、発生集中交通量、手段分担等の上流側での推計誤差も、交通量配分結果として抱える誤差の要因となる。

しかしながら、これらの議論は、観測値とインプットデータとなるOD交通量の調査期間の不整合については触れていない。

この観測値は、本来、変動している値のうちの一実現値であることが多く²⁾、こうした点も踏まえた再現性検証を行うことが重要である。

4. 新たな現況再現性評価基準

実務における現況再現性検証では、道路交通センサスの一般交通量調査結果を観測値として用いるのが一般的である。一方、インプットデータとなるOD交通量も同く道路交通センサスの起終点調査の結果である。

これら調査は、秋季（9月中旬～11月中旬）の火曜日から木曜日で前後に休日が無い平日（起終点調査は、平日の場合）としているが^{3,4)}、調査は、あくまでも当該期間中での実施である。このため、配分結果と観測値は、もともと観測日の不整合があり、調査期間中の変動特性を考慮して評価することが望ましいと考えられる。

本研究では、この点に着目し、観測値を固定値として評価するのではなく、調査期間に応じた交通量変動特性を考慮した再現性評価基準を設定する。

(1) 観測値の変動特性を考慮した再現性評価の考え方

ある道路の1断面における観測交通量の分布型は、常時観測トラカンのような観測データから得ることができる。また、ある1日の交通量を捉えた道路交通センサスの値は、この分布からの1サンプルとみなすことができ、センサス交通量が従う分布はトラカンデータから得られる分布と同じと考えることができる。

一方、OD交通量も観測値も、同じ期間での調査結果であるため、交通変動特性は同じであり、OD交通量をインプットデータとする配分結果も同じ分布型をもつと考えることができる。

すなわち、図-1に示すように、常時観測トラカン等に

よる観測値（トラカン、道路交通センサス）と配分結果の分布と標準偏差は、同じと考えることができる。

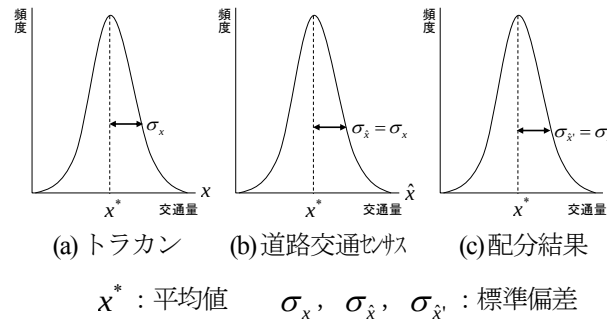


図-1 各交通量の平均値と標準偏差の関係

この関係を踏まえると、配分結果と再現性評価での比較対象となる道路交通センサスは、各々1つの確定値ではなく、確率変数と捉えることができる。

よって、配分結果と観測値の差、すなわち配分誤差は、それぞれの分布の誤差の差として表現でき、その分布は、図-2のように表せる。

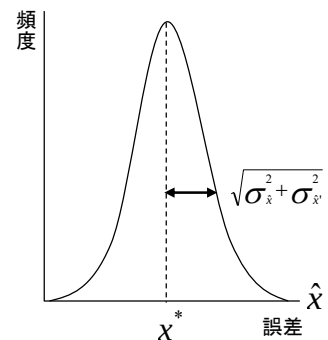


図-2 道路交通センサスと配分結果の誤差の分布

ここでは、各交通量が正規分布と仮定する。2つの独立な確率変数の差の分散は、それぞれの分散の和となることから、道路交通センサスと配分結果の誤差分布の標準偏差は、 $\sqrt{\sigma_{\hat{x}}^2 + \sigma_{\hat{x}}^2}$ と表すことができる。

さらに、前述の通り、上記3つの交通量の標準偏差は同じ（ $\sigma_x = \sigma_{\hat{x}} = \sigma_{\hat{x}}$ ）とみなせることから、配分誤差の標準偏差は、 $\sqrt{2\sigma_x^2} = \sqrt{2}\sigma_x$ となる。

この式を見てわかるように、誤差分布の標準偏差、すなわち、誤差のバラツキは、常時観測トラカンの交通量の標準偏差によって表せる。

さらに、センサス交通量を説明変数とする式として、常時観測トラカンの変動特性が表現できれば、センサス交通量に応じた配分誤差の許容の程度を表現できる。

そこで、本研究では、常時観測トラカンの変動特性をセンサス交通量によって捉えることを試みた。

交通量の一般的な変動特性の一つとして、交通量の変

動係数が交通量に反比例することが挙げられる。

この特性を踏まえ、ここでは、交通量と変動係数の関係が得られると仮定する。

$$\frac{\sigma_x}{x} = \beta_0 \exp(-\beta x)$$

σ_x : 標準偏差
 x : 交通量 (センサス交通量)
 β_0, β : パラメータ

これにより、センサス交通量に対応した断面交通量分布の標準偏差を、次式によって表すことができる。

$$\sigma_x = x \cdot \beta_0 \exp(-\beta x)$$

本研究では、この式によって表す標準偏差の範囲 ($\pm\sqrt{2}\sigma_x$) を、交通量配分結果に対する許容誤差と定義する。

(2) 観測交通量に基づいた

許容誤差推定式のパラメータ推定

次に、近畿地方整備局管内における直轄国道の常時観測トラカンデータ (以下、トラカンデータ) を用いて、前述の許容誤差算定式のパラメータを推定する。

ここで対象とした、トラカンデータの集計対象期間は、平成22年度道路交通センサスの実施期間と同じ、平成22年9月中旬～11月中旬までの月曜日、金曜日、および土日祝日の前後日を除く平日とした。さらに、24時間観測されていない日のデータは、集計の対象外として、計43区間のデータを用いることとした。

図-3は、この43区間の道路交通センサス交通量 (車種計) と当該区間のトラカンデータから集計した変動係数の散布図であり、この分布から、パラメータを推定し、次式を得た。

$$\sigma_x = x \cdot 0.1933 \exp(-2.7419E - 06 \cdot x) \cdot 0.133$$

(直轄国道)

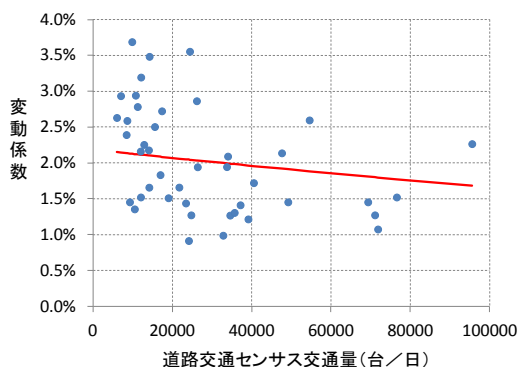


図-3 交通量と変動係数 (直轄国道, N=43)

この推定による許容誤差算定式では、変動係数の実測値と推定値の推定誤差を補正する係数0.133 (=観測値平均/推定値平均) を乗じた。

次に、これと同様の要領で、近畿地方整備局管内の高速道路、NE XCO西日本と阪神高速道路それぞれの路線を対象として、許容誤差推定式のパラメータ推定を行った。推定結果は、次式に示す通りである。

阪神高速道路の場合、他とは異なり、 β の値がマイナスになっており、変動係数が交通量に比例する傾向となった。

$$\sigma_x = x \cdot 0.2691 \exp(-8.1742E - 06 \cdot x) \cdot 0.203$$

(NE XCO西日本)

$$\sigma_x = x \cdot 0.2703 \exp(1.2825E - 06 \cdot x) \cdot 0.274$$

(阪神高速道路)

これら推定した許容誤差は、センサス交通量に対する許容誤差として定義したものであり、調査期間中に変動する交通量の分布を踏まえて設定した許容できる誤差の範囲を示している。

5. 許容誤差を用いた再現性評価

ここでは、推定した各道路の許容誤差を用いて、現況再現配分結果の再現性検証を行う。

評価対象とする現況再現配分的前提条件は、表-1に示す通りである。

表-1 現況再現配分的前提条件

項目	内容
配分手法	高速転換率併用分割配分
分割回数	均等5分割
OD表	平成17年度道路交通センサス起終点調査結果
ネットワーク	平成17年度道路交通センサスベース ノード数: 19,625、リンク数: 26,676
リンクコスト関数	BPR関数
ゾーニング	1,781ゾーン うち、近畿地整管内: 1,484ゾーン、 近畿域外: 297ゾーン

現況再現配分結果と道路交通センサス一般交通量調査結果 (平日24時間観測区間のみを対象) の相関係数は、直轄国道以上を対象とした場合、0.9以上を確保し、実務においては、概ね妥当な現況再現配分結果であるとい

える (図4) .

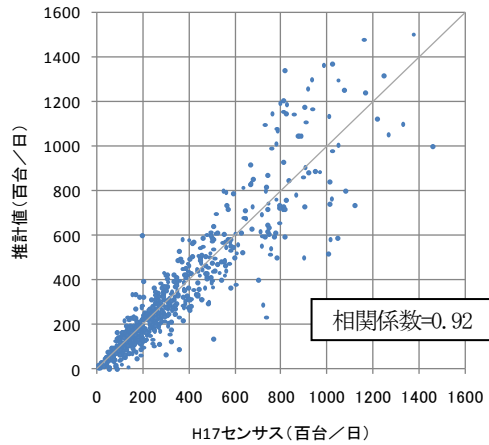


図4 交通量の散布図 (近畿地整管内・直轄国道以上)

観測値が正規分布に従い、かつ許容誤差を $\pm\sqrt{2}\sigma_x$ と定義し、平均値から $\pm\sqrt{2}\sigma_x$ の範囲に推計値がある場合、分布の約68%以内に推計値が収まることを意味する。

しかしながら、推定している許容誤差は、OD交通量と観測値の調査期間が整合しているため、この分布内に収まっていれば、推計値は、調査期間内の変動内にあると考えられる。

本検討では、これらを踏まえ、許容誤差の範囲を、 $\pm 3\sqrt{2}\sigma_x$ を基準とし、その範囲に対する収まりの程度から、再現性を評価することとした。なお、評価の対象とした交通量は、直轄国道のうち、パラメータ推定に用いた常時観測トラカン設置箇所の交通量である。

図5は、直轄国道における許容誤差による再現性評価の結果である。横軸がセンサス交通量であり、青と赤の線は、交通量に対する許容誤差を示しており、それぞれ、 $2\sqrt{2}\sigma_x$ 、 $3\sqrt{2}\sigma_x$ の値である。

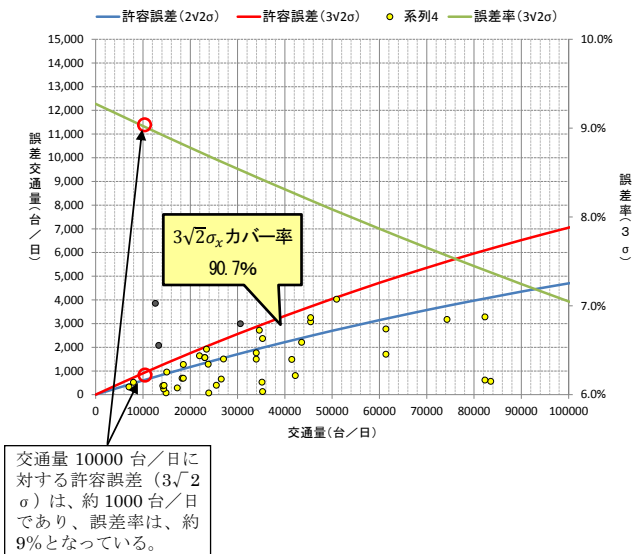


図5 センサス交通量と許容誤差 (直轄国道)

この図では、センサス交通量が10,000台/日の場合、

許容誤差 ($3\sqrt{2}\sigma_x$) が約1,000台/日であり、許容誤差率は、約9%となっている。

図中のプロットされた点は、各評価区間におけるセンサス交通量に対する推計値の誤差量 (台/日) であり、赤色の許容誤差のカーブの下側にプロットされている場合は、許容誤差内に収まっていることを示す (黄色)。

この検討では、評価対象区間の約9割 (43区間中39区間, 90.7%) が許容誤差に収まっている結果となった。

以下、NEXCO西日本、阪神高速道路の再現性検証結果を図6、7に示しているが、いずれも、9割以上のカバー率となった。

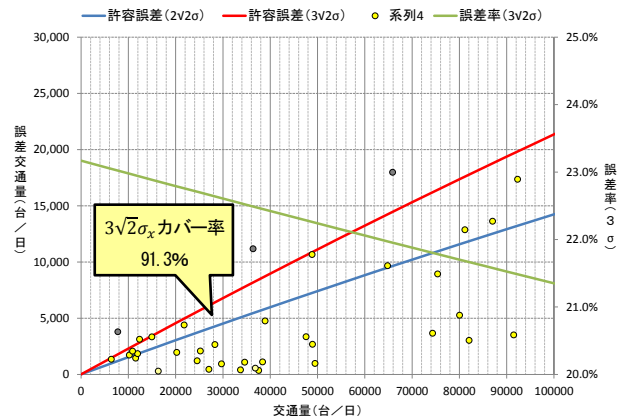


図6 センサス交通量と許容誤差 (NEXCO西日本)

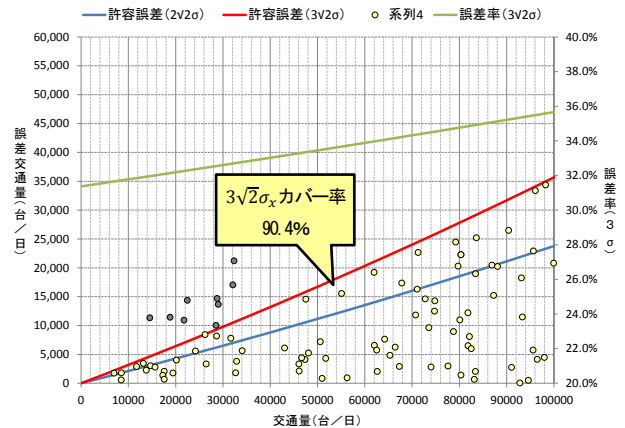


図7 センサス交通量と許容誤差 (阪神高速道路)

6. おわりに

本研究では、現況再現配分の再現性検証において、比較対象となる観測値が変動していることに着目し、インプットデータとなるOD交通量との調査期間の整合を図るとともに、交通量の変動特性を考慮した現況再現性評価基準、許容誤差を設定した。

さらに、現況再現配分結果を対象として、配分結果の再現性検証を試みた。

この結果、観測交通量の変動特性に基づく基準により、

現況再現配分結果の妥当性を検証することができた。

これにより、従来、経験的に設定していた再現性評価基準の曖昧性を解消することができた。

しかしながら、基準設定の妥当性をさらに高めるためには、パラメータ推計に用いるサンプル数の充実やパラメータの推計精度向上が望まれる。

特に一般道路については、今回、常時観測トラカン設置箇所のみを対象としてパラメータ推定を行なっているが、道路ネットワークに占める一般道路の割合の高さを踏まえると、直轄国道だけでなく、他の道路の変動特性を考慮した基準設定が重要だと考える。

また、本研究では、直轄国道、NEXCO西日本、阪神高速道路、いずれも、許容誤差内のカバー率 90%以

上であることをもって、概ね再現性が確保できていると評価したが、この評価基準の実務への適用にあたっては、この基準値の設定に関する議論が必要不可欠である。

参考文献

- 1) (社)土木学会：道路交通需要予測の理論と適用 第Ⅱ編 利用者均衡配分モデルの展開，pp.12-13，2006.7
- 2) (社)土木学会：道路交通需要予測の理論と適用 第Ⅱ編 利用者均衡配分モデルの展開，pp.16-17，2006.7
- 3)平成 22 年度 全国道路・街路交通情勢調査 一般交通量調査実施要綱，交通量調査編
- 4)平成 22 年度 全国道路・街路交通情勢調査 自動車起終点調査実施要綱（調査編）

足羽川ダムの環境影響評価について

片山 喜生¹・足立 勝人²

¹近畿地方整備局 足羽川ダム工事事務所 調査設計課 (〒918-8239 福井県福井市成和1-2111)

²近畿地方整備局 河川部 水災害予報センター (〒540-8586 大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

足羽川ダムを建設するにあたり、事業実施区域周辺の生活環境や自然環境にできる限り配慮した計画とするため、環境への影響について調査、予測及び評価を実施し、2013年2月に「環境影響評価書」を取りまとめた。足羽川ダムが採用する流水型ダムは全国事例が少なく、流水型ダムの特徴を留意したダム下流河川への土砂供給及び濁水放流の予測評価を行うとともに、環境へ配慮したダム堤体及びダム洪水調節地とするため、ダム上下流の生物の移動やダム洪水調節地内の樹林環境を検討に加え、動植物・生態系への影響の予測評価を行ったので報告する。

キーワード 環境影響評価, 流水型ダム, 土砂供給, 濁水, 樹林環境

1. 足羽川ダム建設事業の概要

足羽川ダム建設事業は、九頭竜川水系足羽川の支川部子川の福井県今立郡池田町小畑地先に建設する足羽川ダムと、他流域の4河川に設置する導水施設（導水トンネル及び分水施設）によって構成され、足羽川、日野川及び九頭竜川下流域にあたる福井中心市街地における洪水被害の軽減を目的として実施するものである（図-1）。

福井中心市街地は、洪水時における河川の水位より低く、堤防が決壊すると甚大な被害に見舞われることとなる。2004年(H16)7月の梅雨前線の活動の活発化に伴う雨（福井豪雨）は、美山観測所(気象庁)で1時間80mm以上を記録する等、足羽川流域では観測史上まれにみる集中豪雨となり、足羽川の堤防が決壊、市街地が浸水する等の足羽川流域において過去最大の被害となった。

九頭竜川水系の長期的な河川の整備の方向を定めた河川整備基本方針を2006年2月に策定し、福井豪雨のような戦後最大規模の洪水に備えるため、足羽川では基準地点天神橋において目標流量2,400m³/sとし、足羽川ダムにより600m³/sの洪水調節を行うとした河川整備計画を2007年2月に定めた。現在、市街地を貫流している下流区間は福井県による激特掘削等による流下能力向上が完了し、沿川に住む方々の安全安心で豊かな暮らしの実現のため、足羽川ダムの早期供用が望まれている。

一方、足羽川ダムの事業実施周辺区域においては、自然環境の豊かな地域であり、国内希少野生動植物種に指定されているクマタカなどの野生生物の重要な生息地・生育地である。このため、足羽川ダムの建設するにあたっては、事業実施区域周辺の生活環境や自然環境にできる限り配慮した計画とすることが必要である。

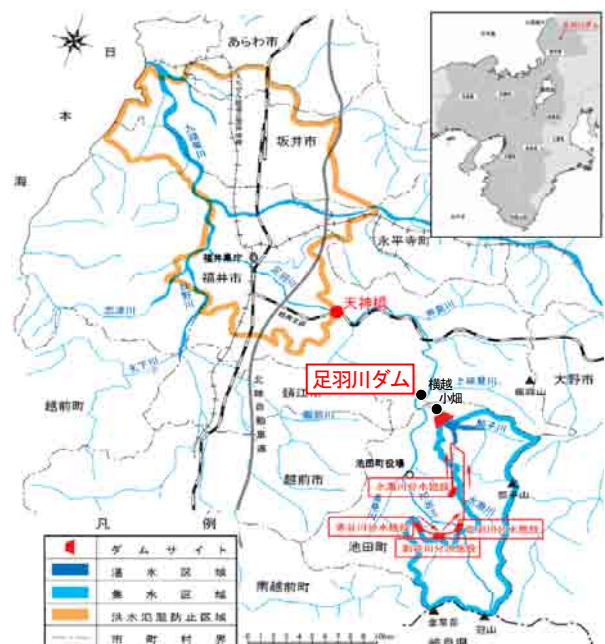


図-1 足羽川ダム及び導水施設の位置

近畿地方整備局足羽川ダム工事事務所では、環境への影響について大気環境（粉じん等、騒音、振動）、水環境（水質（土砂による水の濁り、水温、富栄養化、溶存酸素量及び水素イオン濃度）、地下水）、重要な地形及び地質、重要な動植物の種、地域を特徴づける生態系、景観、人と自然との触れ合いの活動の場及び建設工事に伴う副産物に関する調査、予測及び評価を実施した。また、環境影響をできる限り回避又は低減するとともに、国、福井県及び池田町が定める環境基準等の達成に努めることを目的に環境の保全のための措置（以後、環境保全措置という）を検討した。

ダム名	足羽川ダム	益田川ダム	辰巳ダム	西之谷ダム	三笠ぼんべつダム	立野ダム
ダム事業者	近畿地方整備局	島根県	石川県	鹿児島県	北海道開発局建設部	九州地方整備局
竣工	-	2005.4	2012.11	2013.5	建設中	建設中
所在地	福井県 今立郡池田町	島根県 益田市	石川県 金沢市	鹿児島県 鹿児島市	北海道 三笠市	熊本県 阿蘇郡南阿蘇村
河川名	九頭竜川水系 足羽川支川部子川	益田川水系 益田川	犀川水系 犀川	新川水系 新川	石狩川水系 幾春別川支川奔別川	白川水系 白川
ダム形式	重力式コンクリートダム	重力式コンクリートダム	重力式コンクリートダム	重力式コンクリートダム	台形CSGダム	重力式コンクリートダム
堤高	96.0m	48.0m	51.0m	21.5m	53.0m	90.0m
堤頂長	460.0m	169.0m	195.0m	135.8m	160.0m	200.0m
総貯水容量	28,700千 m^3	6,750千 m^3	6,000千 m^3	793千 m^3	8,620千 m^3	10,000千 m^3
有効貯水容量	28,500千 m^3	6,500千 m^3	5,800千 m^3	718千 m^3	8,500千 m^3	9,400千 m^3
湛水面積	94ha	54ha	42ha	13ha	55ha	36ha
備考	2013.2評価書策定 (法アセスに基づく検討)				1994.1評価書策定 (閣議アセスに基づく検討) 新桂次ダム(同水系) と総合開発事業	2012.10検証に係る検討 報告「環境調査の概要」 (法アセスに準じた検討)

ダム名	津付ダム	最上小国川ダム	浅川ダム
ダム事業者	岩手県	山形県	長野県
竣工	建設中	建設中	建設中
所在地	岩手県 気仙郡住田町	山形県 最上郡最上町	長野県 長野市
河川名	気仙川水系 大股川	最上川水系 最上小国川	信濃川水系 千曲川支川浅川
ダム形式	重力式コンクリートダム	重力式コンクリートダム	重力式コンクリートダム
堤高	48.6m	41.0m	53.0m
堤頂長	165.0m	143.0m	165m
総貯水容量	5,600千 m^3	2,300千 m^3	1,100千 m^3
有効貯水容量	5,350千 m^3	2,100千 m^3	1,060千 m^3
湛水面積	37ha	28ha	8ha
備考	2006.2評価書策定 (条例アセスに準じた検討)	2009.1環境保全協議会開催 (法アセスに準じた検討)	

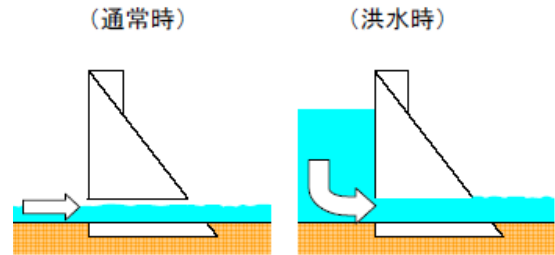


図-2 国土交通省所管の流水型ダムの諸元と貯留イメージ

検討にあたっては、環境影響評価法に基づき、2007年3月に手続きを着手し、調査、予測及び評価の内容について公告縦覧等を行い、事業に係る住民、福井市、池田町及び福井県並びに国（国土交通大臣・環境大臣）の意見を求めた。これに対し、クマタカ等の動植物の自然環境に配慮するとともに、全国でも事例の少ない流水型ダムの水質等の予測評価及び環境保全措置の効果の向上に関する意見があった。これらの意見を踏まえて、2013年2月に「環境影響評価書」をとりまとめた。

2. 足羽川ダムにおける環境影響評価の考え方

(1) 国土交通省所管の流水型ダムとその特徴

近年、治水調節専用ダムの検討において、ダム堤体の河床部に放流設備を備え、平常時は川の水をそのまま流し、洪水時には一時的にダムに水を貯めるダムの形態を検討し採用され始めている。従来の貯水型ダムに対して、川の水をそのまま流すことから「流水型ダム」と呼ばれ、またダム貯水池は、平常時は空虚であり「ダム洪水調節地」と呼ばれている。

一般的に流水型ダムによるダム環境の変化は、貯水型ダムに対して、「土砂の堆積はわずか」「流入水質と同じ」である¹⁾と言われている。

国土交通省所管の洪水調節専用（流水型）ダムを図-2に示す。既設ダム(竣工年次)は、益田川ダム(2005.4)、辰巳ダム(2012.11)及び西之谷ダム(2013.5)の3事例である。また、足羽川ダムも流水型ダムを採用したが、環境影響評価法に基づく環境影響評価の実施は、足羽川ダムが国内最初である。

(2) 流水型ダムにおける環境影響評価の考え方

足羽川ダム工事事務所では、「ダム事業における環境影響評価の考え方²⁾」に基づく環境影響評価を実施するとともに、流水型ダムの特徴により、以下の3点に留意して環境影響評価を実施した。

- ① ダム下流河川への土砂供給の変化
- ② 堆積土砂の流出によるダム下流河川の水の濁り
- ③ 流水型ダム及び洪水調節地による生態系への影響

3. ダム下流河川への土砂供給の変化

(1) ダム下流河川への土砂供給の予測の手法

貯水型ダムはダム堤体により貯水池内に堆砂し、ダム下流河川への土砂供給の連続性を阻害する。流水型ダムは洪水生起確率に応じて一時的にダム洪水調節地内が水没する。湛水開始時と洪水後期の貯水位低下時における掃流力の変化により、ダム洪水調節地内は浮遊砂の浮上及び沈降現象（非平衡性）が生じる。

足羽川ダムのダム洪水調節地内の土砂供給の予測は、非平衡一次元河床変動計算である(独)土木研究所の「一次元貯水池河床変動計算プログラム」を用いた。ダム下流河川はダム洪水調節地の予測結果を入力条件とする一次元河床変動計算を用いた。洪水流量は1953~1997の115洪水（うち1洪水は基本方針洪水引き伸ばし）とし、供用後50年間の河床構成材料の粒径の変化を予測した。

(2) 流水型ダムにおける土砂供給の予測の結果

ダム洪水調節地内及びダム下流の部子川と足羽川におけるダム有無による予測結果は以下のとおりである。

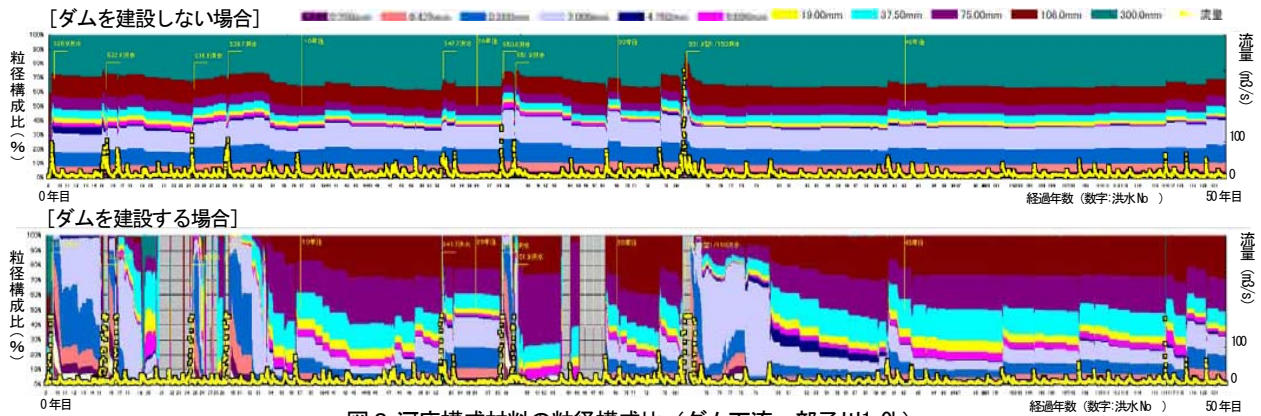


図-3 河床構成材料の粒径構成比（ダム下流：部子川1.0k）

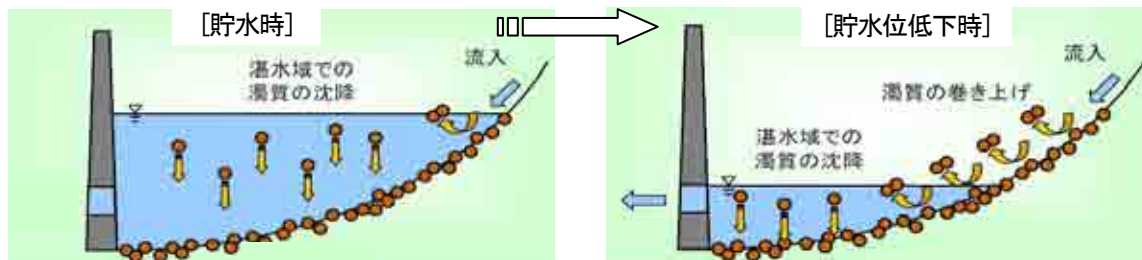


図-4 ダム洪水調節地内の濁質の沈降及び巻き上げのイメージ

ダム洪水調節地内（河床勾配1/50）では、貯水時に堆積した土砂は、貯水位低下時の掃流力の増加に伴い流下するが、106mm以上の大礫の材料を流下させるまでに至らず、ダム洪水調節地内に止まる傾向にある。

ダム下流の部子川（河床勾配1/50）では、洪水調節を行う場合、放流時は最大180m³/sの流量が一定時間継続するため掃流力が高く、300mmの材料は流下し構成比がほぼ0となる。一方で流水型ダムであることから、貯水位低下時及び中小洪水時にダム洪水調節地から礫、砂及びシルトが下流に供給される。特に、貯水位低下時に流下されやすい0.85mm以下の細粒材料が堆積し、一定期間において構成比が大きくなる傾向にある。（図-3）。

ダム下流の部子川合流後の足羽川（河床勾配1/140～230）では、洪水調節を行う場合は流量が低減するが、平均年最大流量は大きな変化がなく、ダムを建設しない場合と比較し、河床構成材料に大きな違いはなかった。

(3)土砂供給の変化による動植物・生態系への影響

ダム洪水調節地内の魚類及び底生動物の生息環境は、洪水調節を行う洪水時は改変されるが、この期間以外において環境に大きな変化はない。また、ダム下流の部子川では、洪水後の一定期間において細粒材料が堆砂し、礫や砂に生息又は産卵する魚類（アカザ、カジカ等）や底生生物（シロハラコカゲロウ等）の環境は改変され、これらの環境が適さなくなる可能性があるとして評価した。しかし、この影響の及ぶ区間以外にも、溪流的な河川は事業実施区域及びその周辺の予測区域内に広く分布している。よって、現況の魚類群集及び底生動物群集は維持されると評価した。

4. 堆積土砂の流出によるダム下流河川の水の濁り

(1) 堆積土砂（濁質）による水の濁りの予測の手法

洪水時に貯水型ダムでは、濁った河川水が貯水池に一旦貯留され、洪水後長期にわたり、この濁水が下流に放流されることにより濁水長期化現象が起こる。また貯水池流入部末端に堆積した土砂が貯水位低下時に先掘されて貯水池が濁る現象が起こる³⁾。流水型ダムでもダム貯水位の変化は貯水型ダムと同じであり、同様の現象が起こると考える。特に流水型ダムでは河床部に放流設備があるため、貯水位低下時にダム洪水調節地内に堆積した土砂（濁質）が掃流力により巻き上がると想定される。一般的な予測の手法としては貯水池及び放流水の平均的な水の濁り等水質現象の結果が求められる鉛直1次元モデルが基本である。

しかし、足羽川ダムでは上流3支川の流入及び他流域の4河川の導水により、ダム洪水調節内の濁質の希釈、拡散、沈降及び巻き上げ等の動きが、図-4のように鉛直方向及び流下方向に変化する可能性がある。この現象を表現するため「鉛直2次元モデル」を採用し、さらに「濁質の巻き上げモデル」を導入した。

(2) 濁質の巻き上げモデルの構築

ダム洪水調節内の濁質の巻き上げは、洪水流入時及び貯水位低下時において限界掃流力を超えるせん断応力（限界摩擦速度）が発生した場合に、底層に堆積した濁質が巻き起こるとした。また、底面せん断応力（摩擦速度）に応じた巻き上げ量を算出し、この巻き上げ量を鉛直2次元モデルの最下層に加算するとした。

表-5 ダム洪水調節地への流入量及びSS負荷量等

影響要因	検討洪水等	総流入量 (千 m ³)	総 SS 負荷量 (千 kg)	貯留時間
供用 (洪水時)	S51.9 洪水(代表的洪水)	3,200	2,500	10 時間
	S34.8 洪水(連続した洪水)	15,300	13,600	40 時間
試験湛水	3カ年流況の平均値	72,100	410	263 日間

このとき、限界摩擦速度及び巻き上げ量・摩擦速度の関係の設定のため、足羽川ダム近傍の真名川ダムの堆積泥を用いた屋内実験水路にて浸食実験を実施した。

実験水路で使用する試料の含水比は、ダム洪水調節地内に堆積した濁質の含水比を想定するため、あらかじめ沈降実験(圧密実験)を実施した。想定する濁質は、堆積1日後、2日後(供用後洪水後期)、30日後(試験湛水時)も含水比100%程度(他ダム事例は80%強)であった。

浸食実験結果では、流量(流速)を徐々に増加させたところ、比較的小さい流量(試料:含水比100%程度で0.012m/s)で、煙状の濁りが発生した。その後、河床形状の浸食が目視で確認できる流量(試料:含水比100%程度:0.027m/s)で、浸食が進行することを確認した。限界摩擦速度は濁水発生危険側を考慮して、含水比100%程度で煙状の濁りが発生する速度を用いるとした。

(3) 予測における流況及び対象洪水の選定

供用後及び試験湛水時の水の濁り(SS)の予測は、ダム洪水調節地内に堆積する土砂に関係する「流入量」「貯留時間」、また供用後の予測は「洪水波形」の観点を加えて、年間の流況及び対象洪水を選定した。なお、「洪水波形」は、1回目の貯水で沈下した濁質が2回目の流入時に巻き上がり、影響が大きいと考えたためである。

供用後の予測における対象洪水は、「1976年(S51)9月洪水」をよく起こり得る代表的な洪水(代表的洪水)、「1959年(S34)8月洪水」を影響が大きいと想定される洪水(連続した洪水)として選定した。

また、試験湛水時の予測は、1996~2005の10ヶ年のうち試験湛水期間の計算により、「短い年(2002~03 241日)」「中間の年(1999~00 266日)」「長い年(2000~01 280日)」の3ヶ年を選定した。なお各流況とも試験湛水の開始10/1より放流を終えるまでの期間を対象とした。

供用後の2洪水及び試験湛水時におけるダム洪水調節地内への流入量及びSS負荷量を表-5に示す。

(4) 供用後(洪水時)の水の濁り(SS)の予測の結果

洪水調節を行う洪水時の水の濁り(SS)による河川に及ぼす影響の予測は「環境基準値を超過する日数」及び「SSの最大値」の項目で行い、ダム放流地点及びダム下流河川の3地点で行った。なお、足羽川の天神橋地点から上流の環境基準法に基づく水質汚濁に係る環境基準は、河川A類型:浮遊物質質量(SS) 25mg/L以下である。また、各支川の部子川、水海川、割谷川及び赤谷川の基準はないが、河川A類型に準じるとした。

表-6 予測及び環境保全措置の比較検討の結果(供用)

項目	a. 法面フェンスの設置	b. 濁水の一時的貯留及びバイパスの設置	c. 導水施設の運用
目的	■ 法面に土砂の溜り等の一時的な増加を抑制する。 ■ 貯留時にダム洪水調節地内に堆積した濁質が何處かの堆積に集まることを防止することにより、巻き上げられ、SSの増加を抑制する。 ■ 濁水を生ずる。毎時放流流量で減少する。毎時放流流量で減少する。毎時放流流量で減少する。	■ 放流直末部に一時貯留することにより、濁水の増加を抑制する。 ■ 一時貯留中は流入水をバイパスしてダム下流へ放流する。 ■ 一時貯留した水はポンプ排水により清浄な濁水を取り出し、掃き出し水質を改善する。	■ 濁水施設を運用し、水海川及び足羽川から濁水を導く。放流直末部でのSSの増加を抑制する。 ■ 新たな導水施設は主になし。
内容	■ ダム洪水調節地内に、濁水を貯留するためのフェンスを縦断方向に設置する。	■ 放流直末部に、一時貯留する。一時貯留中は流入水をバイパスしてダム下流へ放流する。 ■ 一時貯留した水はポンプ排水により清浄な濁水を取り出し、掃き出し水質を改善する。	■ 導水施設を運用し、水海川及び足羽川から濁水を導く。放流直末部でのSSの増加を抑制する。 ■ 新たな導水施設は主になし。
施工方法	■ ダム洪水調節地内に、SSの増加を抑制するためのフェンスを設置する。	■ ダム洪水調節地内(部子川)の取水施設及びバイパスシステムを設置する。	■ 新たな導水施設は主になし。
代表的な濁水(SS)の濃度	ダム洪水調節地内 単位:mg/L	ダム洪水調節地内 単位:mg/L	ダム洪水調節地内 単位:mg/L
SS最大値	795	795	795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795
増減率	0.774	0.774	0.774
増減率	0.932	0.932	0.932
増減率	-0.741	-0.741	-0.741
増減率	0.795	0.795	0.795

表-8 予測及び環境保全措置の比較検討の結果（試験湛水）

項目	a. 水位低下速度の上昇	b. 濁水の一時貯留及びパイパスの設置	c. 濁水の一時貯留及び出水時放流
目的	■ダム下流河川における土砂による水の濁りを低減する。	■貯水位低下放流時の末期に河床部放流設備を開門し、濁水の早期放出を図る。	■貯水位低下放流時の末期に出水本をパイパスして下流へ放流する。SSの増加の低減を図る。
内容	■河床部放流設備の放流試験を兼ねて、試験湛水中の貯水位低下放流時の末期に河床部放流設備を操作し、水位低下させる。	■試験湛水中の貯水位低下放流時の末期に濁水を一時に貯留し、一時貯留期間中は流入水をパイパスして下流へ放流する。	■試験湛水中の貯水位低下放流時の末期に濁水を一時に貯留し、流入量と同量を放流する。その後、出水本において河床部放流設備より放流する。
施工方法	—	■ダム洪水調節地内（即子川）に取水導管及び下流へのパイパスラインを設置する。	—
SSの予測結果（単位）	見附川ダム洪水調節地内地点（単位）mg/L	見附川ダム洪水調節地内地点（単位）mg/L	見附川ダム洪水調節地内地点（単位）mg/L
	最大値 最小値 平均値	最大値 最小値 平均値	最大値 最小値 平均値
建設前	23 2.3 3.3	23 2.3 3.3	23 2.3 3.3
措置あり	1,730 0.5 17.0	1,730 0.5 17.0	1,730 0.5 17.0
措置なし	240 0.5 3.1	63 0.2 1.0	618 0.5 4.7
効果	-1,490 -0.0 -14.9	-1,724 -0.3 -16.0	-1,115 -0.3 -12.3
SSの環境基準値超過日数	見附川ダム洪水調節地内地点	見附川ダム洪水調節地内地点	見附川ダム洪水調節地内地点
	建設前 9日	建設前 9日	建設前 9日
	措置あり 10日	措置あり 10日	措置あり 10日
	措置なし 1日	措置なし 1日	措置なし 1日
	効果 -9日	効果 -19日	効果 -4日
ダム放流水におけるSSの推移	■SSの一時的な増加を低減する効果が期待できる。	■SSの一時的な増加を低減する効果が期待できる。	■SSの一時的な増加を低減する効果が期待できる。
問題点	■長期貯留した後の急激な水位低下となるため地山の安定性の確認結果によっては、地山の地すべり対策が必要となる。	■濁水を蓄えていない時点で出水が生じた場合には初期放流SSが増加する可能性がある。	■出水時の初期放流SSが増加する可能性がある。
対策内容	■水位低下時の対策・監視体制の強化が必要となる。	■増幅した濁水を除去する際には、パイパス取水導管の支川からの流入水を遮断するために、大がかりな水替え等の工事も必要となる。	■試験湛水後、長期にわたる出水が生じないことを確認し、増幅した濁水を除去する必要がある。
環境保全措置の実施	■地山の地すべり対策（ただし、地山の安全性の確認結果による対策が必要となる場合）	■流入水パイパスの施工	■ボンプ排水及び濁水除去（ただし、出水が生じない場合）
	■ダム下流河川のSSの一時的な増加を低減する効果が見込まれるが、増幅した濁水の除去のための大がかりな工事が発生し、新たな管理費用も生ずることから、本環境保全措置を実施しない。	■ダム下流河川のSSの一時的な増加を低減する効果が見込まれるため、本環境保全措置を実施する。	■ダム下流河川のSSの一時的な増加を低減する効果が見込まれるため、本環境保全措置を実施する。

※1 試験湛水計算の予測対象とした3ヶ年間の平均

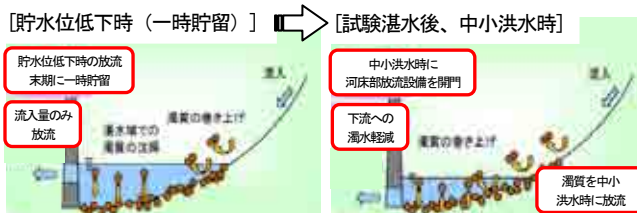


図-9 濁水の一時貯留及び出水時放流のイメージ

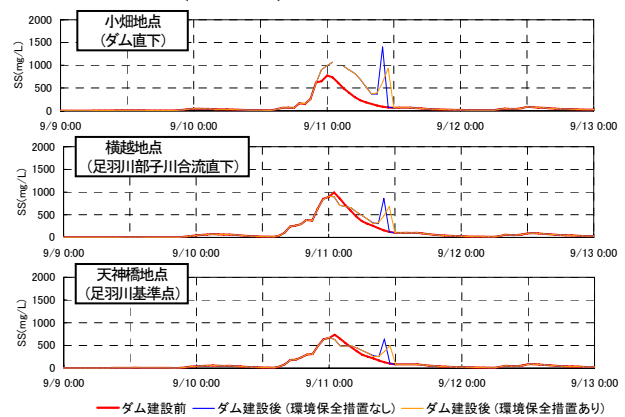
(6) 水の濁りによる動植物・生態系への影響

洪水調節を行う洪水時及び試験湛水期間において、ダム洪水調節地内に沈下した濁質が貯水位低下時に巻き上げられる。ダム下流河川における水の濁りの変化を図-10に示す。一時的なSSの上昇が収束した後は平常となるため、魚類及び底生動物の生息環境は回復すると評価した。一時的なSS上昇時の魚類及び底生動物の生息は、既往文献及び過去の洪水時に予測と同程度以上のSSが確認された地点の近傍において洪水を経た後に現地の生息確認により、長期的には維持されると想定した。

予測地域内で確認された動植物のうち、学術上及び希少性の観点から重要な種としたアジメドジョウ（絶滅危惧Ⅱ種）の生息は、現地調査の結果から代表的洪水（S51.9洪水）では同程度のSS後における現地の生息確認があり、長期的に維持されるとした。しかし、連続した洪水（S34.8洪水）では同程度のSSの洪水が起こらなかったため、生息に影響を生じる可能性があるとした⁴。

よって、供用におけるアジメドジョウの生息への影響に対する環境保全措置の検討を行い、ダム下流河川に濁水からの避難場所を整備するとした。

[代表的な洪水(S51.9洪水)]



[連続した洪水(S34.8洪水)]

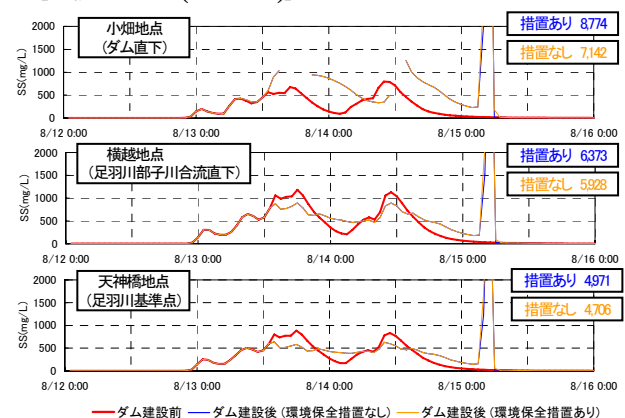


図-10 ダム下流河川へ放流される濁水の予測結果

環境保全措置の実施にあたっては、避難場所の条件や場所の選定等についての検討を行い、専門家の指導及び助言を得ながら実施計画を定めるとした。また、環境保全措置の実施後の効果の実現性に不確実性を伴うため、調査を実施し、順応的管理を行うとした。

5. 流水型ダムによる動植物・生態系への影響

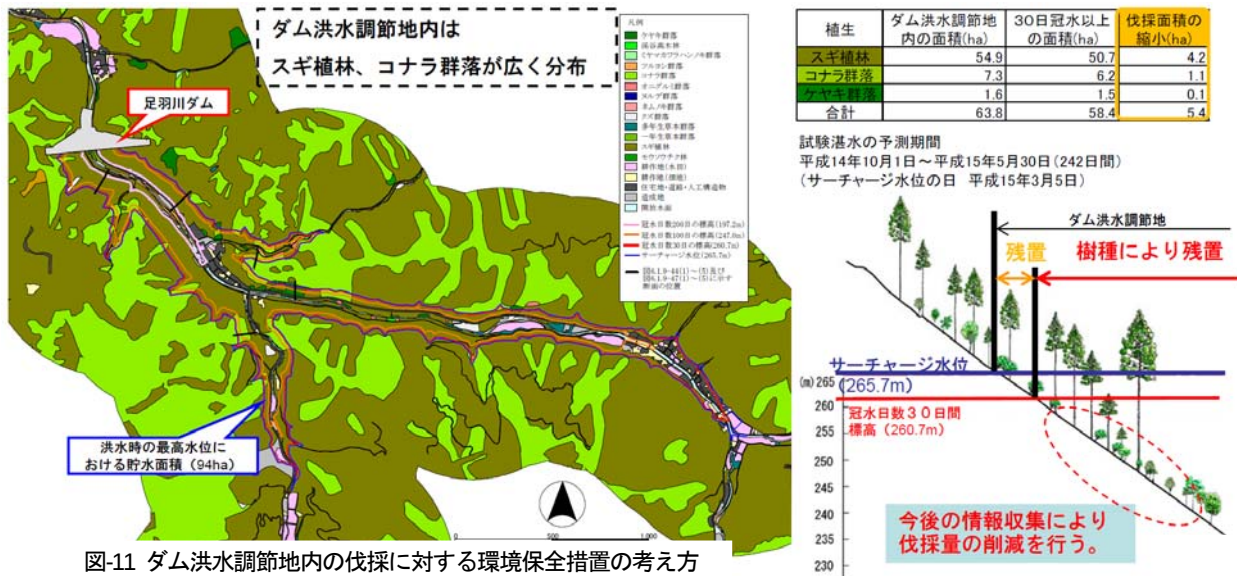
(1) ダム堤体及び洪水調節地による生態系への影響要因

流水型ダムに伴い動植物・生態系への影響を及ぼすおそれがある影響要因として、以下の2点を検討とした。

- ① ダム堤体等による生物の移動の分断
- ② 試験湛水によるダム洪水調節地内の樹木の伐採

(2) ダム堤体等による生物の移動への影響

既設の流水型ダムの環境特性調査を2008年に実施した。調査対象は島根県の益田川ダム（供用後2年）及び嵯峨谷ダム（益田川水系/農地防災ダム/供用後51年）で、流入河川、湛水区域及び下流河川における魚類、底生動物及び付着藻類の生息状況及び流速・水深・河床材料割合等の環境要因の調査を行った。両ダムとも底生動物や付着藻類の個体数や量に違いが見られず、益田川ダムでは流入河川で回遊魚であるウナギ、ウグイ、シマヨシノボリが確認され、嵯峨谷ダムではオオヨシノボリが確認された。



足羽川ダムの部子川では、ダム堤体及びダム洪水調節地により上流域と下流域に分かれる可能性があるが、予測区域における溪流的な河川では、既設の砂防堰堤や床止め等の横断工作物が多数あり、これらにより分断されていることから、新たな生息環境の分断は生じないと評価した。しかし、環境へ配慮したダム事業とするため、今後の堤体及び流木止等の附帯設備の詳細設計にあたり、上下流の連続性に配慮するとした。

