

地震時のすべり崩壊に対する 道路盛土の性能評価法

魚谷 真基¹・常田 賢一¹

¹大阪大学 大学院工学研究科 (〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1)

近年発生した大規模地震により、多くの道路盛土においてすべり崩壊等の深刻な被害が発生している。そのような中で、道路土工構造物は、新たに性能評価の設計法に移行することになった。しかし、道路土工分野では、性能評価の設計法が未だ一般的ではなく、その具体的な方法は今後の課題とされている。本稿は、実盛土を対象として、道路盛土の性能評価に必要なすべり変位量・すべり面位置を簡易に推定できる“ニューマーク法”による算出方法を示すとともに、同算出結果に基づいた性能評価の視点からの道路盛土の耐震性の評価方法を提示する。

キーワード 性能設計、道路盛土、地震、ニューマーク法

1. はじめに

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2009年駿河湾を震源とする地震等、近年の地震では、道路盛土のすべり崩壊等の被害が顕著になっている。そのような中で、道路土工構造物においては、2009年(平成21年)に道路土工要綱¹⁾、2010年(平成22年)には盛土工指針等²⁾が改定され、新たに性能評価の設計法に移行することになった。しかし、道路土工分野では、性能評価の設計法が未だ一般的ではなく、その具体的な方法は今後の課題とされており、実務において性能評価を普及するためには、具体的な性能評価の方法が求められている。

そのような背景のもと、本稿は、阪神高速道路(株)が管理する高速道路盛土を事例として、盛土工指針にも例示されている性能評価に必要なすべり変位量・すべり面位置を簡易に推定できる“ニューマーク法”により算出する。さらに、得られた結果に基づいて、性能評価の視点、言い換えれば、道路交通機能の確保の視点から、どのように取り扱うか、評価するかの方法を提案する。

本稿の内容は、以下の通りである。

- 1) 道路盛土の性能設計の考え方を示す。
- 2) 道路盛土の性能に関わる変状(すべり変位量、すべり面位置)を推定するニューマーク法の概要を示す。
- 3) 既往地震による被害の有無・程度を考慮した、実盛土における合理的な盛土モデルの設定法を示す。
- 4) 実盛土に対するニューマーク法の解析結果を示す。
- 5) 解析結果に対して、道路交通機能の管理・運用の視点から、取り扱い方法を示す。

2. 道路盛土における性能設計

線状構造物である道路は、一箇所での崩壊が道路ネットワークシステム全体の機能低下につながるため、地震による道路盛土の崩壊は社会的・経済的に大きな被害を与える。しかし、長距離に及ぶ道路盛土全てにおいて耐震設計を行うことは経済的負担が大きい。そのため、経済的かつ道路機能を満足する合理的な耐震対策が必要である。その場合、一定の被害・変形を許容しつつ、要求性能の低下は抑制するという設計概念、つまり性能設計の概念が有効である。ここで、盛土に対する要求性能とは、道路を通行する車両の走行性・安全性であり、それに対する要求レベルあるいは設定レベルが盛土の設計の目標となる。

道路盛土の性能設計の概念図を図-1に示す。大規模な地震動に対して盛土の安全率確保が困難な場合、図-1に示すように、路肩等にすべり変形が留まるような被害は許容し、車道部にまで及ぶすべり破壊発生への抑制が重要である。したがって、すべり面が車道部に至る場合は、すべり面位置を制御・移動させる対策が必要がある。