(3) 試験湛水によるダム洪水調節地内の植生への影響

足羽川ダムでは、ダム洪水調節地内を含め建設に伴う樹木の伐採は最大約59,600m³となる。貯水型ダムと同様にできる限りの環境への負荷の削減と再生利用の促進を行う計画とした。伐採量の削減にあたっては、樹種毎の冠水の耐水性について他ダムの事例調査を行い、30日程度の根際以上の冠水であれば主な樹種の生育が維持されると考えた。よって、ダム洪水調節地内の樹木の伐採は、急激な環境変化に伴う影響を低減させるため計画的及び段階的に行い、また試験湛水等の冠水に対して生残すると思われる植生をできる限り残置するとした(図-11)。

益田川ダムでは、試験湛水が短く植生の早期回復が見込まれ、平常時は貯水しないため、富栄養化の懸念はないことなどから立木伐採は行われていない。試験湛水後は水没期間及び樹種を問わず活力が失われ、特に竹類は枯死が目立った。2年半余り経過した後は竹類は枯死のままであるが、落葉広葉樹林を中心に回復傾向にある⁹⁾。

足羽川ダムのダム洪水調節地内の樹林環境は、試験湛水によって失われた後、草地、先駆的樹林を経て落葉広葉樹林に移移すると評価した。しかし、部子山からの眺望景観の改変の程度の軽減も含め、樹林環境が早期回復するよう、在来種等の苗木を植樹等を配慮するとした。植樹にあたっては、動植物の生息環境の遷移や保全の観点から、専門家の指導及び助言を得ながら植樹する樹種の選定及び箇所を検討するとした。

6. おわりに

流水型ダムは、ダム下流河川への土砂供給が行われるが、ダム洪水調節地内に堆積した土砂(濁質)が貯水位低下時に巻き上げを起こし、洪水の種類によっては高濃度濁水の放流が短時間発生することを定量的に示した。また、今後の詳細設計及び試験湛水の検討を行う上で、堤体等では上下流の連続性を、また洪水調節地内では樹林環境の早期回復を配慮することが必要であるとした。

今後は、地域の環境に配慮した事業を進めるため、この検討を踏まえ、環境モニタリングを実施し、適切な対応を講じることが重要である。また、今後の流水型ダム事業において、環境モニタリング結果が科学的知見の基礎資料として活用できるよう調査の実施に努めたい。

なお、本報告の連名者は河川部水災害予報センターに異動前の河川部河川環境課での調査結果をとりまとめたものである。

謝辞:

足羽川ダムの環境影響評価の検討にあたり、多くのご指導及びご助言を頂きました国土技術総合政策研究所及び土木研究所の研究員皆様、並びに福井大学大学院 福原輝幸教授を委員長とする足羽川ダム建設事業環境影響評価技術検討委員会の委員皆様に、心より感謝致します。

参考文献

- 1) 一般社団法人 ダム工学会 近畿・中部ワキンググループ(2012): ダムの科学 知られざる超巨大建造物の秘密に迫る
- 2) 河川事業環境影響評価研究会(1999): ダム事業における環境影響評価の考え方
- 3) リザーバー(2006.12) (独)土木研究所 天野邦彦: 貯水池の水質調査から水質対策まで
- 4) 近畿地方整備局研究会(2013調査・計画・設計部門No12): 足羽川ダム建設に伴うアジメドジョウの保全に関する調査について
- 5) 益田川ダムに関する Q&A 島根県土木部(2008.11): 益田川ダム(流水型ダム)の試験湛水と供用後の状況

デプスゲージによるひずみ推定手法の検証

古澤 忠義・林田 清華

近畿農政局 淀川水系土地改良調査管理事務所 保全計画課 (〒612-0855 京都市伏見区桃山町永井久太郎56)

キーワード 農業用水路，FRPM管，機能診断，曲率半径，ひずみゲージ

1. はじめに

パイプラインの構造的な安全性を評価するため、パイプラインの変状状態の確認手法のひとつとして、一般的にたわみ量の計測が行われている。機能診断におけるたわみ量による健全度評価は、「土木工事施工管理基準」（農村振興局）の規格値であるたわみ率5%以下のものをS-5（変状なし）とし、5%を超えるものをS-3（変状あり（補修））とする評価基準が設けられている¹⁾が、たわみ量と構造的な安全性の関係は不明確であり、その評価としては定性的な評価に留まっている。しかしながら、昨今の厳しい財政状況のもと、維持管理や施設更新に関しては、より精度の高い更新計画の策定が求められていることから、パイプラインの安全性の定量的な調査・評価手法の確立が急務となっている。

こうした状況の中、有吉らの研究^{2,3)}により、デプスゲージを用い計測した鋼管の曲率から発生するひずみと応力を推定する手法が開発されており、様々な材料で明確となっている破断ひずみや破壊応力を基準として、この手法で推定したひずみや応力によりパイプラインの構造的な安全性を定量的に評価することが可能となる。本報では、デプスゲージによるひずみの推定手法について、鋼管以外での適用の可能性や現場での適用の可能性を検討するため、FRPM管を用いた試験により、施工性、経済性の観点からその他のひずみ推定手法と比較しながら、その有効性を評価する。

2. 検証の概要

FRPM管を用いて外圧試験を行い、ひずみゲージにより計測されるひずみの実測値と管の曲率より推定したひずみを比較検証する。また、通常载荷に加え、現場での適用の可能性を検討するため、底部強制変位载荷により現場で起こりうる歪な変形を再現し試験を行う。さらに施工性、経済性を比較するため、その他の手法として、

レーザースキャナにより図化される断面図から解析により求めたひずみについても比較し、それぞれのひずみ推定手法の有効性について検証する。

3. ひずみの推定手法

(1) 曲率の変化によるひずみと応力の推定手法

本手法では、デプスゲージにより管の曲率を測定し、曲率の変化から、横断方向のひずみを推定する。測定方法を図-1に示す。変形後の曲率半径(管厚中心)を r' とすると、次の式(3a)により計算できる。

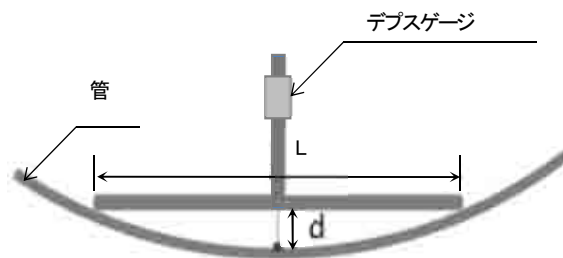


図-1 曲率の測定方法

$$r' = \frac{L^2 + 4d^2}{8d} + \frac{t}{2} \quad (3a)$$

ここで、 L :ベース長、 d :ゲージ読み値、 t :管厚である。

曲がり梁の理論により、上式(3a)にて求めた曲率半径を下式(3b)、(3c)に代入して、パイプに発生する最大曲げひずみ ϵ_{max} 及び最大応力 σ_{max} が計算できる。

$$\epsilon_{max} = \frac{t}{2} \left(\frac{1}{r'} - \frac{1}{r} \right) \quad (3b)$$

$$\sigma_{max} = E \epsilon_{max} \quad (3c)$$

ここで、 r :変形前の管厚中心半径、 E :弾性係数である。ただし、この方法は曲がり梁の理論を使用するため、次

の仮定条件の下に成立している。①変形は曲げのみを考慮し、軸力による変形はないものとする。②応力は弾性領域にある。③管の半径は管厚に比べてかなり大きい。

(2) レーザースキャナによるひずみの推定手法

本手法では、レーザースキャナにより管の形状を点群データとして取得し、作成される断面図を用いて解析によりひずみを求める。レーザースキャナにより取得される点群画像を図-2に示す。点間距離は5mm以内である。解析はフレーム解析とFEM解析により行った。フレーム解析は汎用ソフトで計算可能であるが、FEM解析は解析ソフトが必要であり専門業者に委託される場合が多い。解析の流れを以下のように定めた。①材料の物性値を定める。②管底は固定とし、レーザースキャナ断面図から求めた変位量に近似する荷重を加え変形させる。③解析結果の断面図とレーザースキャナ断面図を比較し計算モデルの妥当性を確認する。④変形した格点のひずみを求める。

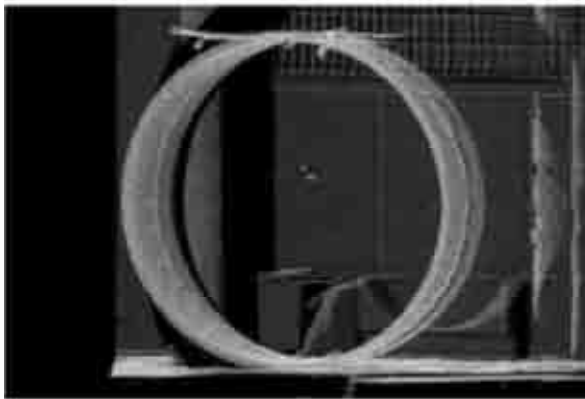


図-2 点群画像

(図-3) . ひずみゲージの設置位置、及びデプスゲージの計測位置は、管軸方向の中央部に、半円上部は円周30° 間隔とし、半円下部は底部強制変位载荷時に応力集中が予想されるため、円周10° 間隔とし、合計24点で計測した(図-4) . なお、デプスゲージは0.01mm単位の精度で計測できるものを使用した。また、デプスゲージのベース長は特殊仕様の400mmのものをを用いたが、ベース長が測定精度に与える影響を把握するため、通常载荷の5%たわみ時には既製品の79mmのものでも併せて測定を行った。

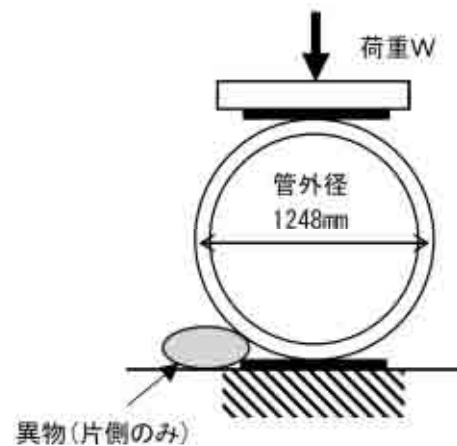


図-3 底部強制変位载荷

4. 外圧試験

(1) 試験の概要

FRPM管(φ1200内圧4種、長さ300mm)を用いて外圧試験(曲げ試験)を行った。試験管の内面に所定間隔でひずみゲージを設置し、変形時のひずみを計測するほか、レーザースキャナによる変形状態の計測、デプスゲージによる管の曲率の計測を行った。デプスゲージ同様に周方向ひずみのみを考慮するため、ひずみゲージは単軸ひずみゲージを用いた。計測は管設置時、1%たわみ時、2%たわみ時、3%たわみ時、4%たわみ時、5%たわみ時の計6回行った。载荷ケースは通常载荷と底部強制変位载荷の2ケースとした。通常载荷とは管底部を延長方向に線支持し、管頂部に延長方向に線载荷する方法であり、底部強制変位载荷とは、管底付近の片側のみに異物として木片を固定し、通常载荷と同様に载荷する方法である

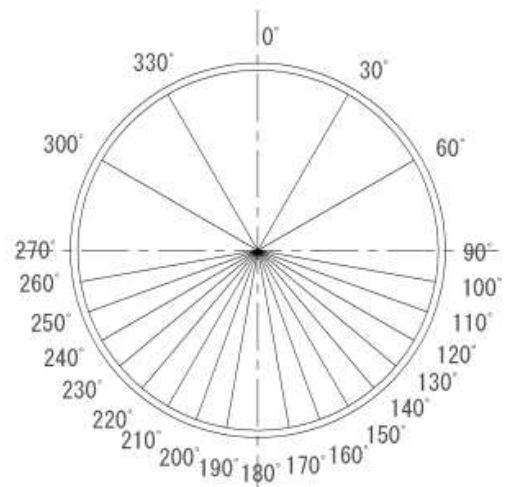


図-4 ひずみゲージ設置位置

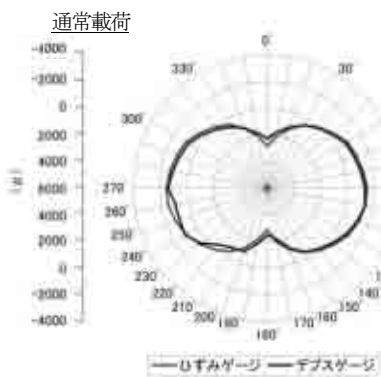


図5 ひずみ分布図 (3%たわみ時)

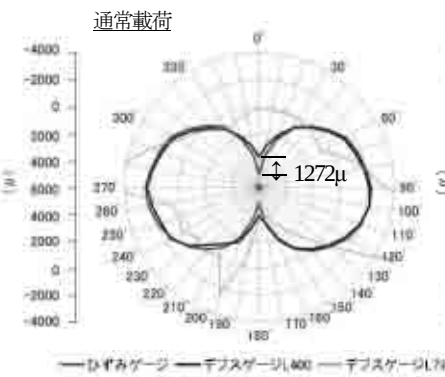


図6 ひずみ分布図 (5%たわみ時)

(2) デプスゲージによるひずみ推定結果

a) ひずみゲージとデプスゲージの比較

ひずみは引張を正、圧縮を負とし、3%たわみ時のひずみ分布を図-5に、5%たわみ時のひずみ分布を図-6に示す。ひずみゲージ値とデプスゲージによる計算ひずみは、5%たわみ時に管頂部および管底部で最大約1300μのひずみ差が生じており、実測ひずみよりデプスゲージの計算値が小さい結果となった。また、たわみ率が大きくなると管頂及び管底部の差が大きくなるが、分布としては概ね相関（ピアソンの積率相関係数 $r=0.95\sim0.99$ ）が得られている。強制変位载荷ケースでも両手法とも管底部の歪な変形を捉えており、同様に分布としては概ね相関（ピアソンの積率相関係数 $r=0.95\sim0.99$ ）が得られている。

外圧試験においては、载荷板と台により管頂と管底が拘束を受け変形が抑制される。たわみ率が大きくなるにつれ、管頂及び管底部の差が大きくなる要因としては、ひずみゲージではその拘束による微少な変形を捉えられるが、デプスゲージでは捉えられないためと考えられる。管頂部に生じる1300μのひずみとは-15°～15°間の周方向長さ $L=314\text{mm}$ に対して約0.41mmの変形である。

b) デプスゲージのベース長による比較

ベース長400mmではひずみゲージ値におおよそ近似していたが、ベース長79mmはひずみゲージ値と大きな差が生じた（図-6）。

ベース長79mmを使用した場合、0.01mmの測定誤差が計算上約167μのひずみとして現れ、400mmでは0.01mmの測定誤差が約7μのひずみとして現れる。このため、ベース長によってひずみ計算の精度に差が現れたと考えられる。

したがって、φ1200程度の管を計測する場合は、ベース長400mmの方が適していると考えられるが、今後デプスゲージを利用したひずみ計算には、管径に見合ったベース長の検証を行い、妥当性を確認する必要がある。

c) 計算諸元による比較

デプスゲージによるひずみの計算においては、実測す

る管厚等の諸元を用いるのが最も実際のひずみに近いと考えられるが、埋設されている管の諸元は厳密には分からないことが多い。そこで、現場での適用性の観点からJIS規格値を使用して計算を行うことの妥当性を、実測値諸元とJIS規格値諸元を用いた計算結果を比較し検証した。

ひずみの大きくなる管底部の結果を図-7に示す。実測値と規格値では約5%の差が生じたものの、その差は微小であることから、規格値をひずみ計算に適用し、埋設管のひずみなど評価を行っても支障がないと考えられる。

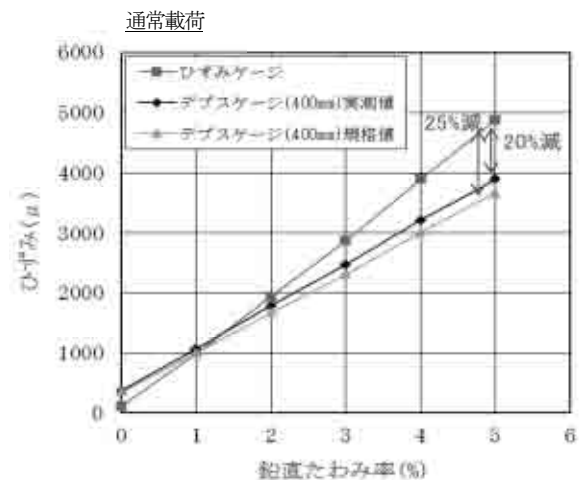


図-7 ひずみ分布図(計算諸元比較)

(3) レーザースキャナによるひずみ推定結果

レーザースキャナの測定画像を図-8に示す。また、レーザースキャナの断面図から解析（FEM解析およびフレーム解析）により求めた5%たわみ時のひずみの分布を図-9に示す。何れの解析手法もデプスゲージの計算値、及びひずみゲージ値におおよそ近似していた。ただし、管頂、管底部及び強制変位部ではひずみゲージ値と差が生じており、さらにFEM解析値は管側部でも差が見られた。

この差の要因としては、レーザースキャナで捉えた歪で微小な変形を正確に図化するのが困難であるためと考えられる。また、レーザースキャナの断面図から解析によりひずみを求めるためには、断面図化や解析に作業時間がかかり、結果を導くまでの効率が悪いといえる。

通常载荷

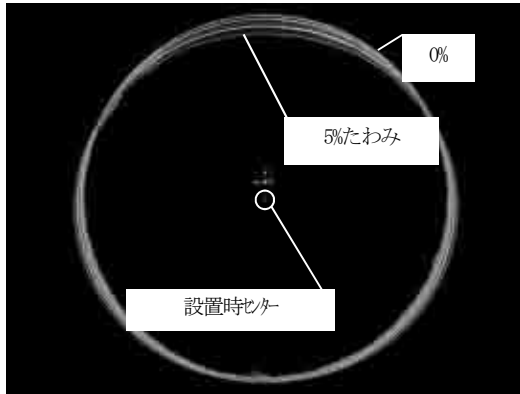
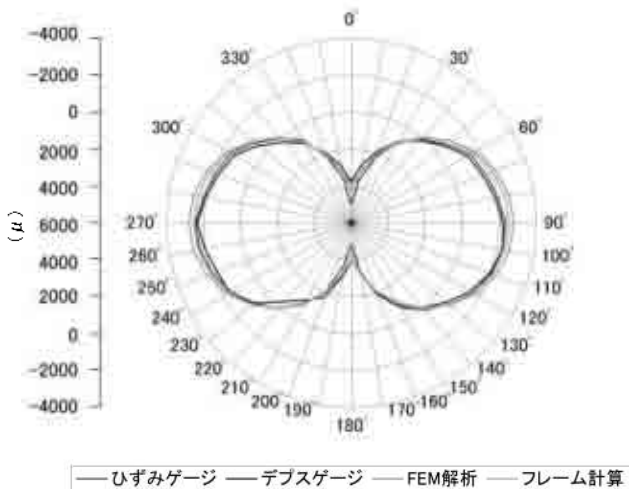


図-8 レーザースキャナ測定画像

通常载荷



底部強制変位载荷

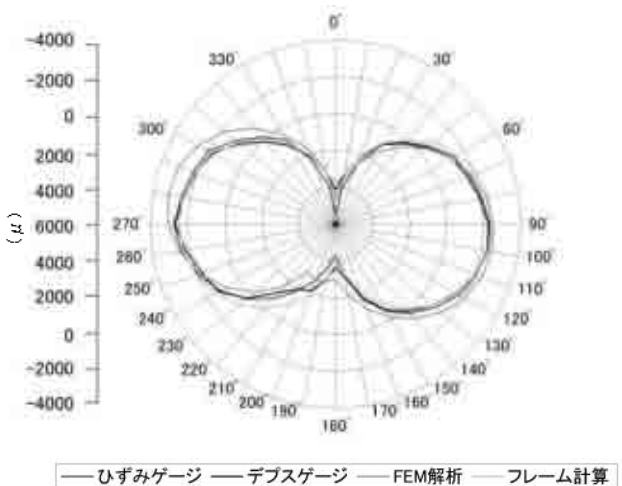


図-9 ひずみ分布図（手法比較）

5. 各手法の有効性評価

デプスゲージにより求められたひずみとレーザースキャナと解析（FEM解析およびフレーム解析）により求められたひずみを総合的に比較し、最も簡易に管体の状態を評価するのに適した調査・解析手法の有効性を検討する。

デプスゲージの計算値とFEM解析およびフレーム解析の値は何れも近似値を示し、ひずみゲージとの相関（ピアソンの積率相関係数 $r = 0.97 \sim 0.99$ ）も概ね得られた。以下に3手法のメリットとデメリットを示す。

(1) デプスゲージ

a) メリット

- ・精度は比較的高い。
- ・計測は比較的容易に行える。
- ・ひずみや応力を求めるのが比較的容易である。
- ・管内調査で併用して計測できるため経済的（FRPM管φ1200においてたわみ量，継手間隔，デプスゲージによる曲率計測を含み1m当たり2200円（諸経費除く））である。

b) デメリット

- ・斜め方向の厳密な位置（角度）の計測には誤差が生じる。
- ・管径によりデプスゲージベース長の検証が必要である。
- ・保護層の膨れなどの著しい変形は計測できない。
- ・水没部は計測できない。

(2) レーザースキャナとFEM解析

a) メリット

- ・精度は比較的高い。

b) デメリット

- ・レーザースキャナによる管の変形形状を取得する必要があり費用が掛かる（FRPM管φ1200において1m当たり6500円（諸経費除く））。
- ・解析に必要な諸条件（管の物性値、载荷条件など）が必要であり条件の整理に時間を要する。
- ・物性値を与えるメッシュの数により結果が大きく異なり、レーザースキャナの変形形状に合うように何度もトライアルが必要で、解析に時間を要するため不経済である（外注価格：解析1ケース（1断面）当たり10万円（諸経費除く））。
- ・FEM解析は解析ソフトが必要で、専門業者へ委託する場合がほとんどであり不経済である。
- ・水没部はレーザースキャナによる測定ができない。

(3) レーザースキャナとフレーム解析

a) メリット

- ・精度は比較的高い。
- ・汎用ソフトで解析可能である。

b) デメリット

- ・レーザースキャナによる管の変形形状を取得する必要がある費用が掛かる（FRPM管φ1200において1m当たり6500円（諸経費除く））。
- ・解析に必要な諸条件（格点に与える数値）が必要であり条件の整理に時間を要する。
- ・レーザースキャナの変形形状に合うようにトライアルが必要であり、解析に時間を要するため不経済である（解析1ケース（1断面）当たり7万円（諸経費除く））。
- ・水没部はレーザースキャナによる測定ができない。

6. おわりに

デプスゲージによるひずみの推定手法については、FRPM管においても施工性、経済性からその有効性につ

いて確認でき、管の安全性を定量的に評価できる手法として、集中的な機能診断に活用できる可能性が示唆された。ただし、ベース長によりひずみ計算の測定精度に大きな差が表れるため、今後の適用にあたっては管径に見合うベース長の検証が必要である。

参考文献

- 1) 社団法人農業土木事業協会：農業水利施設の機能保全の手引き「パイプライン」,pp.参-111,2010
- 2) 有吉充：埋設パイプラインのひずみ推定手法の開発, H23 農業農村工学会大会講演会要旨集, pp.406-407, 2011
- 3) 有吉充：パイプラインの変形と発生応力の算定方法～デプスゲージによる応力の測定～, 第2回パイプライン事例検討会資料, 2009

足羽川ダム建設に伴うアジメドジョウの 保全に関する調査について

山本 一浩¹・片山 喜生²

¹近畿地方整備局 足羽川ダム工事事務所 (〒918-8239福井市成和1-2111)

²近畿地方整備局 足羽川ダム工事事務所 調査設計課 (〒918-8239福井市成和1-2111) .

足羽川ダムの供用後、洪水後の放流末期に放流水の濁度が一時的に高くなると予測されており、ダム下流域に生息する魚類等と与える影響を考慮する必要がある。足羽川に生息する重要な魚類の中で、生態や濁水耐性について、既往文献等が少なく知見が得られていないアジメドジョウについて、濁りに対する影響を把握するため、洪水後の現地調査による生息状況の確認並びに、SS濃度、持続時間と生残率について実験を行い、アジメドジョウの濁水耐性を確認した。

キーワード 環境影響評価, アジメドジョウ, 濁水耐性試験

1. アジメドジョウの生態

アジメドジョウ *Niwaella delicate* (図-1) はドジョウ科シマドジョウ亜科アジメドジョウ属に属し、中部地方および近畿地方の河川の主に上・中流域に生息する日本固有の純淡水魚である。本種は、夏季には瀬の石礫底で付着藻類などを摂食し、越冬・産卵期には湧水に移動することや比較的長寿命であることなどが知られているが、生態には未解明な部分が多い。また、環境の悪化に敏感な種で、環境省レッドリストでは絶滅危惧Ⅱ類に指定されており、保護対策の確立が急務となっている。

本種の減少原因として、一般的に護岸工事による濁水の流下にとまなうシルトの堆積、また工事後の河床の平坦化や伏流水の減少などの生息環境の破壊とされているが、実際の減少要因について科学的に検証した研究例は少ない¹²⁾。



図-1 アジメドジョウ

水系足羽川の支川部子川（福井県今立郡池田町小畑地先）に洪水調節専用のダム（以下：流水型ダム）と併せて、他流域の4河川（水海川、足羽川、割谷川、赤谷川）の洪水を導水するための分水施設（堰・導水路）を整備するものである。（図-2、表-1）



図-2 足羽川ダム建設予定地

2. ダム供用後に発生する高濃度濁水

足羽川ダム計画は、足羽川、日野川、九頭竜川の下流域における洪水被害の軽減を目的として、九頭竜川

表-1 足羽川ダムの諸元

目的	洪水調節専用
ダム形式	重力式コンクリートダム
規模	ダム高：約96m、堤頂長：約460m、貯水面積：約94ha 導水施設：1期工事（水海川・径約10m）[全体計画：4川導水]

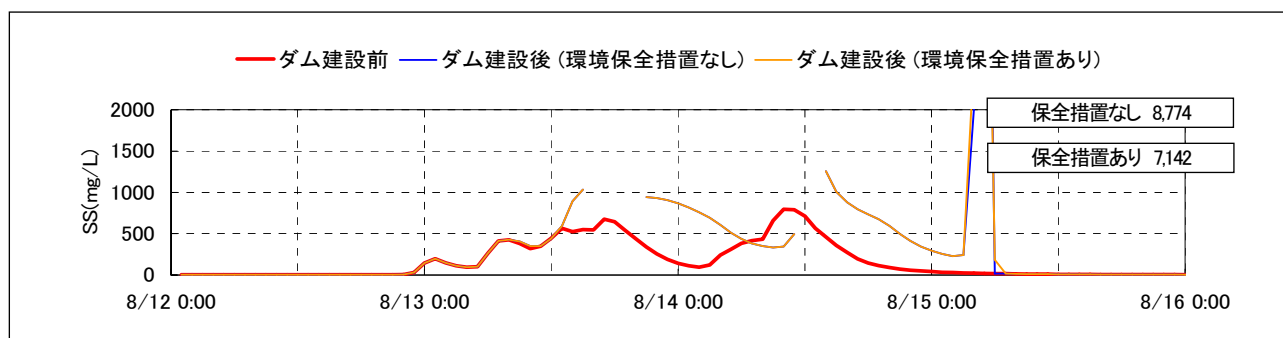


図-3 ダム下流におけるダム建設前と供用後の比較（最大値）

表-2 ダム建設前後のSS濃度（最大値）

流況条件	小畑地点		
	ダム建設前 (mg/L)	ダム建設後 [保全措置なし] (mg/L)	ダム供用後 [保全措置あり] (mg/L)
1959.8洪水	795	8,774	7,142

流水型ダムは、平常時は貯留しないダムであり、ダムの上下流の分断や土砂の堆積の問題が解決できるダムとされている。しかし、足羽川ダム建設事業環境影響評価書（以下：環境影響評価書）では、洪水調節を行うような規模の出水においては、後期放流の水位低下時に堆積した濁質が再浮上し、濁度（以下：SS）が一時的に増加すると予測している。この予測結果に対する環境保全措置では、導水施設から、後期放流時に水海川及び足羽川から清澄な河川水を導水し、ダム下流河川における土砂による水の濁りの一時的な増加を低減するとしている。（図-3、表-2）

この環境保全措置により、ダム下流河川におけるSSの一時的な増加を低減する効果が期待できるが、ダム建設前と比較した場合、短時間ではあるものの、高濃度の濁水が下流河川に流下することから、魚類等への影響についても環境影響評価書において予測評価を行っている。

3. 高濃度濁水に対する魚類への影響

足羽川に生息する魚類で重要な種としてアジメドジョウの他、アカザ、イワナ、ヤマメ、カジカが生息しており、前章でのダム供用後の後期放流時の高濃度濁水による生息環境の変化が想定される。なお、表-3に示すとおり、アカザやイワナ等の種については、既往文献より予測される濃度以上の濁水において、生存が確認されており、環境影響評価書においても、水の濁りによる生息環境の変化は小さいとしている。しかし、アジメドジョウについては、既往文献がなく濁水に対する耐性が他の魚

表-3 既往文献における濁水耐性

魚類の重要な種	SS(mg/L)	暴露継続時間(h)	生存率(%)
アジメドジョウ	文献なし		
アカザ	53,000	48	100
イワナ	20,000	48	100
ヤマメ	31,000	48	100
カジカ	18,000	12	100

類のように、明らかとなっていないことから、後期放流時の高濃度濁水に対し避難場所を設置するとした、環境保全措置を講ずること並びに事後調査を行うこととなっている。

なお、環境保全措置として、本種の避難場所の設置の事例が全国的にもなく、不確実性を伴うことから、環境保全措置の基礎資料とするため、洪水後の生息状況の確認および濁度との関係を調査し、併せて生息場所の調査を行った。

また、本種の濁水に対する耐性を把握するため、室内における濁水耐性実験を行った。

4. アジメドジョウの生息状況及び生息場所調査

(1) 洪水後の生息状況調査

洪水後のアジメドジョウの生息状況を把握するため、1998.7洪水、2006.7洪水及び2010.2洪水の3洪水の後に、現地における本種の生息確認調査を実施した。

その結果は、表-4に示すとおり、全ての洪水において、生息が確認された。

しかし、今回の調査ではSSが最大でも1998.7洪水の2,500mg/Lであり、予測されている高濃度における影響については明確な結果は得られていない。

表-4 洪水時の濁度と生息状況

洪水	SS(mg/L)	継続時間(h)	生息の確認
1998.7洪水	160～2,500	5	○
2006.7洪水	580～1,600	10	○
2010.2洪水	250～820	13	○

(2) アジメドジョウの生息場所調査

アジメドジョウは、秋の水温低下とともに湧水（伏流水）の礫中に潜入り越冬し、その越冬場所で産卵するとされると見られている³ことから、2010年度調査では、伏流水等の分布状況の確認を行い、本種の生息状況の調査を実施した。

伏流水箇所の調査結果から、湧水場所の特徴から、①石積護岸や魚巣ブロックからの湧水（護岸タイプ）、②中州からの湧水（中州タイプ）、③巨石の下からの湧水（巨石タイプ）、④堰直下からの湧水（堰タイプ）の4つのタイプに分類した。この伏流水タイプにおいて、本

種が最も多く確認されたのは、巨石タイプであり、次いで中州タイプ、堰タイプ、護岸タイプの順であった。

また、水温や水質等が異なる水が流入し、伏流水同様の環境を呈し、洪水時の避難場所としても利用される可能性のある支川合流点についても生息調査を実施した。

その調査結果では、支川合流点においても、多くのアジメドジョウの生息が確認された。

5. 濁水耐性実験

アジメドジョウの濁水に対する耐性の基礎資料とするため、室内における濁水耐性実験を行った。実験の方法及び結果を以下に示す。

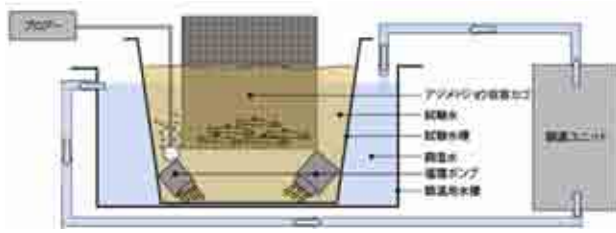


図4 濁水耐性実験の概略図

(1) 濁水試験時のSS濃度

濁水試験の試験区として、SS濃度設定をSS0～24,000mg/Lの範囲で5試験区（SS0, 8,000, 16,000, 20,000, 24,000mg/L）を設定した。8,000mg/Lはダム供用後に予測されるSSを考慮し、試験においては、予測値以上のSSによる耐水性を確認することとした。また、経過時間に

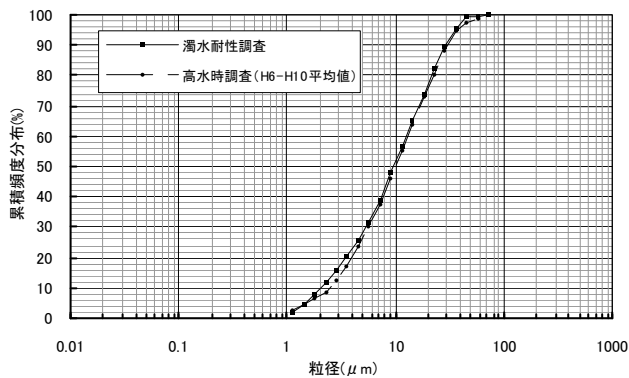


図5 高水時調査と濁水耐性試験の粒度分布比較

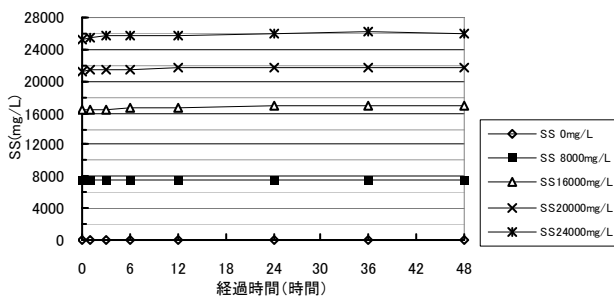


図6 各試験区におけるSS濃度の経過時間

については、試験開始から0, 1, 3, 6, 12, 24, 36 及び48時間後とした。

(2) 試験水の粒度分布及びSS濃度

各試験区における試験水の粒度分布と、ダムサイト建設予定地付近（以下：小畑地点）の高水時の粒度分布を図-5に示す。また、各試験区におけるSS濃度の経時変化を図-6に示す。

試験水の濁質粒度分布は、小畑地点の高水時の粒度分布の範囲内にあり、各試験区とも試験条件として問題がないことを確認した。

試験開始時のSS濃度は、SS8,000mg/L区及び16,000mg/L区でおおむね予定したSS濃度と同等であった。SS20,000mg/L区及び24,000mg/L区でやや予定より高い値となったが、設定濃度から10%以上外れることは無かった。

(3) アジメドジョウの生残率

試験の結果、SS0～20,000mg/L区では斃死個体は確認されず、24,000mg/L区のみで斃死個体が確認された。24,000mg/L区においては、試験開始から24時間経過時及び36時間経過時にそれぞれ1個体ずつの斃死が確認され、

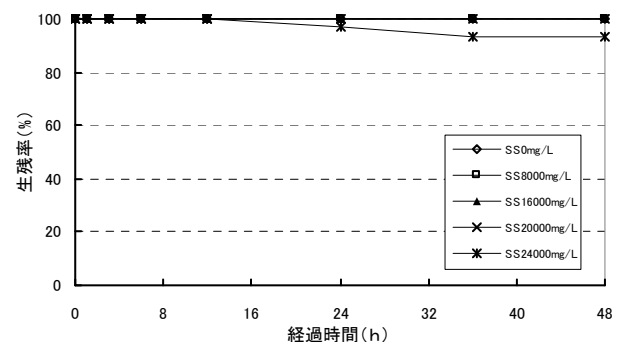
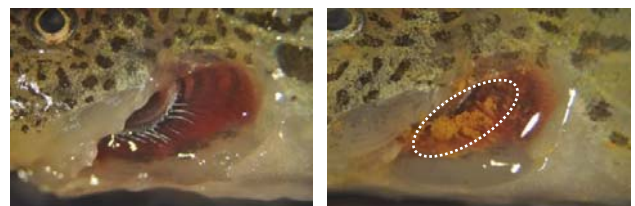
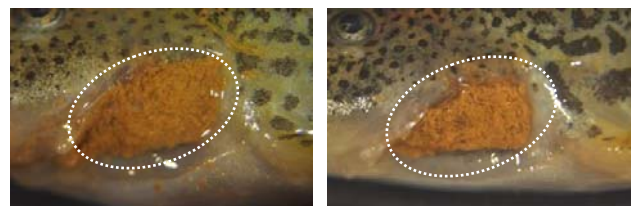


図7 アジメドジョウの時間別生残率



(a) SS0mg/L区の
生残個体

(b) SS24,000mg/L区の
生残個体



(c) SS24,000mg/L区の
24時間 斃死個体

(d) SS24,000mg/L区の
36時間 斃死個体

図8 各試験区における供試魚の鰓の状況

48時間経過時の生残率は約93%であった。

本試験における、アジメドジョウの生残状況を図-7に、供試魚の鰓の状況を図-8に示す。

(4) 試験結果の概要

濁水耐性試験終了後の生残個体について、外観及び鰓を実体顕微鏡下で観察したところ、SS0mg/L区では異常は認められなかったが、濁質を含む試験区の生残個体では、鰓等に濁質の付着が観察された。さらにSS24,000mg/L区で試験中に斃死した2個体では、鰓は左右とも濁質によって閉塞していたことから、これらは濁質の影響によって斃死したものと考えられる。

以上の濁水耐性試験結果から、アジメドジョウはダム供用後の後期放流時に想定される最大程度の濁水（SS濃度8,000mg/L程度）に48時間暴露されても十分な耐性を持つことが示唆された。また、それ以上の濃度の濁水耐性については、福井豪雨時の予測最大値程度（SS濃度24,000mg/L）の濁水の場合48時間経過後の生残率が約93%となっており、この高濃度濁水においては、やや影響を受けることを確認した。

なお、濁水耐性実験後、7日間の延長飼育を行ったが、期間中、異常な行動を示す個体や斃死は観察されず、試験に供した全ての個体が生残した。また、給餌した飼育餌料は残さず摂餌していた。

また、延長飼育終了時に各試験区から供試魚を取り上げて鰓等を観察したところ、各試験区とも濁質の付着した個体は観察されず、延長飼育期間中に濁質が付着した状態から回復していた。（図-9）



(a) SS24,000mg/L区
生残個体の鰓

(b) SS24,000mg/L区
延長飼育個体

図-9 延長飼育終了時における供試魚の鰓の状況

6. おわりに

アジメドジョウの生息調査では、洪水後においても生息が確認されたものの、環境影響評価書で予測されているSS濃度を超える洪水はなく、本調査では濁水に対する耐性について、確認することができなかった。

なお、アジメドジョウの主な生息場所と推測されている伏流水箇所において本種の生息が確認され、洪水時に避難場所として使用している可能性のある、支川合流点においても生息を確認した。

また、濁水耐性実験では、予測されているSS濃度以上の20,000mg/Lまでの濃度で48時間の継続時間において生残率が100%、福井豪雨時の予測最大値程度のSS濃度の24,000mg/Lにおける生残率が93%と、やや影響を受ける結果であったものの、アジメドジョウが数値的には濁水に強い種であると推測できる結果であった。

しかし、今回の調査及び濁水耐性実験のみでは、環境影響評価書における環境保全措置の避難場所の具体的計画を策定できるものではないため、今回の結果を踏まえ、今後もデータを蓄積し、避難場所としての条件の情報収集を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 環境省：哺乳類、汽水・淡水魚類、昆虫類、貝類、植物 I 及び植物 II のレッドリストの見直しについて、環境省 HP：http://www.env.go.jp/press/file_view.php?serial=9944&hou_id=8648，2007
- 2) 平松和也：アジメドジョウの生息地保全に関する生態学的研究，pp.111～463，近畿大学農学部紀要 第43号，2010.
- 3) 藤井亮史，田口錠次：アジメドジョウの人工産卵床と産卵水温，pp.15～21，岐阜県河川環境研究所研究報告，2012.

ダムゲートの放流範囲拡大へ向けた検証 ～実証実験をふまえた室生ダムからの提案～

藤田 正樹¹

¹独立行政法人水資源機構 木津川ダム総合管理所 機械課 (〒518-0413三重県名張市下比奈知2811-2)

クレストラジアルゲート（以下、クレストゲート）の流水による振動を考慮した動的安定設計に関しては、各所で調査研究されているが、未だ解明されていない部分があり、国内外でのクレストゲート崩壊事故がフラッター現象に起因するとの学説もある。

室生ダムでは過去に放流試験を行い、放流時の振動について安全性を確認しているが、新たな知見に基づき微小開度放流時の自励振動に係る安全性を再確認し、さらなるダム管理運用の信頼性を向上させるため、平成 23 年 12 月にゲート振動の専門家である大阪電気通信大学・石井教授、及び足利工業大学・阿南准教授と共同で、室生ダム 2 号クレストゲートをフィールド提供して、振動調査・解析を実施したところである。その結果、室生ダムクレストゲートは、いかなる水位・開度においても動的安定性が高いことが再確認され、ゲート放流範囲を広げることの確証を得た。

キーワード：クレストラジアルゲート、フラッター現象、微小開度放流、振動特性、放流範囲拡大

1. はじめに

室生ダムは堤高 63.5m、堤頂長 175.0m、堤体積約 15.3 万 m³、総貯水容量 1,690 万 m³ の重力式コンクリートダムで、洪水調節・不特定かんがい・上水道用水を事業目的とする多目的ダムであり、昭和 49 年より管理を行い、現在まで約 39 年が経過している。

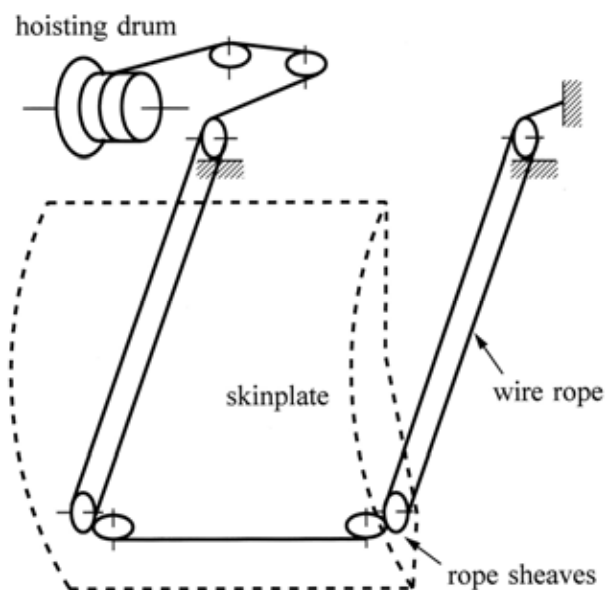


図-1 室生ダムクレストゲートの簡易構造図

クレストゲートは一般的に「非常用洪水吐き設備」と呼ばれ、計画以上の流入があった場合に放流する設備であるが、室生ダムでは洪水調節を常時行うための「常用洪水吐き設備」として位置づけられている。すなわち、室生ダムの洪水調節用の設備はクレストゲートのみであり、本設備の代替設備は設置されておらず、極めて重要なゲートであるといえる。（図-1）

本稿では、室生ダムクレストゲートが持つ振動特性、動的安定性の解析結果と、放流範囲拡大の観点から微小開度での放流実績について報告するものである。

2. クレストゲートのフラッター現象

(1) フラッター現象の過去の事例

クレストゲートの放流時の振動による崩壊事故は、過去に於いて国内では昭和 42 年に和知ダム（昭和 42 年完成）で、国外ではアメリカで平成 7 年にフォルソンダム（昭和 30 年完成）で起きている（写真-1）。その原因は、放流中の異常振動がひとりでに増幅したフラッター現象によるものとされている。また、和知ダムの事例では、この現象により脚柱の座屈が発生し、フォルソンダムではボルトが破断しゲート崩壊へ繋がったものとされている。

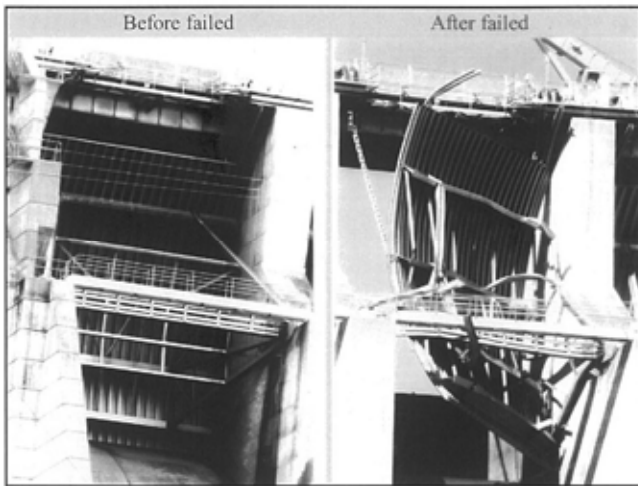


写真-1 フォルソンダムゲート崩壊状況

(2) クレストゲートのフラッター現象

ゲートの固有振動数（物には全て、そのもの自身がつ固有の振動数がありこれを「固有振動数」と呼ぶ。）には、水流方向の（上下流方向）の曲げ固有振動数と、トラニオン軸周りの上下方向（天地方向）の剛体固有振動数がある。この水流方向の固有振動数は上流水位と共に変化し、ある領域で上下方向の固有振動数に近づくとある。このときに、まさしく共振に近い状態で強烈なフラッター現象が発生する事が石井教授らの研究で報告されている。

ちなみに、この上下方向の振動は平常時には水密ゴムに働く摩擦力で抑えられているが、片吊り状態からの解放、ゲートトラニオン部の回転摩擦の急激な変動、外的要因（流木の衝突や動水圧変化など）による起振によって、強烈なフラッター現象が突然発生する。

室生ダムでは平成10年に実放流試験を行い¹⁾、特定水位（EL288.87m）での微小開度放流に伴う、自励振動に対する安全性をペトリカット曲線により確認しているが、フラッター現象に係る解析・調査が行われておらず、今回、石井教授らの研究成果を実機で確認したものである。

3. 室生ダムでの実験と動的安定性について

(1) 固有振動数の計測方法

固有振動数を知るためには一般的に「ハンマー打撃による加振法」が用いられるが、水圧が作用しているゲートでは、この方法で正確な計測データを得る事は困難である。そこで、石井教授は、阿南准教授と共に「鋼棒切断加振法」を考案し、ゲートの固有振動数を正確に計測することに成功している。

(2) 鋼棒切断加振法²⁾

クレストゲート下端とダム越流部との間に取り付けた

鋼棒（Φ3～5）を、ゲートを開けることによって切断し、その衝撃によりゲート全体を効率的に加振する方法である（写真-2）。このときに起きる微小な減衰振動をゲート上の各部に設置した高感度加速度センサーで計測し、データ分析を行うことで、ゲートの流水中での固有振動特性を正確に把握することができる。さらに、その振動特性を用いることによってゲートの動的安定性が簡単に判定できるため、国内外でその有効性を確認しているところである。

今回使用した計測機器の一覧は表-1のとおりである。また、具体的な実験方法は次の通りである。ゲート下端に切断する鋼棒に作用する荷重をロードセルで計測し、振動加速度応答をサーボ型加速度計で計測した。測定は24個の加速度計を使用し、スキムプレート上の13点と脚柱上での3点で行い、各測定点で主要な方向の振動加速度応答を計測した。測定点を図-2に●で示し、測定した振動方向を矢印で示している。測定点には(c)図A～G、D1～D7、(a、b)図L1、L2、L3の記号をつけている。スキムプレート上の全ての測定点で流水方向（上下流方向）の振動を測定した。D1、D3、D7、Gの4点では上下方向（天地方向）の振動も計測した。また、D6と脚柱上では左右方向（スパン方向）の振動も計測した。さらにL1、L2では上下方向（天地方向）の振動も計測した。スキムプレートの両サイドには開度計を取り付け、鋼棒切断時の正確なゲート開度を計測した。加速度計および開度計は、強力なマグネットブロックを用いてゲートに取り付けた。計測したデータは2台のデジタルデータレコーダーでA/D変換を行った後、2台のノートパソコンに記録すると同時にFFTアナライザーで主要なデータをリアルタイムに分析した。

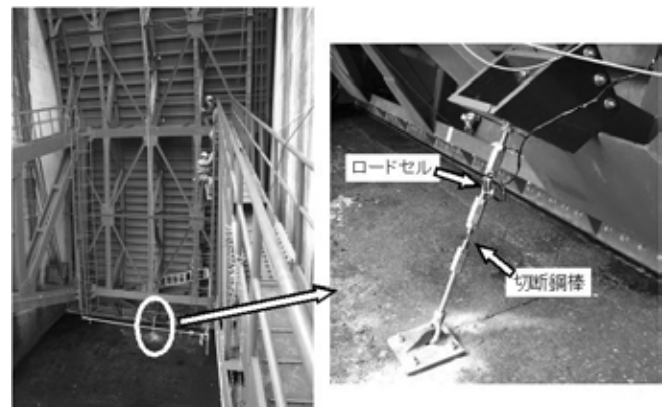
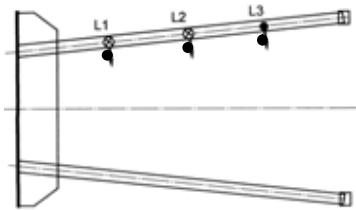


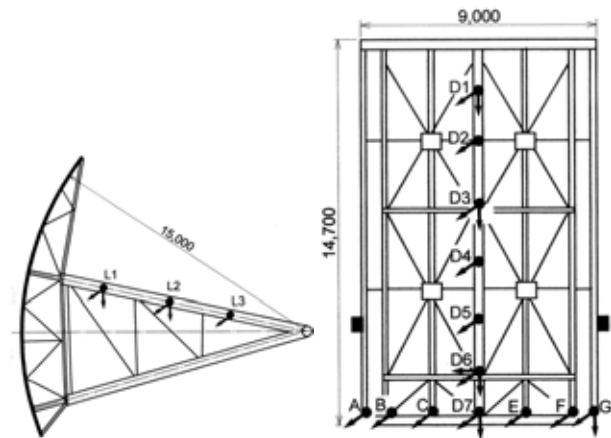
写真-2 鋼棒切断加振法の装置設置状況

表-1 使用機器一覧表

計測機器	メーカー	型番	数量
デジタルレコーダー	TEAC	LX-10	2
ノートパソコン	TOSHIBA	Dynabook	2
FFTアナライザー	A&D	AD3525	1
サーボ型加速度計	Rion	LS-20C	11
サーボ型加速度計	Rion	LS-10C	13
動ひずみ計	KYOWA	DTP05MDS	1
開度計	KYOWA	—	2
サーボ型加速度計専用アンプ	Rion	LF-20	8
サーボ型加速度計専用同軸ケーブル	Rion	EC-40D	24
ロードセル	KYOWA	—	1
ひずみゲージ	KYOWA	—	4
ブリッジボックス	KYOWA	—	2



(a) ゲート上面



(b) ゲート側面

(c) ゲート下流面

図-2 計測機器の配置図

(3) 室生ダムクレストゲートの固有振動

室生ダムでの固有振動数測定のための現地確認試験を、平成23年12月16日に行った。この時の室生ダム貯水位は、EL293.69m（クレストゲート敷高より11.19m）で、クレストゲート天端水位 EL297.20m（クレストゲート敷高より14.7m）の約76%の水深であった。

鋼棒切断加振法により得られたデータを解析した結果、水流方向（上下流方向）においては、周波数が8.63Hzと13.63Hzで卓越した成分が確認され、これが本ゲートの固有振動であることが確認された（図-3）。なお、20Hz～50Hz間にも高い振動数は確認されているが、高い振動数の場合はスキンプレートに複数の節が生じ、トラニオンピン周りを振動させるような慣性効果が発生しな

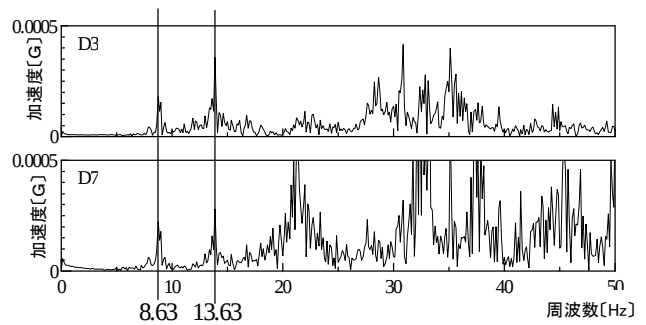


図-3 流水方向の固有振動

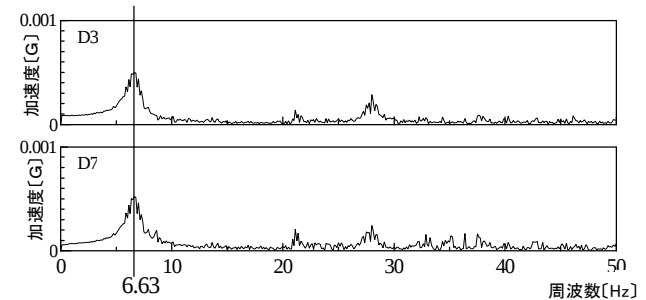


図-4 上下方向の固有振動

いため問題としない。

また、上下方向（天地方向）では、周波数が6.63Hzで卓越した成分が確認された（図-4）。以上の通り、室生ダムでは水流方向において2種類の固有振動数が確認された。なお、図-3, 4は縦軸に加速度（G）、横軸に周波数（Hz）をとり、それぞれ計測点D3（ゲートの中央上部）とD7（ゲート中央下部）の計測値を示す。

(4) 室生ダムクレストゲートの振動モード

ゲートの固有振動数は、①トラニオンピン周りの上下方向の固有振動数と、②スキンプレートの流水方向の固有振動数があり、①はワイヤロープのバネ作用による有効バネ定数により、②はスキンプレートの質量とトラス構造の脚柱のバネ定数により決まる。

本ゲートの場合、図-3、図-4の結果から、各固有振動の固有振動モードを分析し、振幅の最大と最小をそれぞれ示したものが図-5～7である。なお、振動の様子を分かりやすくするため、振幅は拡大して表示しており、●と■で振動の幅を示している。また○、□も同様に振動の幅を示しているが、計測機器を設置していないため推測値となる。

図-5は、6.63Hzでゲート全体がトラニオンピン周りに回転する固有振動モードで、モードMzとする。(a)図がゲートの中央断面における振動の様子であり、ゲート全体がトラニオンピン周りに剛体的に回転していることがよく分かる。(b)図がゲート下端部における水平面内の振動の様子で、スキンプレート下端は流水方向へのたわみは少ないが、左右方向（スパン方向）に大きく振動していることが分かる。これは、ゲートが上下に振

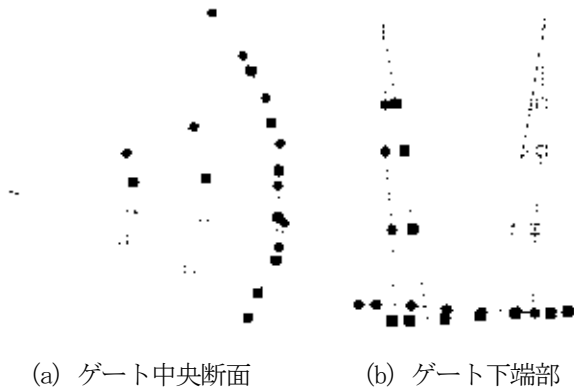
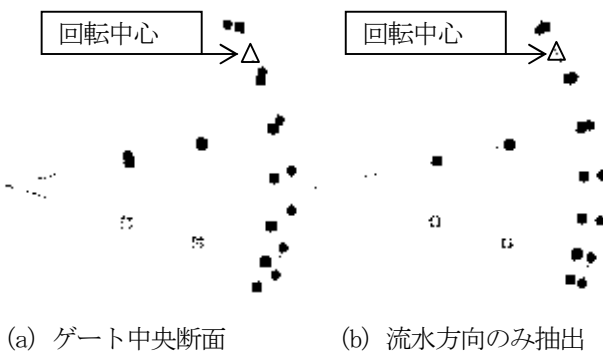


図-5 上下方向の固有振動モード Mz (周波数 6.63Hz)
最大で 2.96mm 変位



(a) ゲート中央断面 (b) 流水方向のみ抽出



図-6 流水方向の固有振動モード Mx1 (周波数 8.63Hz)
最大で 0.69mm 変位

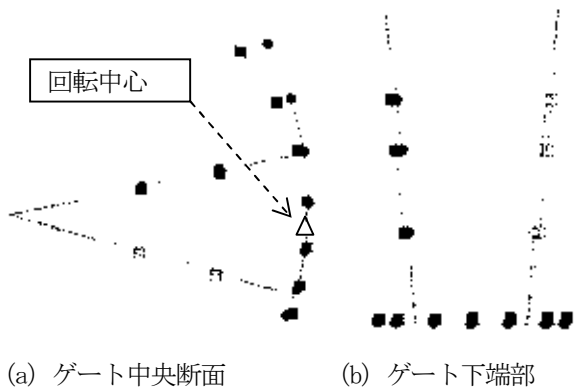


図-7 流水方向の固有振動モード Mx2
(周波数 13.63Hz) 最大で 0.87mm 変位

動している際に、スキンプレート下部の水平方向にあるワイヤロープが引っぱられたためと思われる。

図-6は、8.63Hzでスキンプレートが流水方向に低次の曲げ振動をする固有振動モードで、モード Mx1 とする。(a) 図を見ると、スキンプレートが流水方向に振動しているだけではなく、トラニオンピン周りにも振動している様子が分かる。これは、スキンプレートが流水方向に曲げられたことに伴い、脚柱が線形的にトラニオンピン周りに曲げられている。スキンプレートの流水方向の振動は低次の曲げ振動であるため、回転的な振動と捉えることができる。その回転高さを求めるため、流水方向振動だけを抽出した結果が (b) 図である。回転中心は、●で示した測定点の上から1つ目と2つ目の間にあり、ゲート下端からの高さに置き換えると11.95mである。(c) 図には、ゲート下端部の振動を示しており、スキンプレート下端が一様に振動していることが解る。

図-7 は、スキンプレートが流水方向に低次の曲げ振動をする 13.63Hz の固有振動モードで、モード Mx2 とする。(a) 図を見ると、スキンプレートが流水方向に振動している様子が分かる。また、モード Mx1 の場合と同様に、トラニオンピン周りにも振動はしているものの、その量はごく僅かである。これはモード Mx1 に比べて回転中心の位置が低く、スキンプレートが流水方向に曲げられたことによる効果も小さいため、効率的な連成が生じないことを表している。回転中心は、測定点の上から4つ目と5つ目の間にあり、ゲート下端からの高さに置き換えると 4.64m である。(b) 図のゲート下端部の振動は、微小の振幅で、水流方向に一様に振動していることが解る。

(5) 室生ダムクレストゲートの減衰比

ゲートの動的安定性を判断する上で、それぞれの固有振動モードの減衰比を特定しておくことが非常に重要である。減衰比は、半値幅法（ハーフパワー法）を用いて各固有振動から求めると、上下方向の固有振動 Mz で 0.012、流水方向の固有振動 Mx1 で 0.014、Mx2 で 0.003 という結果になり表-2に整理した。

表-2 各モードにおける減衰比

モード名	周波数	振動モード	回転中心高さ	減衰比
Mz	6.63 Hz		—	0.012
Mx1	8.63 Hz		11.95 m	0.014
Mx2	13.63 Hz		4.64 m	0.003

(6) 室生ダムクレストゲートの動的安定性

ゲートの動的安定性を確認するためには、水流方向の（上下流方向）の曲げ固有振動数（ M_x ）と、トラニオン軸周りの上下方向（天地方向）の剛体固有振動数（ M_z ）の2種類の振動数比（ γ_{nw} ）に着目する必要がある。表-3で流水方向の曲げ振動 M_{x1} 、 M_{x2} とトラニオン軸周りの上下振動 M_z のそれぞれの振動数比（ γ_{nw} ）を求め、図-8に実験時の水位における動的安定図（実線：縦軸に減衰比（ ζ ）、横軸に振動数比（ γ_{nw} ））を示した。

また、最も条件が悪いとされるダム水位が高く、固有振動数が低くなる設計水位の振動数比を表-4に示す。なお、水位変動による影響はスキンプレートの流水方向曲げ振動 M_x のみに関係するため、トラニオンピン周りの剛体振動 M_z は実験時と同じとなる。設計水位の流水方向曲げ振動については、実験時の水中振動数比から空中での振動数を計算により求めた。

石井教授らの研究によれば、この振動数の比率（ γ_{nw} ）が1より低く、極めて1に近づく場合に、フラッター現象が発生し易い状況となる。そのときの動的不安定特性を示したものが図-8での実線の内側（不安定領域）に当たる。縦軸がその動的不安定を抑えるために必要な減衰比（ ζ ）を示しており、横軸は振動数比（ γ_{nw} ）である。

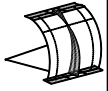
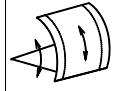
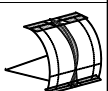
室生ダムクレストゲートの振動数比（ γ_{nw} ）は、表-3の通り 8.63Hz（ M_{x1} ）の場合が 1.30、13.63Hz（ M_{x2} ）の場合は 2.06 であった。いずれも 1.0 より十分大きく、減衰比 0.012 のデータ点を図-8にプロットしているように、動的不安定は発生しないと判断できる。また、動的に強安定の状態である。

さらに、条件が最も厳しい設計水位時においても、 M_{x1} と M_z の振動数比（ γ_{nw} ）は表-4の通り 1.17 であり実験時より 1.0 に近づくものの、依然として動的に安全であることが理論解析により証明されている。

以上のことから、室生ダムのクレストゲートは「全ての水深において動的に安定である」という結果が得られた。

仮に動的な不安定が確認された場合は、「ワイヤロープのバネ定数を低くし、トラニオンピン周りの周波数を低くする」等の対策を講じることで、振動数比（ γ_{nw} ）を1以上にし、ゲートの動的安定を比較的簡単に確保できる。なお、この対策は扉体の剛性を増加させる方法や扉体のリプレースより、はるかに安価で対応できる。

表-3 実験時の水位（11.19m）における振動数比

スキンプレートの流水方向曲げ振動			ゲート全体のトラニオンピンまわり剛体振動		振動数比
M_{x1}		8.63 Hz	M_z		1.30
M_{x2}		13.63 Hz			2.06

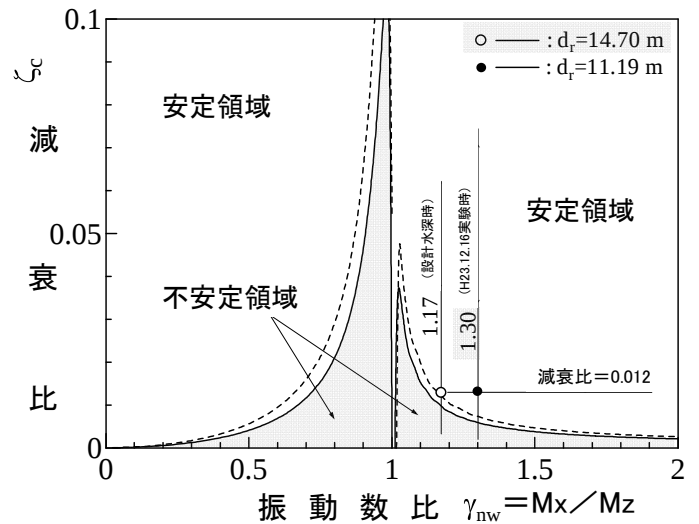
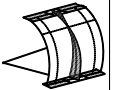
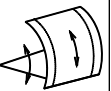
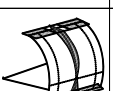


図-8 実験時の水位における動的安定図

表-4 設計水位（14.70m）における振動数比

スキンプレートの流水方向曲げ振動			ゲート全体のトラニオンピンまわり剛体振動		振動数比
M_{x1}		7.77Hz	M_z		1.17
M_{x2}		8.00Hz			1.21

4. 室生ダムクレストゲートの運用幅の拡張

(1) 室生ダム運用面の課題

室生ダムの放流設備としては、クレストゲートの他に利水放流設備としてホロージェットバルブが1基設置されており、さらには、利水放流バルブの直上流から分岐して管理用発電も行っている。これらの設備が整備や故障により使用出来ない期間は、下流河川の維持流量を確保するためにクレストゲートからの代替放流が必要となるが、室生ダムで決められている最小開度放流（15 cm）では必要量以上の放流を行うこととなる。その結果、実証実験までの間は以下の対応を実施する必要があり苦慮しているところであった。

- 代替放流された水は減勢池に一端貯留し、副ダムから下流に一定量を放流することから、減勢池の水位低下を確認しながら、補給操作を一日4～5回程度行う必要がある。
- 上記作業は昼夜問わず実施することから、深夜操作も行う必要がある。
- 副ダムには直径 1m の穴が1つ開いているが、この径では下流への放流量が多くなるため、放流量を減少させるための流量調整板と呼ばれる鋼板をその都度、設置・撤去して対応する必要がある。（図-9 参照）

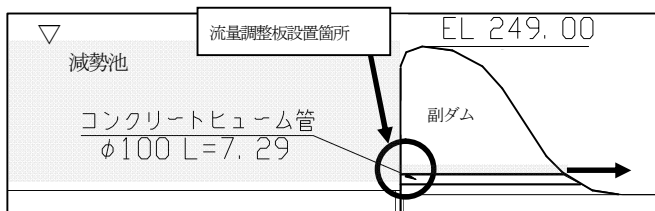


図-9 室生ダム減勢工縦断図

以上のことから、室生ダムクレストゲートは利水放流設備、または発電設備の代替放流機能を有することが確認され、緊急時の対応に対する手段がふえることで、弾力的な運用が期待できる。

5. 結論

(2) 微小開度放流の運用幅の拡張

クレストゲートに限らず、放流設備には操作可能な最小開度が設定されており、基本的にその開度以下での放流は行っていないのが現状である。そういった中で、室生ダムクレストゲートでも従来から最小開度は15cmと定められており、それ以下での通常の運用は行っていない。

微小開度放流時には、ゲート下端リップ部での流れのはく離・再付着等による比較的高い周波数の自励振動を問題にする場合が多い。これについては、2章(2)で述べたように実放流試験を実施することで安全性を確認しているところである。さらには、いかなる開度においてもフラッター現象が発生しないkとが、今回の解析結果から示されている。それらを受けて、平成24年3月に利水放流設備の整備による代替放流のため、試験的にゲート開度を2cmに設定して放流を実施した。フラッター現象はもちろん、ゲート下端リップ部ではく離等による振動も全く確認されず慣例により定められた最小開度以下での放流であっても、何ら支障がないことが確認できた。

今回の手法はラジアルゲートの本質的な動的不安定性を判別する簡易で有効なものであり、室生ダムと同様な目的を持つ他ダムのクレストラジアルゲートにおいても設備の安全性を確認し、運用幅を拡張することが望まれる。

謝辞：今回、この論文を作成するにあたり、多大なるご尽力をいただいた石井教授、阿南准教授をはじめ、関係する全ての方々に、心より感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 室生ダムラジアルゲート振動調査報告書 平成10年2月 株式会社 田原製作所
- 2) 室生ダムラジアルゲートの振動特性に関する調査報告書 平成24年2月23日 大阪電気通信大学 工学部機械工学科 教授・石井徳章、足利工業大学 工学部創生工学科 准教授・阿南景子

大滝ダム試験湛水について

長坂 健

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

1965年より開始した大滝ダム建設事業において2003年3月から試験湛水を開始したが、白屋地区において亀裂が確認されたため試験湛水を中断していた。その後、白屋地区等の必要な地すべり対策工事が完了したので2011年12月15日より再度試験湛水を開始し、2012年6月19日に完了したところである。2012年度の本研究発表において、継目漏水への対応状況について報告したところあるが、その安全確認の内容及び結果について報告する。

キーワード 大滝ダム，試験湛水，堤体継目漏水

1. 大滝ダムの概要及び報告

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、洪水調節、水道・工業用水、発電、流水の正常な機能の維持の4つの目的を持った多目的ダムである。

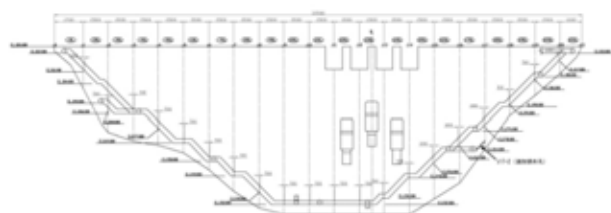


図-1 漏水量計測位置図

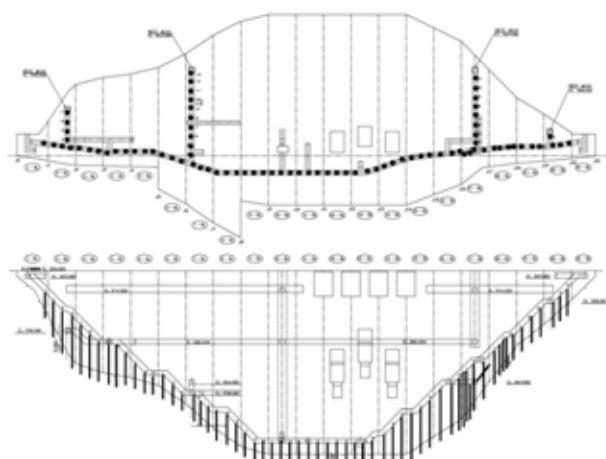


図-2 基礎排水孔配置図

2003年3月17日より試験湛水を開始した。同年5月11日に304.8mに到達（前回最高水位）し、8月1日より水位低下を行った（図-3）。堤体観測の結果、継目漏水量を除いて、問題は無かった。継目漏水量は、J9継目の漏水量が多く118.6L/minであった（図-4）。

一般に漏水量は冬季（12月～3月頃）にコンクリートの収縮によって継目が開くことにより、大きくなる傾向があり、大滝ダムは同傾向を示し2003年4月以降漏水量が減っている。

前回試験湛水においては、トレーサー調査の結果などでは、漏水箇所は特定できなかった。これは、コンクリートが気温の影響により膨張し、継目が閉じたためと推察される。

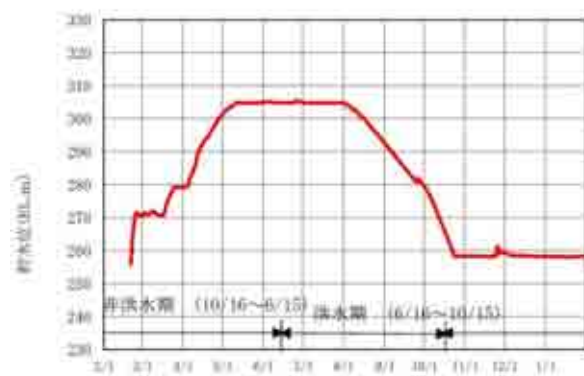


図-3 前回試験湛水時の貯水位変化

(2) 前回試験湛水結果について

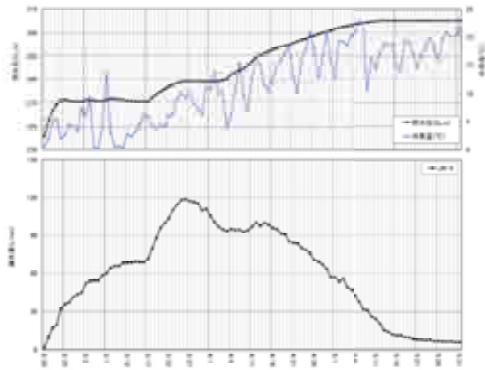


図-4 前回試験湛水J-9継目漏水

(3) 今回試験湛水までについて

2003年10月以降は、貯水位と気温により漏水量が、増加、減少していく状況で有り、漏水量調査を行った際にも新たな場所の特定には至らなかった。

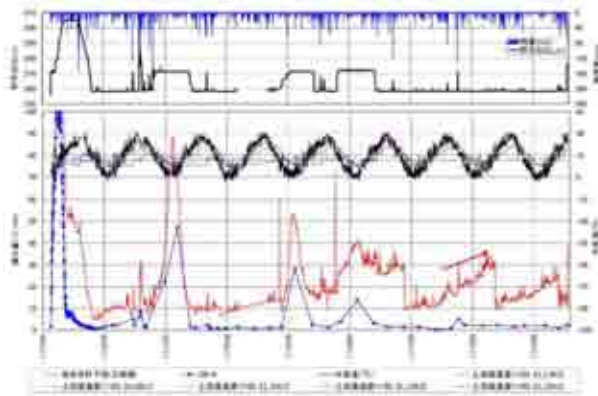


図-5 貯水位、気温、継目漏水量変化

(3) 今回試験湛水について

2011年12月15日より試験湛水を開始し、2012年3月30日に最高水位に到達し、同年6月19日に最低水位に到達し、試験湛水は完了した。

特に漏水量については、2012年3月に最高水位に達したことから、貯水位の影響、コンクリートの収縮による影響の両方を受ける結果となったと推察される。

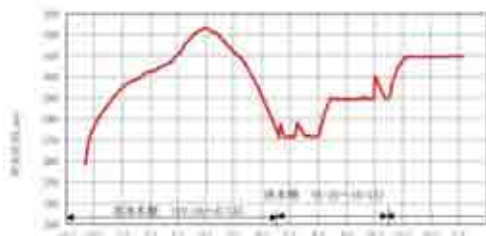


図-6 今回試験湛水時の貯水位変化

3. 観測結果と対応について

(1) 基礎漏水量について

漏水量と貯水位の関係が線形関係にあれば、ダムの挙動は安定した状態であり、ダムの安全性は確保されてい

るといえる。ただし基礎排水孔の漏水量が50～100L/minを超えると漏水量と貯水位の線形性（以下、線形性と呼ぶ）が失われることがあるため、十分な注意が必要である。

観測の結果において、線形性が崩れ50L/minを超える漏水が確認された17BL-1孔（図-7）については、漏水調査を行うこととした。

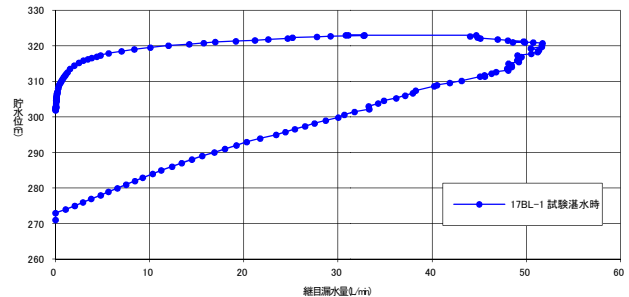


図-7 17-BL1 (貯水位-基礎漏水量)

また、18BL-2においては、最大漏水量が5L/minであったが、線形性が崩れている（図-8）ことから、対策を行うこととした。

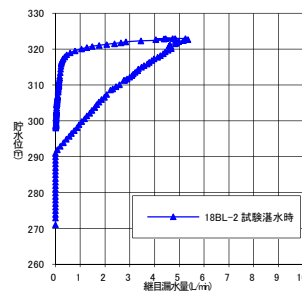


図-8 18-BL2 (貯水位-基礎漏水量)

各々対策後の漏水量が無いもしくは少なく線形性が確認された（図-9、10）。

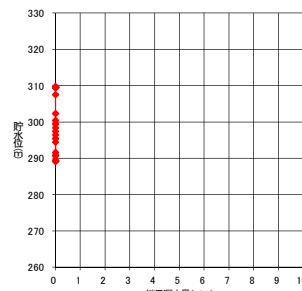


図-9

17-BL-1-1 (貯水位-基礎漏水量)

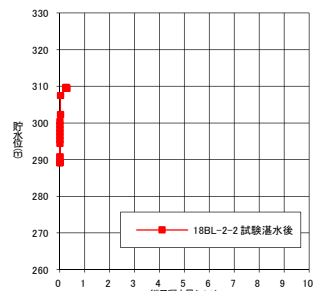


図-10

18-BL-2-2 (貯水位-基礎漏水量)

その他の孔については貯水位に追従した変動を示していることから、基礎漏水量は問題ないと判断できる。

A) 17BL-1について

カメラを使用した目視点検の結果、孔底の亀裂からの漏水の流出であることが確認されたため、セメントミルクを注入する水みち改良を行った。

近傍に設置した代替基礎排水孔から漏水は確認されていない。



写真-1

B) 18BL-2について

カメラを使用した目視点検の結果、岩盤内亀裂が確認されたことから、セメントミルクを注入する水みち改良を行った。近傍に設置した代替基礎漏水孔からの漏水量は0.2L/min程度となっている。



(2) 揚圧力について

揚圧力については、計測値が高いというだけで評価せず、揚圧力と貯水位が線形関係にあれば、ダム挙動は安定した状態である、ダムの安全性は確保されているといえる。観測は、基礎漏水量観測計孔を使用した。

観測の結果、17-BL-1及び18-BL-2は貯水位との線形性が確認されなかった(図-11、13)上、静水圧に対して90%以上の値を示した。(1)において、水みち改良を実施した。

対策後、2013年1月の観測結果から、線形性が確認されたことなどから、問題無いと判断できる。

a) 17BL

17BLのうち、17-BL-1の計測結果において、貯水位との線形性が確認されなかった上、静水圧に対して90%以上の値を示した。(1) a)水みち改善後、近傍に設置した代替基礎漏水孔(17-BL-1-1)の観測結果から、線形性を確認した。

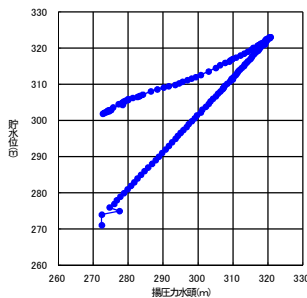


図11 17BL-1 (貯水位-揚圧力)

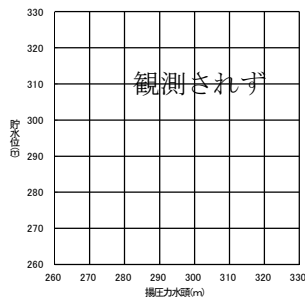


図12 17BL-1-1 (貯水位-揚圧力)

b) 18BL

18BLのうち、18-BL-1の計測結果において、貯水位との線形性が確認されなかった上、静水圧に対して90%以上の値を示した。(1) b)水みち改善後、近傍に設置した代替基礎漏水孔(18BL-2-2)の観測結果から、線形性を確認した。

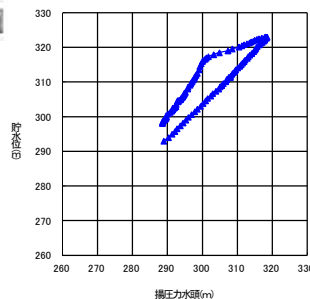


図13 18BL-2 (貯水位-揚圧力)

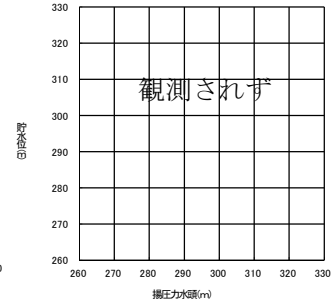


図14 18BL-2-2 (貯水位-揚圧力)

(3) 継目漏水量について

継目漏水量については、その値が大きくなってもダムの安全性に影響が生じることは少ない。しかし、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して何らかの措置を講ずる必要がある。

観測の結果において、50L/minを超えた5か所については、漏水箇所の確認及び対策等を行うこととした。

各々対策後の漏水量が少ないことが確認された。

2013年1月の観測結果から、継目漏水量は少ないことから、問題無いと判断できる。

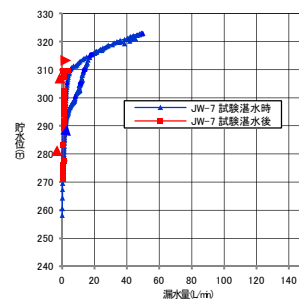


図15 JW-7 (貯水位-漏水量)

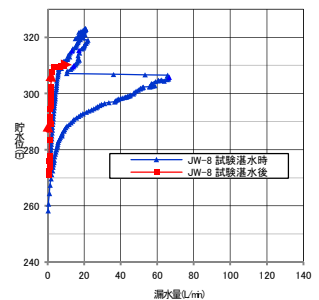


図16 JW-8 (貯水位-漏水量)

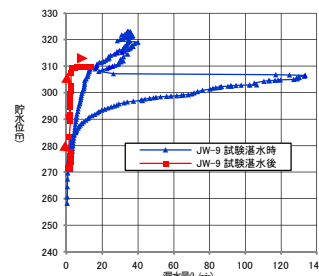


図17 JW-9 (貯水位-漏水量)

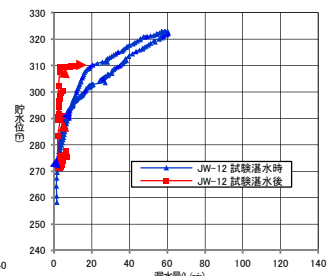


図18 JW-12 (貯水位-漏水量)

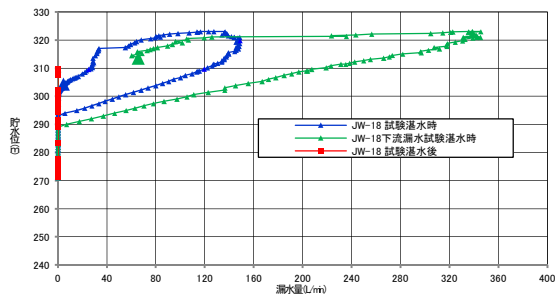


図 17 JW-9 (貯水位-漏水量)

A) J18について

漏水調査の結果、流入箇所を特定（上流フーチング周辺）したことからグラウチング工を実施した。

試験湛水後の漏水量は、1 L/min程度 (H25. 1) となっている。

B) J8, J9について

漏水調査の結果、流入箇所を特定したことから高分子ポリマーを注入する止水対策を行った。2013年1月時点で、J8は9L/min程度、J9は4L/min程度となっている。

C) J7, J12について

漏水箇所の特定には、至らなかったが2013年1月時点で、J7は4L/min程度、J12は12L/min程度となっている。

4. 結果

以に述べたのとおり、堤体の漏水については、試験湛水、対策及び試験湛水後の観測結果を踏まえ、問題が無いと判断したことを報告する。

5. 今後の課題

大滝ダムは、試験湛水を完了し、観測は第二期に入っているところである。2013年4月から管理に移行しており、本格的にダム運用を開始しているところである。

引き続き、観測を続け、その結果については注意深く確認していく必要があると認識している。ダムとしての経験を積み重ね第三期以降につなげていく必要がある。

特殊堤(アンカー構造による控え式矢板護岸)の耐震詳細設計に対する一考察

上平 拓弥

近畿地方整備局 福井河川国道事務所 工務第一課 (〒918-8015 福井市花堂南2-14-7)

本考察は、九頭竜川右岸1.2k～2.2k区間の特殊堤(アンカー構造による控え式矢板護岸など)に対する耐震性能照査および耐震詳細設計に関するものである。当該区間の特殊堤は、設置年代が古く、構造諸元が不明であったため、現地調査や再現設計を行い、構造諸元を設定することとした。耐震性能照査では、現行指針を参考とした静的照査法の適用性の評価した。その結果、土と構造物が一体となった特殊堤をより正確に評価できる照査手法として動的照査法を用いて照査を実施することとした。耐震詳細設計では、既設アンカーと狭隘地での施工であることに配慮し、小型杭打機を用いた固結工法(機械攪拌+高圧噴射攪拌による深層混合処理工法)による耐震詳細設計を行った。

キーワード 河川堤防, 特殊堤, 耐震性能照査, 耐震詳細設計

1. はじめに

現在、河川堤防の耐震性能照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」¹⁾(以下、指針という)に準拠して行われている。特殊堤に対する耐震性能照査は、指針の「自立式構造の特殊堤編」において、コンクリート擁壁式特殊堤と自立式矢板特殊堤について記述されているほか、「一問一答」²⁾において直接基礎形式の特殊堤について記述されている。しかし、特殊堤の構造は多種多様であるため、対象となる特殊堤の構造諸元を把握し、地震時の挙動を想定したうえで、各構造に適した照査を実施する必要があると考えられる。特に、古い堤防の場合には、構造諸元の把握が困難である。よって、特殊堤に対する正確な耐震性能照査の実施には、多くの課題を有するものと考えられる。

九頭竜川右岸1.2k～右岸1.4k区間は、感潮区間に位置する特殊堤区間である(図-1参照)。福井県では過去に福井地震を経験しているうえ、先の東日本大震災の影響によって、地域住民の地震に対する意識も高く、耐震性能の向上への要望も強い。そのため、特殊堤の耐震性能照査と耐震詳細設計を行った。

当該区間の特殊堤は、築造後40年以上が経過した古い構造物であり、当時の設計図面が残存していないために構造諸元の詳細が不明という課題を有していた。さらに、当該区間は、堤防前面には三国漁港として供用されている福井県管理の栈橋(直杭式横栈橋)が、背後地には三国町の産業及び観光のメインストリートである県道(三

国東尋坊芦原線)が近接した非常に狭隘な地形であり、施工条件も厳しい区間である。

このような条件のもと、本考察では、①特殊堤構造を可能な限り正確に把握し、②特殊堤の構造に適した耐震性能照査を実施することにより、③最適な対策工規模を設定することとした。



図-1 設計区間の平面位置図

2. 特殊堤の構造の正確な把握

特殊堤の構造を把握するため、残存資料の再調査をはじめ、地質調査、外観調査、潜水調査を実施し、その結果を台帳形式に整理した。整理結果をもとに再現設計を行い、特殊堤の構造諸元の推定した。以下に、その詳細を示す。

(1) 地質調査

地質調査では、地質調査結果をもとに地層縦断図を作

成し、縦断方向の地層の連続性を把握したうえで、横断方向の堆積層序を取りまとめた。その結果、比較的浅い深度に基盤岩が出現すること、基盤岩の出現深度は縦断方向において不規則であり、基盤岩の上位に堆積する液状化層（沖積砂質土層、As1層、As2層）の堆積層厚が1m～10m程度と大きく変化する特徴を有することが明らかになった。

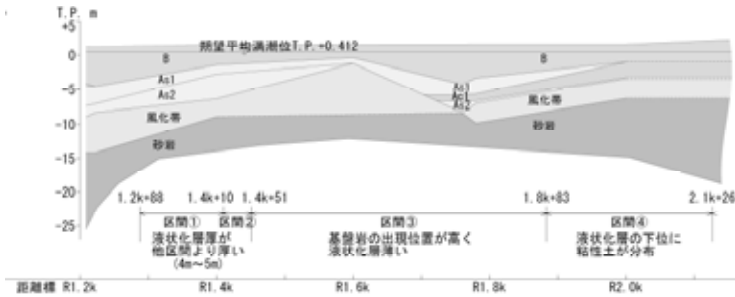


図-2 対象区間の縦断図

(2) 外観調査、潜水調査

外観調査では、陸上からパラペット部を、海中からフーチング部と鋼材を調査した。その結果、躯体と鋼材が比較的健全な状態であることが明らかになった。さらに、潜水調査では鋼材の肉厚測定を実施し、最大5.7mmの腐食減肉が明らかになった。以上の2つの結果は後述する耐震性能照査にも反映した。なお、RCレーダーを用いた鉄筋探査も補足的に行い、既往の鉄筋調査結果と合わせて特殊堤構造復元設計の基礎資料とした。



図-3 外観調査結果の写真

(3) 構造形式の想定

当該区間では、下記4タイプの特殊堤が確認できた。

- ①アースアンカーによる控え式矢板護岸 (L=122m)
- ②ロックアンカーによる控え式鋼矢板 (L=41m)
- ③重力式特殊堤（台座コンクリート）(L=432m)
- ④コンクリート杭式特殊堤 (L=243m)

図4に、今回考察するアンカー構造による控え式矢板護岸（①及び②）の標準的な断面形状を示す。

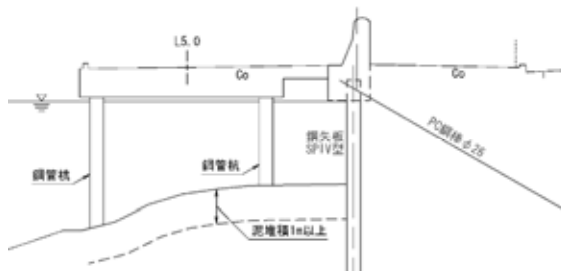


図-4 アンカー構造による控え式矢板護岸の断面形状

(4) 復元設計による構造形式の想定

当該地の特殊堤が築造された当時（S40年代と推定）に施行されていた基準、「社団法人日本港湾協会 港湾構造物設計基準 昭和42年4月」に準拠して実施した。アンカー構造による控え式矢板護岸の復元設計によるパラペット部の構造図を図-5に示す。耐震性能照査では、この結果を用いてパラペット部をモデル化した。

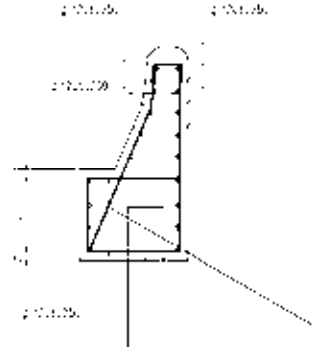


図-5 復元設計によるパラペット構造の想定図

3. 耐震性能照査

(1) 耐震性能照査の方針

指針によると、河川における自立式特殊堤の照査は、静的解析手法を用いた許容応力度照査となっている（表-1参照）。そこで、当該区間においては地盤と構造物に対する下記項目を満足できる手法の適用が必要となる。

- 特殊堤部に作用する慣性力の影響を考慮できる手法
- 液状化による土圧の影響を考慮できる手法（土と構造物が一体となった構造への適用性）

特殊堤における照査方法は、静的照査法と動的照査法に2分できるため、各照査法の上記項目に対する適用性を評価した（表-2参照）。その結果、上記の項目を満足できる動的照査法を適用する方針とした。解析コードは、港湾分野で多くの実績を有するFLIPを用いる方針とした。当該区間は河川堤防であるが、構造的には港湾施設に近いのでFLIPを適用した。

表-1 特殊堤における耐震性能の照査指針での取扱い

タイプ	延長	指針等での取扱い・課題
鋼矢板 + アースアンカー	L=122m	【指針等での取扱い】 ・「指針」での明記無し ・構造的に類似している控え式矢板護岸の場合は「一問一答」において、自立式矢板特殊堤の照査方法を適用して良いとの記述有り。 ・「指針」における自立式矢板特殊堤の照査は、静的解析手法を用いた許容応力度照査。
鋼矢板 + ロックアンカー	L=41m	

表-2 特殊堤における耐震性能の照査手法の適用性一覧表

対象	照査法	課題	本業務への適用性	適用
地盤	静的照査法 (ALID)	特殊堤に作用する慣性力の影響を考慮できない	△	「動的照査手法」を適用する方針
	動的照査法 (FLIP)	複雑な構造の場合、適用してよい	○	
構造物	静的照査法 (地震時保有水平耐力)	液状化に伴う土圧の作用を考慮できない	△	
	動的照査法 (FLIP)	複雑な構造の場合、適用してよい	○	

注) 動的照査法（解析コード FLIP）は、淀川や荒川などの河川における船着場（矢板護岸）の耐震性能照査にも用いられている。

(2) 耐震性能の設定

当該区間の特殊堤は、堤内地盤高が耐震性能照査において考慮する外水位（照査外水位）よりも低い地域に位置することから、レベル2地震動に対して確保すべき耐震性能を「耐震性能2」に設定した。（耐震性能2：地震後においても、耐震性能照査において考慮する外水位に対して自立式構造の特殊堤としての機能を保持する性能）

(3) 照査基準値の設定

アンカー構造による控え式矢板護岸では、図-6に示すように、堤防自体の変位量と、構造部材（前面矢板、アンカーボルト）の応力度に対して、表-3示す基準値により照査を行った。

表-3 各照査箇所における照査基準

照査箇所	項目	照査方法(基準)
堤防	①鉛直変位	残留堤防高>照査外水位
	②水平変位	目地のずれによる照査
前面矢板	③応力度	許容値270N/mm ² 以下(降伏)
アンカーボルト	④応力度	許容値547N/mm ² 以下(ロッド部の破断)
	⑤応力度	許容付着応力度0.8N/mm ² (アンカー部の定着)

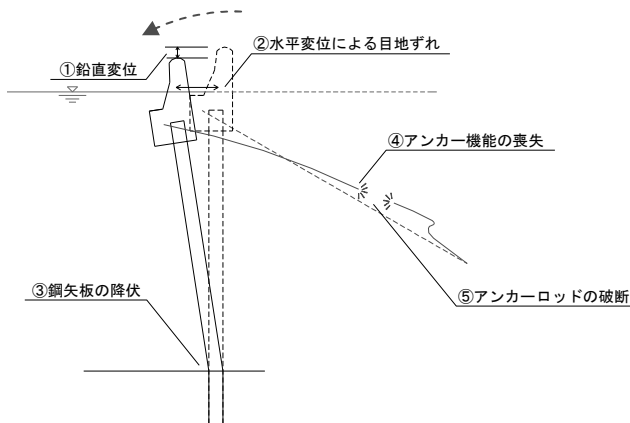


図-6 照査位置の概念図

a) 水平変位と鉛直変位の照査基準値

水平変位では、照査外水位位置における水平方向の目地ずれを照査した。

鉛直変位では、残留堤防高と照査外水位を照査した。

b) 部材の照査基準値

部材（鋼矢板、アンカーボルト）の照査基準値は、「指針」や「港湾施設の技術上の基準・同解説」³⁾（以下、港湾基準という）を参考に、表-4に示すように設定した。

表-4 各照査箇所における照査方法

構造部材名称	許容値	適用
前面矢板 (鋼矢板 SY295)	270N/mm ²	『耐震照査指針』に準拠。地震時の割増しを考慮した許容応力度は、10%安全率を見込み、降伏応力度の90%で設定した。 降伏応力度 295N/mm ² × 0.9 = 265.5 ≒ 270N/mm ²
アンカーボルト (SS400)	90N/mm ²	■許容付着応力度 PC 鋼棒を用いたアンカーとして、0.8N/mm ² で設定 ■アンカーロッド自体の許容応力度 SS400の有する許容応力度 90N/mm ² の1.5倍(地震時)の値で設定 許容応力度 60N/mm ² × 1.5 = 90N/mm ²

(4) 外力の設定（地震動の設定）

福井県では、中央防災会議において公開されている地震波形がないことから、「指針」で想定される地震波形の中で、当該区間と同等の地盤種別（Ⅰ種地盤～Ⅱ種地盤）となるものを、海溝型（L2-1）、直下型（L2-2）に対してそれぞれ設定した。

(5) 照査外水位の設定

照査外水位は、河川の平常時最高水位（波浪考慮）を基本とする。海溝型（L2-1）の場合は津波を考慮し、河川の平常時最高水位（波浪考慮）と比較を行い、どちらか高い方の水位に設定した。表-5に、各地震動に対する照査外水位およびその要因を示す。

表-5 各地震動に対する照査外水位および要因

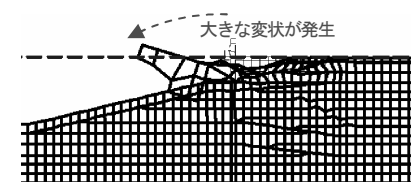
距離表	距離表	L2-1		L2-2	
		照査外水位 T.P.±m	要因	照査外水位 T.P.±m	要因
左岸	-0.2k	1.661	津波	0.421	平水位(波浪考慮)
	0.0k	2.239	平水位(波浪考慮)	2.239	平水位(波浪考慮)
	0.2k	1.790	平水位(波浪考慮)	1.790	平水位(波浪考慮)
	0.4k	2.200	平水位(波浪考慮)	2.200	平水位(波浪考慮)
	0.6k	2.240	平水位(波浪考慮)	2.240	平水位(波浪考慮)
	0.8k	1.728	津波	1.540	平水位(波浪考慮)
	1.0k	2.080	平水位(波浪考慮)	2.080	平水位(波浪考慮)
	1.2k	2.280	平水位(波浪考慮)	2.280	平水位(波浪考慮)
	1.4k	1.784	津波	1.660	平水位(波浪考慮)
	1.6k	2.030	平水位(波浪考慮)	2.030	平水位(波浪考慮)
	1.8k	1.910	平水位(波浪考慮)	1.910	平水位(波浪考慮)
	2.0k	2.120	平水位(波浪考慮)	2.120	平水位(波浪考慮)
	2.2k	1.858	津波	1.350	平水位(波浪考慮)
	2.4k	1.875	津波	1.850	平水位(波浪考慮)

(6) 特殊堤のモデル化

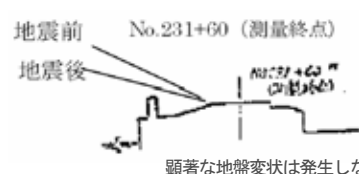
a) 静的照査法の適用性の確認

河川堤防の耐震照査において一般的に用いられる静的照査法を適用した場合、福井地震相当（加速度400gal）においても、大きく地盤変状する結果となった。しかし、福井地震の実績では、当該区間では大きな地盤変状が発生していないことが報告されている。つまり実現象と計算結果で大きく乖離したものとなった。したがって、本考察では静的照査法の適用が困難であると判断し、複雑な構造や慣性力を考慮できる動的照査法を適用した（図-7参照）。

■福井地震相当（400gal）-静的照査法の結果



■福井地震(H23)-実績



静的な解析では
実現象を正しく
再現できないもの
と判断

図-7 アンカー構造による控え式矢板護岸の断面図

b) 動的照査法におけるアースアンカーのモデル化

アースアンカーは、沖積砂質土層（As2層）に定着（定着長7m）しているが、As層（As1, As2）は地震時に液状化し、流動（最大水平変位14cm程度）することが解析で確認された。そのため、地震時にはアンカーがその機能を喪失するものと判断し、耐震性能照査および対策工の検討では、アースアンカーをモデル化しない方針とした（図-8参照）。

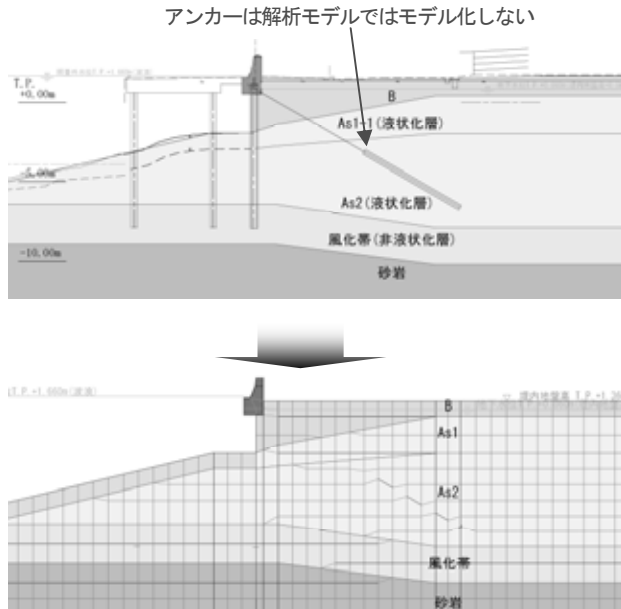


図-8 解析モデル図

c) 動的照査法におけるロックアンカーのモデル化

ロックアンカーは、風化帯に定着（定着長4.0m）している。風化帯の上位には液状化層（As層）が堆積しており、地震時にはAs層が液状化により流動し、タイロッドに許容値以上の応力が発生することを解析で確認した。

（発生応力度 $622.1\text{N/mm}^2 > \text{許容値} 547.0\text{N/mm}^2 = \text{NG}$ ）

よって、地震時にはタイロッドが破断し、アンカー機能を喪失するものと判断し、ロックアンカーをモデル化しない方針とした。

(7) 耐震性能照査結果

先述したモデルを用いて、現況特殊堤に対する耐震性能照査を実施した。その結果、液状化による側方流動によって前面の鋼矢板に発生する応力度が許容値を超えるため、地震時には矢板が塑性化し、耐震性能を満足しなかった（表-6、図-9、図-10参照）。

表-6 耐震性能照査結果の一覧表（特殊堤）

地震動 (指針)	現況						部材		
	特殊堤								
	水平変位 (cm)	照査 基準	判定	鉛直変位 (cm)	照査 基準	判定	応力度 (N/mm^2)	照査 基準	判定
L2-1	53.9	79	OK	3.2	106	OK	348.4	270	NG
L2-2	38.6	79	OK	2.2	118	OK	287.3	270	NG

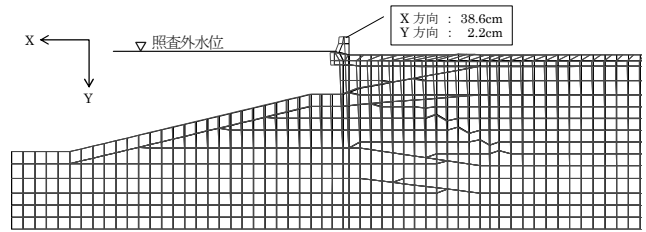


図-9 液状化による変形図（地震動：L2-2）

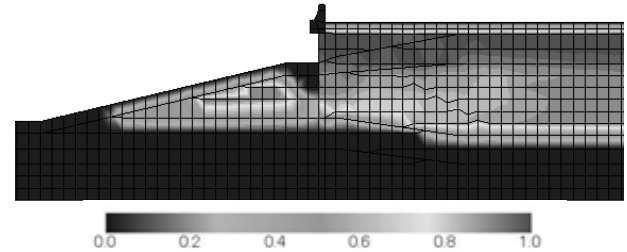


図-10 過剰間隙水圧比(Δu)の分布図（地震動：L2-2）

4. 耐震対策工の検討

耐震対策工は、施工条件や経済性より最適工法を選定し、その対策効果を動的照査手法を用いて確認することによって行った。以下にその詳細を示す。

(1) 対策工の選定方針

当該地区における対策工の選定方針を以下に示す。

- 液状化（側方流動）対策を目的とする
- 重要な構造物（栈橋、県道）が近接していること、また特殊堤本体へ影響を及ぼさないことを考慮し、低変位型の対策を適用する
- メインストリートである県道の交通機能確保（最低、片側通行）した状態で施工が可能である
- 既設のアンカーロッドを切断しない

(2) 耐震対策工の検討

対策工の検討では、一般的に考え得る液状化対策工（密度増大工法、過剰間隙水圧消散工法、固結工法、鋼材を用いた工法）を先述した選定方針において比較検討し、固結工法を選定した。さらに、固結工法において、液状化対策の層厚（最大9m程度）、経済性より「機械攪拌＋高圧噴射（低変位型）」を選定した（表-7参照）。

表-7 対策工法の選定表

代表的な工法	静的砂杭 締固め工法	グラベル ドレーン工法	固結工法 (低変位型)	鋼材を用いた 工法
周辺への影響	変位あり ×	変位なし ○	変位なし ○	変位なし ○
支障物件	アンカーを避けた 対策が不可 ×	アンカーを避けた 対策が不可 ×	アンカーを避けた 対策が可 ○	アンカーを避けた 対策が不可 ×
施工ヤード	県道を全面通行止 とする必要性あり ×	県道を全面通行止 とする必要性あり ×	県道を全面通行止 とする必要性なし ○	県道を全面通行止 とする必要性あり ×
評価	×	×	○	×

(3) 当該区間で採用した耐震対策工法

アンカー位置などの不確実な条件（資料が古い）を有するため、確実にアンカーを保持できる「高圧噴射攪拌工法」を適用することも考えられるが、事前の試掘によるアンカー位置の確認を条件に、「機械攪拌+高圧噴射攪拌工法」の適用を採用した。「機械攪拌+高圧噴射攪拌工法」は、「高圧噴射攪拌工法」と比較すると安価な工法（1/3程度）であるため、コスト縮減へ寄与できる（図11、図12参照）。



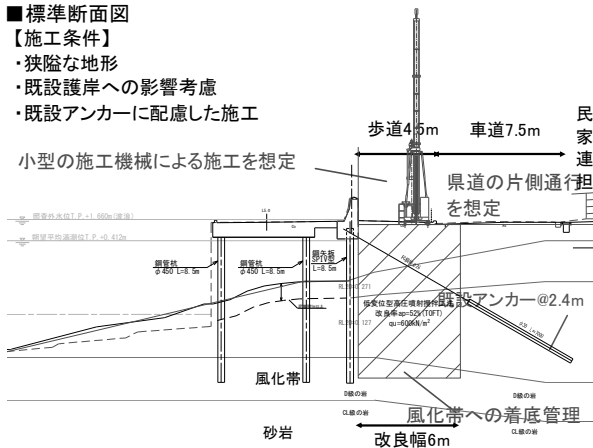
図-11 対策範囲の現地写真

■標準断面図

【施工条件】

- ・狭隘な地形
- ・既設護岸への影響考慮
- ・既設アンカーに配慮した施工

小型の施工機械による施工を想定

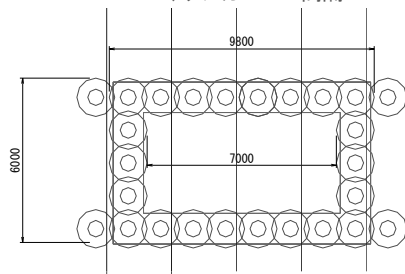


■改良体の平面配置図

高圧噴射攪拌で対応（中央の丸部が攪拌翼）

- ・改良幅6m、改良深度9m、改良径φ1400mm
- ・改良強度 $q_u=600\text{kN/m}^2$ 、改良率52% (TOFT)

↓アンカー2.4m間隔



既設アンカーを避けた改良体の配置

図-12 「機械攪拌+高圧噴射攪拌工法」の標準断面図

5. まとめ

本考察では、アンカー構造による控え式矢板護岸の特殊堤に対する耐震性能照査において、下記に示す知見を得た。なお、これらが、今後の特殊堤の耐震性能照査および耐震詳細設計の参考となれば幸いである。

- 今まで明確に設定されていなかった控え式矢板護岸の照査基準値を、「指針」や「港湾基準」を参考に設定した。
- 矢板護岸など慣性力の影響を受ける構造に対して耐震性能照査を実施する場合は、動的照査手法の適用が望ましいことを確認した。
- 液状化によりアースアンカーやロックアンカーは、その機能を喪失（定着力の低減、アンカーロッドの破断）する結果となった。よって、当該区間の控え式矢板護岸の耐震性能照査では、アンカーをモデル化する必要がないことが明らかとなった。

6. 今後の課題

本考察では、特殊堤の耐震性能照査の一例として、「アースアンカーやロックアンカーによる控え式矢板護岸」の耐震性能照査結果を示した。当該区間では、このほかにも、「重力式特殊堤（直接基礎）」や「コンクリート杭式特殊堤」の区間を有しており、これらの特殊堤に対する耐震性能照査も今後実施する予定である。

全国には、当該地のように築造年代が古く、かつ設計図が現存しないために構造諸元を把握できない特殊堤が多く存在しており、今後、これらの特殊堤の耐震性能照査をいかに効率的かつ効果的に実施するかが課題となるもの考える。これらの特殊堤は、銘板などにより築造年代が判明することも多いため、築年代ごとの構造のトレンド把握、耐震照査結果の蓄積と傾向の分析などにより、構造の詳細が不明な場合でも、ある程度の構造と耐震性能の傾向の把握は可能である。さらに、こうした知見をデータベースとして蓄積することは、今後の耐震性能照査の精度向上において非常に重要なポイントとなるものとする。具体的には、撤去を含む、耐震対策などの特殊堤関連工事を行う際に特殊堤の構造を試掘などにより実際に確認し、それらのデータを、築堤年代や構造別に体系的に区分したデータベースの作成が有効と考える。

参考文献

- 1) 国土交通省：河川構造物の耐震性能照査指針・解説，2012.2
- 2) 国土交通省：一問一答，2007
- 3) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7

足羽川ダムにおける地質調査について

豊田 陽介¹・横山 英樹²

¹近畿地方整備局 足羽川ダム工事事務所 調査設計課 (〒918-8239福井県福井市成和1-2111)

²近畿地方整備局 河川部 河川計画課 (〒540-8586大阪市中央区大手前1-5-44)

足羽川ダムでは、ダム本体の設計に向け地質調査を実施しており、これまでの調査によって、概ねの地質の構造がわかってきた。ダムにおける地質調査は、ダム本体の安全はもちろん地域の安全をも左右するものであり、正確な地質情報の把握は不可欠である。足羽川ダムにおいても、より正確な地質情報の把握に取り組んでおり、今後設計を進めていく上での課題が明確になってきた。

キーワード ダム、地質調査、地質解析、岩盤変質

1. はじめに

ダムは河川の水を貯める土木構造物であり、ダム建設地の地盤はその本体の重量を支え、水圧に抵抗できる一定の強度を有し、止水性を確保していなければならない。そのため、ダム建設地の地質を把握することは、ダムを安全かつ経済的に設計、建設する上で重要な事項であり、一般的な構造物に比べより綿密な調査を行う必要がある。

本項では、ダム事業の地質調査について、足羽川ダムにおける事例を紹介するものである。

2. 足羽川ダム建設事業の概要

足羽川ダムは、足羽川、九頭竜川及び日野川の下流域の洪水被害の軽減を目的として、足羽川の支川部子川に建設する高さ約96mの重力式コンクリートダムである。

1967年に予備調査開始して以来、種々の調査検討がなされ、2002年からは九頭竜川流域委員会において議論が重ねられた結果、2007年に現ダムサイトにおいて洪水時のみ貯留を行い、平常時は水を貯めない洪水調節専用（流水型）ダムとして九頭竜川水系河川整備計画に位置づけられた。足羽川ダムはダム本体と他の4河川（水海川、足羽川、割谷川、赤谷川）の洪水を導水するための分水堰と導水トンネルから構成される（図1）。

福井市をはじめ、足羽川、日野川及び九頭竜川の下流域では過去から洪水被害がたびたび発生している。また近年では2004年の福井豪雨で甚大な被害を被ったこともあり、ダムの早期完成が望まれている。現在、早期の工事着手、完成に向けて、用地買収のための地元交渉、地質調査や構造物設計を進めている。

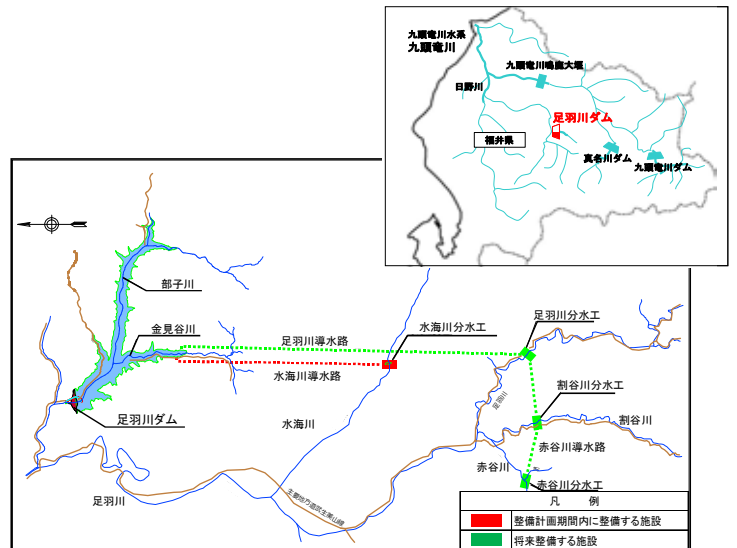


図1 足羽川ダムの概要

3. 足羽川ダムの地質について

(1) 地質調査の概要

ダム地質調査は、まずダムサイトの候補地から周囲50kmの範囲において、地質時代の第四紀（約200万年前～現在）に地表に変位を生じたことのある断層を文獻、空中写真、地形図及び現地踏査により調査を行い、ダムサイトとして評価を行う。その後、ダム予定地付近へと調査範囲を絞り込んで調査を進める。これまで実施した地質調査では、ダム建設上問題となるような断層等は発見されていない。その後、適切と判断されたダムサイト候補地において、ボーリング調査等を実施していく。ダムの地質調査ではボーリング調査は必ず実施される重要

かつ基本的な手法である。足羽川ダムではダムサイトを40m ピッチのグリッド（格子状）に区切り、その節点においてダム高ー深度 100m 程度のボーリング調査を実施している。さらにボーリングは点の地質情報でしかないため、地質情報を補足する目的で、高さ 1.8×幅 1.2m 程度の横坑と呼ばれる地質調査専用のトンネルを3カ所配置し、断層、破碎帯や岩盤の劣化の位置、規模、方向性などを調査している。さらに、ダムサイトの岩盤が、高さ約 96m のコンクリート重力式ダムを上座させるのに十分な岩盤強度を有しているか、水を貯留するのに十分な止水性を有しているのかをグリッド（格子）上に配置されたボーリング、横坑および各種試験等のデータから、様々な区分要素を用い、岩盤の状態を等級別に分類した岩級区分図と岩盤の透水性を表すルジオンマップを作成し、ダムが立地する基礎岩盤が問題ないか確認している。現在、足羽川ダムで行われている調査手法とこれまでの調査数量を以下に示す。

〈調査手法〉

- ・ボーリングによる調査
 - ボーリングコアの目視、打診
 - 岩盤の透水性（ルジオン）試験
 - ボーリングコアの室内試験（一軸圧縮試験、超音波試験等）
 - ボアホールテレビによる観察
- ・横坑による調査
 - 坑壁の目視、打診
 - 原位置せん断強度試験
- ・その他
 - 弾性波試験
 - 現地踏査

〈調査数量〉

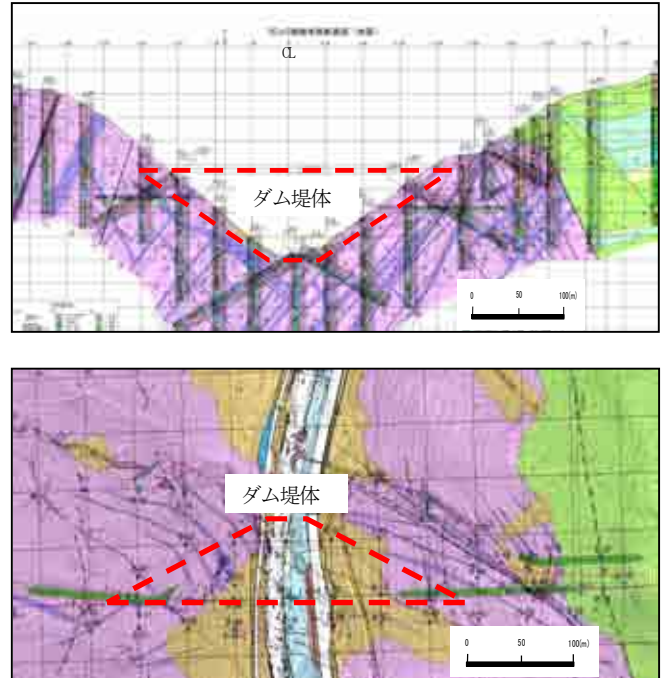
ボーリング 71本 7,740m
 岩盤の透水性（ルジオン）試験 1,303回
 横 坑 3坑 360m
 弾性波試験 8測線 4,180mm

(2) 足羽川ダムの地質構成

ダムサイトに分布する地質は、基礎岩盤として中生代ジュラ紀～三畳紀(2.5億年～6500万年前)の船津花崗岩類（花崗岩（Gr））であり、ダムサイト周辺の部子川沿いに分布する。この花崗岩帯を取り囲む形で新第三期中新世(2300万年～250万年前)の糸生累層甲楽城火山岩類（安山岩溶岩（Anl）、安山岩質凝灰角礫岩（Ant）、凝灰岩（Tf））が広く分布し、花崗岩と安山岩の境界は傾斜約60度の断層となっている。

また、ダムの基礎岩盤となる花崗岩中にはマグマの貫入により出来た安山岩質岩脈が頻繁に見られる。この安

山岩脈の周辺に岩盤の節理等の割れ目に沿って熱水（地下水）が上昇した際に岩盤を変質させ、割れ目に粘土鉱物等を生成している箇所や固結しているが過去に破碎を受けている箇所が確認されている。基盤岩類を被覆して、未固結の段丘堆積物、崖錐堆積物が分布する（図2）。



凡例			
地質時代		地質区分	岩相・層相
新生代	第四紀 更新世 完新世	盛土	礫・砂・粘土
		現河床堆積物	礫・砂
		崖錐堆積物	礫・砂・粘土
		段丘堆積物	礫・砂・粘土
	新第三紀 中新世	糸生累層 甲楽城火山岩類	安山岩質溶岩 安山岩質凝灰角礫岩
時代未詳		岩脈	安山岩
中生代	ジュラ紀～ 三畳紀	船津花崗岩類	花崗岩

図2 地質平面図（上）地質断面図（下）

(3) 足羽川ダムの岩級区分

ダムの基礎岩盤は一般的に岩石の硬さ、割れ目の間隔や状態などの要素をそれぞれに区分し、それらの組み合わせで表現する土研式岩盤分類と、それらの要素を定性的に分類した電研式岩盤分類により評価しており、足羽川ダムでは、この2つの方法を組み合わせて岩級を評価しており、岩盤状況の良好なものから順にCH級、CM級、CML級、CL級、D級の5等級に区分している。ダムサイトにおける各等の分類区分は表1及び図3のとおりである。ダムの標高により、その重量を支持できる岩級（強度）が異なり、足羽川ダムでは高さが約100mとなる河床部（低標高部）付近ではCM級以上の岩級（強度）が必要となる。

(4) 水理地質構造

ダム基礎岩盤の透水性を評価する指標として、ルジオン値が一般的に採用されている。ルジオン値はルジオン試験により求められ、ボーリング孔に1Mpaの水圧をかけて、その際に1mあたり、1分間に地盤に浸透する水の量(リットル)で表され、数値が大きくなるほど透水性が高くなる。足羽川ダムに透水性を表した断面図(ルジオンマップ)を図4に示す。ダムサイトにおける透水性は、左岸部高～中標高部においては、地下深部に向けて徐々に難透水性となる。河床部では地表5～10mからダム高程度の深度130mまで広く2ルジオン以下の難透水性を示す。

表1 岩級区分表

岩級区分	状 態	せん断強度 (Mpa)
CH級	新鮮、極硬質で節理間隔の広い(15cm以上)岩盤。ハンマー打診で金属音が生じる	-
CM級	硬質な岩塊からなるが、風化や変質により軟質化(変色も含む)した部分も含み、節理間隔は15cm未満の岩盤。ハンマー打診では割れにくくや濁音が生じる	2.39
CML級	硬質な岩塊からなるが酸化褐色の顕著な節理が10cm以下の間隔で発達している岩盤。ハンマー打診では割れにくくや濁音が生じる	1.54
CL級	岩石内部まで風化(または変質)した中硬質岩塊を主体とする岩盤。節理間隔は5cm未満であり、ほとんどの節理面に粘土が介在している。ハンマー打診で容易に割れる	-
D級	著しく風化・変質した粘土状～砂状を主体とし、ハンマーで容易に崩せる岩盤。	-

右岸部は50ルジオン以上の高透水性ゾーンの分布が高標高部では地表から80～120m付近まで低標高部では30m～60mの深度に広がっている。

4. 地質情報のより正確な把握のために

(1) 高品質なボーリングコアの採取

ダムの地質調査ではボーリング調査は必ず実施される重要かつ基本的な手法である。足羽川ダムではダムサイトを40mピッチの格子状に区切り、その節点においてダム高～深度100m程度のボーリング調査を実施している。ダムの地質調査では、限りなく地山に近い状態で地質情報を把握する必要があるため、ボーリングコアをいかに乱さずに採取できるかが大きな課題である。足羽川ダムでは平成24年度の調査において、口径の大きい(86mm)のボーリングマシンの使用により、より良質なボーリングコアの採取を行った。特に亀裂の多い割れやすい地層や風化の進んだ地層で効果を発揮した。(図5 図6)

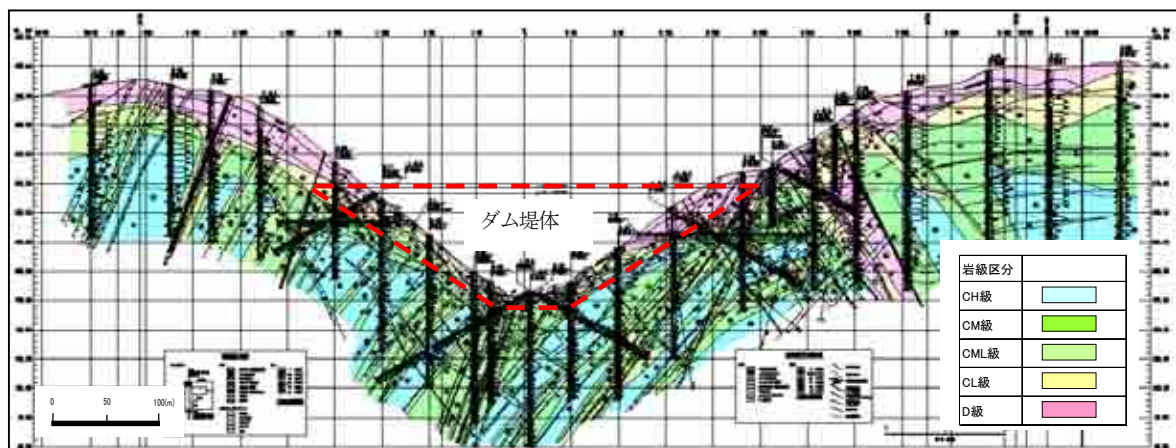


図3 岩級区分図

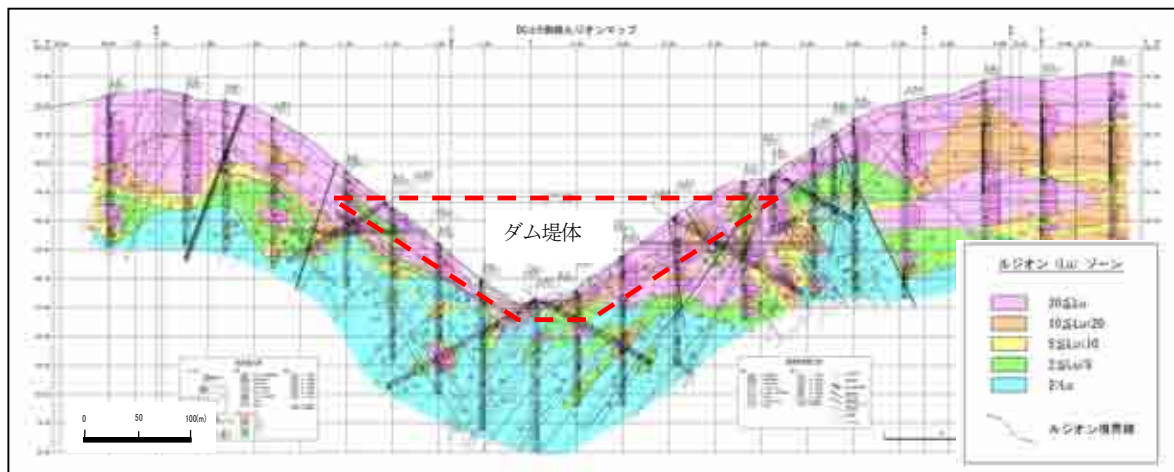


図4 ルジオンマップ



図5 口径86mmのボーリングコア



図6 口径66mmのボーリングコア

(2) ボアホールテレビによる孔内観察

ボアホールテレビによる孔内観察は、ボーリング孔を利用して、その中にCCDカメラを挿入し、孔壁を直接観察したり、岩盤の変質や亀裂の方向、傾斜を求めたりする手法である。CCDカメラの下に円錐形の鏡があり、これに映った孔壁の全周をカメラで撮影し、モニタに展開画像が表示される。(図7)

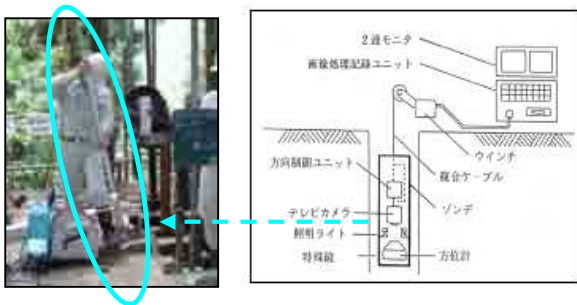


図7 ボアホールテレビ観測

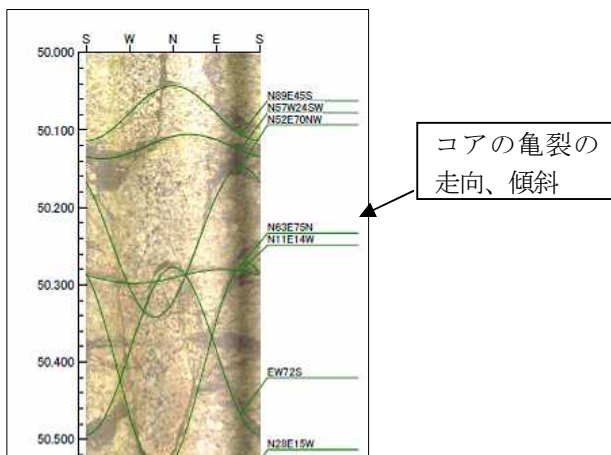


図8 ボアホールテレビ観測による孔壁の展開

(3) 室内試験

ボーリングコアの目視、打診観察の結果より、コアの堅さ、岩種別にサンプルを採取し、一軸圧縮試験、密度試験および超音波伝播速度試験など、岩盤の定量的、地質学的な評価を実施した。

(4) 横坑による調査

横坑は地質調査のため、ダムサイトに掘られた高さ1.8m幅1.2m程度のトンネルで、地盤を直接肉眼で観察でき、様々な調査を原位置で実施が可能である。この横坑観察により、破碎、変質を受けている箇所および岩盤の割れ目の位置、規模、方向について把握することが出来る。横坑の岩盤の状況と割れ目の観察結果(スケッチ)を図9に示す。

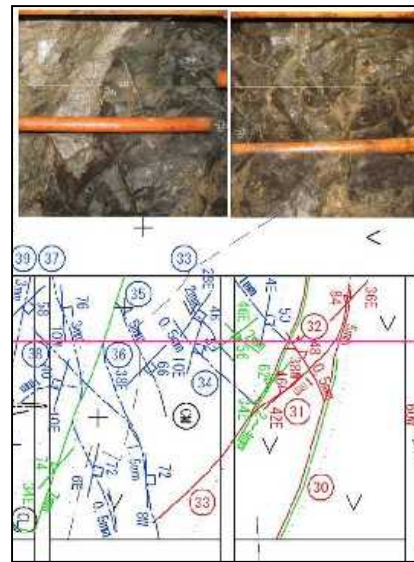


図9 横坑の岩盤状況と割れ目の観察

5. 調査結果と設計において留意すべき地質

(1) 調査結果

2012年度に実施したボーリング孔でのボアホールテレビ観察により、ボーリング孔壁に確認される開口亀裂、安山岩貫入岩等の走向・傾斜についてのデータを得ることが出来た(図8)。また、ボーリングコアの観察で判定した岩級区分と一軸圧縮試験及び超音波伝播速度試験の結果を表2に示す。顕微鏡観察、X線解析では変質を受けた部分箇所の資料では、粘土鉱物等が認められた。

表2 岩級別一軸圧縮試験および超音波試験結果(平均値)

コア観察による判定	一軸圧縮強度(MN/m ²)	超音波試験(km/s)	試料数
CM級	41	3.5	11
CML級	30	2.5	16
CL級	9	2.1	8

2) 留意すべき地質特性

a) カタクレーサイト

ダムサイトに分布する花崗岩は全体的にカタクレーサイト化している部分が多い。特に左岸低標高部に多く分布する。カタクレーサイトとは、ジュラ紀～三畳紀に地殻運動により破碎を受けているが再固結している岩盤で花崗岩本来の固さより若干低下する。ボーリングコアでは一般的な花崗岩と比べ、表面がザラザラした状態で岩自体が白濁したように見える。また、微細な破碎組織及び黒色の細粒部が認められる。(図10 図11)

これまでの調査によりダム軸(河川横断方向)断面上では20帯程度確認されている。ボアホールテレビの解析結果から、その走向は右岸上流から左岸下流方向を主として、3方向程度が認められている。顕微鏡観察では黒色の細粒部以外では、原岩の組織が残っているものの一部は粘土鉱物に置き換わっている。また、変形により形成されたクラックが多く認められる。

b) 白色または褐色を呈する変質岩

第三紀頃(6500万年～250万年前)の地殻運動により出来た破碎帯に沿って熱水が上昇した際に、岩盤を変質させたものである。白色の変質では原岩の組織が不明瞭になる程度に変質が進み、岩塊は軟質化する。右岸部、河床部に認められ、幅1～5m程度が上下流方向に分布する。また、褐色の変質では浅部では岩塊全体が赤褐色を呈し、深部では割れ目沿いに褐色化する。左右岸の破碎帯周辺に分布する。顕微鏡観察では原岩の組織が残っているものの一部は粘土鉱物に置き換わっている。変質の度合いにより、軟質度に違いが見られる。(図12 図13)



図10 一般的な花崗岩



図11 カタクレーサイト化した岩



図12 白色変質した岩



図13 褐色変質した岩

c) 岩盤の亀裂

ボーリングコアの観察において、コア表面には現れない潜在的な亀裂により、5回程度のハンマー打診で割れる箇所が存在する。目視での観察では判定できなかったもので、再チェックを行う必要がある。また、ボアホールカメラによる解析および横坑による地山観察により、岩盤の亀裂の特徴と分布を確認した。ダムサイト右岸部については、安山岩貫入岩及びその周辺に、左岸部については、安山岩貫入岩およびその周辺に加え花崗岩中にも見られた。

6. 今後の課題

前述の定性的、定量的調査の結果、足羽川ダムにおいては、特に変質や劣化を受けている部分―ダムサイトの基礎岩盤部分には広範囲に変質した部分が分布していることが判った。ダムの設計に適切かつ精度よく反映させるため、主に横坑掘削により、変質部分の分布や強度をより詳細に広範囲に調査するとともに、設計上の岩級区分を設定、評価を行う予定である。

7. 足羽川ダムの建設に向けて

ダムの地質調査は、難解で専門的な知識と経験が必要である。物理試験の結果など地質の定量的な情報とともに、定性的な評価も必要である。地質や透水性などデータを並べただけでは、ダムの設計に必要な地盤情報は得られず、前後、左右、上下のデータとデータの間をつなぎ一枚の図面として完成させる作業が必要である。点を線に、線を面にすることは地質技術者の知識、経験や勘に負うところが大きく、設計者と地質技術者が連携、協力して調査を進めていく必要がある。

最後に事業により移転を余儀なくされた地元関係者の方々の生活再建を第一に、足羽川、日野川及び九頭竜川の下流地域の治水安全度の向上に向け、一日も早いダムの完成を目指すと共に、より安全なダムとなるよう地質調査や設計等を確実に進めていきたい。

鋼橋重腐食部への亜鉛テープ被覆等による コスト縮減の予測

梶村 周平¹・宮本 重信²¹福井県 建設技術研究センター (〒918-8108福井県福井市春日3丁目303)²地中熱・融雪技術士事務所 (〒918-8104 福井県福井市板垣3-1411)

冬の季節風で日本海からの海塩粒子が橋に付着し、鋼桁の腐食を促進している。しかし、その腐食形態は様ではなく、付着海塩粒子が降雨で流されることのない下フランジ上面やボルト・ナットにおいてその度合いが著しい。そこで重腐食箇所に亜鉛テープによる重防食を施した場合のコスト縮減効果を試算した。また他の塗装費用縮減方法との比較を行った。

キーワード 腐食、橋梁、亜鉛テープ、飛来塩分、塗装

1. はじめに

福井県には冬の季節風で飛来する海塩粒子によって腐食が促進される橋梁が多い。そこでは付着海塩粒子が雨で洗い流されない内側の桁の下フランジの上下面とボルト・ナットが著しく腐食している(写真-1)。しかし、この腐食の著しい箇所の面積は、橋全体の塗装面積と比較すると小さい。そこで、腐食の著しい箇所を他と同レベルまで重防食で抑制できれば、橋全体の塗り替え費を減らすことが期待できる。そこで、この部分のみを重防食することでの腐食予測と費用対効果を海岸から4.5km離れた三国大橋で試算した。

2. 対象橋梁の腐食状況



写真-1 ボルト、下フランジの錆(三国大橋)

この三国大橋では塗装の塗り替えを一度に行っていたので、桁内側の下フランジ上面、ウェブの付着塩分量を計測し、それを塗装後の年数経過を横軸に整理した(図-1)。図-1でウェブが1年で約800mg/m²で一定となるのは、冬期の塩分付着で臨界湿度が低下し頻繁に結露し、落水することで、飛来塩分量とにバランスが生じることによる。そのウェブから流れた塩分は下フランジの上に至り、元々上向きで多く蓄積した塩分量を更に増やす。塩分高濃度の下フランジ上面では頻繁に結露し錆を促進するが、結露は端部に水滴となって落水する。ウェブに比べ蓄積量が大いなので、この落水による塩分の減少とのバランスには年数を要し、平衡する付着塩分量も高い図-1のカーブとなっている。Uリブ下面でも結露が観測され、この水滴が乾燥するので、付着塩分濃度はウェブに比べるとやや高い。しかし蓄積しやすく貯留しやすい下フランジ上面に比べるとUリブは落水しやすいことから著しい腐食にはなっていない。

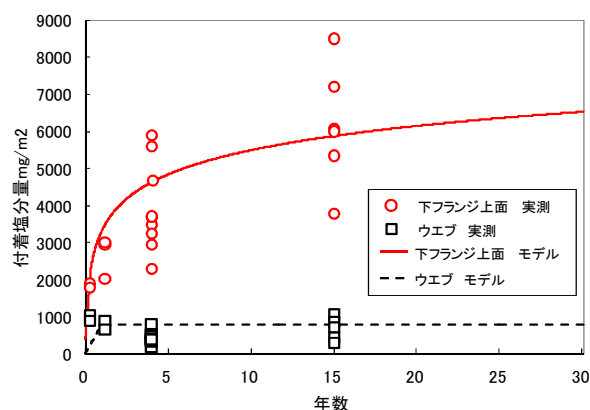


図-1 三国大橋の桁内側の付着塩分量変化

3. 亜鉛の腐食進行シミュレーション

この様な腐食状況下で、腐食の進行速度が早いと見込まれる箇所に対して予め重防食の措置を行うことにより、橋全体の腐食の進行を抑制することが期待される。

腐食予測にあたり、重防食措置として海洋環境下における鋼材の防食材料のひとつである亜鉛系防食材料の使用を仮定した。亜鉛系防食材料には、亜鉛粉末入り防食ペースト（以下、亜鉛ペースト）と粘着剤付亜鉛箔テープ（以下、亜鉛テープ）があるが、下フランジ面に使用する場合、亜鉛の純度が高く、厚みが均一で腐食進行速度推定を行う時の信頼性が高いこと、および素地調整は三国大橋で行われている3種ケレンでもテープの接着に問題が無いことから、亜鉛テープ¹⁾²⁾を用いるとした。両者の防食効果は多少異なるが、主要な効果はいずれも亜鉛の電気化学反応による犠牲防食効果である。図-2に亜鉛テープの構成図を、写真-2に試験的に下フランジに設置した1年4ヶ月後の状況を示す。なお、設置は雨掛りの無い桁の内側のみが対象となるため、橋全体の景観上の問題はない。

鋼、亜鉛の任意の相対湿度における、付着塩分量と腐食速度の関係は図-3³⁾のように与えられている。つまり任意の時点における相対湿度と付着塩分量が判ればその

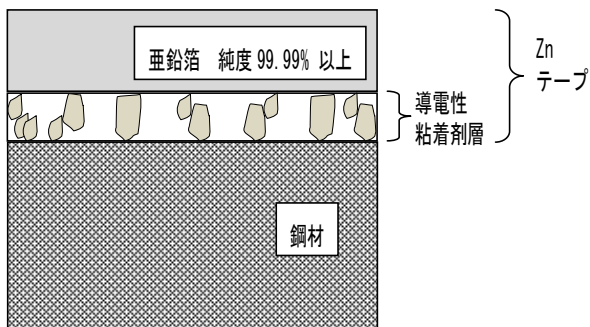


図-2 粘着剤付亜鉛箔テープ構成図



写真-2 箱桁フランジ上下面への亜鉛テープの設置

時点での腐食速度を算出することができ、その値を時間毎に足し合わせることで経年腐食量をシミュレーションすることができる。

そこで三国大橋について、裸鋼および裸亜鉛のウェブ面、下フランジ上面における30年腐食量をシミュレーションした。経過時間毎の付着塩分量は図-1のカーブであると仮定し、相対湿度は三国のアメダス観測点での標準気象年データを用いた。

その結果が図-4のグラフである。裸鋼、裸亜鉛ともにフランジの腐食量がウェブの腐食量の約1.8倍となっており、裸亜鉛は裸鋼の約1/20の腐食速度であることが分かる。林田らの沿岸部c-1塗装系の鋼橋についての部位毎の塗膜劣化調査⁴⁾では下フランジとボルト・ナットは7~10年で、ウェブは20年で総じて10年塗り替えが必要としている。三国大橋での従来の塗り替えは基本a-1系で行われているが、16年経過の腐食状況を見ると林田らの調査と同様に下フランジとボルト・ナットは腐食が進行し一部層状剥離を起こしているが、ウェブには腐食がほとんどない。そこで三国大橋についても下フランジとボルト・ナットを除いた部分は、20年の塗り替えでもよいとした。その上で、下フランジやボルト・ナットの部分について図-4から亜鉛テープ0.2mm相当厚を使用すれば耐久年数は約20年になる。

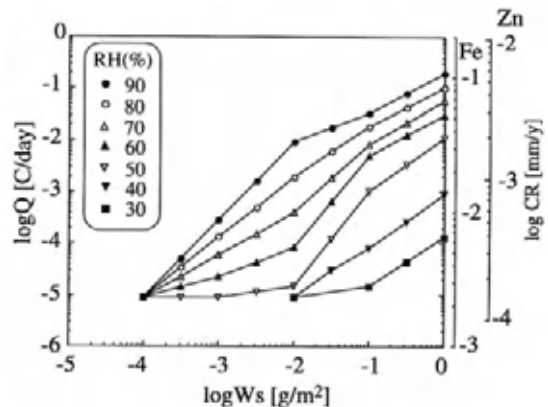


図-3 付着塩分量と鋼、亜鉛の腐食速度⁴⁾

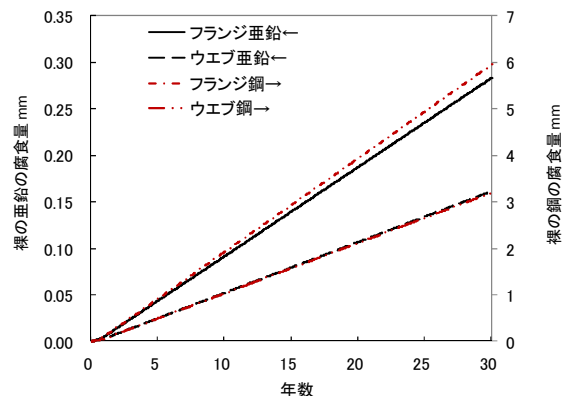


図-4 塩分量と湿度を考慮したフランジ、ウェブの鋼・亜鉛の経年腐食量計算結果

4. 費用対効果

三国大橋の塗装面積は m あたり約 32m²である。この橋の従来の塗替え仕様による費用は、表-1 に示す様に 5,280 円/m²で、塗替え年数が 10 年であることから、年間あたりの費用に換算すると、528 円/m²/年となる。

これに対して箱桁内側および横桁の下フランジ部分を厚さ 0.2mm、幅 30cm の亜鉛テープで被覆、ボルト・ナットに亜鉛ペーストを厚さ 600 μ m で塗るとした場合の費用は、7,910 円/m²で、この場合の塗かえ年数は 20 年とできることから、年間あたりの費用に換算すると、395 円/m²/年となる。なお重防食を行う部分の面積は、m あたり約 2.4m²であり、全塗装面積に占める重防食部分の面積は、7.5%となる。

以上より、三国大橋の場合、重腐食部に対して重防食を行うことにより、1 回あたりの塗装費用は従来の 92,400 千円(総塗装面積 17,500m²)から 138,425 千円へと 46,025 千円(50%)増大するが、塗替え年数を 10 年から 20 年に伸ばせることにより、長期的には、約 3 割のコスト縮減になると見積もられた。

表-1 重腐食部へ亜鉛防食を行った場合の費用対効果

	従来の方法	フランジ:亜鉛テープ 0.2×300mm ボルト:亜鉛ペースト600 μ m
塗替 年数	10年	20年
塗装費 円/m ²	3種ケレンC + 水洗 652円/m ² ×32m ² =20,864円	3種ケレンC + 水洗 652円/m ² ×32m ² =20,864円
	①下塗(鉛系サビ止2回) 834円/m ²	横桁下フランジ (0.8m ²) 0.3m×4m×2@3m ×22,400円/m = 17,920円
	②中塗(長油性フタル酸樹脂) 425円/m ²	箱桁内側下フランジ (0.6m ²) 0.3m×2 ×22,400円/m = 13,440円
	③上塗(長油性フタル酸樹脂) 425円/m ²	ボルトナット (1.0m ²) 510本@3m ×140円/本 = 23,800円
	④=①+②+③ = 1,684円/m ²	上記以外 (32-0.8-0.6-1.0)m ² ×④ = 49,846円
	④×32m ² = 53,888円	
	塗装費(32m ²) 74,752円 塗装費(m ²) 2,336円	塗装費(32m ²) 125,870円 塗装費(m ²) 3,933円
足場費 円/m ²	861円	861円
費用計 円/m ²	(2,336円+861円) ×1.65(経費)= 5,280円	(3,933円+861円) ×1.65(経費)= 7,910円
年費用 円/m ² /年	528円	395円

5. 洗浄との比較

(1) 消雪用水を利用した橋梁洗浄

筆者らは、付着塩分を洗い流して腐食の進行を抑制するという観点から、洗浄装置を作成し、福井県管理のほとんどの橋に設置されている消雪装置からの井戸水を用いて橋梁の洗浄を行った場合の塗装の延命効果について三国大橋をモデルケースとして実証実験を行った。⁵⁾ 図-5に橋梁洗浄の概念図を、写真-2に洗浄の状況を示す。

(2) 洗浄の費用対効果

実証の結果、洗浄装置を使った洗浄により下フランジ上面でも付着塩分量を600mg/m²程度にまで低下させる効果があることが明らかになった。

そこで、下フランジ面について、洗浄なし、毎年3月末に800mg/m²に、毎年3月末に200mg/m²に洗浄という3ケースでの腐食量を、3.と同様の方法でシミュレーションした。塩分付着量の推移は塩分飛来が冬季に集中していることを考慮し、図-6と仮定した。

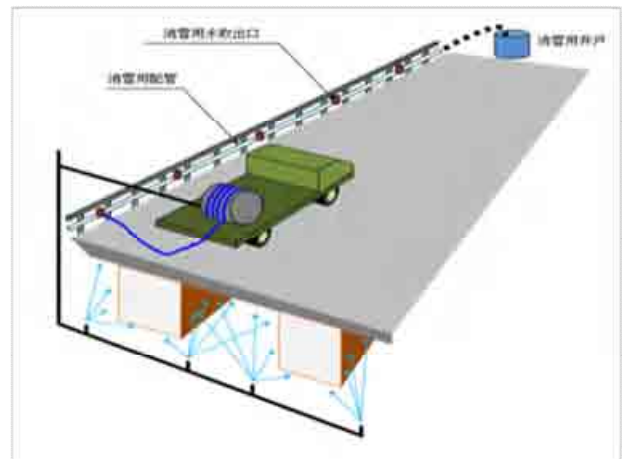


図-5 橋梁洗浄の概念図



写真-2 三国大橋における橋梁洗浄の状況

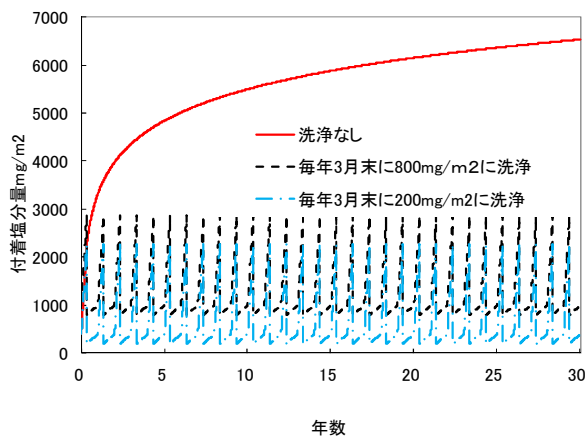


図-6 洗浄による付着塩分量の変化(下フランジ上面)

シミュレーションの結果を図-7に示す。3月末に800mg/m²にまで洗浄するという方法により、洗浄無しに比べて約2倍の延命となった。これを直接洗浄等により200mg/m²まで洗浄したとしても、その腐食縮減効果は800mg/m²まで洗浄した場合の約25%にとどまる。

以上より、洗浄機を使った毎年洗浄で重防食と同様に10年塗替えを20年塗替えに伸ばせることから、毎年の洗浄費(1,050千円/回)を加味した年間あたりの塗装費用は、324円/m²/年となり、従来の方法と比べ約4割のコスト削減と見積もられた。

(3) 亜鉛テープによる重防食と洗浄の比較

亜鉛テープを重腐食部に用いた場合の、年間あたりの塗装費用は395円/m²/年であることから、洗浄を行う場合の塗装費用と比べるとそのコスト削減効果は2割程劣っている。

しかし、今回開発した洗浄機は、下路橋や橋梁路面上部に電灯柱等支障物がある場合等には使用できない。一方、亜鉛テープを使った重防食は通常の塗替え時に同時に行うので、特に余分な仮設を行う必要も無いことから、汎用性には優れている。

6. 塗装仕様の変更による重防食

現在、塗装の劣化を定量的に評価する手法が無いことから、本研究では重防食方法として腐食量の定量評価が可能な亜鉛テープを用いて、費用対効果の算出を行った。

しかし、塗装劣化を定量的に評価することが可能となれば、重腐食部について、どの程度の塗装を用いることにより全体の塗装費を減らせるかの検討が可能となる。

例えば、三国大橋の重腐食部2.7m²についてc-1塗装系を施すことにより、塗替え年数を10年から20年に伸ばせるとすると、その年間あたりの塗装費用は268円/m²/年と

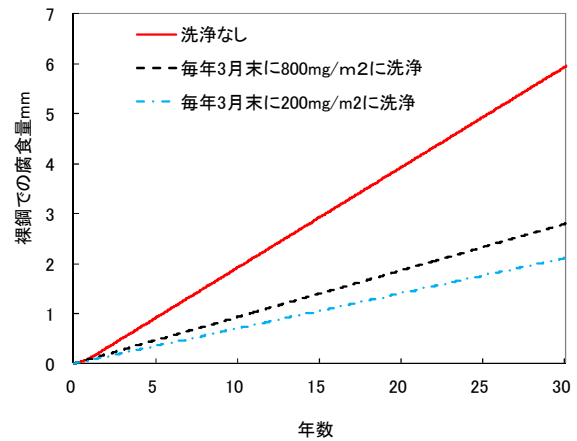


図-7 洗浄による腐食量の違い(下フランジ上面)

なり、従来方式に比べ50%、亜鉛テープによる方式と比べても70%と大幅なコスト縮減が可能となる。この塗装の劣化速度を測定するための塗膜劣化センサは現在開発中であり、これが開発されれば、より有効な防食方法の提案が可能となる。

7. まとめ

海塩粒子の飛来する河口遡上部鋼橋で、腐食の著しい下フランジとボルト・ナットを亜鉛シール等で防食することでの維持費用額を見積もった。その上で、重腐食部にに対し重防食を行うことの有効性を確認した。

謝辞： 本研究は、国土交通省建設技術研究開発「塩分の飛来・付着特性と塗装の劣化を考慮した鋼桁洗浄システム（研究代表者小畑誠）」でなされたものである。

参考文献

- 1) 谷口幸一郎, 森本和成, 濱田秀則, 平崎俊史, 阿部正美: 海洋環境下における亜鉛系防食材料による防食効果の検討, 防錆管理, 2005.5
- 2) 谷口幸一郎, 森本和成, 濱田秀則, 平崎俊史, 阿部正美: 海洋環境下における亜鉛末入り防食ペースによる防食効果の確認, 防錆管理, 2004.6
- 3) 元田慎一, 鈴木揚之助, 篠原正, 辻川茂男: 工業化住宅内各部位の環境腐食性, 材料と環境, 47, 651-660, 1998
- 4) 林田宏, 田口史雄, 嶋田久俊, 住岡栄悦ほか: 重防食塗装系の鋼橋塗膜劣化調査と早期劣化対策の検討, 寒地土木研究所, 月報, No.652, 2007.9
- 5) 梶村周平, 宮本重信, 消雪用水を利用した橋梁洗浄の研究, 平成24年度近畿地方整備局研究発表会論文, 施工・安全管理対策部門: No.13

管理用水力発電設備の有効利用に関する一考察 -自由な発想の下での更なる管理費用縮減検討-

子川 直樹¹

¹水資源機構中部支社 事業部 事業企画課 (〒460-0001 愛知県名古屋市中区三の丸1-2-1)。

一庫ダムでは、できるだけ管理に必要な電力を管理用水力発電によりまかない、余剰電力を売電することで管理費用の縮減に努めている。しかし、非洪水期においては、ダムからの必要放流量が発電に必要な最小放流量を下回ることもしばしばである。安定した水道用水の供給と河川機能の維持を目的に含む一庫ダムにおいて、必要水量の確保を最優先としながらも、非洪水期において発電することが可能であれば、更なる管理費用の縮減が期待できる。

本稿は、現況設備での非洪水期における発電の可能性について、過去から蓄積されたデータを基に検討した結果について報告するものである。

キーワード 管理用水力発電、非洪水期、管理費用の縮減、
安定的な水道用水の供給、維持流量

1. はじめに

一庫ダムは、淀川水系猪名川の左支川一庫大路次川に建設された流域面積 115.1km²、堤高 75m、総貯水容量 33,300,000m³の重力式コンクリートダムである。ダムの目的は、洪水調節、水道用水の供給、流水の正常な機能の維持で、1983年4月に管理を開始し、2013年3月で管理開始から30年が経過した。

一庫ダムの管理用水力発電は、国土交通省（旧建設省）が1981年から実施している「ダムエネルギー適正利用化事業」に基づき設置した利水従属式発電設備で、最大出力 1,900kW、最大使用水量 4.2m³/s、最大有効落差 59.00m の能力を有する。発生した電力は、ダムの管理に使用するほか、余剰電力を売電することで管理費用の縮減に寄与している。

一方で、最小発電可能水量 1.5m³/s という流量制限及び従属発電という位置づけであるために、一年を通しての発電は行っていない。

本稿は、限られた水資源を有効に活用するため、一庫ダム施設管理規程（以下「管理規程」という）等には則らない自由な発想の下に、管理用水力発電の効率的な運用の可能性について検討するものである。

2. 検討内容

(1) 管理用発電の現状

一庫ダムは、水道用水の安定供給及び河川の機能維持の役割を担っており、常時利水基準地点における必要量を確保する放流を行っている。全般的な傾向として、洪水期（6/16～10/15）は、河川の機能維持に必要な流量が多くなる灌漑期（6/1～9/30）とほぼ合致することから、降雨の有無にあまり関わらずダムからの必要放流量が多くなり、結果的に発電日数も多くなる。一方で、非洪水期（10/16～6/15）は、河川の機能維持流量が少なくなる非灌漑期（10/1～5/30）とほぼ合致するため、特に降雨があり、河川流量が多くなった場合にはダムからの必要放流量が少なくなり、最小発電可能水量未満の放流日が多くなる。また、非洪水期から洪水期への移行に際しての貯水位低下時期（ドローダウン期：おおそ 4/1～6/15）は、ダムの貯水位低下のため、流入量に上乗せした放流を行うため、安定して常時発電することができる。

(2) 管理規程による規定

一庫ダムで非洪水期に継続的に発電するためには、利水基準地点の確保量以上の放流を行う必要がある。ただし、管理規程に規定されている「貯留された流水を放流できる場合」は以下のとおりである。

- ・洪水調節後の水位低下のための放流
- ・流水の正常な機能の維持のための放流
- ・水道用水の供給のための放流

- ・水位が平常時最高貯水位を超えるとき
- ・非洪水期から洪水期に移行するに際し、水位を洪水貯留準備水位に低下させるとき
- ・洪水期において水位が洪水貯留準備水位を超えるとき
- ・ゲート等の点検又は整備を行うために特に必要があるとき
- ・国土交通省猪名川河川事務所長から指示があったとき

また、一庫ダム操作細則には、以下の記載がある。

- ・ダム本体、貯水池等について、点検又は整備を行うため必要があるとき
- ・その他、特に必要があるとき

上記のとおり、いずれにおいても管理用発電のための貯留水の放流は認められていないが、効率的な運用の検討においては管理規程に則らないケースも検討する。

(3) 非洪水期の発電の可能性

一庫ダムで、1983 年 4 月の管理開始から蓄積された 29 年間のデータをもとに、非洪水期の発電の可能性について検討した結果を表-1 に示す。

非洪水期における平均流入量は約 $2.34\text{m}^3/\text{s}$ で、最小可能発電流量 $1.50\text{m}^3/\text{s}$ を十分に上回る。この際、洪水貯留準備水位 (EL. 135.30m) を非洪水期の開始水位とすると、非洪水期を通して約 16.8m の水位上昇に相当する水量を確保できる試算となる。

非洪水期の平均流入量が最小発電可能流量を下回るのは、1995 年から 1996 年にかけて約 $1.29\text{m}^3/\text{s}$ であった 1 年間のみである。この際、上記と同条件で試算すると、約 6.2m の水位低下に相当する水量の上乗せ放流となり、渇水を助長する可能性のある結果となる。

試算の結果、過去29年間で、1回だけ渇水を助長する可能性のある結果となったが、他の28回は平均流入量が最小発電可能流量を上回る結果となり、貯水位操作次第では、非洪水期に継続した発電を行える可能性は十分にあると考えられる。

表-1 非洪水期の流入量と発電放流量の関係※1
(1983. 10. 16~2012. 6. 15)

	平均 流入量 (m^3/s)	最小発電 可能放流量 (m^3/s)	貯水位 変化※2 (m)	備考
平均値	2.34	1.50	16.80	29年平均
最小値	1.29	1.50	▲ 6.22	29番目 (1995~1996)
中間値	2.39	1.50	17.53	15番目 (2005~2006)
(参考)	1.54	1.50	1.05	27番目 (1986~1987, 1999~2000)

※1 10/16~6/15を1年として算出。

※2 10/16の開始水位をEL.135.30m、非洪水期日数を243日で算出。

なお、確保水量を貯水位換算するもので、平常時最高貯水位は考慮しない。

(4) 非洪水期における効率的な発電

一庫ダム発電所の貯水位・水量・出力の関係を図-1 に示す。放流量で比較した場合、最大発電 (約 $4\text{m}^3/\text{s}$) と最小発電 ($1.5\text{m}^3/\text{s}$) では、放流量 $1\text{m}^3/\text{s}$ 当たり約 130kW の出力差を生じる。また、最も発電効率の高い放流量は、最大発電- $0.2\text{m}^3/\text{s}$ 程度であり、最大発電から最大発電- $0.5\text{m}^3/\text{s}$ 程度までの間では、放流量 $1\text{m}^3/\text{s}$ 当たりの出力にほとんど差は生じない。

一方、貯水位で比較した場合、平常時最高貯水位と洪水貯留準備水位では、放流量 $1\text{m}^3/\text{s}$ 当たり、最小発電時に約 50kW、最大発電時に約 70kW の出力差を生じる。

上記発電特性を踏まえ、効率的な発電を行うためには、以下の 3 要素について考慮する必要がある。

- ・発電効率は最大発電- $0.2\text{m}^3/\text{s}$ 程度で最も高く、さらに $0.3\text{m}^3/\text{s}$ 程度放流量を減じても大きな差は生じない。
- ・貯水位が高いほど発電効率は高い。
- ・最大発電可能放流量以上の発電無効放流を減らす。

29 年間の月平均流入量を基にした、発電シミュレーション結果を表-2 に示す。ケース 1 は、従来どおりダム直下の河川機能維持流量 ($0.5\text{m}^3/\text{s}$) を放流しながら流入水の貯留に努め、4/1 以降に貯水位が図-2 に示すドローダウン計画線とすりついた時点から貯水位を低下させる場合である。ケース 2 は、非洪水期に入ってから常時最小発電 ($1.5\text{m}^3/\text{s}$) を続け、4/1 以降に貯水位がドローダウン計画線とすりついた時点から貯水位を低下させる場合である。ケース 3~5 は、ダム直下の河川機能維持流量の放流を基本に、それぞれドローダウン計画開始月を 1~3 月とし、貯水位が計画線とすりついた時点から貯水位を低下させる場合である。なお、いずれの場合も利水基準地点の流量確保は考慮していない。

ケース 1、2 を比較すると、従来どおりの運用に対し、継続して発電を行ってもほとんど発電量に差はみられない (約 2.5%減)。継続して発電を行うために貯水位の

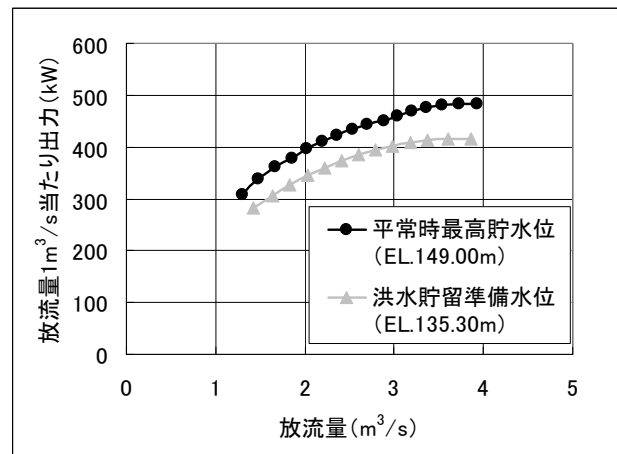


図-1 貯水位・水量・出力の関係（一庫ダム発電所）

表-2 発電シミュレーション結果 (ケース1～5)

ケース1 維持放流+ドローダウン計画線 (従来(4月スタート))

月	月平均 流入量 (m ³ /s)	放流量 (m ³ /s)	開始 貯水位 (m)	期末 貯水位 (m)	期間平均 発電出力 (kW)	期間 発電量 (kWh)	備考
10月	2.48	0.5	135.3	138.59		0	10/16～31
11月	1.69	0.5	138.59	141.92		0	11/1～30
12月	1.38	0.5	141.92	144.25		0	12/1～31
1月	1.38	0.5	144.25	146.43		0	1/1～1/31
2月	1.92	0.5	146.43	148.98		0	2/1～24 EL.149.00m付近まで水位回復
		1.92	148.98	148.98	750	72,000	2/25～28 水位維持
3月	2.97	2.97	148.98	148.98	1,350	1,004,400	3/1～31 水位維持
4月	2.87	4.96	148.98	144.14	1,900	1,368,000	4/1～30 5/1 計画水位 EL.144.15m
5月	3.72	5.54	144.14	139.1	1,850	1,376,400	5/1～5/31 6/1 計画水位 EL.139.13m
6月	2.97	4.57	139.1	136.68	1,700	612,000	6/1～16 6/16 計画水位 EL.136.70m
合計						4,432,800	

ケース2 最低発電+ドローダウン計画線 (従来)

月	月平均 流入量 (m ³ /s)	放流量 (m ³ /s)	開始 貯水位 (m)	期末 貯水位 (m)	期間平均 発電出力 (kW)	期間 発電量 (kWh)	備考
10月	2.48	1.5	135.3	136.97	450	172,900	10/16～31
11月	1.69	1.5	136.97	137.56	450	324,000	11/1～30
12月	1.38	1.5	137.56	137.18	450	334,800	12/1～31
1月	1.38	1.5	137.18	136.79	450	334,800	1/1～1/31
2月	1.92	1.5	136.79	137.99	450	302,400	2/1～28
3月	2.97	1.5	137.99	142.26	450	334,800	3/1～31
4月	2.87	1.5	142.26	145.14	500	300,000	4/1～25 4/26 計画水位 (EL.144.96m) を超過
		5.29	145.14	144.15	1,900	228,000	4/26～30 5/1 計画水位 EL.144.15m
5月	3.72	5.53	144.15	139.14	1,850	1,376,400	5/1～31 6/1 計画水位 EL.139.13m
6月	2.97	4.59	139.14	136.69	1,700	612,000	6/1～15 6/16 計画水位 EL.136.70m
合計						4,320,000	発電量 約2.5%減(対ケース1)

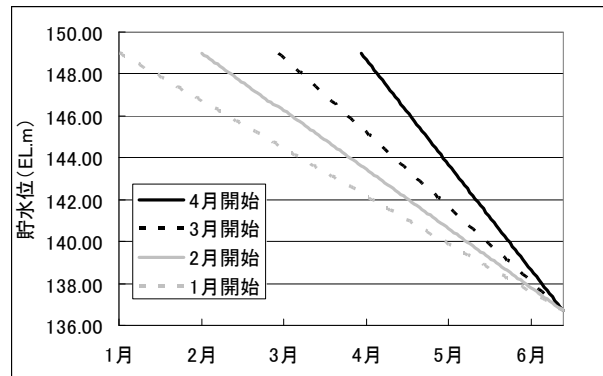


図-2 ドローダウン計画線

回復が遅く、最も効率良く発電できるドローダウン期に、それほど発電できないことが大きな要因である。月間を通して発電を行った場合、電気使用料金が発生しないことに加え、買電基本料金（約 37 万円/月）が半額になるものの、安定的な水道用水の供給を使命とする一庫ダムにおいて、渇水を助長する可能性を考えるとメリットは乏しい。

ケース 1 とケース 3～5 を比較すると、それぞれ発電量が約 8.4%増（ケース 3）、約 17.7%増（ケース 4）、約 19.3%増（ケース 5）となり、管理費用の縮減が期待できる。いずれもドローダウンの開始時期を早めることで、貯水位低下を緩やかにし、最大発電放流量以上の発電無効放流を抑えられることが大きな要因である。

以上より、ダム直下への河川機能維持流量を放流する

ケース3 維持放流+ドローダウン計画線 (3月スタート)

月	月平均 流入量 (m ³ /s)	放流量 (m ³ /s)	開始 貯水位 (m)	期末 貯水位 (m)	期間平均 発電出力 (kW)	期間 発電量 (kWh)	備考
10月	2.48	0.5	135.3	138.59		0	10/16～31
11月	1.69	0.5	138.59	141.92		0	11/1～30
12月	1.38	0.5	141.92	144.25		0	12/1～31
1月	1.38	0.5	144.25	146.43		0	1/1～1/31
2月	1.92	0.5	146.43	148.98		0	2/1～24 EL.149.00m付近まで水位回復
		1.92	148.98	148.98	750	72,000	2/25～28 水位維持
3月	2.97	4.48	148.98	145.43	1,900	1,413,600	3/1～31 4/1 計画水位 EL.145.44m
4月	2.87	4.24	145.43	141.98	1,900	1,368,000	4/1～30 5/1 計画水位 EL.141.99m
5月	3.72	4.95	141.98	138.42	1,800	1,339,200	5/1～31 6/1 計画水位 EL.138.42m
6月	2.97	4.1	138.42	136.69	1,700	612,000	6/1～15 6/16 計画水位 EL.136.70m
合計						4,804,800	発電量 約8.4%増(対ケース1)

ケース4 維持放流+ドローダウン計画線 (2月スタート)

月	月平均 流入量 (m ³ /s)	放流量 (m ³ /s)	開始 貯水位 (m)	期末 貯水位 (m)	期間平均 発電出力 (kW)	期間 発電量 (kWh)	備考
10月	2.48	0.5	135.3	138.59		0	10/16～31
11月	1.69	0.5	138.59	141.92		0	11/1～30
12月	1.38	0.5	141.92	144.25		0	12/1～31
1月	1.38	0.5	144.25	146.43		0	1/1～1/31
2月	1.92	0.5	146.43	147.84		0	2/1～13 2/14 計画水位 (EL.147.82m) を超過
		3.14	147.84	146.45	1,450	522,000	2/14～28 3/1 計画水位 EL.146.45m
3月	2.97	4.1	146.45	143.62	1,900	1,413,600	3/1～31 4/1 計画水位 EL.143.62m
4月	2.87	3.91	143.62	140.88	1,850	1,332,000	4/1～30 5/1 計画水位 EL.140.89m
5月	3.72	4.67	140.88	138.06	1,800	1,339,200	5/1～31 6/1 計画水位 EL.138.07m
6月	2.97	3.86	138.06	136.7	1,700	612,000	6/1～16 6/16 計画水位 EL.136.70m
合計						5,218,800	発電量 約17.7%増(対ケース1)

ケース5 維持放流+ドローダウン計画線 (1月スタート)

月	月平均 流入量 (m ³ /s)	放流量 (m ³ /s)	開始 貯水位 (m)	期末 貯水位 (m)	期間平均 発電出力 (kW)	期間 発電量 (kWh)	備考
10月	2.48	0.5	135.3	138.59		0	10/16～31
11月	1.69	0.5	138.59	141.92		0	11/1～30
12月	1.38	0.5	141.92	144.25		0	12/1～31
1月	1.38	0.5	144.25	146.43		0	1/1～1/31
2月	1.92	0.5	146.43	146.65		0	2/1～2 2/3 計画水位 (EL.146.57m) を超過
		2.92	146.65	144.59	1,300	811,200	2/3～28 3/1 計画水位 EL.144.58m
3月	2.97	3.84	144.59	142.31	1,850	1,376,400	3/1～31 4/1 計画水位 EL.142.30m
4月	2.87	3.69	142.31	140.08	1,700	1,224,000	4/1～30 5/1 計画水位 EL.140.09m
5月	3.72	4.48	140.08	137.8	1,750	1,302,000	5/1～31 6/1 計画水位 EL.137.80m
6月	2.97	3.68	137.8	136.69	1,600	576,000	6/1～15 6/16 計画水位 EL.136.70m
合計						5,289,600	発電量 約19.3%増(対ケース1)

とともに、1 月からのドローダウン計画とすることでより効率的な発電が行えると考えられる。また、ケース 3～5 はいずれも管理規程に反しておらず、実運用につなげられる可能性は十分にある。

なお、実際には、利水基準地点の流量確保のためダムからの補給が発生する場合があります。上述した検討に比べてダムからの放流量が増加し、貯留に時間を要することが考えられる。

(5) 効率的な発電に伴う渇水助長の可能性

ケース 3～5 は、いずれもドローダウン計画線にすりつくまで流入水の貯留に努めるため、本運用によって渇水を助長する可能性は低い。

表-3 に、過去 28 年間 (1983 年～2011 年の 10 月～6

月)における水道用水及び河川機能維持用水の確保のための各月の平均放流量を示す。いずれの月もダム直下の維持流量を超過するものの、ダムへの平均流入量よりは小さく、緩やかながら貯留することができる。特に、2月以降はダムへの流入量が増加するとともに、利水基準地点を含む本川の自流も回復することからダムからの必要放流量は減少する。

表-4 に、過去 29 年間 (1983 年 10 月～2012 年 6 月の非洪水期)における各月の最小平均流入量と上述したダムからの平均放流量との関係を示す。洪水期開始日の貯水位を弾力的管理試験開始水位 (EL. 136.70m) とした場合、非洪水期の必要貯水位は最大で EL. 143.17m であり、1 月以降のドローダウン計画でも必要貯水量を満たすことがわかる。

(6) 更なる効率的運用に向けて

効率的な発電を行うための一つの条件として、貯水位が高いことがあげられ、できるだけ早期に貯留に努めることが効果的である。そこで、現在の管理規程では認め

られていないが、洪水期末期である 10 月上旬～中旬において降雨が発生した際に、その後に台風等のまとまった降雨予測がない場合は洪水貯留準備水位以上への貯留を認める、という新たな貯留方法を提案する。治水の役割を担う一庫ダムにとって、洪水に対する安全の確保は必要不可欠であるが、気象予測精度も向上している今日、一週間程度の前倒しについて柔軟に対応することはできないだろうか。

また、一庫ダムでは、効率的な発電を目的に最小発電可能放流量以下での発電の可能性について検討し、 $0.3\text{m}^3/\text{s}$ 少ない $1.2\text{m}^3/\text{s}$ の放流においても発電可能としている。しかしながら、本運用によって施設に不具合が生じた場合は自己責任となり、メーカー補償を受けられないので、実施にあたっては十分に安全の担保を確保したうえで、運用するかどうか検討する必要がある。

3. 結論

一庫ダムにおいて、非洪水期に効率的な発電を行うためには、以下の運用が望ましい。

- ・非洪水期初期 (できればその直前) は極力貯留に努める。
- ・従来 4 月から開始しているドローダウン計画を 1 月からとする。

本運用により、貯水位を早期に回復させて発電効率を高め、また、ドローダウン時の貯水位低下を緩やかにすることで、比較的降雨の期待できる3月以降における最大発電放流以上の放流を軽減することができる。

また、本運用は、河川の機能維持及び水道用水の安定供給を使命とする一庫ダムにおいて、基準地点流量を満たすために必要な貯水量以上を貯留することができ、渇水の可能性を助長するものではない。

管理費用の縮減が求められる昨今、今ある施設、限られた資源を有効に活用することが重要である。今後は、安全・安心を第一にしつつ、管理規程の見直しも含め、より弾力的で効率的な運用が必要になると考える。

※本論文は、著者の前所属 (水資源機構一庫ダム管理所) の所掌内容を課題として作成したものである。

表-3 ダムへの平均流入量・ダムからの平均放流量

	平均流入量 ^{※1} (m^3/s)	平均放流量 ^{※2} (m^3/s) (維持用水+水道用水)
10月	2.48	0.92
11月	1.69	1.11
12月	1.38	1.11
1月	1.38	1.05
2月	1.92	0.93
3月	2.97	0.81
4月	2.87	0.80
5月	3.72	0.75
6月	2.97	1.05

※1 29年平均値(1983.10～2012.6の非洪水期各月平均値)

※2 維持用水+水道用水確保のための放流量
28年平均値(1983.10～2011.6の各月平均値)

表-4 最小平均流入量時の必要貯水位 (対平均放流量)

	最小平均流入量 ^{※1} (m^3/s)	平均放流量 ^{※2} (m^3/s) (維持用水+水道用水)	必要貯水位 (m) ^{※3} (各月1日 ^{※4})
10月	0.61	0.92	143.17
11月	0.47	1.11	142.73
12月	0.59	1.11	141.02
1月	0.61	1.05	139.51
2月	0.51	0.93	138.17
3月	1.06	0.81	136.96
4月	0.85	0.8	136.96
5月	1.14	0.75	136.96
6月	0.89	1.05	136.96

※1 29年最小平均値(1983.10～2012.6の非洪水期各月平均値の最小値)

※2 維持用水+水道用水確保のための放流量
28年平均値(1983.10～2011.6の各月平均値)

※3 6/16の貯水位をEL.136.70m(弾力的管理試験開始水位)とする

※4 10月は16日とする

博物館の展示室における 免震床緩衝帯の検証について

山下 彩¹・竹内 和輝²

¹近畿地方整備局 営繕部 整備課 (〒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 営繕部 計画課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

博物館では国宝や重要文化財など貴重な物を展示しながら、それらの文化財を保管・保存している。この展示と保存を両立するひとつの手段として、展示室の床を免震化する床免震は有効である。ただし、床免震には免震部分と非免震部分の緩衝帯が生じるため、展示室という高い意匠性を確保しながら、その機構が地震時の免震機能を妨げないようにすることが求められる。

そこで、本研究では、加振実験によってその複雑な構造である免震床が適正に機能することを確認し、安全性の面からもより良い緩衝帯の構造を確かめる。

キーワード 免震床, 安全性検証, 博物館

1. はじめに

博物館では国宝や重要文化財など貴重な物が収蔵庫にて「保存」されている。一方で、これら文化財の存在の重要性やすばらしさを伝えるために文化財を展示室にて「展示」している。博物館には、この「保存」と「展示」という2つの役割がある。展示の自由度を実現しながら破損のリスクから守るために、博物館の建物に免震化を取り入れる事は「展示」と「保存」を両立させる手段の一つである。

京都国立博物館平常展示館では、展示室及び収蔵庫の床に免震装置を備えることで、建物全体を免震化するよりもコストを抑えて文化財を保護する計画としている。

ただし、床免震には、地震時に揺れを免れる部分と、地震と共に動く部分との複雑な取り付け部（緩衝帯）が発生するため、緩衝帯が地震時に床免震の動きを妨げないことを確かめる必要がある。

そこで本研究では、振動台を用いた加振実験により、複雑な取り付けにおいても適正に機能し、安全性、意匠性に優れたより良い緩衝帯パネル形状について確認した。

2. 緩衝帯パネルの事前検討

(1) 緩衝帯パネル（跳ね上がりパネル）について

床免震では、地震時に揺れを免れる部分（免震床側）と、地震と共に動く部分（固定床側）との隙間が生じる。そこを緩衝帯と呼び、緩衝帯を塞ぐ材料が緩衝帯パネルである（図-1）。

緩衝帯パネルは、免震床が建物に固定された床に近づく際には免震側（押しパネル）が固定側（跳ね上がりパネル）を押し上げることで変位を吸収する仕組みとなっている。

展示室では、緩衝帯パネルの仕上げが来館者の目に触れるため、周りの仕上げと異なるものにすることの意匠上の問題も考慮する必要がある。

(2) パネル厚の検討

(1)により当初検討した緩衝帯パネル形状は図-2の通りであった。当初の緩衝帯パネルの厚みは41mmであり重かった。そのため、地震時にパネルが離れた際、来館者がパネルの隙間に挟まったり、パネルへ衝突することで、大きな衝撃を加えるのではとの懸念があった。

そこで、この衝撃力を小さくするために、パネルの厚みを小さくすることで重量を抑えることを試みた。

仕上げ（フローリング）を貼り付ける際には、下地張りを張るのが一般的であるが、接着剤性能の確認により、下地張りの合板を無くして、金属パネルに直接貼り付けても問題がないと判断出来た。そうして約24mmの厚みまで薄くして製作を行い、サンプルにて軽量化が可能であることを確認した。

次に、振動台を用いて動的な加振試験を行うことにより、実際に免震床が挙動した際に、複雑な取り付けにおいても適切に挙動することを確認した。併せて、上記のパネル厚をもとに数パターンの緩衝帯パネル形状を製作して加振試験をおこなうことで、より安全性の高いパネル形状を検討するための検証を行った。

3. 加振試験

(1) 確認事項

工事の特記仕様書に設計要件として記されている免震性能のうち、以下の点を満たすことを試験により確認する。

「入力地震波EL CENTRO NS 1940 レベル0.5m/s、
HACHINOHE NS 1968 レベル0.5m/s、JMA KOBE NS 原波
の3種類の地震波を入力し、応答加速度120Gal以下、
応答変位25cm以下であること（鉄骨床組上とする）」

さらに、最も複雑である入隅部の作動状況を確認するための入力波には、上記の地震波（単軸波）にJMA KOBE（3軸波）を追加する。また、緩衝帯パネルの想定外の挙動により来館者へ危害を及ぼす可能性を考慮し、挙動の安全性検証として、緩衝帯パネルについて後述する4つの形状パターンを用いて加振試験を行う。

(2) 試験体

試験体で使用する免震装置は、表-1の性能を満たすものとし、床梁鉄骨上は実際の展示室の床と同じ構造を再現した。緩衝帯パネルは4パターンを製作し、各々加振試験を行った。

a) 免震装置

免震装置は免震支承を4基使用し、配置は展示室角部を再現するため図-3のような配置とした。

b) 免震床

床梁鉄骨はH形鋼125×125×6.5/9とし図-3のような形状とした。その上に、厚さ6mmの敷鉄板及び根太を設置し、床板を貼り、展示ケースのモデルを設置した。（図-1）

c) 固定床

固定床は石材及びフローリング材で仕上げ、展示室入隅部を再現するため入隅部壁のモデルを設置した。

d) 緩衝帯

本試験で使用する展示室の緩衝帯パネル4パターンの断面詳細を表-2に示す。パターン1は前述の軽量化を図ったうえで、先端をステンレスとしたもので、可動性に重点を置いている。パターン2、4はそれに対してそれぞれ免震側、固定側の緩衝帯パネル先端を柔らかい材料に変更し、来館者へ当たった場合の安全性を向上させることを意図している。パターン3は、緩衝帯跳ね上がりパネルの仕上げを変更することで軽量化し、来館者への衝撃を軽減することを意図したものである。ただし本件では、文化財保存の観点から病害虫を巣くわせるリスクを懸念し、絨毯状のものは基本的に使用しない方針としている。そのため、採用の可能性は低いものとして扱った。

試験体寸法及び画像は図-1、3、4の通りである。

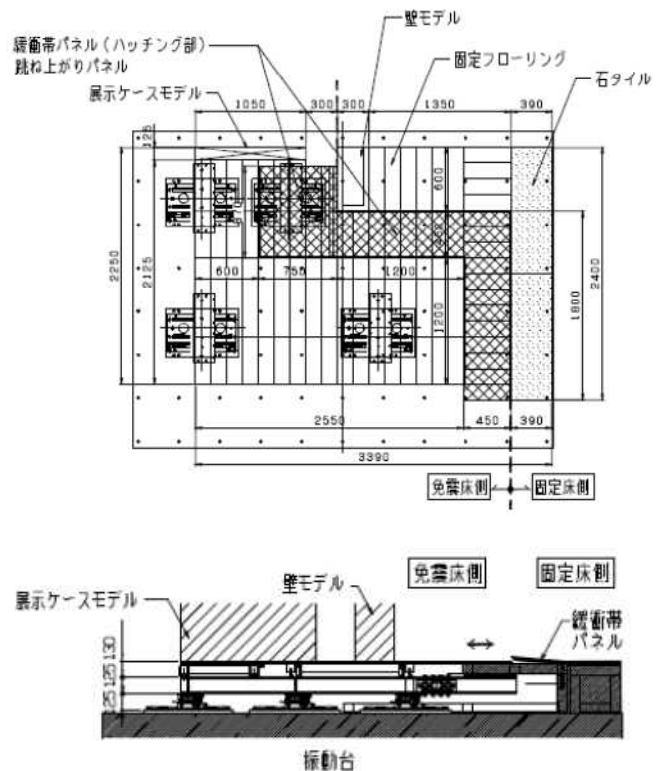


図-1 緩衝帯パネル部 断面・平面詳細図（試験体）

表-1 免震装置性能仕様

周期	6 秒 トリガー付
摩擦係数	0.042
ストローク	± 27 cm
積載荷重	1.5 ton/m ²

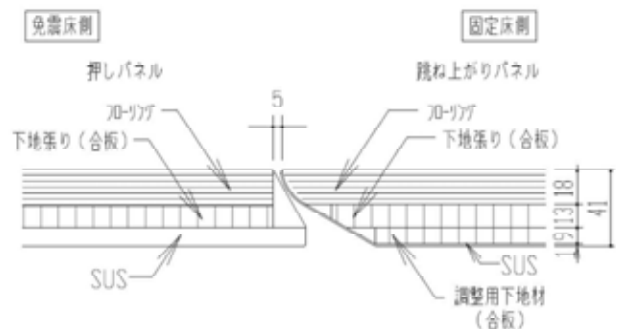


図-2 緩衝帯パネル詳細図（当初案）

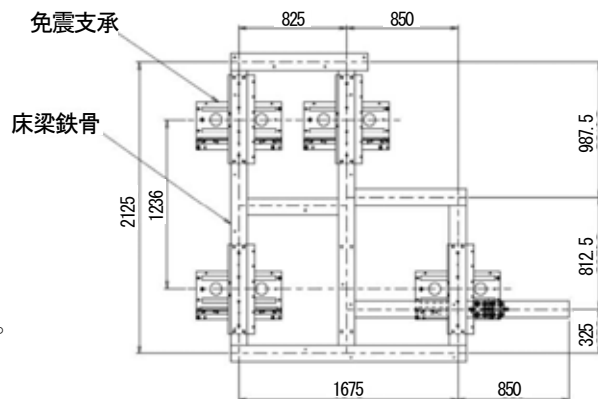


図-3 免震装置 床梁鉄骨形状

表-2 緩衝帯形状一覧

	緩衝帯形状	目地部断面図
パターン1	固定床側の跳ね上がりパネル、免震床側の押しパネルとも先端をSUSとしたもの (パネル接触面を摩擦抵抗の低い金属とすることで、可動性に重点を置いたもの) <仕上げ>両パネルともフローリング	
パターン2	免震床側の押しパネル先端部材質をゴムにしたもの (揺れによりパネルの間に挟まった際の衝撃軽減を目的とする) <仕上げ>両パネルともフローリング	
パターン3	固定床側の跳ね上がりパネルの仕上げをタイルカーペットにしたもの (軽量化により、跳ね上げによる衝突や挟み込みでの衝撃軽減を目的とする) <仕上げ>固定床側: タイルカーペット 免震床側: フローリング	
パターン4	固定床側の跳ね上がりパネル先端上面にスポンジ、下面にゴムを取付けたもの (パターン2とは反対側に衝撃軽減材を取り付けた) <仕上げ>両パネルともフローリング	

(3) 試験方法

試験は、UR都市機構都市住宅技術研究所の振動試験棟3次元振動台を用いる。振動台の仕様は以下の通りである。ここで、加速度 1G ≒980Galである。

テーブル寸法 (4m×3m)

最大変位 (X: ±25cm Y: ±20cm Z: ±10cm)

最大速度 (X, Y, Z: 75cm/s)

最大加速度 (X, Y: ±1.2G Z: ±0.8G)

図-4のように試験体を加振台上に設置後、パターン1から4の緩衝帯それぞれに表-3に示す加振試験を行い、加速度変換器及びレーザー変位計でX方向、Y方向それぞれの加速度及び変位を測定した。

(4) 試験結果

表-4に試験結果一覧を示す。パターン2は、加振前の手動動作確認にて正常な可動が確認できず試験体破損のおそれがあったため、加振試験は行わなかった。また、パターン4は設計基準波において大きな応答加速度となったため、JMA KOBEによる3軸加振は行わなかった。

可動確認では、パターン1、3はスムーズに可動、パターン4についてはパネル下面のゴムが外れてしまった。次章にて、応答加速度の計測値を、展示室形状に合わせて補正を行う。

表-3 加振試験項目一覧

	加振波	入力加振波 最大加速度	方向	判定基準	検証項目
1	EL CENTRO NS	468Gal	X	応答加速度 120Gal以下	免震性能 確認
2	1940 レベル0.5m/s		Y		
3	HACHINOHE NS	393Gal	X	応答変位 25cm以下	
4	1968 レベル0.5m/s		Y		
5	JMA KOBE NS	818Gal	X		
6	原波		Y		
7	JMA KOBE 3軸	NS 818Gal			動作確認 安全性検証
		EW 617Gal			
		UD 332Gal			

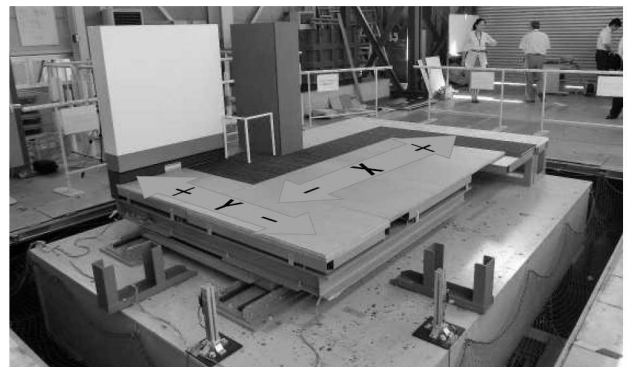


図-4 試験装置画像 (パターン3)

表-4 試験結果一覧

緩衝帯	加振波	方向	応答 加速度 [Gal]	応答 変位 [cm]	残留 変位 [cm]	可動性
パターン1 (SUS)	EL CENTRO NS 1940	X	206	12	0	○ スムーズに 作動した。
	レベル0.5m/s	Y	134	11.3	0.3	
	HACHINOHE NS 1968	X	155	7.8	0	
	レベル0.5m/s	Y	130	8.4	0	
	JMA KOBE NS 原波	X	212	18.4	0	
		Y	152	18.4	0.3	
	JMA KOBE 3軸	X	250	21.1	0.1	
		Y	175	15.4	0.1	
パターン2	-	-	-	-	-	× 手動確認にて 正常に作動しな かった。
パターン3 (カーベット)	EL CENTRO NS 1940	X	131	10.8	0.2	○ スムーズに 作動した。
	レベル0.5m/s	Y	157	10.8	0	
	HACHINOHE NS 1968	X	148	7.8	0.1	
	レベル0.5m/s	Y	132	9.1	0.2	
	JMA KOBE NS 原波	X	152	16.3	0.1	
		Y	144	15.7	0.1	
	JMA KOBE 3軸	X	197	17.5	0.1	
		Y	156	16.5	0.2	
パターン4 (クッション)	EL CENTRO NS 1940	X	306	12.8	0.2	× 先端ゴムクッション が外れてしまい、 可動部への障害と なり、応答加速度 が大きくなった。
	レベル0.5m/s	Y	191	12.4	0.2	
	HACHINOHE NS 1968	X	263	5.7	0.1	
	レベル0.5m/s	Y	203	6.8	0.2	
	JMA KOBE NS 原波	X	298	21.1	0.3	
		Y	173	19.5	0.3	

※表中の応答加速度は、基線補正及び高周波成分を除去するため

10Hzのローパスフィルター処理を施したものである。

(5) 応答加速度の補正

a) 緩衝帯の影響

緩衝帯では、地震時、免震床側の跳ね上がりパネルが押しパネルの上に乗し上げる際に抵抗力が生じるため、免震床の応答加速度が大きくなる。その抵抗力は、緩衝帯の長さに比例すると考えれば、緩衝帯による応答加速度の増加分は、下記の通り、展示ケース等を含む可動部の質量に対する緩衝帯長さの比に比例するものとして評価できる。

緩衝帯比（緩衝帯の影響度）の考え方

$$m(a+a') = F+F'$$

$$F = ma$$

$$a' = F' / m$$

ここで緩衝帯は全て同じ構造で目地直角方向（短辺）長さは一定であるので、 α を単位長さ当たりの緩衝帯抵抗力とすると、

$$F' = \alpha L$$

よって

$$a' = \alpha \times L / m$$

となるので緩衝帯が免震床の応答加速度に与える影響は緩衝帯長さ L と可動部質量 m の比で表せる。

L/m を緩衝帯比（ β ）とする

m ：可動部質量（※）

a ：緩衝帯がないときの応答加速度

a' ：応答加速度の緩衝帯影響分

F ：免震装置の復元力+減衰力

F' ：緩衝帯による抵抗力

L ：緩衝帯長さ

※ 床梁鉄骨・敷鉄板・根太・床板及び展示ケース（展示物は除く）の合計

試験体は実際の展示室よりも、相対的に緩衝帯パネルの占める割合が大きいことにより、緩衝帯比も大きくなる。そのため、実験結果は過大な応答加速度となると考えられる。よって、計測した応答加速度にこの点を考慮した補正を行うものとする。

b) 補正加速度算出方法

上記の考え方にに基づき、以下の算式により、緩衝帯の影響による応答加速度増加分を緩衝帯比により補正する。

$$a_a = (a - a_0) \times \beta / \gamma + a_0$$

緩衝帯の影響による
応答 加速度増加分

緩衝帯が無い時の
応答加速度

試験時計測加速度

想定応答加速度
(補正加速度)

a_0 ：補正加速度

a ：試験時計測加速度

a_0 ：緩衝帯が無い時の応答加速度（※）

β ：展示室緩衝帯比

γ ：試験体緩衝帯比

※ 事前の収蔵庫免震床性能実証実験時に計測した、緩衝帯が無い状態でのJMA KOBE NSの応答加速度（109Gal）を採用する。

補正に用いる各展示室と試験体の緩衝帯比等のパラメータを表-5に示す。加速度が最大になるのは、跳ね上がりパネルを押し上げる時なので、緩衝帯長さは、4面ある緩衝帯のうち、加算した長さが最大のものとした（図-5）。なお、可動部の質量、緩衝帯長さは当時における暫定の設計案（緩衝帯幅450mm）とした。可動部質量には展示ケース以外の積載荷重は、安全側の評価としてゼロとしている。

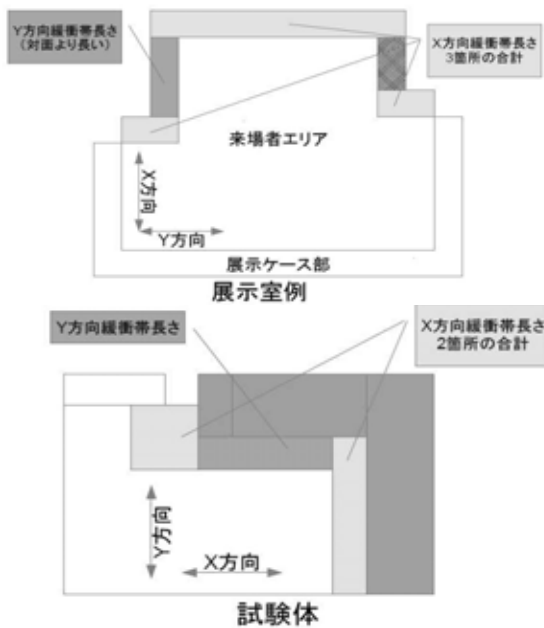


図-5 緩衝帯長さ

表-6 補正後の応答加速度

	緩衝帯	パターン1(SUS)				パターン3(カーペット)			パターン4(クッション)		
		EL CENTRO NS 1940 レベル 0.5m/s	HACHINOHE NS 1988 レベル 0.5m/s	JMA KOBE NS 原波	EL CENTRO NS 1940 レベル 0.5m/s	HACHINOHE NS 1988 レベル 0.5m/s	JMA KOBE NS 原波	EL CENTRO NS 1940 レベル 0.5m/s	HACHINOHE NS 1988 レベル 0.5m/s	JMA KOBE NS 原波	
補正後の 応答加速度 (Gal)	展示室1	X	119	114	120	111	113	114	130	125	129
		Y	111	110	112	112	110	111	114	115	113
	展示室2	X	112	111	112	110	110	110	115	114	115
		Y	109	109	109	109	109	109	109	109	109
	展示室3	X	113	111	113	110	111	111	118	116	117
		Y	109	109	110	110	109	110	110	111	110
	展示室4	X	113	111	113	110	111	111	117	115	117
		Y	110	110	110	110	110	110	111	111	111
	展示室5	X	113	111	113	110	111	111	118	116	117
		Y	109	109	110	110	109	110	110	111	110
	展示室6	X	115	112	115	110	111	112	120	118	120
		Y	109	109	110	110	109	110	110	111	110
	展示室7	X	113	111	113	110	111	111	117	116	117
		Y	110	109	110	110	109	110	111	111	110
	展示室8	X	113	111	113	110	111	111	117	115	117
		Y	109	109	110	110	109	110	110	111	110
	展示室9	X	113	111	114	110	111	111	118	116	118
		Y	109	109	110	110	109	109	110	110	110
	展示室10	X	113	111	114	110	111	111	118	116	118
		Y	109	109	110	110	109	109	110	110	110
	展示室11	X	113	111	113	110	111	111	117	115	117
		Y	109	109	110	110	109	110	110	111	110
	展示室12	X	115	112	115	110	111	112	121	118	121
		Y	110	110	111	111	110	111	113	114	112
	展示室13	X	114	111	114	110	111	111	119	117	119
		Y	110	110	110	110	110	110	111	112	111

表-5 緩衝帯比一覧

部屋名	可動部 質量 (t)	展示 ケース (t)	合計 質量 (t)	X		Y	
				緩衝帯長 (m)	緩衝帯比 (m/t)	緩衝帯長 (m)	緩衝帯比 (m/t)
展示室1	80.6	0.00	80.6	39.12	0.485	10.69	0.133
展示室2	17.8	25.9	43.6	10.13	0.232	0.00	0.000
展示室3	17.9	20.4	38.3	11.06	0.289	2.10	0.055
展示室4	12.9	17.1	30.0	7.82	0.261	2.10	0.070
展示室5	16.1	20.7	36.9	11.41	0.309	2.10	0.057
展示室6	24.8	19.9	44.6	15.46	0.346	2.10	0.047
展示室7	19.0	39.9	58.9	11.28	0.192	2.50	0.042
展示室8	15.7	36.7	52.5	9.94	0.189	1.80	0.034
展示室9	21.1	41.3	62.4	12.99	0.208	1.80	0.029
展示室10	21.1	41.3	62.4	12.99	0.208	1.80	0.029
展示室11	15.7	36.7	52.5	9.94	0.189	1.80	0.034
展示室12	32.1	15.4	47.5	18.5	0.389	6.66	0.140
展示室13	31.4	20.7	52.0	18.49	0.355	4.51	0.087
試験体	0.511	0.075	0.586	2.66	4.539	1.20	2.048



図-6 パターン1 靴+錘

d) 補正加速度結果

各展示室の補正後の応答加速度一覧を表-6に示す。パターン1、3はすべての展示室において応答加速度120Gal以下である。本設計仕様の試験体はパターン1、3の緩衝帯において、設計基準波に対してすべて応答加速度120Gal以下を満足していることが確認できた。

パターン4はパターン1と基本構造は同じだが、補正後の応答加速度がパターン1に比べて大きい。表-6の網掛けに示すように、緩衝帯比の大きい展示室1において120Galを超えている。跳ね上がりパネル先端下面のゴムが、跳ね上がる際に免震床側の押しパネルに巻き込まれ抵抗になったためと考えられる。

(6) 挙動の安全性検証

加振実験では、緩衝帯の挙動による人的被害への影響の検証もおこなった。

来館者が緩衝帯パネル部分に立っていることを模して、靴に錘を付けて試験体上に設置したところ、パネルが離れた際に隙間に靴が入ったが、パネルが跳ね上がる際には靴はパネル上に戻り、挟まれたり転倒することはなかった。また、次にパネルが離れる際には、靴が転倒したが、挟まれることはなかった。(図-6)

4. 考察とまとめ

免震性能は、パターン1とパターン3では、緩衝帯比を考慮した補正の結果、すべての展示室で設計要件の3地震波における応答加速度120Gal以下を満足することが確認された。しかし、パターン4では、同様の補正の結果をおこなっても、展示室1および展示室12において応答加速120Galを超えてしまった。

応答変位は最大でも17cm以下ですべての実験結果で25cmを満足している。応答変位は緩衝帯により小さくなるが、収蔵庫の性能確認実験時に行った緩衝帯のない試験体の実験結果でも25cm以下が確認されており、展示室の応答変位もこれを超えることはないと考えられる。すべての展示室で、応答変位25cm以下が満足されるものと判断される。

また残留変位も最大でも0.3cmで、復元作業を必要とするほどでないことが確認された。可動性については、パターン4及び加振を行わなかったパターン2を除き、スムーズに作動することが確認された。

これらの結果をパターンごとに比較したものを表-7にまとめた。パターン3は可動性に問題が無く、跳ね上がりパネルが軽量であるため衝突したときの衝撃が抑えられ、来館者への安全性は高いと考えられる。しかしながら、害虫の問題が残るため本件では、可動性に優れ、挙動の安全性においても確かめることができたパターン1が採用に至った。

今後の運用においては、パターン2や4の実験結果より、先端の摩擦抵抗が免震性能に悪影響を及ぼすことが判明したことについて、注意事項として施設管理者に伝えることも重要である。

本研究では入隅部の複雑な取り扱いでも免震床が適正に機能し、かつ本建物に適した素材による最善の緩衝帯パネルの形状について確認することができ、一定の成果が得られたと考える。

表-7 緩衝帯加振実験結果比較表

緩衝帯	波形	計測値						補正後の応答加速度(展示室1)						可動性		安全性		その他 (メンテナンス等)
		EL CENTRO NS 1940 レベル0.5m/s		HACHINOHE NS 1986 レベル0.5m/s		JMA KOBE NS 原波		EL CENTRO NS 1940 レベル0.5m/s		HACHINOHE NS 1986 レベル0.5m/s		JMA KOBE NS 原波						
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y					
パターン1 (SUS)	応答 加速度 [Gal]	206	134	155	130	212	152	119	111	114	110	120	112	○	スムーズに作動した	○	加振実験において靴 が挟まれることは無 かった	・メンテナンスが不要
	応答 変位 [cm]	12	11.3	7.8	8.4	18.4	18.4	-	-	-	-	-	-					
	残留 変位 [cm]	0	0.3	0	0	0	0.3	-	-	-	-	-	-					
パターン2	応答 加速度 [Gal]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	正常に作動しなかった	-		
	応答 変位 [cm]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
	残留 変位 [cm]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
パターン3 (カーペット)	応答 加速度 [Gal]	131	157	148	132	152	144	111	112	113	110	114	111	○	スムーズに作動した	◎	跳ね上がりパネルが 軽量	・仕上材をカーペットとすること は、害虫による被害が懸念 され、総合的病害虫管理 (IPM)上好ましくない ・他の部分と床仕上げを変 える場合は、つまずきやす くなる可能性がある ・クッション部の定期的な交換 が必要
	応答 変位 [cm]	10.8	10.8	7.8	9.1	16.3	15.7	-	-	-	-	-	-					
	残留 変位 [cm]	0.2	0	0.1	0.2	0.1	0.1	-	-	-	-	-	-					
パターン4 (クッション)	応答 加速度 [Gal]	306	191	263	203	298	173	130	114	125	115	129	113	×	クッションが外れ応答 加速度が大きくなった	○	クッションにより挟まれ た際の衝撃を軽減して いる	・クッション部の定期的な交換 が必要
	応答 変位 [cm]	12.8	12.4	5.7	6.8	21.1	19.5	-	-	-	-	-	-					
	残留 変位 [cm]	0.2	0.2	0.1	0.2	0.3	0.3	-	-	-	-	-	-					

湖水による散水融雪設備について

駒口 誠治¹・坂口 卓也²

¹近畿地方整備局 企画部 防災課 (〒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 滋賀国道事務所 管理第二課 (〒520-0803滋賀県大津市竜が丘4-5) .

滋賀国道事務所管内の国道8号塩津バイパス1工区のうち約1km区間は、平成26年度供用に向け事業をすすめているところである。この付近は、年間累計積雪深が5m以上になるなど、県内有数の豪雪地帯であり、降雪や凍結による交通障害が発生する可能性が高く、適切な交通確保のため、未然に凍結防止等を行える融雪設備が必要な区間である。

融雪設備を設置する場合、必要性、費用、環境等を検討し、最も有効な設備を選択する。今回の塩津バイパス1工区では、琵琶湖からの湖水による散水融雪設備を採用した。

キーワード 雪害対策 散水融雪設備 湖水

1. はじめに

滋賀国道事務所管内の国道8号塩津バイパス1工区のうちバイパス区間を含む1.15km区間に冬季の円滑な交通確保を行うにあたり、散水融雪設備の設置を検討する。

この区間は、橋梁部を伴う区間であり、特に散水融雪設備が必要とされる区間である。一般的な散水融雪設備の水源は、河川水、井戸水を使用するものであるが、今回は、水源の確保が困難であり、一方で融雪設備の必要性が非常に高いことから、琵琶湖から取水することとし、その取水方法について、検討及び設計を行ったので報告する。



図-1 木之本地区降雪状況

2. 散水融雪設備について

一般的な融雪設備の種類と特徴は下記のとおり。

(1) 融雪設備の種類

散水融雪設備

- ・河川水による方法・・・水温が低い場合は、水量が多く必要。
- ・地下水による方法・・・水温が高く、効率的な散水が可能。事前調査必要。

無散水融雪設備

- ・地下水による方法・・・経済的で、環境にやさしい。
- ・化石燃料による方法・・・雪はよくとけるが、非経済的である。
- ・その他、トンネル湧水など

融雪方法の選定にあたっては、融雪設備の必要性や、河川が近くにあるか、地下水が利用できるかなどの環境を考慮して決定する。

3. 塩津バイパスにおける融雪設備の検討

(1) 河川水による散水融雪設備

付近にある大坪川は、水深が浅く、水量も少ないことから水源を確保することは困難である。

(2) 井戸水による散水融雪設備

a) 深井戸による検討

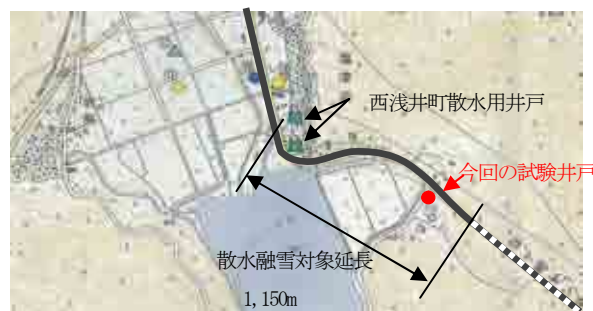


図-2 試験井戸箇所図

周辺井戸からの距離等を考慮し、試験井戸の場所を決定し、揚水試験を実施した。この結果、限界揚水量は160 L/minであり、必要水量1,860 L/minを得ることができず、採用は難しいという結果となった。

a) 浅井戸による検討

琵琶湖近傍での浅井戸による取水を検討した。既存資料より、揚水量の試算を行う。試算に際しては、不圧井戸（浅井戸）の揚水量を求める式（フォルヒハイマーの式）を用いる。試算に用いる数値は下記とする。

- ・透水系数: 0.01 cm/s (砂礫層相当)
- ・飽和層厚: 5 m
- ・地下水位低下量: 2m 程度
- ・影響圏: 500 m
- ・井戸直径: 0.3 m

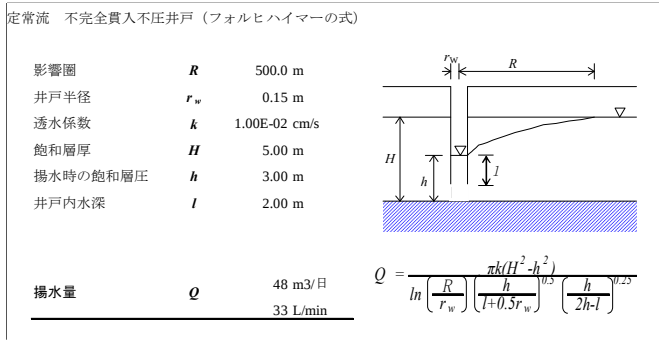


図-3 浅井戸の揚水量算出

上記の試算により、揚水量は 33 L/min という結果が得られた。当地区周辺において、浅井戸を用いて揚水した場合、計画揚水量 1,860 L/min を確保することは、難しいと判断できる。

4. 琵琶湖水による散水融雪設備の検討

(1) 取水量の検討

単位面積当たりの必要散水量は、道路構造、交通量、日降雪深、水源水温等を考慮して算出する。琵琶湖水温は、河川水 (2 ~ 3 °C) と比較して高く、6°C以上であることから、単位面積当たり必要水量が、0.19 L/m²・min となり、一般的な河川水と比較して水量が少なく、効率的な散水が可能である。

(2) 取水方法の検討

a) 浅井戸方式 (伏流水取水) + 放射状取水管

護岸内陸部に φ3000mm 程度の浅井戸を設置し、ウェッジワイヤースクリーンの取水管を放射状に琵琶湖湖底の帯水層に挿入し取水する。浅井戸に設置した散水ポンプにて送水・散水する方法である。

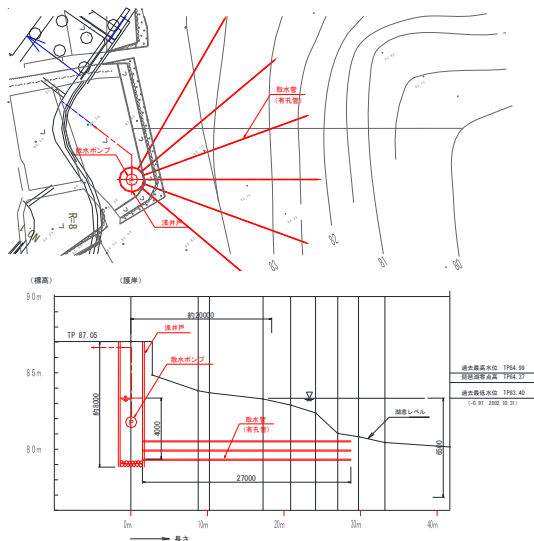


図-4 浅井戸方式 (伏流水取水)

施工は比較的容易であり実績はあるものの、透水系数が不明であり確実性がない。

b) 導水路ピット方式 (導水路 + 取水槽 + 貯水槽)

琵琶湖の水位変動に対応するため、約20mの導水路を設置し、取水槽に導水する。取水槽より取水ポンプにて取水傾斜スクリーンを通し、貯水槽に貯める。貯水槽より散水ポンプにて送水・散水する。

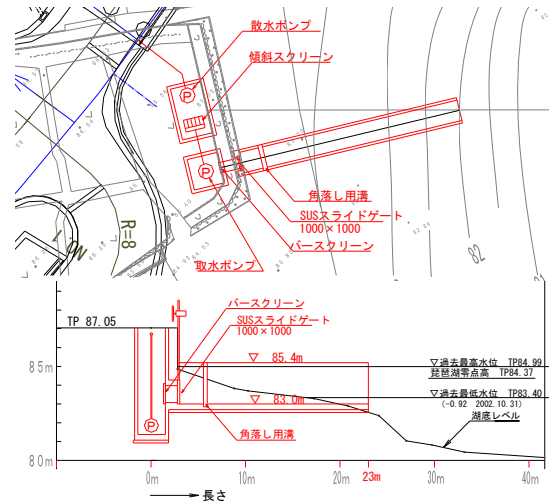


図-5 導水路ピット方式

河川取水として実績は多いが、船の航行に支障をきたす。また、景観上でも問題がある。

c) 取水スクリーン方式 (導水管 + 取水槽 + 貯水槽)

護岸より約20m先の琵琶湖内に表流水取水スクリーンを設置し、1.5mm以上の塵芥を除塵し、取水する。水は自給式の陸上ポンプにて導水管を通し取水し、同ポンプにて送水・散水する。取水スクリーンの目詰まりは、ポンプ停止後エアーにて剥離除塵する。

取水方法としての実績もあり、設備コスト、景観的にも優位性が高いことから今回の採用案とする。

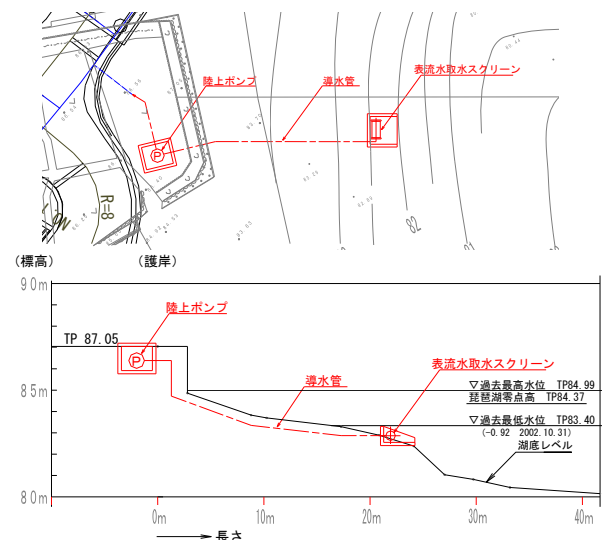


図-6 取水スクリーン方式

(3) 取水設備の詳細、検討事項

今回採用した取水設備の一般図を図-7に示す。また、取水部の詳細図を図-8に示す。

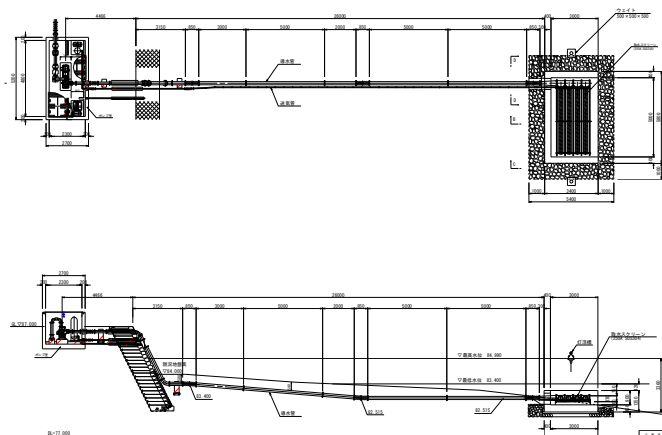


図-7 取水設備一般図

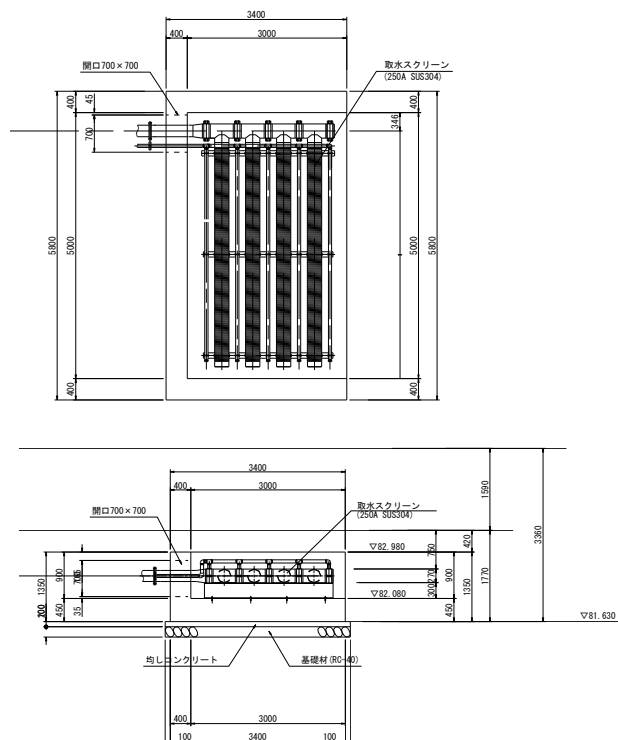


図-8 取水部詳細図

今回の取水設備を決定するに当たり、下記の検討を行った。

a) 除塵方法について

散水ノズルの孔径は2～3mmであり、ゴミ、砂等が目詰まりすると散水に支障をきたすことから、河川等から取水する場合、除塵設備は必ず設ける必要がある。今回の取水設備では、確実に除塵が可能であり、かつ、維持管理の容易性を考慮し、図-8に示すスクリーン方式を採用した。この除塵機は、1.5mm以上のゴミを除去できるとともに、定期的に空気を除塵機表面に圧送し清掃を行うことにより、除塵機能の維持が可能である。

b) 船の航行について

取水設備が琵琶湖を往来する漁船等の往来に支障をきたさないよう、ブイを設置するものとする。ブイは、発光機能を設け取水部の両側に2個設置するものとする。

c) 導水管の材質について

今回、陸上の散水ポンプから除塵機までの導水管の材質はUVガードポリエチレン管を採用する。柔軟性があり、軽量であることから、敷設が容易である。

水中での耐久性もステンレス鋼管等と同様に約50年である。

5. むすび

今回は、条件が整ったので、湖水からの取水方法を検討し、スクリーン方式を採用することにより、取水設備の設計を行うことができた。

様々な角度から、課題を精査すると共に、現場条件などを調査して、設備の信頼性向上、コスト縮減に向けた検討を行うことが大切である。

海面清掃兼油回収船 クリーンはりまの建造にあたって

尾田 弘昌

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

海洋環境整備事業は、船舶航行の安全を確保し、海域環境の保全を図るため、東京湾、瀬戸内海等の閉鎖性海域において、海面に漂流する流木等のごみや船舶等から流出した油の回収を行っている。近畿管内では、いこま（現 クリーンはりま）を含め3隻体制で対応していたが近年、地球温暖化にともなう異常気象による大型台風、ゲリラ豪雨にともなう大洪水により大量・大型の流木が漂流し大きな問題になった。本論文では、いこまの代替建造の計画において上記の問題に具体的に対応し、さらに維持管理の面からの検討も加えたクリーンはりまの建造計画についてとりまとめたものである。

キーワード 作業船、ごみ回収、海洋環境整備事業、油回収装置

1. 背景

海洋環境整備船「いこま」(S51.3.31建造)は、東播磨港を基地港とし、主に播磨灘北部 約1,900km²の担務海域(図-1)における、環境保全並びに船舶航行の安全確保のため、海面浮遊ごみ回収作業に従事して



写真-1

いる。この「いこま」(写真-1)は、建造後34年が経過し、老朽化による修理費用の増、性能の低下等から代替船の建造が必要となってきた。

また、平成21年8月、兵庫県佐用町に多大な被害を及ぼした台風9号の影響(写真-2～5)により大量の流木が発生し、緊急出動要請を受け、神戸港「Dr.海洋」、 「いこま」2隻同時に対応したが、回収しきれず多くは家島などの海岸に漂着した。また、神戸港の担務海域以外においても、平成21年9月頃、台湾方面から流れてきたとみられる大量の流木は、回収しきれず御坊市などの海岸に大量に漂着した。流木は、船舶等の航行の障害になるとともに、海岸に漂着した場合の処分は地元管理者が行うことになるため、大型重機を投入して回収したり、切断、焼却処分したりするのに多額の費用がかかり、その漂着物の処理の対応に苦慮している。これら社会的な要請をうけるかたちで、紀伊水道を含んだ範囲まで出動

でき、効果的・効率的に流木回収が対応できる船舶として検討することとなった。



図-1 神戸港湾の担務海域図



写真-2



写真-3



写真-4



写真-5

2. 海洋環境整備船の概要

海洋環境整備船の概要としては、船の大きさは、概ね200総トン未満の双胴船である。以前には、単胴船の特殊な船もあったが、現在は全ての船がこの条件に該当している。双胴船のメリットとしては、甲板上のスペースが大きくとれ、双胴船の間にゴミを通過させ回収する方がゴミ回収効率が良いことが揚げられる(図-2)ゴミ回収方式には、コンテナ方式が採用されている。また、長尺物の回収には本船装備のクレーンを使用して回収にあっている。

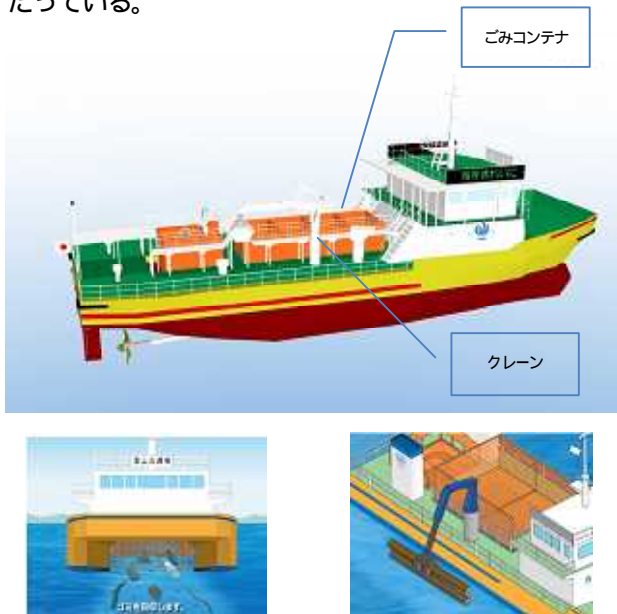


図-2

項目	内容
基地港	東播磨港
担務海域	大阪湾 1,100km ² (ゴミ) 1,100km ² (油) 播磨灘 1,900km ² (ゴミ) 1,900km ² (油)
航行区域	沿海区域 船舶安全法施行規則第1条に定められている航行区域の一つで、海岸から20海里以内の水域。(樺太本島及び朝鮮半島除く)
船種	JG 第4種船 (船舶救命設備規則第1条の2第4項による第4種船) 非国際・非旅客船に該当する。
2-1. 建造の標準化	
船型	双胴船
船体寸法	全長(33.5m)×幅(11.4m)×深さ(4.2m)
総トン数	200 トン未満
速力	13.5kt 以上
主機関	750kW 未満×2 基
回収方式	コンテナ方式
ゴミ	浮遊堰式
クレーン	多関節クレーン
2-2. 油兼用船の対応	
用途	海面清掃兼油回収船
適用規則	船舶安全法等関係法令及び通達：船舶第71号(油回収船の検査について)
船質	鋼製 船舶第71号では、回収油タンクを有する船舶は「危険物ばら積み船」として省令の規定を適用することとなっており、FRP・軽合金を船体材料とできない。
2-3. 大量・大型ゴミ回収の検討	
担務区域	・紀伊水道を含んだ近畿管内の担務区域の範囲内(但し、対応条件を判断し出動する)

表-1

3. 計画にあたっての考慮点

(1) 構造の標準化

従来の海洋環境整備船は、個々に最適な船体寸法や能力を設定したうえで基本設計を行い建造していたが、特段の事情がないことから、条件の設定や基本設計に関して、標準化(表-1)を図った。標準化による効果としては、以下の点が揚げられる。

a) 設計コストの低減(設計期間の短縮)

b) 性能・機能のレベル化

性能・機能のある一定の水準で統一することにより、各船ごとの回収効率に差が出なくなり、船によって回収ができないなどの問題がなくなる。

c) 機器・装置部品の共有化による復旧時間の短縮

仕様を統一化したことにより、同型船の部品が流用できるため、トラブル時の復旧時間の短縮が図られ、事業休止の影響を少なくできる。

(2) 大型・大量ゴミ回収の対応

船を大型化することで、従来よりもゴミを搭載できる量やゴミを置くスペースを広げることは容易ではあるが、その一方で、建造費の増や必要の法定職員(海事免許が必要な職員)が増、さらには、主機関馬力が増ることによる整備費用の増などのデメリットもある。そのため、限られた船の大きさのなかで、どういう対応ができるか検討した。

a) 大量のゴミ搭載スペースの確保

大量・大型ゴミの回収・搭載・保管スペースを確保するために、上甲板の煙突(写真-6,8)をなくし、船尾トランサム排気(写真-9)に変更すること、煙突のスペースにハッチ及び通風機を移動し、長尺の大型ゴミにも、対応できるようにした。約13mの長尺の流木も搭載できるようになる。(図-3,写真-7)

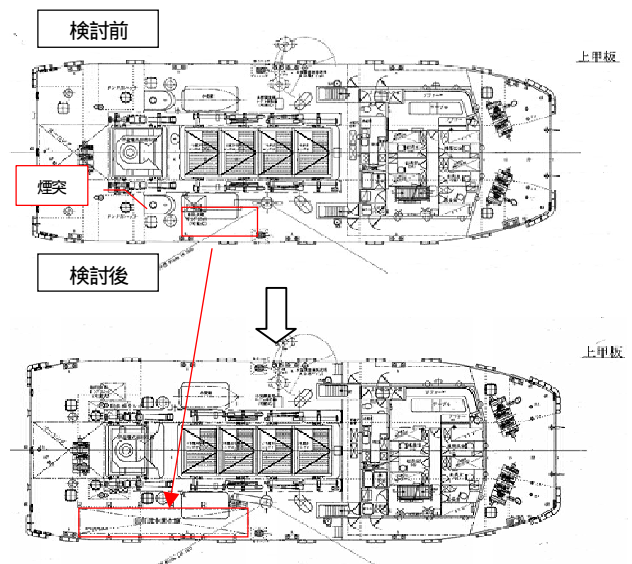


図-3



写真-6



写真-7



写真-8



写真-9

一方で、船尾トランスラム排気方式（写真-9）としたことによるデメリットもある。クリーンはりまを含め大半の海洋環境整備船は、油回収タンクを船体の後部に配置している。理由としては、油回収器の配置が、船尾後部にあるため近傍に油回収タンクを配置したほうが、配管の取り回し、配管の長さが短くなる等のメリットがあるためである。そのため、油回収タンクの配置をそのまま、船尾トランスラム排気方式にした場合、安全上、油回収タンクのなかに排気管を通すことができないことから、空所と呼ばれる空間を設置する必要がある、結果として、油回収タンクの容量が、小さくなってしまいうという問題が発生する。しかしながら、油回収量については、現場の条件によって変わるが、過去の実績から、概ね1日の回収作業を行える最低限の容量は確保している。

b) 大型ごみの回収を行える多関節クレーンの搭載

大型ごみ（漂流木）の定義は定かではないが、乗組員等からヒアリングした過去に回収した漂流木の大きさを想定し、その漂流木を上甲板に回収できるクレーンを検討した。過去の写真は、図-4のとおり。

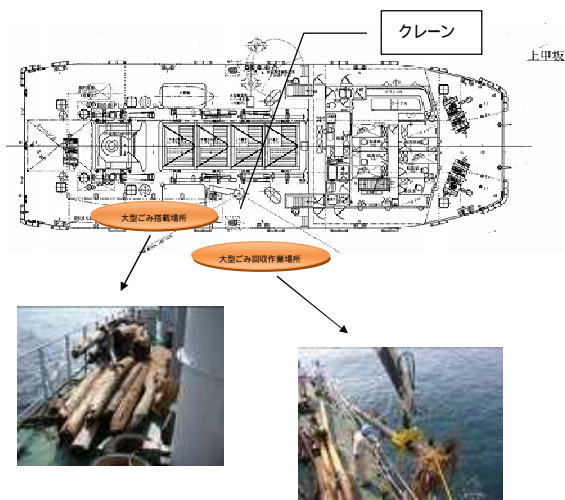


図-4

検討の条件としては、想定した漂流木は、長さ 7 ~ 8 m 径 0.8m（クレーングラブで掴める最大寸法）重量 4.5 ~ 5.0t程度とし、舷側でつり上げられる位置でのクレーン能力を想定した。結果的には、標準化項目でのクレーン仕様（10m × 0.99t）から、約2倍の（10m × 2.0t、舷側では、5m × 5.0t）となった。また、多関節クレーンにウインチの装備も検討した。多関節クレーンのグラブでつかみにくいものも、ウインチのワイヤーロープで縛って回収することも可能となりごみ回収効率の向上に寄与している。

C) ごみコンテナ容量増

通常、油回収装置の設置スペースは、それ専用となっているため、ごみ回収の能力は、ごみコンテナ容量と等しく、それ以上は回収できない。しかし、現場では、一度に大量にごみが発生した場合は、現状のコンテナ容量では不足することがあり、その日のうちに全て回収できない場合がある。また、油流出事故の発生頻度は、ごみ発生頻度と比較すると、低い。そこで、従来、船体固定式だった方式を着脱式にすることを検討し、ごみの発生頻度が高い出水期は、油回収装置を陸上に保管し、代わりに、ごみコンテナを設置することで、ごみ回収能力を向上させた。検討した結果、約10m³程度、向上し、回収能力としては、約60m³となった。油回収器を搭載している状態（写真-10）と、陸上保管状態を比較すると（写真-11）となり、他船に比べごみをより多く回収することが可能となった。

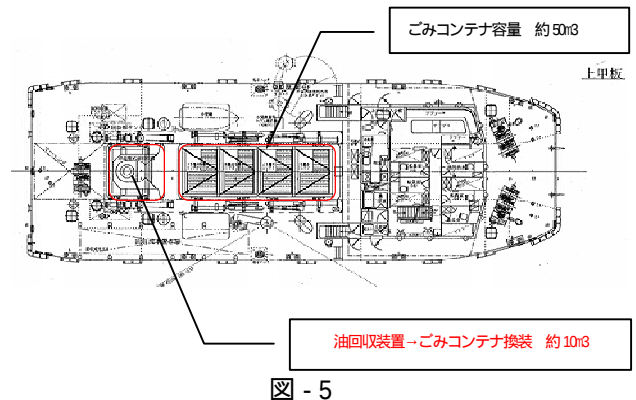


図-5

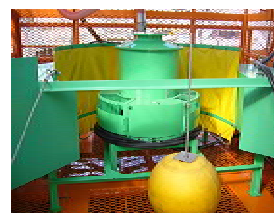


写真-10

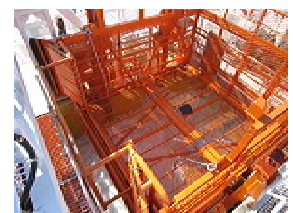


写真-11

(3) 高波浪への対応

有義波高 (m)	大阪湾および播磨灘における波高 出現率累計(%)			
	大阪湾	播磨灘	御坊沖	小松島
～0.6m	91.9	89.0	39.0	92.5
～1.0m	98.7	94.6	57.0	96.7
～1.5m	99.5	98.3	79.0	99.4
～1.8m			90.0	

出所

注) 大阪湾は関空MTの観測データである。

注) 播磨灘は江井ヶ島観測データを基に推定した値である。

表-2

今回、航行を想定している航行区域の和歌山の紀伊水道の波高は、表-2のとおり、大阪湾、播磨灘に比較すると高いことがわかる。海洋環境整備船は、双胴船の船型（写真-12）を採用していることから、耐航性としては、単胴船より劣るところがある。双胴間連結部と呼ばれる箇所が、双胴間に入った波の突き上げによって、最悪、船体に損傷が入る場合がある。その対策として、双胴間連結部の下面の高さをあげる構造を採用した。高さをどの程度まで上げるかは、船の総トン数と（200総トン数を超えると定員が増える）、全体のバランス（船の長さ、幅は作業性や、耐航性・船速の理由から極端に変更できない）を考慮して、最大限、許せる範囲で計画し、海面から双胴間連結部下面までの高さを1.5mとした。イメージとしては、図-5のような感じで、イメージ図の破線部分の高さを上げることで波当たりの低減を図った。従来の海洋環境整備船と比較すると約0.6m程度上がったことになる。結果、有義波高 約2mの波まで航行可能となった。

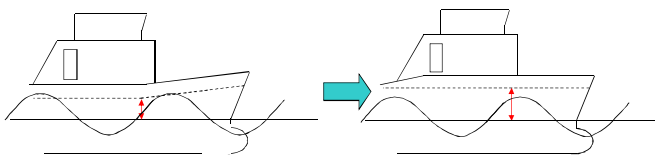


図-6



写真-12

(4) その他

a) ゴミ回収装置の歩廊高さの低減化

ゴミ回収を効率的に行うにあたり考慮しないといけな
い点としては、上甲板から海面までの高さを低くすること
が、作業性向上の重要なポイントになる。しかし、乾
舷を低くすることは、耐航性の面から、反比例している。



写真-13

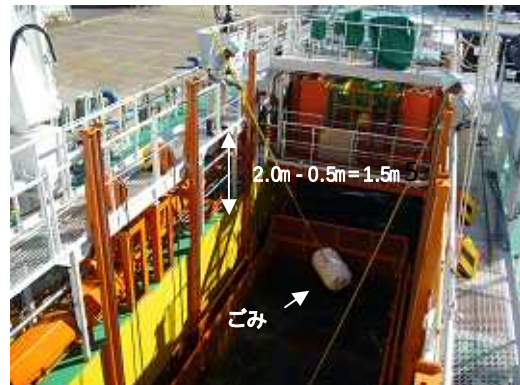


写真-14

建造の規則上、乾舷高さは、船体中央部での高さを要求
されており、その高さを自由に設定することはできない。
そこで、乾舷を下げる代わりに、ゴミ回収装置の歩廊の
高さ(写真-13、14)を約0.5m下げて、同様な効果が得られ
るように検討した。下げるにあたっては、歩廊の下部に
はゴミ回収用の機器が配置されており、詳細検討をした。

b) 小型作業艇の装備

海岸に打ち上げられた漂流物の回収・処理は、基本的
に、海岸管理者の範疇であるが、大量・大型のごみの場
合、どうして処理しきれずに、管理者からの応援の連絡
が多々ある。その際には、喫水が深い海洋環境整備船で
は、海岸に寄りつくことができないため、小型作業艇を
装備することとした。また、常時は双胴間連結部の外板
点検・補修塗装等に使用するものである。

4. まとめ

(1) 今後について

今回、過去の海洋環境整備船をベースに標準化を図り
つつ、大型・大量ゴミ回収対応の本船オリジナル的な項

目の検討を行った。標準化を図ったこと、オリジナルの項目・機能を追加したことによるメリット、デメリットがあるが、船の評価は、乗組員に使用され、かつ事業としての効果がどれほどあったのか検証しないとわからないが、平成25年4月から本格稼働したばかりであるため、今後の本船の活躍を見ながら評価していきたい。

(2)課題について

海洋環境整備船のような特殊な船舶の建造には、船舶以外の機械、電気、建築など多方面にわたる知見が必要であるが、こうした技術力を具備した技術者の確保が困難であること。また、その技術、ノウハウをどう伝承していくのかについても今後の課題である。

機械設備の長寿命化の計画の検討

牧田 吉弘¹・蔦谷 猛司²

¹近畿地方整備局 近畿技術事務所 施工調査・技術活用課（〒573-0166 大阪府枚方市山田池北町11-1）

²近畿地方整備局 淀川河川事務所 管理課（〒573-1191 大阪府枚方市新町2-2-10）。

淀川淀川河川事務所が管理する河川管理施設は規模が大きい施設や設置後30年以上経過している施設が多い。これらの施設は今後急速に老朽化することが見込まれ、厳しい財政制約の中、既存の河川管理施設を効率的に活用し適切かつ確実に維持管理・更新を進めることが求められている。このような背景のもと、効率的・効果的な河川管理施設の長寿命化計画を作成することを目的とし、点検・整備・更新等を判断するための手法について検討を行ったものである。

キーワード 長寿命化，維持管理，更新計画

1. はじめに

淀川河川事務所管内水門設備は下記図1に示すとおり、1970年代から1980年代に建設された施設が、全58施設のうち39施設（67%）を占める。水門設備の耐用年数は40から50年といわれており、今後10～20年の間に取替・更新等の対策を施さなければならない施設が急増することが予想される。コスト削減を求められた財政下においては従来通りの予防保全を前提とした取替・更新は予算計画上成り立たず、従来の信頼性を維持することが難しくなっているため効率的な維持管理計画が求められている。

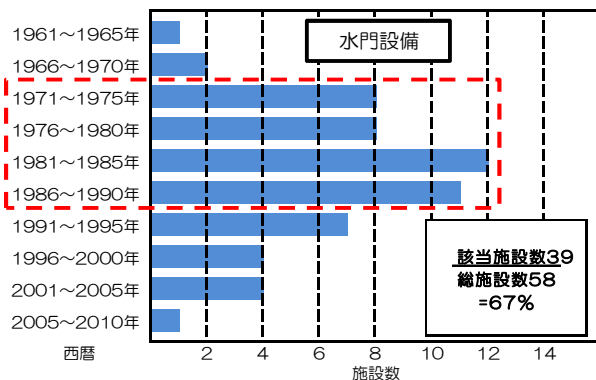


図1 淀川河川事務所が管理しているゲート設備の建設年代と施設数

揚排水機場ポンプ設備においても昭和42年に建設された大島排水機場を始め1970年代から1980年代に建設されており、排水機場においても図2に示すとおり、今後10～20年間の間に取替更新が必要となってくる。

今回の検討は効率的な維持管理計画を立て、設備の機能を維持しながらコスト削減・予算の平準化を図っていくものである。

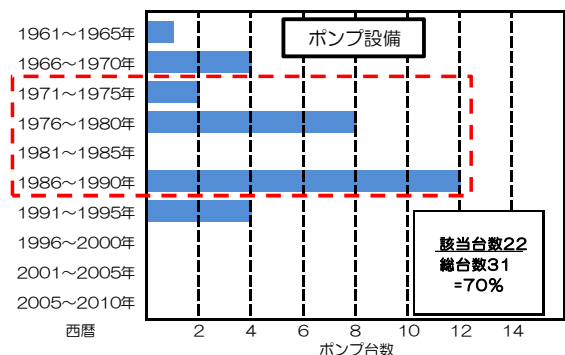


図2 淀川河川事務所が管理しているポンプ設備の建設年代と施設数

2. 機械設備の更新・取替優先度について

1) 優先度評価の必要性

従来の施設取替・更新は点検結果等や経過年数を勘案して施設管理者が判断を行っていた。

施設管理者による判断では施設管理者の個々の技術力の違いや考え方の違いにより主観が関与することも多いため、老朽化施設が膨大になる将来においては客観的な評価手法を元に取替・更新計画を立てる必要がある。

2) 優先度評価について

平成20年に監修された河川ポンプ設備等点検整備マニュアル（案）（以下「ポンプ設備マニュアル」）及び河川ゲート設備点検・整備・更新検討マニュアル（案）

（以下ゲート設備マニュアル）で取替・更新について一定の考え方が示されている。今回の検討においてマニュアルの考え方に準拠し、より具体的な評価手法の構築を行った。

マニュアルにおいては用途における設備区分、社会的

影響度、機器の健全度、設置条件及び機能の適合性を総合的に勘案し、全実施の優先度を合理的に整理し、維持管理の最適化を図るものとしている。

3) 維持管理の流れ

ゲート設備における一般的な維持管理の流れを図3に示す。通常の維持管理においては、実操作→点検→整備→実操作のサイクルを繰り返すが、経年劣化が進んだ場合や機能に不具合が発生した場合は診断を実施して必要に応じて機器等の整備や更新を実施する。



図3 維持管理の流れ

4) ポンプ設備マニュアル及びゲート設備マニュアル
マニュアルでは評価項目として下記の項目において評価を行っている。

①設備区分評価

評価区分はゲート・ポンプの機能・目的による区分である。機器・目的を失った場合を想定し、その影響が及ぶ範囲による区分とする。

各マニュアルによると致命・非致命で区分されている。

②社会的影響度の評価

ゲート・ポンプ故障に起因する設備の社会的影響度あいによる区分である。設備・機器が故障により機能を失った場合を想定し、国民の生命/財産並びに社会経済活動に影響を及ぼす被害の大きさによる区分とする。

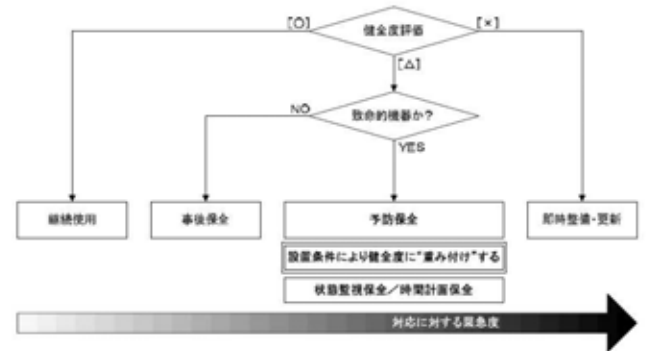
③健全度評価

健全度とは、設備の稼働及び経年に伴って発生する材料の物理的劣化や機器の性能低下・故障率の増加等、機器・部品の状態を表すものである。点検時等に

より評価され、不具合に応じて保全方策を実施する。

実際の保全策実施の流れを図4 不具合発見時における保全対応の流れに示す。

図4 不具合発見時における保全対応の流れの流れ



5) 維持管理手法の基本方針

ポンプ設備マニュアル及びゲート設備マニュアルの考え方にそって踏襲することを基本とした。

また、点検は毎年実施されることから評価のメンテナンス性を重視し、点検結果を毎年更新することで健全性が算出できるものとした。

優先度評価に当たり、点検結果と設備区分評価（機器の致命度）による健全度評価と社会的影響度と設備の設置条件による維持水準による大きく2つの項目で評価した。

各2つの評価項目について下記6)以降で説明する。

6) 健全度について

健全度は点検結果と設備区分評価（致命度）からなる。

マニュアルにおいては点検結果に基づいて表1の評価を行っている。優先度評価は△評価について実施することとなっているため点検結果「B」について評価を行った。

表1 マニュアルにおける健全度の評価

評価	評価内容	判定	判定内容	健全度評価
A	現在支障が生じており、緊急に対策を講じないと、ゲート等の安全性、機能が確保できないもの、および日常管理業務に支障が生じるもの。	1	更新が必要である。	×
		2	整備が必要である。	
B	現状では支障が生じていないが、早急に対策を講じないと、数年の内にゲート等の安全性や機能に支障が生じるおそれのあるもの、および数年の内に日常管理業務に支障が生じるおそれのあるもの。	1	調整が必要である。	△
		2	給油が必要である。	
		3	塗装が必要である。	
		4	場合によっては更新が必要である。	
		5	場合によっては整備が必要である。	
C	現状では支障が生じていないが、このまま放置すると、将来、ゲート等の安全性や機能および日常管理業務に直接または間接的に影響を及ぼすと思われるもの。	1	整備が望ましい。	○
		2	清掃することが望ましい。	

設備区分評価（治水・利水等）についてはマニュアルに記載されている

河川用ポンプ設備においては故障により、排水機能が

確保できないことを言う。ゲート設備においては必要な水密や扉体の開閉機能が確保できなくなることを言う。

本検討においては致命的機器においては表2のとおり更に細かく分け、予備機で能力を確保出来るかどうかで致命Ⅰ、致命Ⅱに分けた。

表2 致命度の評価内容

致命度	評価内容	不具合の事例
致命Ⅰ	維持管理上、特に注意を払うべき機器・部品	- エンジンの不具合により主ポンプの駆動が出来ない。 - 開閉装置本体の不具合によりゲートの開閉ができない。
致命Ⅱ	システムへの影響度に依りて保全方法を決定する、持管理上、注意を払うべき機器・部品	- 潤滑油ポンプの不具合（予備機で対応可能な補機類） - 開閉装置のブレーキの不具合
非致命	一般的な維持管理を行うべき機器・部品	- 扉体の塗装等 - 付属装置（手すり、防護柵等）の不具合

下記図5のとおり健全度を評価していく上で、Aを緊急保全とし、Cを経過観察とした。マニュアル通りBについて維持水準を勘案して総合評価を実施する。

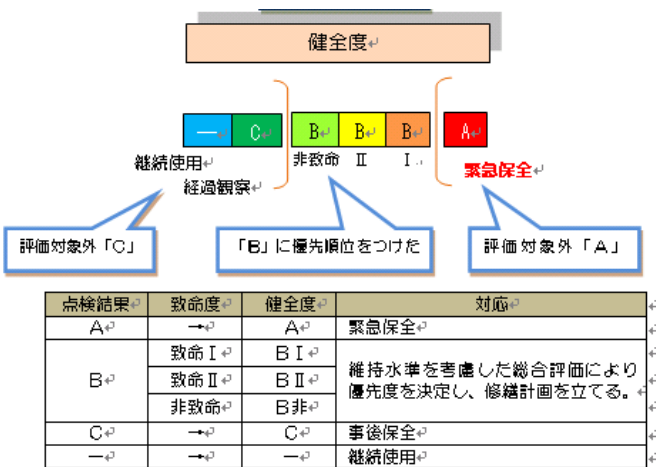


図5 健全度評価

7) 維持水準

社会的影響度と設備の設置条件による評価している。

マニュアルにおいて社会的影響度を評価する基本的な項目として被害規模と氾濫規模があり、それぞれの項目に被害総額、設備規模、集水面積とした。

表3 ポンプ設備における社会的要因項目

評価指標	評価項目	評価基準	ランク
社会的影響度	被害総額	2 被害額2億円以上	a 重傷 2点
		1 被害額5000万円以上1億円未満	b 中傷 1点
		0 被害額5000万円未満	c 軽傷 0点
	設備規模	2 排水量(計量排水量)100m³以上	a 重傷 2点
		1 排水量(計量排水量)20m³以上100m³未満	b 中傷 1点
		0 排水量(計量排水量)20m³未満	c 軽傷 0点
	集水面積	2 排水面積が20km²以上	a 重傷 2点
		1 排水面積が5km²以上20km²未満	b 中傷 1点
		0 排水面積が5km²未満	c 軽傷 0点
		0 排水面積が5km²未満	c 軽傷 0点

ゲート設備においては下記表4のとおり被害規模、設備規模（扉体面積）、浸水面積とした。

表4 ゲート設備における社会的要因項目

評価指標		評価項目	評価基準	ランク	
社会的影響度	被害総額	被害総額	2 被害額2億円以上	a 重傷 2点	
			1 被害額5,000万円以上1億円未満	b 中傷 1点	
			0 被害額5,000万円未満	c 軽傷 0点	
	設備規模	設備規模	2 扉体の面積が100㎡以上	a 重傷 2点	
			1 扉体の面積が10㎡以上100㎡未満	b 中傷 1点	
			0 扉体の面積が10㎡未満	c 軽傷 0点	
		浸水面積	(浸水面積100㎡以上)	2 浸水面積が20km ² 以上	a 重傷 2点
				1 浸水面積が5km ² 以上20km ² 未満	b 中傷 1点
				0 浸水面積が5km ² 未満	c 軽傷 0点
				0 浸水面積が5km ² 未満	c 軽傷 0点

マニュアルによる設置条件は当該機器の使用条件や環境条件等、健全度に影響する要素として評価を行うことになっている。

評価項目設定に当たり、ポンプ設備及びゲート設備で共通する項目については出来るだけ同一の項目とし、上屋や土砂堆積のようにゲートに特化した項目についてはゲート設備のみの評価項目とした。

表5 ゲート設備における設置条件項目

評価指標	評価項目	評価基準	ランク
設置条件	使用条件	2 常系設備	a 重傷 2点 b 中傷 1点 c 軽傷 0点
		0 特機設備	
	環境条件	2 塩水・汽水に接水（常時）	a 重傷 2点 b 中傷 1点 c 軽傷 0点
		1 淡水に接水（常時） 0 常時排水しない（運転時のみ、を含む）	

表6 ポンプ設備における設置条件項目

評価指標		評価項目	評価基準	ランク
設置条件	環境条件	接水状況	2 塩水・汽水に接水（常時）	a 重傷 3～4 点 b 通常 1～2 点 c 軽傷 0 点
			1 淡水に接水（常時）	
			0 常時排水しない（洪水時のみ接水する、を含む）	
		開閉装置の上屋	1 開閉装置の上屋なし	
	0 開閉装置の上屋あり			
	土砂堆積	1 設備に影響を与える土砂堆積が多い		
		0 設備に影響を与える土砂堆積が少い		
	使用条件	使用頻度	2 常用系のゲート設備	a 重傷 3～4 点 b 通常 1～2 点 c 軽傷 0 点
			1 待機系で利水用ゲートと連動するゲート設備または耐圧で操作するゲート	
			0 待機系のゲート設備	
荷重状態		1 常時開である（扉体等の構造部に水圧がかかっている）		
		0 常時開である（扉体の構造部に水圧がかかっていない）		

下記図6のとおり社会的要因項目と設置条件の総合評価で維持水準を算出する。

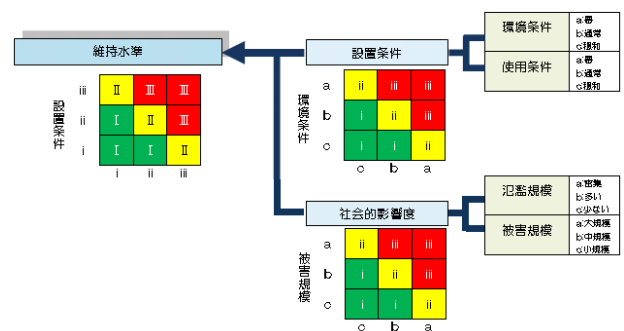


図5 維持水準評価

3. 維持管理手法のケーススタディ

今回構築した優先度評価手法を用いて淀川大堰の評価を行った。評価に先立ち既存の点検項目を元に機器の致命度や維持水準を反映させた評価シートを表7のとおり作成した。

表7 淀川大堰健全度評価シート

表8のとおり、維持水準と健全度のマトリクスで総合評価をする。総合評価に当たり、健全度B I ランクはより修繕の優先度が高いため健全度に重点を置いたマトリ

クスとした。

表8 総合評価

4. 長寿命化計画の検討

今後の維持管理計画においては限られた財源の中で効率的かつ効果的な計画が求められる。設備の補修・更新を優先度を決めて計画的に実施するための短期保全計画及び今後50年間で必要となる修繕・更新費を把握するための長期保全計画を作成した。

1) 短期保全計画

現実的な修繕・更新計画を立てるために5年を目処に優先度を決定する。優先度は図5の健全度評価のAを最優先とし、表8で算出される総合評価（B①、B②、B③）の順位で評価を行い、修繕内容を整理し、修繕・取替・更新費用の優先度を決定する。また、同ランクの評

価については計測データの傾向や過去の故障履歴を考慮して計画を立てる。

2) 長期保全計画

予算の平準化を目的に今後50年間の修繕・更新費を把握するために計画を立てる。当初5年間は短期保全計画とするが、6年以降は時間保全計画とする。6年以上不具合を放置すると設備の機能に支障が出ることと不具合は経年により増えるため、6年後以降に評価手法を用いた計画が立てることが困難だからである。

3) 淀川大堰における計画

①従来の計画

予防保全を念頭に置き、標準的な修繕・取替・更新計画を行うと今後50年間では99.55億円となる。

②維持管理手法を用いた計画

維持管理手法による総合評価を用いた場合には今後50年間で88.64億円となった。

5. 結論

長期保全計画では50年間で11億円であった。適切な取替・更新・修繕の優先度を決めることで予算の縮減及び平準化した計画を実施できる。

6 今後の課題

総合評価により修繕更新計画を立てられるが、経年や計測データの傾向で発生した不具合でなく突発的に発生した故障対応を見込んだ長・短期保全計画を立てていきたい。

参考文献

河川用ゲート設備点検・整備・更新権等マニュアル（案）

河川ポンプ設備点検・整備・更新検討マニュアル（案）

大和川河川事務所におけるP D C Aサイクル型維持管理のための機能評価基準案について

松田裕也¹・橋本智子²

¹大和川河川事務所 管理課（〒583-0001 大阪府藤井寺市川北3丁目8番33号）

²河川部 水政課（〒540-8586 大阪市中央区大手前1-5-44）

大和川では、適切かつ効率的な河川の維持管理を行うため、河川維持管理計画を策定し、平成24年度に公表している。維持管理は河川巡視を大きな柱として、点検により変状箇所を特定し、検討を加え、維持修繕を実施している。今後、この維持管理をP D C Aサイクルに沿った順応的河川管理として実践していくには、点検により発見された堤防・護岸等の変状に対し、その分析・評価を行うための選定基準を明確にする必要がある。今回は、この優先順位づけのための機能評価基準案の作成を行ったものである。なお、今後運用（点検）を行いながら改善を図り、P D C Aサイクル型維持管理を継続して実施していく。

キーワード 堤防・護岸、P D C Aサイクル型維持管理、機能評価基準案

1. はじめに

地球温暖化による局所的な豪雨の増加によって、河川氾濫の危険性は大きくなってきている。このような中で、河川管理施設を含めた多くの土木インフラは更新期を迎えており、長寿命化の促進、維持点検・整備の効率化・高度化・コスト縮減が最重要課題となっている。

このような背景もあって河川管理施設等の点検要領等の規準の整備や河川維持管理計画の策定がなされてきており、P D C Aサイクル型維持管理体系の構築が早急の課題となっている。

このような中で、平成24年2月には「社会資本の維持管理及び更新に関する行政評価・監視結果に基づく勧告（総務省）」が出された。平成24年6月の行政事業レビュー「公開プロセス」¹⁾では、「既存の河川管理施設の改良事業」に対して、「河川管理施設の状況を適切に把握した上で、優先順位や採択の基準を明確にして事業を実施すべき」というコメントが出されている。

2. 河川維持管理計画と現状の課題

河川維持管理計画は、河川整備計画に沿って河川維持管理を適切に実施するために、概ね5年間で計画対象期間として点検の実施内容、頻度や時期等を具体的に記述している²⁾。

維持管理目標は、「災害の発生防止、河川の適正な利用、流水の正常な機能の維持及び河川環境の保全の観点から河川の有する多面的な機能を十

分発揮できるよう、堤防、護岸及び樋門等の維持修繕を計画的に行う」ことになっている。また、河川維持管理に当たっては、河川巡視、点検による状態把握、維持管理対策を長期間にわたり繰り返し、それらの一連の作業の中で得られた知見を分析・評価して、河川維持管理計画あるいは実施内容に反映していくというP D C Aサイクルの体系を構築していく必要がある³⁾（図-1 参照）。



図-1 サイクル型維持管理体系のイメージ図³⁾

現状を見ると、堤防等河川管理施設の点検は、「維持管理計画」に基づき行なわれ、堤防等河川管理施設の変状実態を把握し、河川カルテ等を作成してデータの蓄積や更新がなされている。本来はこの河川カルテ等に蓄積されたデータを元に、河川管理施設の状況把握、分析評価を行った上で維持修繕を実施することになるが、その評価方法

や判断基準については必ずしも明確とはなっておらず、さらに多岐にわたることから、点検者の経験に頼ることになる。したがって、PDCAサイクル型維持管理を進めていく上では、各変状について客観的に分析評価を行うことが必要であり、そのための基準等が必要となる。

今回は、堤防・護岸等の変状について、堤防の安全性という観点や変状箇所周辺の環境状況等を考慮して、変状に重みをつけて評価した簡易的な「機能評価基準案」を考案し、これをもとに維持修繕実施優先順位付けを行った。

3. 変状対策優先順位設定の方針と項目

(1) 設定方針

堤防等河川管理施設の点検は出水期前後に徒歩で実施しており、変状を目視によって把握している。変状現象としては、亀裂・沈下・変形、モグラ穴の集中、植生（張芝）のはがれ、崩壊、漏水、陥没、破損・欠損等の現象がある。

維持修繕の優先順位は、発生した変状が堤防の安全性に与える影響が大きいものを優先すべきであり、計画的に維持修繕を行っていくことが必要なため、変状箇所ごとに機能評価に対して評価点を適用し、優先度のランク付けを行った。

なお、今回対象となった変状のほとんどが堤

防・護岸等であることから、堤防・護岸等を対象として機能評価することにした。

今回作成する機能評価基準案については、点検により発見された変状の内、即時に補修等が必要な変状や原因が不明で堤防部会^{*)}で検討を要する変状については、今回の対象変状から除くこととした（図-2参照）。

(2) 堤防の安全性を考慮した優先度評価項目

洪水による堤防の破堤原因は、④河川流水による洗掘（侵食）、③降雨や河川水の堤防への浸透、③漏水（パイピング等）、①堤防高の不足による越水が考えられる（図-3参照）。

また、変状の発生から損傷、欠損、損壊、半壊、全壊といった堤体の被災過程を見ると、種々の原因の相互作用で変状現象が進行し、破堤に至ることがわかる。

したがって、堤防の安定に重要と考えられる変状位置（横断的）や変状規模、進行状況等を考慮した変状現象の進行状況の評価、河道平面形状、重要水防箇所、河川構造物隣接状況等の位置的要因の評価及び、背後の浸水想定区域内における病院等の重要施設等の有無、破堤時の災害ポテンシャルの大きさ等の社会的要因の評価を含めた機能評価しておくことが必要である（表-1参照）。

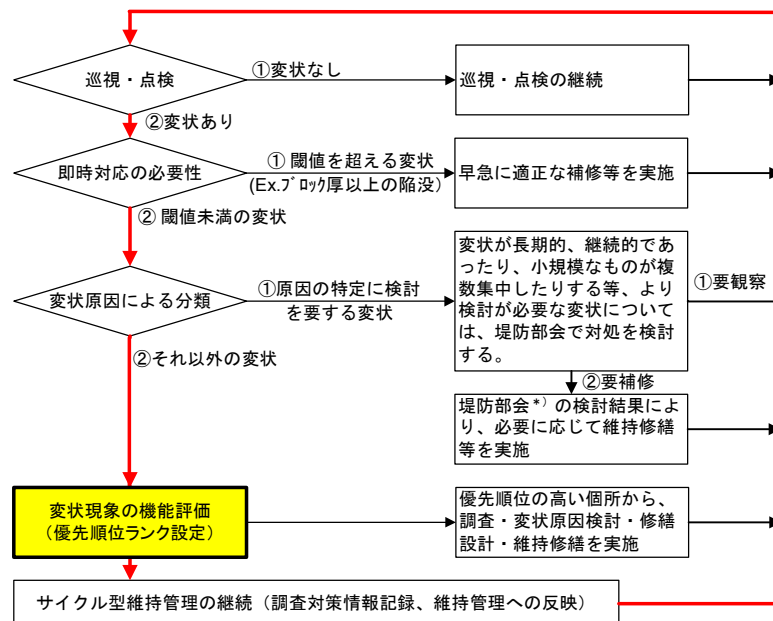


図-2 PDCAサイクル型維持管理の取り組み

*) 堤防部会：大和川河川事務所におけるPDCAサイクル型河川管理の一環として、大和川をとりまく現況の諸課題に対し、事務所全体で問題点を共有し、検討することにより効果的効率的な河川管理を行うため、大和川プロジェクトマネジメント会議を基軸とした堤防の安全な維持管理、大和川沿川の安全対策の検討を行う部会である

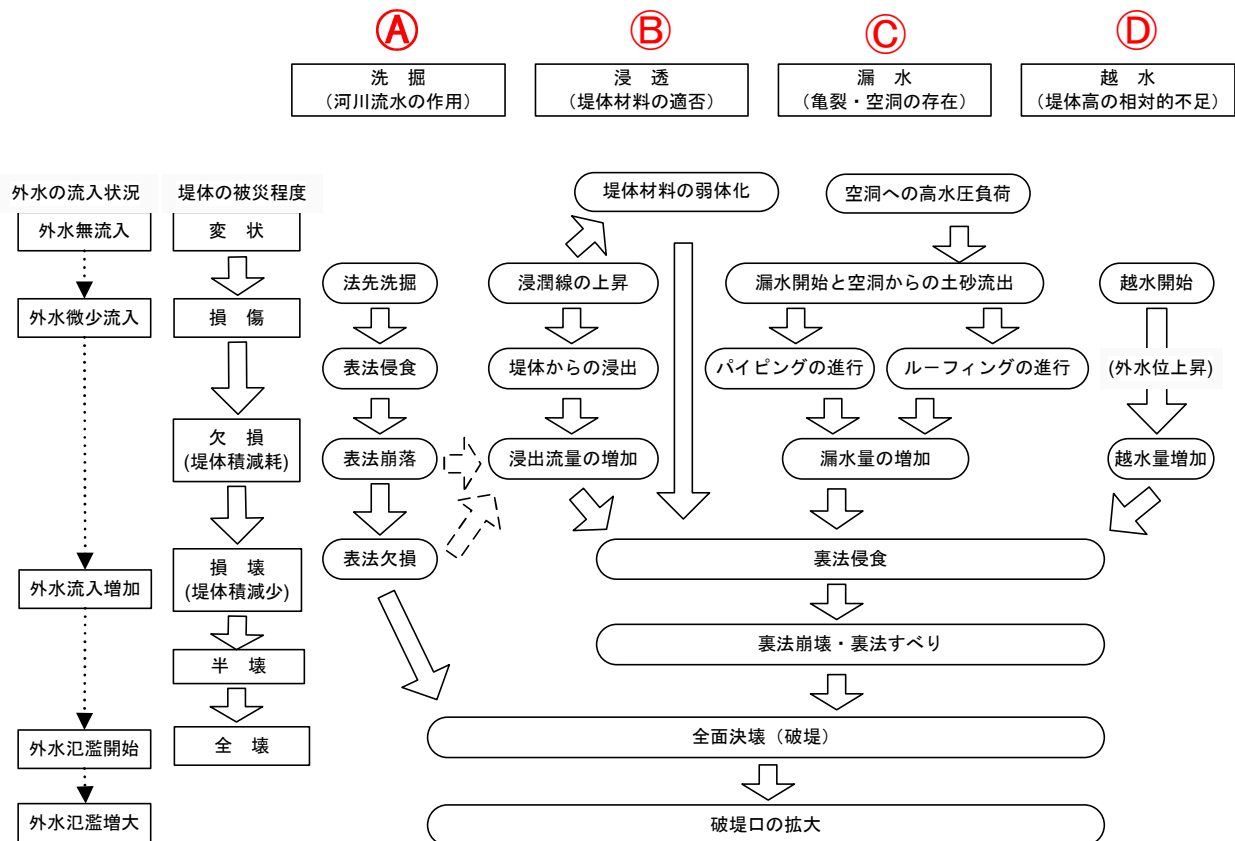
図-3 洪水による堤防の破壊過程と被災形態⁴⁾

表-1 堤防の安全性を考慮した優先度ランク設定のための評価項目一覧

機能評価項目	評価指標	評価方針
①変状位置	・「変状位置と変状現象」で評価点を設定。	・変状位置や変状現象によって堤防の安全度への影響が異なると評価。
②変状規模	・「変状規模(変状延長が25m以上かどうか、もしくは変状が横帯工をまたいでいるかどうか)」で評価点を設定。	・変状規模が大きい場合、堤防の安全度が相対的に低いと評価。
③変状進行速度	・「過去5年間の変状進行の有無」で評価点を設定。	・変状の進行が有る場合、堤防の安全度が相対的に低いと評価。
④河道平面形状	・「変状箇所が水衝部に該当するか否か」で評価点を設定。	・変状箇所が河道の水衝部付近にある場合や重要水防箇所の内重点区間となっている場合、堤防の安全度が相対的に低いと評価。
⑤周辺の構造物状況	・「流下能力の阻害や堤防の安全性を損なう原因となる構造物等が変状箇所周辺に存在するか否か」で評価点を設定。	・これらの施設等(遊休樋門含む)が変状箇所周辺に存在する場合は、維持修繕の優先度が高いと評価。
⑥周辺の重要施設状況	・「背後の浸水想定区域内における病院等の重要施設等の有無」で評価点を設定。	・災害弱者や複合災害を考慮して、病院等重要施設が浸水想定区域内にある場合は、維持修繕の優先度が高いと評価。
⑦災害ポテンシャル	・「堤防高(5m以上、5m未満、掘込河道)」について、評価点を設定。	・堤防高が高い方が破堤したときの災害への影響が大きいと評価。

4. 変状現象の機能評価基準案の作成

河川砂防技術基準維持管理編³⁾、堤防等河川管理施設及び河道の点検要領⁵⁾、河川堤防の構造検討の手引き⁶⁾等を参考にして、変状の機能評価基準案を作成した。

(1) 変状位置による評価

変状現象としては、亀裂・沈下・変形、モグラ穴の集中、植生（張芝）のはがれ、崩壊、漏水、陥没、破損・欠損等の現象があり、これらの変状が進行して破堤に至る可能性がある。これらの変状については、その発生位置によって堤防の安全度への影響が異なるため、変状の位置と変状現象について整理し、重みを考慮した評価点を設定した。なお、各変状現象については、その大きさや数値等によっても堤防に対する影響は異なるが、堤防の主体は土であるため一般に変状は不明確である。これらのことより、評価においては変状の大きさや数値等は考慮せず、変状現象ごとにその発生位置で重みづけして評価した（表-2①参照）。

破堤原因④（侵食）については、堤防防護ラインよりも河川側にある低水護岸や天然河岸は、1回の洪水で堤防に影響を及ぼすような侵食（洗掘）は生じない。このため、機能評価においては、堤防防護ラインの堤防側の変状の方に重みをつけることとした。

破堤原因⑤（浸透）や破堤原因⑥（漏水）については、堤体材料や地盤材料等の内的構造が大きく起因して破堤等が生じる。したがって、これらの原因に対する安全性の確保については、点検による監視が重要である。川裏側の変状と川表側の変状について堤防の安定性を比較すると、川裏側の変状については河川水位が高い時に裏法すべり等が発生して破堤することになるが、川表側の変状については河川水位が高い時には河川水が抑えになるため、河川水位が低下した段階ですべり等が発生することになる。したがって、機能評価においては、堤防の川裏側の変状の方に重みをつけることとした。

(2) 変状規模による評価

護岸では、変位・破損が他に波及しないために50m 程度の間隔で横帯工を設けているが、変状がこの横帯工をまたいで発生している場合は、変位・破損が他のスパンに波及する可能性が高くなり、堤防の安定性が損なわれる危険性が高くなる。また、変状が発生している延長が堤防幅以上の場合は、堤防の横断方向の幅に比べて縦断方向の変

状幅の方が長くなるため、堤防の安定性が損なわれる危険性が高くなると推定される。このため、変状が発生している延長（堤防縦断方向）に着目して評価を行った。

横帯工の間隔の半分の25m 以上の場合に変位・破損が他のスパンに波及する可能性が高くなることから、変状が発生している延長が25m 以上の場合に重みを付けることとした（表-2②参照）。なお、大和川の堤防幅は15～30m である。

(3) 変状進行速度による評価

変状は、堤体の損傷、欠損、損壊、半壊、全壊という順序で進行し、破堤に至る可能性がある。

変状の進行は、降雨や洪水等によって発生すると考えられるため、点検は、毎年出水期前後に行っている。

変状の進行速度を定めるにあたり、どの程度の期間を設定すれば、変状が進行していると評価できるかを検討するために、平成16年～平成24年間における「はん濫注意水位（警戒水位）を越す洪水の年間出現回数」を整理した（図-4 参照）。

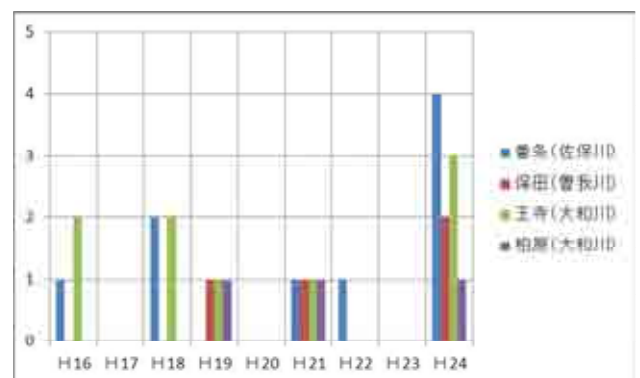


図-4 はん濫注意水位（警戒水位）を越す洪水の年間出現回数

この図を見ると、2～3年に1回の割合でははん濫注意水位（警戒水位）を越す洪水が発生していることが分かる。したがって、変状が進行していると評価できる期間を、2回程度はん濫注意水位（警戒水位）を越す洪水が発生する期間と設定し、その期間を5年とした。なお、堤防の高さや河積等の把握のための定期横断測量は5年に1回の割合で実施されており、さらに、樋門等構造物周辺堤防の詳細点検は10年に1回行われており、5年という期間は概ね妥当性があると考えられる。

変状の進行の有無については、点検結果をもとに、前回に比べて延長やクラック幅、沈下高等の変化がでた場合や前回まではなかったが、今回初めて変状が確認された場合について「進行あり」とし、5年以内に「進行あり」がある場合に重み

をつけることとした（表-2③参照）。

（4）変状箇所の河道平面形状による評価

変状箇所が河道の水衝部付近にある場合は、洪水時の河川水の流体力（流速）によって侵食が起こりやすい。さらに、河川水位も対岸に比べて高くなることも想定され、危険度が高い。したがって、機能評価においては、水衝部に位置している場合の変状の方に重みをつけることとした（表-2④参照）。

また、水防という観点で、洪水時に危険が予想され、重点的に点検が必要な箇所として「重要水防箇所」が指定されている。さらに、水防上の重要度によって「重点区間」が指定されている。したがって、機能評価においては、重点区間に指定されている区間の変状の方に重みをつけることとした。

（5）変状箇所周辺の構造物状況による評価

変状箇所の近傍（周辺）において、流下能力を阻害したり、堤防の安全性を損なうような構造物等がある場合は、これらの構造物がないところに比べて、優先度が高いと評価できる。したがって、機能評価においては、変状箇所周辺に安全性を損なうような構造物等がある場合に重みをつけることとした（表-2⑤参照）。

（6）周辺の重要施設状況による評価

変状箇所背後の浸水想定区域内に、公共輸送機関や重要施設（医療・福祉施設、学校、市役所、役場等）が存在している場合は優先度が高いと評価できる。

この中でも、災害弱者や複合災害を考慮すると、社会的に影響が大きい重要施設（病院等医療施設、社会福祉施設、危険物施設、避難場所等）が存在している場合は、より優先度が最も高いと評価でき、重みをつけることとした（表-2⑥参照）。

（7）災害ポテンシャルによる評価

堤防高（堤防高＝堤防天端高－堤内地地盤高）の高い方が、破堤時の流体力（流速）が大きくなり、川裏の家や工場等を破壊したり、堤内地地盤が大規模に洗掘（侵食）されたりする可能性が高くなる。今回は、一般の民家の高さ（2階建て）相当の高さとしての5mを基準に、堤防高がこれ

より高い場合に最も重みを付けることとした。なお、掘込河道（堤防高が0.6m以下）の場合は、破堤しないため、評価値は0とした（表-2⑦参照）。

（8）機能評価基準案の適用

点検結果（河川カルテ等）や関連する既存資料を収集した上で、変状箇所ごとに機能評価基準案にしたがって評価点を整理した。

今後は、変状の機能評価基準案の分析評価をさらに進め、改善を繰り返しながら、堤防等河川管理施設のPDCAサイクル型維持管理を実施していく。

5. おわりに

変状の機能評価基準案については、作成したばかりであることから、今後の活用に対しては以下の点に留意してPDCAサイクル型河川管理を行っていくことが必要と考えられる。

- ・変状の機能評価基準案の評価点については、全体のバランスをとるようにその点数を設定しているため、運用しながら見直しを行う必要がある。
- ・同じ評価ランクであっても破損の規模が違えば安全性は異なる。運用ではこの点も考慮し、改善していく。
- ・点検の際に役立つと考えられる資料を事前に抽出し、整理しておく。
- ・維持修繕（対策）後の経過観察の状態把握・分析評価についても検討が必要である。

参考文献

- 1) 社会資本整備審議会河川分科会：安全を持続的に確保するための今後の河川管理のあり方検討小委員会 第1回委員会「資料2」,2012年8月9日
- 2) 国土交通省河川局河川環境課長通達：河川維持管理計画に基づく河川維持管理の推進について,2011年5月
- 3) 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
- 4) 京都大学防災研究所：防災学ハンドブック,2001年4月
- 5) 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,2012年5月
- 6) (財)国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き,2012年2月改訂

調査・計画・設計部門: No.23

表-2 堤防および護岸の機能評価基準案のまとめ

①変状位置による評価点						
区分	変状位置		変状現象	評価点		備考
				最大点数	配点	
a	低水護岸 (天然河岸)	a-1 堤防防護ライン より堤防側	洗掘・侵食・基礎部変状	3	1	・低水護岸(天然河岸含む)に対する評価項目。 ・堤防防護ラインより堤防側もしくは河川側のどちらかを選択する。 ・変状項目を足し合わせて評価点とする(最大点数3点)。
			亀裂・沈下・変形・漏水		1	
			破損・欠損		1	
		a-2 堤防防護ライン より河川側	洗掘・侵食・基礎部変状	0	0	
			亀裂・沈下・変形・漏水		0	
			破損・欠損		0	
b	川表小段 (コンクリート)	亀裂	3	1	・川表小段(コンクリート構造)に対する評価項目。 ・変状項目を足し合わせて評価点とする(最大点数3点)。	
		破損・欠損・陥没		1		
		漏水		1		
c	表のり面	【共通】亀裂・沈下・変形	4	1	・表のり面(【土羽】・【高水護岸】・【波返し・パラペット】)に対する評価項目。 ・変状項目を足し合わせて評価点とする(最大点数4点)。	
		【土羽】植生(張芝)のはがれ、崩壊		1		
		【高水護岸】破損・欠損				
		【波返し・パラペット】破損・欠損・目地の開き・段差		1		
		【土羽】モグラ穴の集中				
		【高水護岸】洗掘・侵食・陥没				
【共通】漏水	1					
d	天端	【共通】亀裂・沈下・変形	4	2	・天端(【無舗装】・【舗装】)に対する評価項目。 ・変状項目を足し合わせて評価点とする(最大点数4点)。	
		【無舗装】のり肩崩壊・陥没		2		
		【舗装】破損・欠損・陥没				
e	裏のり面	【共通】亀裂・沈下・変形	8	2	・裏のり面(【土羽】・【張りブロック等】)に対する評価項目。 ・変状項目を足し合わせて評価点とする(最大点数8点)。	
		【土羽】植生(張芝)のはがれ、崩壊		2		
		【張りブロック等】破損・欠損		2		
		【土羽】モグラ穴の集中				
		【張りブロック等】陥没		2		
【共通】漏水	2					
f	裏のり尻	亀裂・沈下・変形	6	2	・裏のり尻(堤脚保護工・堤脚水路)に対する評価項目。 ・変状項目を足し合わせて評価点とする(最大点数6点)。	
		破損・欠損・陥没、目地の開き・段差		2		
		【共通】漏水		2		
g	堤内地	表層付近の湿潤	6	2	・堤内地(民地など)に対する評価項目。 ・変状項目を足し合わせて評価点とする(最大点数6点)。	
		漏水・噴砂		2		
		隣接河川護岸の変状		2		

②変状規模による評価点

変状規模	変状の延長(堤防縦断方向)	評価点		備考
		最大点数	配点	
堤防および護岸延長	変状延長が25m以上もしくは横帯工をまたいで変状が発生している場合	4	4	・変状延長が25m以上もしくは横帯工をまたいで発生している変状は4点、延長25m未満の変状は2点となる。
	変状が分布している延長25m未満		2	

③変状進行速度による評価点

期間	変状の進行の有無	評価点		備考
		最大点数	配点	
過去5年間	前回に比べて進行あり	4	4	・進行ありは4点、進行なしは0点となる。
	前回に比べて進行なし		0	

④変状箇所の河道平面形状による評価点

河道平面形状	変状箇所の河道平面形状	評価点		備考
		最大点数	配点	
水衝部	水衝部に該当する	2	2	・水衝部は侵食や浸透破壊が起こりやすい箇所であるが、表法面の変状と重複するため2点とする。
重要水防箇所	重点区間	2	2	・重点区間は2点、重点区間以外の水防必要区間は1点、水防必要区間ではない区間は0点となる。
	重点区間以外の水防必要区間		1	

⑤変状箇所周辺の構造物状況による評価点

周辺施設等	変状箇所の周辺施設等	評価点		備考
		最大点数	配点	
堤防横断工作物	樋門・水門近傍堤防	2	2	・樋門・水門近傍堤防は侵食や浸透破壊が起こりやすいが、堤防の変状と重複するため2点とする。 ・遊休樋門の内、コンクリート充填等で樋管が堤防内に残っている場合は、上記の樋門・水門と同様に評価する。
	遊休樋門近傍堤防	2	2	
河積阻害物	横断工作物・橋梁近傍	3	1	・河積阻害物は流下能力を阻害するためそれぞれ1点となる。 ・評価項目を足し合わせて評価点とする(最大点数3点)。
	樹木の繁茂		1	
	坂路・階段取り付け部		1	

⑥周辺の重要施設状況による評価点

背後地の浸水想定	周辺の重要施設	評価点		備考
		最大点数	配点	
浸水想定区域	災害弱者や複合災害を考慮して、病院等重要施設が浸水想定区域内にある	4	4	・背後地の浸水想定区域内に病院等重要施設がある場合は4点、公共輸送機関、学校、市役所・役場等がある場合は2点となる。
	公共輸送機関、学校、市役所・役場等が浸水想定区域内にある		2	

⑦災害ポテンシャルによる評価点

災害ポテンシャル	堤防高	評価点		備考
		最大点数	配点	
(高い方が破堤時の災害が大きくなる)	堤防高5m以上	2	2	・堤防高が5m以上ある場合、破堤時の災害が大きくなることが想定されるため最大点として2点とする。 ・堤防高5m未満は1点、掘込河道は0点とする。
	堤防高1m以上5m未満		1	
	掘込河道		0	

*)堤防高＝堤防天端高－堤内地地盤高

長殿地区における減勢工を有した砂防堰堤の設計について

酒井 良¹

¹近畿地方整備局 紀伊山地砂防事務所 工務課 (〒637-0002 奈良県五條市三在町1681)

2011年8月末から9月4日にかけて日本列島に接近・上陸した台風12号は、紀伊半島で総降水量1,800mmを超える記録的豪雨をもたらし、奈良・和歌山両県では17箇所の河道閉塞が発生した¹⁾。なかでも奈良県十津川村長殿地区は、崩壊の規模が極めて大きくかつ上流に湛水池が形成されるなど、近年、稀にみる自然災害であり、そのため対策実績もほとんどない。そのような状況での対策として、高さ100mに及ぶ河道閉塞部を切り下げ、切り下げにより発生した土砂で湛水池を埋積して安定させ、さらに閉塞部の直下流において砂防堰堤を設け、天然ダム脚部を固定する計画を立案した。

キーワード 河道閉塞，砂防堰堤，減勢工，湛水池，砂防ソイルセメント工法

1. はじめに

平成23年(2011)台風12号で発生したような大規模な河道閉塞（天然ダム）への対策は、全国的にも実施事例が少ないため、従来の砂防工学のみならず多角的な検討が必要となる。対策箇所の一つである「長殿地区（奈良県十津川村）」においては、幅約300m、長さ約700mに及ぶ深層崩壊により最大高さ約100mの河道閉塞が形成されたが、災害発生直後に着手した仮排水路工の施工が完了し、現在は本格的対策として砂防堰堤の工事に着手し始めたところである。

ここでは、平成24年度に取りまとめた長殿地区の河道閉塞における本格的対策の基本的な考え方、及び対策工（砂防堰堤、排水路工、河道閉塞部切り下げ）の内容を報告する。

2. 対策施設の内容と基本的な考え方

長殿地区は、十津川の本川右岸支流に位置する長殿谷下流域において発生した崩壊土量約680万 m^3 に達する河道閉塞である。下流河道への急激な土砂等の流出を防止し土砂災害を未然に防止するため、以下の内容と考え方により河道閉塞部とその周辺における対策工を設計した。

(1) 河道閉塞部における本格的対策工の内容

本格的対策工は、大きく次の3工法に分類できる。すなわち、①河道閉塞部の下流面脚部に計画する基幹とな

る砂防堰堤工，②河道閉塞部の排水路工とその末端（砂防堰堤の上流部）に設置する減勢工，③河道閉塞部の切り下げと湛水池の埋積である。



図-1 長殿地区の河道閉塞状況



図-2 本格的な対策工計画の俯瞰図

(2) 計画の骨子

対策工は、まず、河道閉塞部脚部を固定し、閉塞部に設置する排水路工からの洪水を減勢させて安全に流下させることを目的に基幹となる砂防堰堤を計画した。

そのため、この砂防堰堤は、本来の土砂ポケット部に減勢工を有した構造となっている。

また、堰堤の構造は、閉塞部とその周辺における大量の堆積土砂と工事で発生する残土を有効活用するため、砂防ソイルセメント工法を採用している。

河道閉塞部の排水路工と減勢工の計画は、水理式と不等流解析により構造の諸元を決定し、水理模型実験によってその妥当性を確認することとした。

高さ約100mに及ぶ閉塞部は、約25mを切り下げて湛水池を埋積することで、その安定を確保することとした。

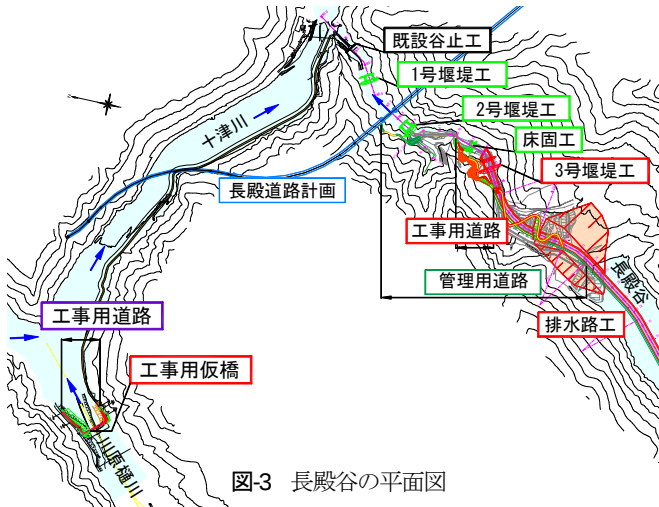


図-3 長殿谷の平面図

(3) 対策施設の配置方針と基本的な考え方

対策施設は、洪水流の越流に伴う河道閉塞部の浸透破壊や越流破壊を防止し、それにより河道閉塞部の二次侵食を防ぎ、下流河道への土砂や流木の流出を抑制することを目的とする。具体的な現象と施設配置の考え方は、以下のとおりである。

まず、浸透破壊に対しては、河道閉塞部の下流面脚部の排水路工末端に、減勢工を有した基幹となる堰堤工を計画して対応する。ここで減勢工には、脚部にみられる伏流水や湧水を導流するためにドレーン工を設置する。

越流破壊に対しては、排水路工を整備して、計画規模の洪水断面（100年超過確率）を確保する。仮に計画規模をうわまわって溢水した場合でも、急激な侵食を防止するために、砂防ソイルセメント工により排水路工周辺を強化する。さらに、仮に計画規模を超過する洪水が排水路工から溢流して河道閉塞部を侵食した場合でも、河道閉塞部全体が破壊に至らない施設として、排水路工の末端部に基幹となる堰堤工を設置する（図-4参照）。これにより、脚部侵食を防止し閉塞部の安定を図るものである。

また、崩壊地や崩壊土砂の安定性を損なわない範囲で、施工性について検討し、可能な限り閉塞部天端高さ

を切り下げる。この天端の切り下げにより発生した土砂を用いて上流の湛水池を埋積する。

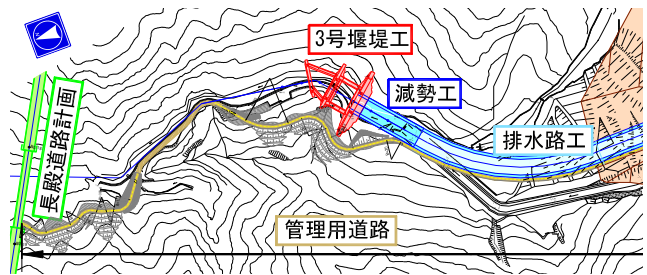


図-4 河道閉塞部の対策平面図

3. 基幹となる砂防堰堤工と減勢工および排水路工

ここでは河道閉塞部における主たる本格的な対策工である減勢工を有する砂防堰堤工と、河道閉塞部に設置する排水路工について述べる。

(1) 閉塞部下流面脚部に計画する基幹となる砂防堰堤工

堰堤位置は、河道閉塞部の脚部を固定して排水路工からの洪水を十分に減勢させることが可能であることや、河道が曲流し左岸の支尾根部が張り出している地形特性等を考慮し、定めることとした。

堰堤は、河道閉塞部脚部を固定し、閉塞部の排水路工からの洪水を減勢させて安全に流下させることを目的としているため、砂防堰堤本来の土砂ポケット部に減勢工を配置する構造である。また、大量の堆積土砂と工事で発生する残土を有効活用するため、砂防ソイルセメント工法[INSEM-SBウォール工法]を採用した。

堰堤工は最深河床からの根入れ2mを確保し、ローダムの最大高さである14.5mを採用した。基礎地盤は玉石混じり砂礫ないし転石層で、確実な支持力を得るために、下位層である岩盤までの深さ2～3mをバックホウ混合によるセメント処理を行い、地盤改良することとした。

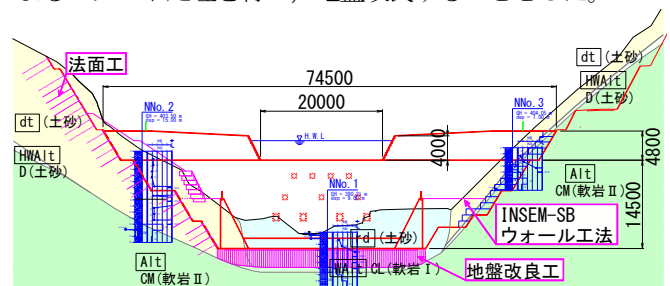


図-5 砂防堰堤工の正面図

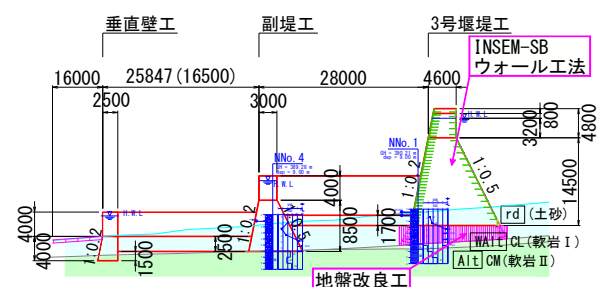


図-6 砂防堰堤工の側面図

表-1 砂防堰堤工の諸元

項目	内容	備考
堰堤名	3号堰堤	
堤長	74.5m	
堤高	14.5m	根入れ2m以上
堤体積	約7,200 m ³	
型式	重力式不透過型(INSEM工法)	INSEM-SBウォール工法
上下流法勾配	下流1:0.20 上流1:0.50	
計画流量	210m ³ /s	
水通し高さ	H=4.0m(水深3.2m+余裕高0.8m)	土砂含有を考慮した清水流量による越流水深 Dh = 3.2m
水通し幅	20.0m	
基礎工	浅層地盤改良工	バックホウ混合による
前庭保護工	副堰堤+垂直壁+水叩き+側壁護岸工	副堰堤重複高さ4.2m

表-2 副堰堤工の諸元

項目	内容	備考
堰堤名	3号堰堤の副堰堤工	
堤長	51.0m	
堤高	8.5m	根入れ2m以上
堤体積	約2,200 m ³	
型式	重力式コンクリート型式	
上下流法勾配	下流1:0.20 上流1:0.50	
計画流量	210m ³ /s	土砂混入20%
水通し高さ	H=4.0m(水深3.2m+余裕高0.8m)	土砂含有を考慮した清水流量による越流水深 Dh = 3.2m
水通し幅	20.0m	
水叩き長さ	本堰堤間28.0m、垂直壁間16.5m	
水叩き厚さ	本堰堤間1.70m、垂直壁間2.50m	水じょく池あり

(2) 河道閉塞部の排水路工とその末端（砂防堰堤の上流部）に設置する減勢工

a) 排水路工の計画

河道閉塞部は可能な限り越流高さを下げることとし、掘削に伴い発生した土砂で上流の湛水池を埋積する計画とした。よって、閉塞部に設ける排水路工は、湛水池上流から埋積後の湛水池へ、さらに切り下げ後の閉塞部天端を通過して、基幹となる堰堤へと導流する延長1kmに及ぶ流路工である。

図-7に示すように、設計では堰堤軸と排水路工の線形がその下端で鉛直に交差するように線形を設定した。排水路工全体では曲線部を可能な限り少なくし、曲線を設定する場合でも、曲線半径と計画河道幅の比が10以上となるように計画することにより、湾曲部の水位上昇の影響を抑えた。また、①掘削に伴う旧地山の切土を回避して地形改変を少なくすること、②不安定な崩壊地脚部での切土を抑えるためになるべく崩壊地へ寄せないことに留意し、比較検討して線形を決定した。

排水路工の河道幅は、河道閉塞部から十津川本川合流部までの区間における長殿谷の溪床幅が20～30mであることから、基幹堰堤の水通し幅に同じ20mに設定した。護岸勾配は1：1.0で、計画流量210m³/sの余裕高さ80cmを含めた護岸高さは3.0mである。これに対して、斜路部(L=200m)は曲線半径R=200mとなるため、ナップ式(射流区間)による水位上昇を考慮して、右岸部で1.4m、左岸部で5.4mとした(図-9参照)。

護岸工の構造は、吹付けコンクリート(厚さ50cm)の三面張り構造とし、その周辺を厚さ2.0mの砂防ソイルセメント工で補強する計画である。

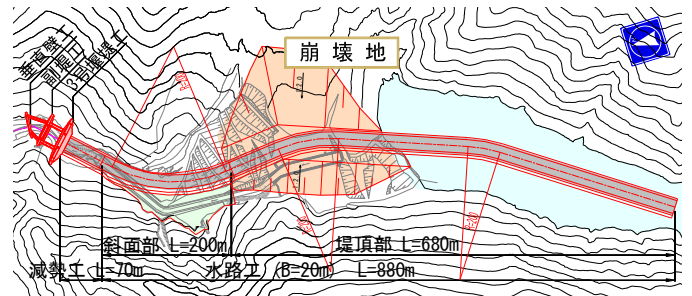


図-7 排水路工の平面図

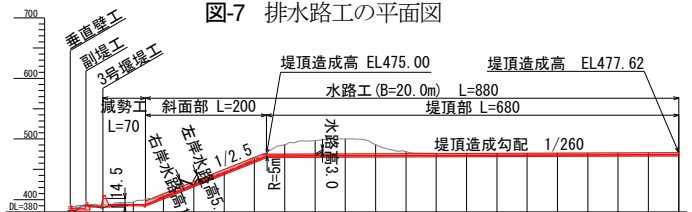


図-8 排水路工の縦断図

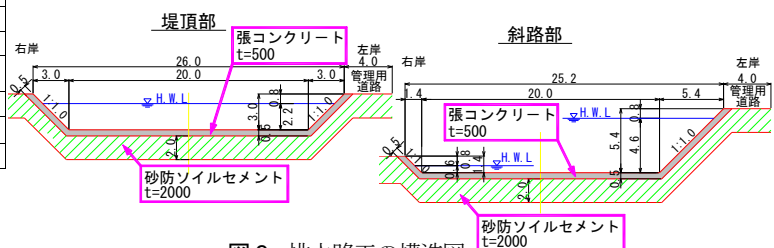


図-9 排水路工の構造図

b) 減勢工の計画

排水路工は河道閉塞部天端から下流面にかけての高低差 $h \div 80\text{m}$ を有し、天端部の勾配 $i=1/260$ 、排水路工斜路部の勾配は $i=1/2.5$ である。現況の高低差が最大約 100m で、約 25m (堤頂造成高 $\text{EL}475\text{m}$)を切り下げる計画であるが、依然、高低差が大きく、流速 20m/s ($\text{Fr}=8.9$)に及ぶ高速(射流)で流下してくる。そのため、排水路工脚部に延長 $L=70\text{m}$ の減勢工を設置して、下流の基幹堰堤の機能と併せて、洪水を減勢させる計画とした。

図-10に示すように減勢工は厚さ2.0mのコンクリート構造であるが、ドレーン工の機能を併用させるために、途中、揚圧力を低減させるフィルターを設ける。フィルターはふとんカゴ工とし、これにより河道閉塞部の下流面脚部における伏流水や湧水の導流を図るものである。

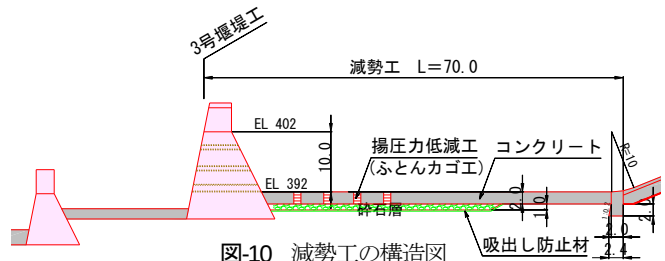


図-10 減勢工の構造図

4. 河道閉塞部天端の敷高検討

(1) 閉塞部の切り下げと事業のスケジュールについて

河道閉塞部を切り下げ、湛水池の埋積してその安定を図ることとした。この際、閉塞部の天端全体を可能な限り切り下げる方針とし、掘削土量に基づく施工性や長殿

地区で計画する砂防施設全体の施工工程を踏まえて、閉塞部頂部における現実的な排水路の敷高を検討した。

ここで、事業の全体工程としては、概ね5ヶ年で完了する計画とし、閉塞部の切り下げの施工は非出水期（11月～翌年6月）の8ヶ月間/年で行うものとして、事業全体のスケジュールを考えた。

(2) 河道閉塞部の切り下げと湛水池の埋積

長殿地区では河道閉塞部上流の湛水池の水位は、既往最高水位EL=487mであるが、常時の水位は低く、平均水位標高EL=470mで、現況の天端高さEL=500mに大きな余裕がある。よって、閉塞部を可能な限り切り下げ、上流の湛水池を埋積して越流高さを下げる計画とした。

そこで切り下げ可能な閉塞部天端高さを決定するために、天端敷高と掘削幅を変化させ、それぞれの排土量を集計した。検討パターンは、図-11に示すようにEL=495～475mを5m間隔で変化させ、それぞれに対して掘削底面幅 B=50～100mを10m間隔で変化させた、全30パターンについて土量を算定した。

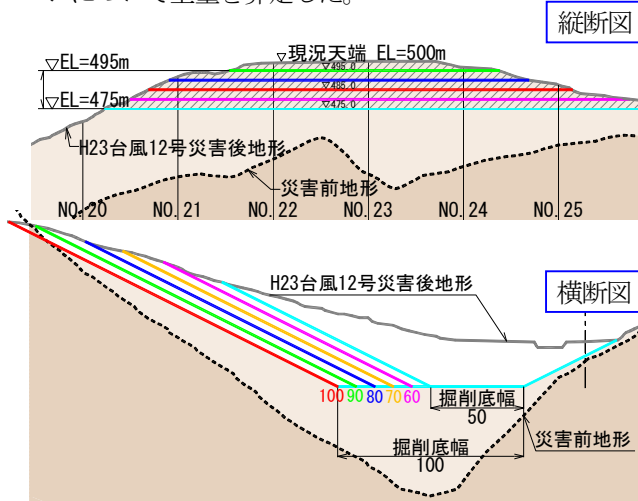


図-11 切り下げパターン図

表-3 施工機械別の切り下げ施工期

単位: 日 (ヶ月)

施工機械	掘削底幅 (m)	天端切り下げパターン 敷高 EL (m)				
		475	480	485	490	495
ブルドーザ 32t級 (3台)	50	444 (14.8)	251 (8.4)	131 (4.4)	61 (2.0)	16 (0.5)
	60	520 (17.3)	300 (10.0)	159 (5.3)	71 (2.4)	19 (0.6)
	70	605 (20.2)	357 (11.9)	193 (6.4)	86 (2.9)	23 (0.8)
	80	694 (23.1)	419 (14.0)	232 (7.7)	107 (3.6)	27 (0.9)
	90	788 (26.3)	489 (16.3)	278 (9.3)	134 (4.5)	34 (1.1)
	100	885 (29.5)	563 (18.8)	329 (11.0)	166 (5.5)	45 (1.5)
大型 ブルドーザ 65t級 (3台)	50	222 (7.4)	125 (4.2)	66 (2.2)	30 (1.0)	8 (0.3)
	60	260 (8.7)	150 (5.0)	79 (2.6)	35 (1.2)	10 (0.3)
	70	303 (10.1)	178 (5.9)	96 (3.2)	43 (1.4)	11 (0.4)
	80	347 (11.6)	210 (7.0)	116 (3.9)	54 (1.8)	14 (0.5)
	90	394 (13.1)	245 (8.2)	139 (4.6)	67 (2.2)	17 (0.6)
	100	443 (14.8)	281 (9.4)	165 (5.5)	83 (2.8)	22 (0.7)

■: 排土工の施工期間が「8ヶ月以内」 敷高が最も低くなるパターン
 ■: 排土工の施工期間が「12ヶ月以内」 敷高が最も低くなるパターン
 ■: 排土工の施工期間が「12ヶ月以上」

次に、事業全体の工程(5ヶ年)からこの排土工を施工できる期間を2年と考え、非出水期(11月～6月)での施工条件で、仮排水路工の復旧に要する期間を除いた排土工

の施工可能期間を「4ヶ月×2ヶ年＝合計8ヶ月」と想定して、この期間で施工可能な敷高(掘削底幅)を算定した。

ここで、実施工では重機は大型ブルドーザ65t級を3台用いることができると考え、最も敷高の低くなるパターンを算定した。その結果、表-3に示すように「天端切り下げ高さEL=475m、掘削底面幅 B=50m」が最も天端高さを低くできるケースである。これに要する排土量は約556,000m³である。

図-12の湛水池の貯水量のH-V計測結果から、EL=475mにおける湛水池の容量は約510千m³で概ね排土量と同様のボリュームである。また、図-13のとおり、湛水池の平均水位はEL=470mであり、EL=475mでの切り下げ高さであれば非出水期において水替えなしで施工が可能である。

地震時を含めた排水路工掘削に伴う敷高の安定検討は、斜面安定上、標高EL=461mまでの掘削が可能と判定されており、計画のEL=475mに対して十分な余裕がある。

以上のことから、EL=475mにて閉塞部の天端高さを切り下げ、これに伴い発生する土砂で上流の湛水池を埋積する計画とした。

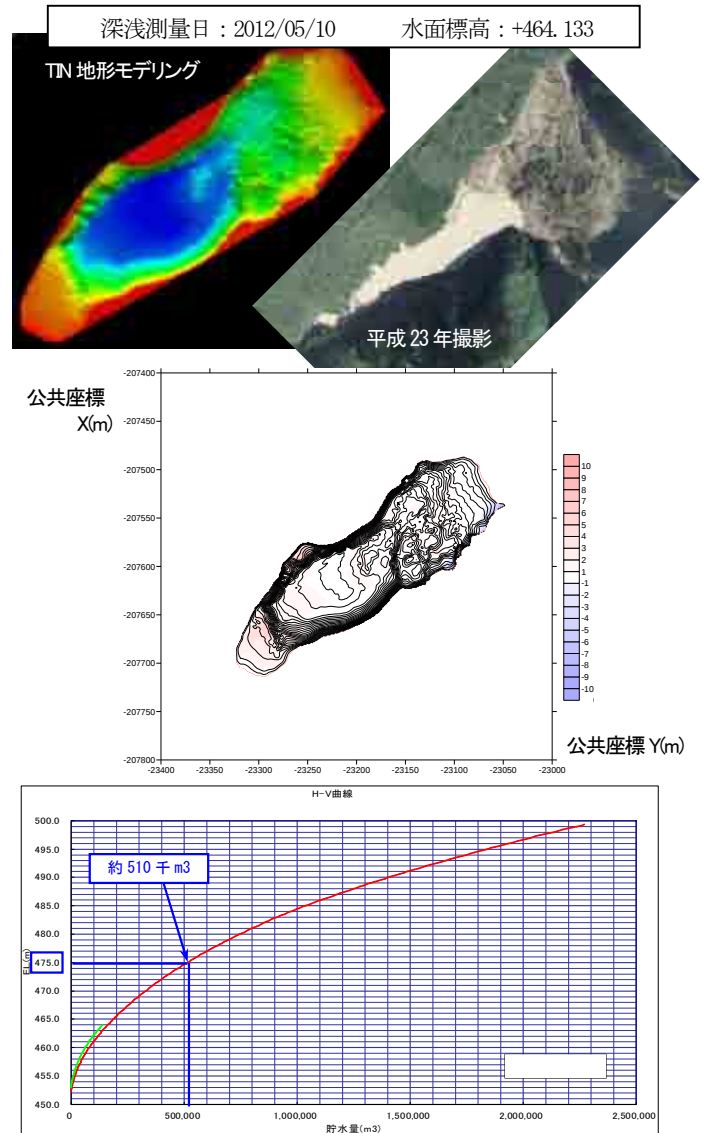


図-12 天端敷高と湛水池の水位状況

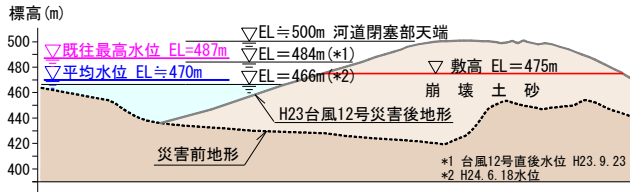


図-13 水面標高と貯水量の観測結果

5. 今後の課題

平成24年度においては、基幹となる砂防堰堤工については構造検討を含めた詳細設計を実施した。排水路工や閉塞部の切り下げについては、対策施設の検討をほぼ終えたが、今後は、構造検討等にかかる詳細設計を実施し、以下の課題の解決していく予定である。

(1) 排水路工の計画について

河道閉塞斜路部($i=1/2.5$)の排水路工の構造は、洪水流下速度約20m/sと高速なためコンクリート工と砂防ソイルセメント工を採用したが、閉塞土砂の性状や維持管理の方法を考慮し、さらに詳細な構造の検討が必要である。

排水路工の斜路部でのコンクリート厚さは、当初計画では $t=20\text{cm}$ としていた。一方、「長殿地区砂防堰堤の減勢効果等に関する水理模型実験」²⁾の結果、排水路クレスト部において負圧の発生が認められ、この部分に $R=5\text{m}$ の縦断曲線を設けることで負圧の発生を解消した。このため、斜路部においてもある程度負圧の発生に抵抗できる構造が望ましい。また、流速約20m/sに耐えうる構造として、施工性を考慮した上で、斜路部のコンクリート厚さを決定する必要がある。現設計では実験結果を勘案して、 $t=20\text{cm} \rightarrow 50\text{cm}$ へ変更している。

排水路工のコンクリート底盤は砂防ソイルセメント工で補強する計画としているが、これについても同様に、その補強範囲や補強厚さを検討する必要がある。

(2) 減勢工の計画

排水路工の脚部に設ける減勢工は、洪水が直接流下する箇所であり十分な強度を有する必要がある。現設計は厚さ2.0mのコンクリート構造で、途中、揚圧力を低減させるためにふとんカゴ工によるドレーン構造を設けることとしている。

今後は河道閉塞部天端からの落差と水理計算による跳水の形態との関係性を考慮し、減勢工の呑口標高の調整を行って、コンクリート工の底盤に設置する碎石層の厚みを確保するなどの検討が必要である。

また、河道閉塞部脚部に認められる相当量の湧水を処

理し、揚圧力を低減させるために設置する揚圧力低減工（ドレーン工）の詳細な構造を決定する必要がある。

さらに、斜路部との取り付けは河道が曲流するため右岸斜面脚部に接近し、排水路工下端の減勢工掘削時に、斜面への影響がある。この掘削面の安定処理が必要である。ここは河道閉塞部脚部からの多量の湧水が認められる箇所でもある。補助工法を採用するなど施工上の配慮が必要である。加えて、堰堤軸右岸には10m以上の厚い崩積土が分布し、堰堤掘削など施工においては安全性に最大限の配慮が必要である。

(3) 基幹堰堤および排水路工の管理方法

基幹堰堤の上流部の減勢工部の扱いは上記の二つの手法があるが、そのいずれの方法を用いるにあたっては、維持管理の方法や管理基準を定めておく必要がある。同様に、排水路工に堆積が予想される土砂や流木の除去等の管理手法の検討も必要である。

(4) 長殿谷の全体計画

十津川本川への土砂等の流出防止には、今後、基幹堰堤下流の渓床堆積土砂の固定を目的とした堰堤等施設の配置が必要である。長殿谷の谷出口である最下流の既設堰堤を利用した上で、基幹堰堤の下流に堰堤を配置して現渓床部に分布する堆積土砂をかん止する計画となる。長殿谷の左岸支流からの土砂流出に対する施設の調整効果が期待できる位置に、堰堤を配置するなどの工夫が必要となる。

6. おわりに

長殿地区の本格的対策工は設計検討をほぼ平成24年一杯で終え、年が明けた平成25年1月には、縮尺1/60の排水路工～基幹となる砂防堰堤工の模型を作成して、計画の210 m³/sの洪水流量を流下させる水理実験を行い、流況の安全を確認した²⁾。

今年度は、将来的に管理用道路への転用が可能な工事用道路や砂防堰堤の基礎掘削に始まり、INSEM材を用いた砂防堰堤の工事が本格化する予定である。

参考文献

- 1) 国土交通白書 2012
- 2) 水山高久，桜井亘，大山誠，池田暁彦，西尾陽介，西岡孝尚，南部啓太，長井斎，岸根泰三，柳崎剛，丸田龍一郎：長殿地区河道閉塞排水路工に関する水理模型実験，平成25年度砂防学会研究発表

道路法面の安全性評価手法について

小林 征治¹

近畿地方整備局 近畿技術事務所 防災・技術課 (〒573-0166 大阪府枚方市山田池北町11-1) .

直轄国道では道路防災総点検において要対策箇所、カルテ点検箇所と評価された箇所について、定期点検を実施するとともに、要対策箇所について計画的に防災工事を実施している。しかし、定期点検を実施していない箇所で著しい変状が発生し、通行規制など交通に支障をきたす場合がある。このため、より効果的な危険箇所の抽出し対策することが求められている。

今回、点検箇所以外も含めた危険箇所を抽出する為に、著しい変状発生箇所の傾向把握と分析を行い、変状発生要因を抽出するとともに、ラフ集合分析を用いて著しい変状発生要因の組み合わせを抽出した。

キーワード 要因分析、ラフ集合、道路防災総点検、変状発生要因抽出

1. はじめに

直轄国道においては、毎年実施している道路防災点検や構造物点検、日常の道路パトロールなどにより道路構造物の定期的な点検を行い危険箇所の把握に努めている。しかしながら、これらの点検のみではすべての危険箇所を把握することは困難であり、図-1に示すように点検対象外とされている箇所ですり変状が発生し、通行止めなどの重大な支障が発生している。

このため、点検対象外も含めた危険箇所を抽出することが安全確保や効果的な点検の実施などの観点から求められている。

そこで、過去に変状が発生した箇所について、道路防災総点検の安定度調査表、点検箇所の地形や地質および気象データなどの傾向把握、分析を行い変状発生に関する要因を抽出した。この要因を用いてラフ集合分析を行い著しい変状発生箇所における変状発生要因の組み合わせを抽出した。この結果、点検対象により抽出精度の違いはあるものの、より効果的で客観的な危険箇所の抽出するための変状発生要因の組み合わせを抽出することができたので、以下に報告する。

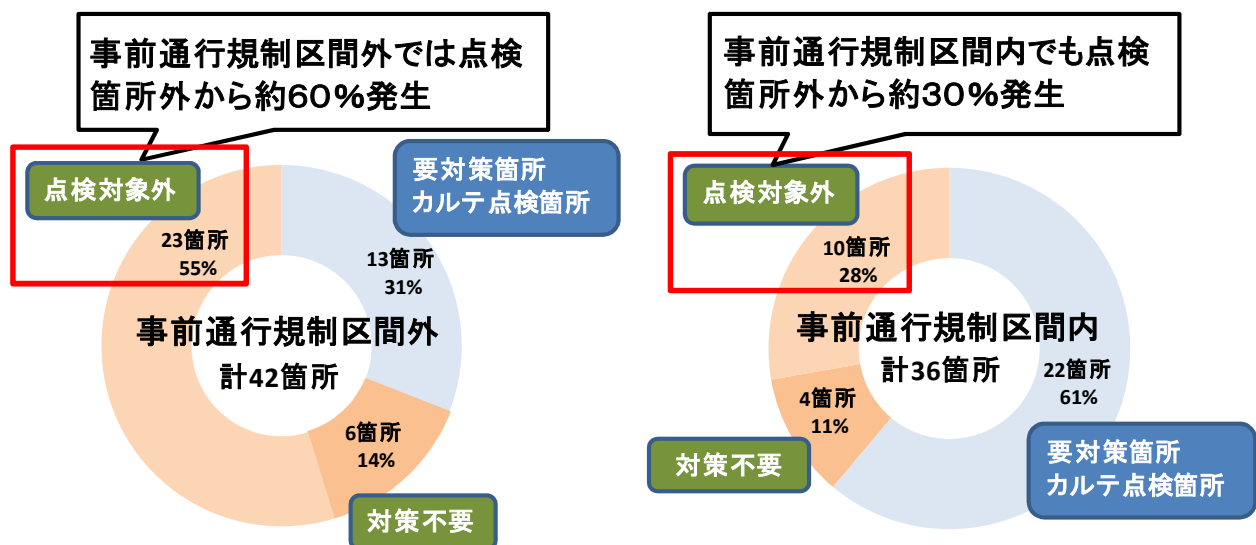


図-1 近畿地方整備局管内における直轄国道の交通止めを伴う災害（1997年～2011年の集計）

2. 分析の流れと分析方法

(1) 分析対象

分析対象は、表-1に示すように平成8年度道路防災総点検、平成18年度総点検で安定度調査を実施した箇所のうち、橋梁洗掘、雪崩、地吹雪を除く1,470箇所とした。そのうち災害発生箇所や道路防災点検で変状の進行が認められる箇所といった著しい変状発生箇所は358箇所、道路防災ドクターによる診断箇所は84箇所である。点検項目毎の内訳は表-2に示すとおり。

表-1 分析対象

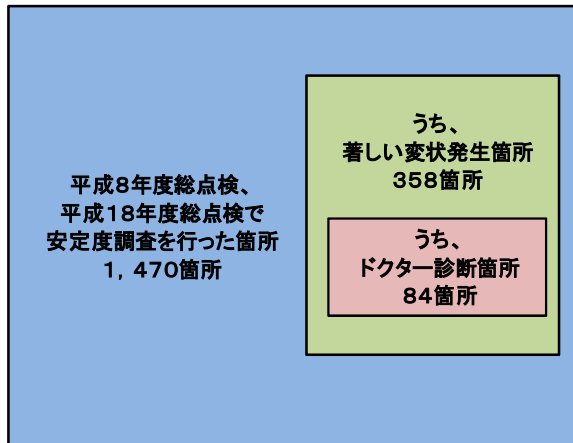


表-2 分析対象の内訳

点検項目	全体傾向	うち、著しい変状発生箇所	
		うち、著しい変状発生箇所	うち、ドクター診断箇所
落石崩壊	772	222	60
うち、法面	630	183	41
うち、斜面	655	192	50
岩盤崩壊	62	2	0
地すべり	27	11	3
土石流	76	27	3
盛土	189	47	6
擁壁(盛土擁壁)	246	40	11
擁壁(切土擁壁)	98	9	1
合計	1,470	358	84

(2) 分析手順

分析手順については、図-2に示すとおりである。全体傾向と変状発生箇所の傾向を比較することにより、変状発生要因、変状非発生要因を抽出する。

次に要因を組み合わせラフ集合分析を行い変状発生ルール及び非発生ルールを求める。

変状発生ルールと非発生ルールを比較することにより、変状発生に関する重要要因を抽出する。

この変状発生に関する重要要因の内在する点検箇所・点検外の箇所を抽出することにより、点検箇所以外も含めた危険箇所の確認・抽出を行う。本分析では変状発生要因の抽出とラフ集合による変状発生ルールの抽出を行った。

なお、ラフ集合とはデータを条件毎に「類別」し、不要な属性を取り除くことによって、できるだけ簡単なルールを抽出する手法である。

(3) 分析に用いるデータ

分析に用いるデータは、以下のとおりである。道路防災点検で作成している安定度調査表の点検項目のほか、点検箇所の固有の特徴を反映するために項目を追加して分析を行った。

a)安定度調査表

b)追加項目

- ・道路防災ドクターの助言内容のうち、排水施設に関する要因
- ・気象データ：年間平均降水量、変状発生誘因、変状発生時の雨量データ
- ・周辺の地形データ（地形図）のうち、斜面方向
- ・周辺の地質データ（地質図）
- ・供用年数

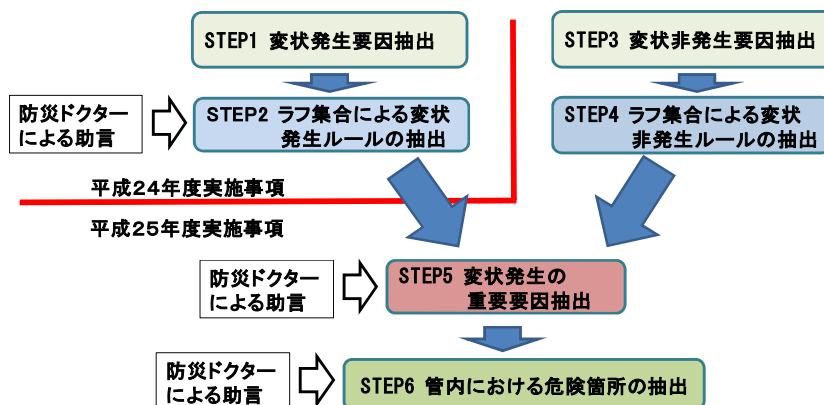


図-2 分析手順

(4) 変状発生要因抽出

要因分析は、全体傾向と著しい変状発生箇所
の傾向について、安定度調査の調査項目及び気象デ
ータ、地質データ、地形データなどを比較し、図-3
のとおり、危険側と考えられるカテゴリーに5%
以上の違いが生じている要因を変状発生の要因と
して抽出した。

落石崩壊（斜面）の例

- ・崩壊性要因（崖錐地形、大地の裾部、脚部浸食、オーバーハング、集水型斜面、土石流跡地など）を持つ地形に該当しているか

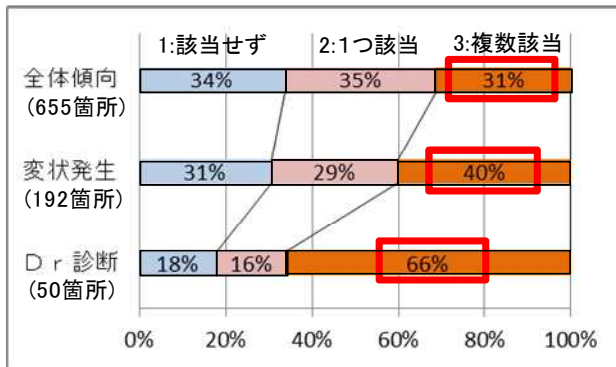


図-3 要因分析事例

崩壊性要因に複数該当している箇所が5%以上増加しているため、変状発生要因として抽出する。

(5) ラフ集合分析による変状発生ルール抽出方法

a) 要因の縮約

変状発生要因に対してラフ集合分析を実施し、図-4に示すとおり整合するデータ数が1番多い組み合わせを抽出した。要因の縮約事例は表-3に示すとおり。

b) 要因の組み合わせによる変状発生ルールの抽出

抽出された要因の組み合わせについて、変状発生箇所が多くなるルールを抽出した。変状発生ルールについては、1つのルールでは変状発生した箇所全体の3%程度しか当てはまらないため、上位10位までのルールを抽出した。抽出事例は表-4に示すとおり。

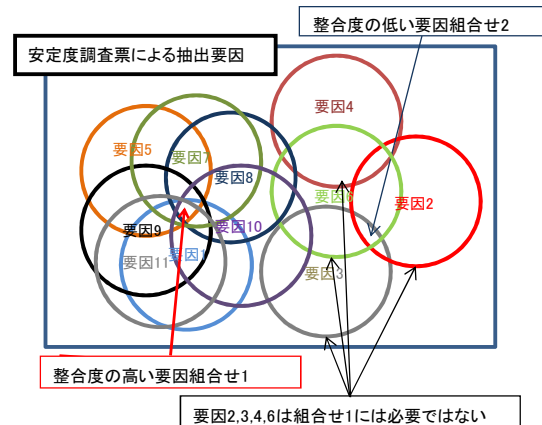


図-4 要因の縮約イメージ

表-3 要因の縮約事例

組合せ 番号	要因	安定度調査票						現地状況	気象		兆候	
		盛土区分	盛土材	地下水・表 面水の 影響	横断排水施 設の現状	地下水・表 面水対策	地山傾斜 地で集水 地形上に 造成され た盛土	盛土高さ	降水量 比率区分	土壌雨量 指数区分	排水施設 障害	法面路面 の変状
	整合度	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	98.941799	●				●		●	●	●	●	●

縮約された要因: 整合度の高い組み合わせ1には必要のない要因

表-4 の組み合わせによる変状発生ルールの抽出

		安定度調査票						現地状況		気象		兆候	
要因		盛土区分	盛土材	地下水・表面水の盛土への影響	横断排水施設の現状	地下水・表面水対策	地山傾斜地で集水地形上に造成された盛土	盛土高さ	降水量比率区分	土壌雨量指数区分	排水施設障害	法面路面の変状	
番号	RuleNo	カテゴリー	5: 片切・片盛 4: 深流横過 3: 傾斜地部 2: 平坦地部 1: 切盛堤部	4: 砂質土 5: 粘性土 6: 硬質土 7: 不明	7: のり面が浸透 8: 盛土のり面に流水あり 5: のり面・自然斜面に湧水あり 4: 周辺の土地利用が浸潤 3: 山側民部に側溝なし 2: 側溝、縦排水溝断面が不十分 1: 盛土なし	5: 排水工断面(φ、D)が不十分 4: 排水工流れ込み 3: 排水工が不十分 2: のり材工、表面縦排水工 1: のり面排水工、植生張り工 0: 側溝がない	2: 該当 1: 該当しない	1: 5m未満 2: 5～10m未満 3: 10～15m未満 4: 15m以上	1: 1.0未満 2: 1.0以上～1.5未満 3: 1.5以上～2.0未満 4: 2.0以上～2.5未満 5: 2.5以上	1: 115mm未満 2: 115mm以上～130mm未満 3: 130mm以上～145mm未満 4: 145mm以上～160mm未満 5: 160mm以上～175mm未満 6: 175mm以上～	1: 該当なし 2: 土砂の堆積 3: 排水工断面(φ、D)が不十分 4: 排水施設の破壊、周辺の状況 5: せり出し 6: 地山を含む崩壊	1: 変状なし 2: 表面の老朽化 3: 剥離 4: 空洞 5: クラック 6: せり出し 7: 地山を含む崩壊	
		サブコード	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Rule47	0.031578	*						*	*	*	*	*
2	Rule36	0.026318	*						*	*	*	*	*
3	Rule49	0.021053	*						*	*	*	*	*
4	Rule40	0.015789	*						*	*	*	*	*
5	Rule48	0.015789	*						*	*	*	*	*
6	Rule51	0.015789	*						*	*	*	*	*
7	Rule60	0.015789	*						*	*	*	*	*
8	Rule38	0.010528	*						*	*	*	*	*
9	Rule39	0.010528	*						*	*	*	*	*
10	Rule42	0.010528	*						*	*	*	*	*

Rule47の場合

全データ数のうち約3.2%の箇所が「地下水・表面水対策が3: のり面排水工、植生張り工」、「10: 排水施設障害が3: 排水溝の断面が不十分」のルールに該当し変状が発生している。

上位10位までのルールのうち、3つのルールが地下水・表面水対策で「3: のり面排水工、植生張り工」である必要がある。このため、のり面排水工・植生張工程度の排水対策を施工している箇所は変状発生の危険性が高いものと推察される。

3. 要因分析結果

(1) 落石崩壊（法面）

a) 傾向

- ・要因抽出の結果、崩壊性要因を複数持つ箇所、法面に肌落ち等の変状が見られる箇所でも多くの変状が発生している傾向にあることが確認された。
- ・ラフ集合の結果、崩壊性の構造（不透水性基盤上の土砂）、崖錐堆積物・崩積土・沖積層、肌落ち・小落石等法面に変状が発生といった要因を持つ箇所でも著しい変状発生する危険性が高いことが確認された。

b) 注意点

- ・地形判読などで崩壊性要因（崩壊跡地等）に該当するかの事前に判断をしておくことが重要。
- ・モルタル法面などでは変状が認められ兆候が把握可能な場合もあるため、事前に変状発生の兆候を掴むことが重要。
- ・法面の不陸が大きい箇所は変状発生箇所数も多く、変状発生ルールでも抽出されているため、特に注意が必要。

(2) 落石崩壊（斜面）

a) 傾向

- ・要因抽出の結果、集水地形（0次谷）を有する箇所、斜面で変状が発生している箇所でも多くの変状が発生している。
- ・ラフ集合の結果、集水地形（0次谷）を有する、風速10m以上/秒が年間20日以上観測される箇所でも著しい変状発生する危険性が高い。

b) 注意点

- ・地形判読などで崖錐地形等に該当するかの事前に判断をしておくことが重要。
- ・上部斜面に集水地形がある箇所は変状発生箇所数も多く、変状発生ルールでも抽出されているため、特に注意が必要。
- ・強い風が吹く地域は落石の恐れがあるため、気象庁のデータにより事前に把握しておく必要がある。

(3) 地すべり

a) 傾向

- ・要因抽出の結果、斜面の亀裂、隆起や陥没等の兆候がある箇所でも多くの変状が発生している。
- ・ラフ集合の結果、斜面の亀裂、隆起や陥没等の兆候がある箇所でも著しい変状発生する危険性が高い。

b) 注意点

- ・地形判読などで地すべり地形の有無の判断を

しておくことが必要。

- ・ドクター診断資料、防災カルテ等で被災履歴のある箇所抽出しておく必要がある。
- ・斜面の亀裂、隆起や陥没等の兆候がある箇所は変状発生箇所数も多く、変状発生ルールでも抽出されているため、特に注意が必要。

(4) 土石流

a) 傾向

- ・要因抽出（STEP1）の結果、火成岩、隣接箇所でも被災履歴がある箇所（不明瞭なものも含む）でも多くの変状が発生している。
- ・ラフ集合（STEP2）の結果、土石流では、斜面傾斜30°以上の斜面面積が80,000m²以上、隣接箇所でも被災履歴があるといった要因を持つ箇所でも著しい変状発生する危険性が高い。

b) 注意点

- ・地形図により傾斜30°以上の斜面を有する箇所を抽出しておく必要がある。
- ・ドクター診断資料、防災カルテ等で被災履歴のある箇所抽出しておく必要がある。
- ・隣接箇所でも被災履歴がある箇所は変状発生箇所数も多く、変状発生ルールでも抽出されているため、特に注意が必要。

(5) 盛土

a) 傾向

- ・要因抽出の結果、地山傾斜地で集水地形上に造成された盛土箇所、路面や法面などに何らかの変状が認められる箇所でも多くの変状が発生している。
- ・ラフ集合の結果、溪流横過部や片切・片盛、法面排水工・植生張り工程度の排水対策、路面や法面に変状が認められる箇所といった要因を持つ箇所でも著しい変状発生する危険性が高い。

b) 注意点

- ・盛土の立地条件や盛土高さを確認しておくことが必要。
- ・路面や法面の変状発生の有無を把握しておくことが重要。（軽微な補修実績などを把握しておく）
- ・路面や法面などに何らかの変状が認められる箇所は変状発生箇所数も多く、変状発生ルールでも抽出されているため、特に注意が必要。

(6) 擁壁（盛土）

a) 傾向

- ・要因抽出の結果、基礎地盤の地下水が底面付近にある箇所、クラック等擁壁壁面に変状が発生している箇所でも多くの変状が発生している。
- ・ラフ集合の結果、壁面にクラックなどの変状

が発生といった要因を持つ箇所で著しい変状発生する危険性が高い。

b) 注意点

- ・壁面の変状の有無や進行状態を把握することが必要。
- ・クラック等擁壁壁面に変状が発生している箇所は変状発生箇所数も多く、変状発生ルールでも抽出されているため、特に注意が必要。

(7) 擁壁（切土）

a) 傾向

- ・排水施設が設置されておらず雨水が自然流入する箇所で多くの変状が発生している。
- ・切土擁壁では、排水施設の機能不全や排水施設がないといった要因を持つ箇所で著しい変状発生する危険性が高い。

b) 注意点

- ・排水施設の状態を定期的に確認することが重要。
- ・排水施設の機能不全や排水施設がない箇所は変状発生箇所数も多く、変状発生ルールでも抽出されているため、特に注意が必要。

4. 今後の予定

今後の予定については図-5に示すとおりである。

今回の分析は変状発生箇所について傾向把握、分析を行っているが、今後変状発生に関する重要要因を抽出するためには変状非発生の要因を抽出し、変状発生要因と比較する必要があると考えている。

また、今回の分析は主に机上での分析であるため、今後は、抽出した箇所の現地確認を行い、抽出結果の妥当性を検証する。

分析要因や分析結果について有識者の助言を受け、さらに精度の向上を図るとともに、点検箇所以外も含めた危険箇所を抽出し、「予期せぬ」変状発生の防止を図っていく予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省近畿地方整備局近畿技術事務所：道路法面維持管理のためのハンドブック（案）
- 2) 古今書院：水文地形学
- 3) 鉄道総合技術研究所：落石対策技術マニュアル
- 4) 例えば、国土交通省近畿地方整備局紀伊山地砂防事務所：大規模土砂災害監視・警戒・避難システム検討会
- 5) 社団法人日本道路協会：落石対策便覧
- 6) 気象庁ホームページ：風の強さと吹き方

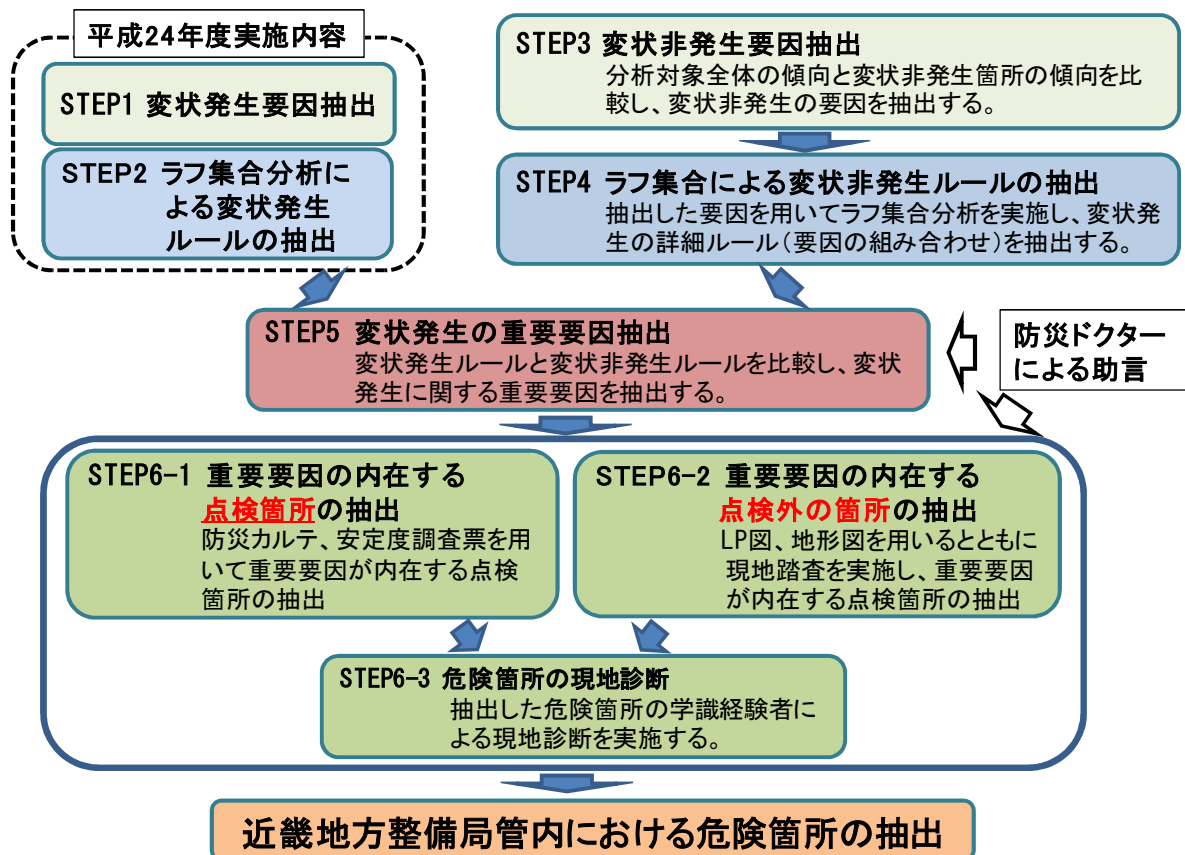


図-5 今後の予定

一庫ダム非常用洪水吐ゲート設備ワイヤロープ バランス改善

○井上 剛識¹

¹ 独立行政法人水資源機構 一庫ダム管理所 （〒666-0153 兵庫県川西市一庫字唐松 4-1）

一庫ダムでは、計画規模以上の洪水に対する洪水吐き設備として非常用洪水吐きにクレストゲート設備を2門設置している。クレストゲートの形式はラジアルゲート、開閉方式はワイヤロープウィンチ式で1つのモータ、1つのドラムで2本のワイヤロープを巻き取る1M1D方式と言われるものである。このクレストゲートは管理開始当初から、運転時に2本のワイヤロープの荷重バランスに著しい差がある事から、問題を解決するため検討、改造を行った結果、管理開始30年で初めて荷重バランスに改善を図ることができた。本報告では、問題の検討及び結果等について報告する。

キーワード：ワイヤロープウィンチ式、1M1D、滑車、荷重バランス、片吊り

1. はじめに

一庫ダムは、非常用洪水吐きにクレストゲート設備を2門設置している。クレストゲート設備は、ダムの保安のためのゲートで、運転が必要となった場合は、確実な動作が求められる設備である。一庫ダムのクレストゲート設備は「図-1」に示す構造となっている。2本のワイヤロープには軽・過負荷検出装置にロードセルが設けられているが、運転時にロードセルの数値に著しい偏りが見られ、この荷重バランスの悪さは片吊りを示すもので問題となっていた。そこで、これら問題に対する原因究明、検討、改造を行った結果改善することが出来た。

2. 問題の概要

一庫ダムクレストゲートワイヤロープの荷重バランスの数値はゲート開度により様々であるが、とりわけ全開付近のバランスが最も悪い状態となっていた。ワイヤロープの荷重バランスが極端に悪いと、最悪の場合、ゲートの「片吊り」により扉体が開閉出来ない事態を招く恐れがあることから、改善が必要である。

これまで、管理開始以降30年において、クレストゲート設備を使用するような洪水はなかったが、近年、各地で多数の異常降雨が発生していることを受け、一庫ダ

ムでもいつ、クレストゲートの使用があるか解らないことから、大規模整備時に併せて改善を行う事とした。

西暦2011年はワイヤロープ及び滑車軸受の老朽化により、管理開始以来初めてこれら部品の大掛かりな整備をすることになったことから、これに併せて荷重バランスの改善ができないかを検討することとした。クレストゲートワイヤロープの改善前の荷重バランス計測結果等を「図-2」に示す。

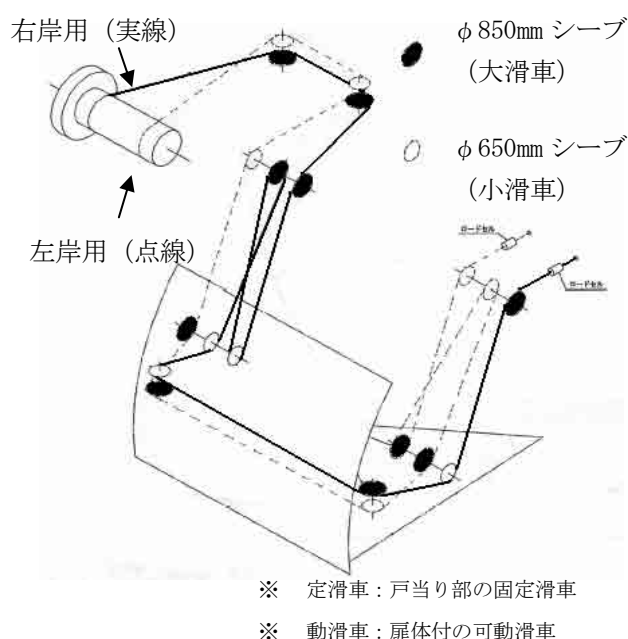


図-1 クレストゲート設備構造（既設ワイヤリング図）

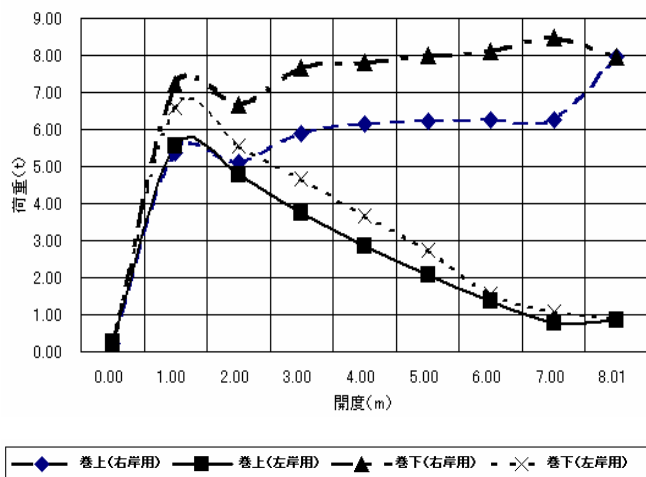


図-2 計測結果 (改善前)

3. 原因究明

原因究明に当たっては、以下について検討した。

- 原因① 巻き取り形式 1M1D による影響
- 原因② 滑車数の差による影響
- 原因③ 扉体動滑車径の差による影響

原因①については、本開閉装置は 1M1D にて 2 本のワイヤロープを巻き取る形となるため、片吊りが起きやすい構造であるが、一般的に採用されている方式であることから、方式そのものは特段の問題はない。

原因②については、既設ワイヤリングを「図-1」に、滑車の配置数量を次に示す。

箇所	大滑車	小滑車	(動滑車)
左岸用	4	6	(大 3)
右岸用	6	4	(小 3)

このワイヤリングでは、滑車の大小の差はあるが滑車の数は同じであり、特に問題はない。

原因③については、動滑車の径は大小と左右違うサイズを採用しているが、これはワイヤリング時のワイヤロープ同士の干渉及びフリートアングル(ロープの巻き付け角度)を考慮しての対応である。しかし、このことはゲートを運転する際の巻き取り量が異なる(差が生じる)ことになり、滑車の機械的効率に何らかの影響が発生し、各ワイヤロープの張力が異なる可能性があるものと推測される。

巻上げロープは右岸用と左岸用の 2 本があり、全閉から全開において、右岸用と左岸用の巻き取り量に約 180 mm の差が発生していた(左岸用が 180mm 長い)。よっ

て、左岸用が緩み、右岸用に張力がかかる結果となっていた。

これに基づき検討の結果、①大小の滑車の差と②全閉と全開時のワイヤロープの動滑車への巻き付き角度の違いで大小滑車の巻き付き量に差が生じる事が解った。つまり動滑車の左岸用と右岸用の滑車数は、大滑車 3、小滑車 3 で同じだが、動滑車の場合、開度によりワイヤロープの滑車への巻き付き角が変わり、全閉から全開に向かって徐々に巻き取り量の差が大きくなっていく事が解った。詳細を「図-3」に示す。

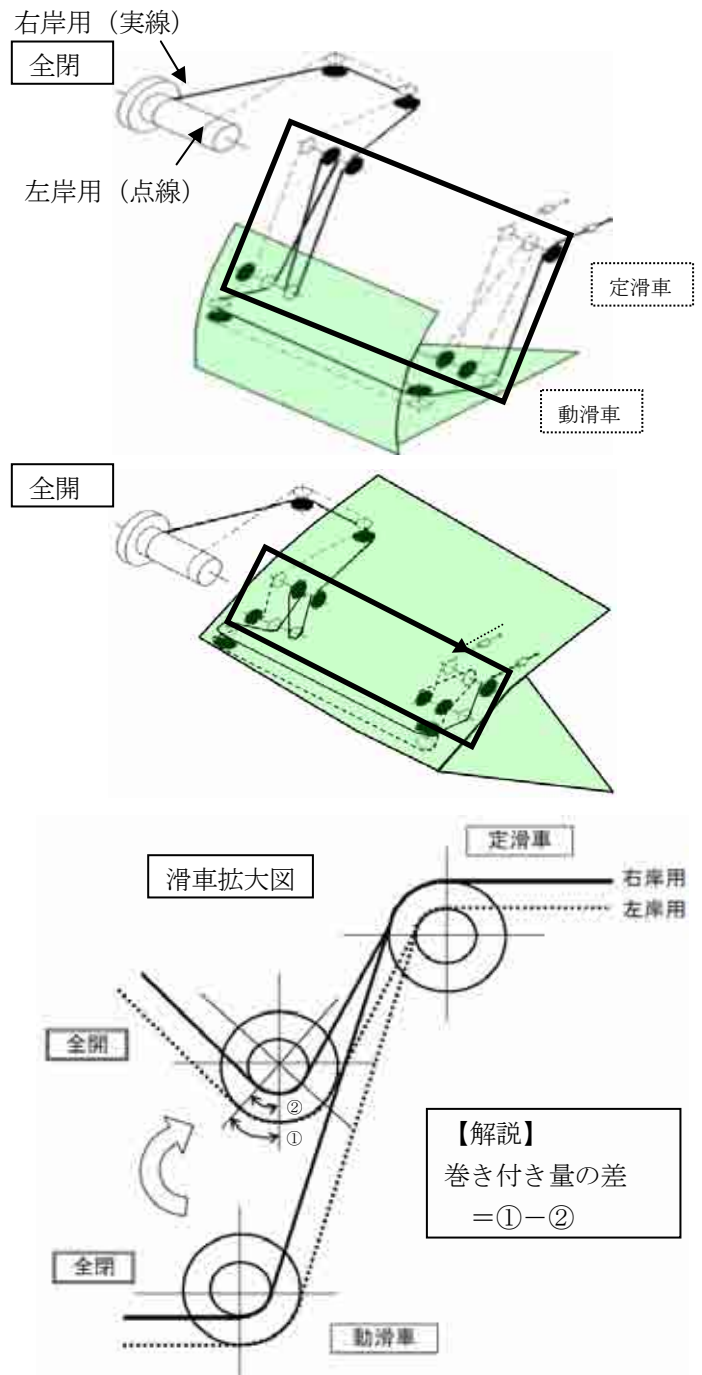


図-3 ゲート操作状況(全閉・全開)

4. 改善指標と検討

4.1 指標

問題の改善に当たり着目した指標は、次のとおりである。

- 指標① ワイヤロープのバランス改善
- 指標② 改善費用の抑制
- 指標③ 工期の短縮

4.2 検討

改善に当たって、指標を念頭に次に示す改善案について比較検討を行った。

「表-1」に上記改善案の比較を示す。

表に示すように指標①～③を総合的に判断した結果、経済性、施工工期から「改善案B」の動滑車をすべて中滑車(φ740)、固定側定滑車をすべて大滑車(φ850)に統一する案を採用することにした。

採用に当たっては、前述の原因究明で判明した滑車の径の統一と滑車への巻き付き角度による巻き取り量の差

の問題を解消するためには、「図-4」示すように動滑車の径を統一する事が有効であることが解った。しかし滑車の径を統一するだけなら、定滑車と動滑車を大(φ850) 小(φ630) それぞれ6個/門になるよう入れ替えれば解決する(FA:7.2度)ことになるが、フリートアングルの関係上4度以内に納める必要があり、ワイヤリングに支障を来すことから、問題の解決には至らない。そこでフリートアングルを満足するよう動滑車の径を大(φ850) 小(φ630) の中間径である(φ740)を採用する(FA:3.6度)ことにし、定滑車は、既設を流用し大滑車(φ850)に統一することにした。(FA:フリートアングル)

【既設】

	動滑車	定滑車
右岸用	小3	大3
左岸用	大3	小3

【改造後】

	動滑車	定滑車
右岸用	中3	大3
左岸用	中3	大3

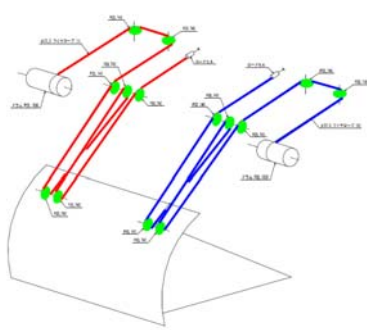
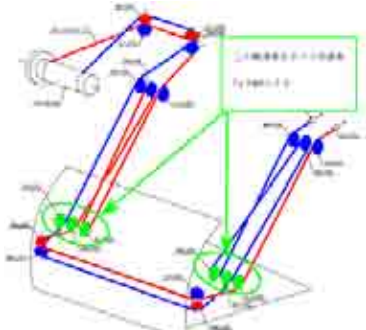
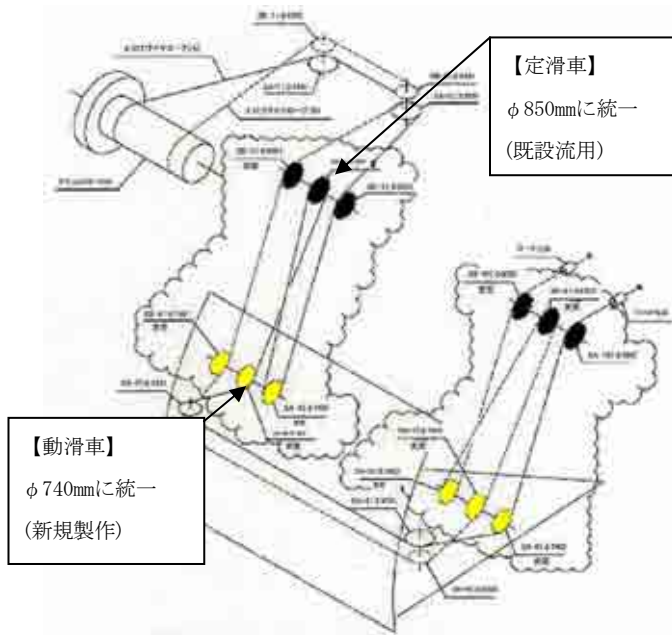
	改善案A 開閉装置形式を1M2Dにする案	改善案B 扉側動滑車をすべて中滑車(φ740)、固定側定滑車すべて大滑車(φ850)に統一する案
概要図		
現状の改善の可能性	右岸側・左岸側のワイヤリングが等しいため現在のようなワイヤリングの影響による張力の差は生じない。 ドラムを同軸にて駆動するため、同調でワイヤロープを巻き取る為片吊りにならない。	動滑車の径を等しくすることにより異なる滑車径の差による移動量の差がなくなるため、現状より改善される。
改善効果	◎	○
施工内容	・土木構造物(開閉装置室)の大幅な改造 ・開閉装置の更新 ・扉体の大幅な改造	・中間径(φ740)シーブを新規製作する。 ・大滑車(φ850)を流用する。(既設の軸穴を削り加工する。)
施工評価	×	○
改造工事費	非常に高い	中程度
総合評価	×	○

表-1 改善案の比較



5. 改善結果

検討に基づき改造を行った結果、2本のワイヤロープのバランスは大きく改善された。

改善結果を「図-5」に示す。

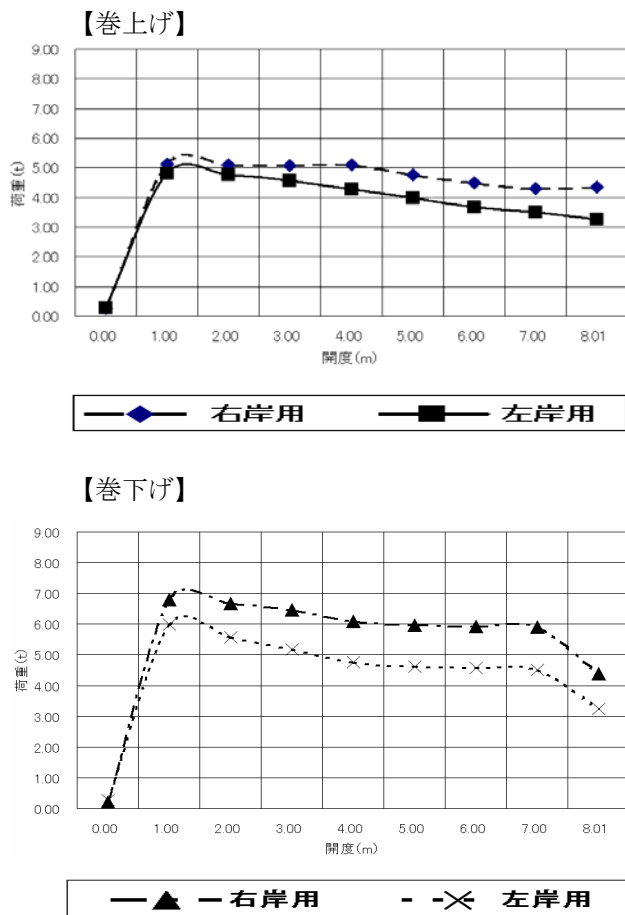


図-5 計測結果 (改善後)

6. 改善効果

6.1 片吊りの解消

「片吊り」は、ワイヤロープバランスが改善されたことによりほぼ解消され、ゲートの開閉運転に影響するような不均衡が取り除かれ、今後の運転には支障ないものとなった。

6.2 整備期間の延長

今後のゲートの運用状況等により、一概に明言はできないが、同程度の運用状況であった場合、整備期間の延長が期待される。

7. まとめ

クレストゲートのワイヤロープバランスの改善に当たっては、基本設計に立ち返り問題を抽出し、原因を究明し、改善を行った。その結果、大幅にワイヤロープバランスの改善を図る事が出来た。このことは定期点検時に単に更新するのではなく、コストや改善効果を踏まえて検討し、改善を図ったことで、よりよい施設整備を行うことができた。

今後は、定期点検等において改善効果を経年的に調べ、併せてワイヤロープ等の整備が必要な期間の延長についても調査していきたい。

なお、今回当初設計時の設計思想等について、調べたが、十分な情報が残っていなかったため、検討に当たっては苦勞することになった。よって、今回の検討資料は今後のためにも必要な資料なので、記録として残すことにしたい。

8. おわりに

今回、ワイヤロープバランスの改善を試み、改善を図れたことは、今後の管理において有効であるものと確信している。よって、今後も今回のように問題意識を持って改善に取り組むことで、常により良い管理が出来るよう尽力していきたい。