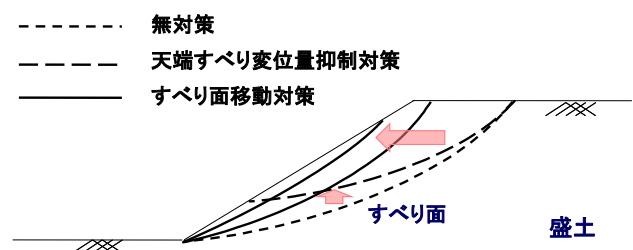


図-1 道路盛土における性能設計の概念

さらに、常田らによる道路盛土の段差実験の結果に基づく、段差に対する道路盛土の耐震性能の評価基準例³⁾を表-1に示す。表-1は、地震時の道路盛土で発生する路面段差の被害レベルと車両の走行性を、段差実験により定量的に評価したものである。表-1によれば、車道部にまですべり面が達する場合においても、その変形による段差高が軽微であれば、車両の通行が可能となる、あるいは比較的短時間での交通機能確保が容易となるため、軽微な変形は許容することができると考えられる。つまり、すべり変位量が大きくなる場合には変位量を抑制する対策が必要となる。

以上のように、盛土の性能設計のためには、安全率のみではなく、すべり面位置・すべり変位量等のすべり変形特性を定量的に予測することが重要である。

3. ニューマーク法

すべり変形特性の評価のための代表的な方法としてニューマーク法^{4) 5)}がある。ニューマーク法に関しては、2010年(平成22年)に改訂された盛土工指針²⁾では性能評価の考え方が導入され、変形量の算出方法としてニューマーク法が例示された。さらに、鉄道構造物設計標準・同解説⁶⁾ではニューマーク法による評価が規定されている等、変形量の予測が実務的に考慮されつつある。

ニューマーク法は、すべり土塊が剛体かつすべり面における応力ひずみ関係が剛塑性と仮定して、地震時のすべり土塊のすべり変位量を計算する方法である。実際の土の挙動を考えるとニューマーク法は厳密な方法ではない。しかし、入力パラメータの設定が円弧すべり解析と同等であること、理論の簡明さに対して比較的妥当な結果を与えること、結果の解釈が容易であること等の特徴から設計に用いられる⁶⁾。また、得られるすべり変位量は、特にレベル2地震動に対する盛土の耐震性評価指標として扱う場合には有効である。

4. 実盛土のモデル化

実盛土へニューマーク法を適用するために、本章で阪神高速道路(株)が管理する道路盛土を事例として、モデル化の方法を示す。

(1) 対象盛土

対象とする盛土は、神戸市に位置する阪神高速道路7号北神戸線の高速道路盛土である。位置情報および断面図を図-2、図-3にそれぞれ示す。図-3に示すように対象盛土は高さ約20mで3つの小段を有する片盛土になっている。また、図-4に対象盛土と活断層の位置関係

表-1 段差に対する道路盛土の耐震性能の評価基準例 (一部抜粋)

ランク	車道路面の段差高	被災直後における交通機能の確保の難易
1	2～3cm以下	交通機能は確保される
2	2～3cmを超えて、25cm以下	交通は低下するが、その確保は容易であり、比較的短時間に実施できる
3	25cmを超えて、50cm以下	交通機能が低下し、その確保はやや困難であり、やや期間を要する
4	50cmを超える	通行機能が低下し、その確保は困難であり、長期間を要する

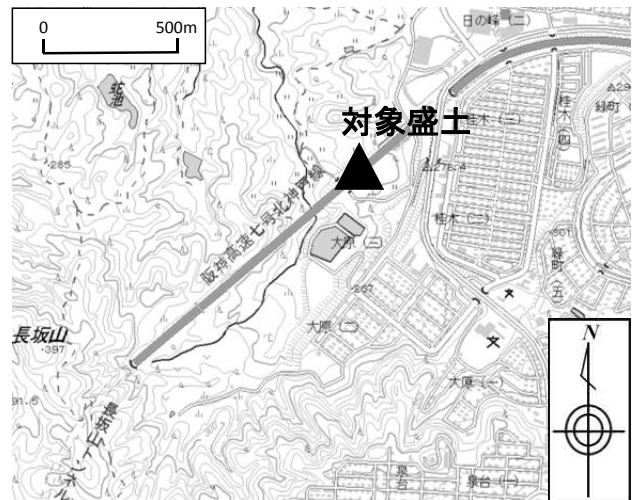


図-2 対象盛土の位置

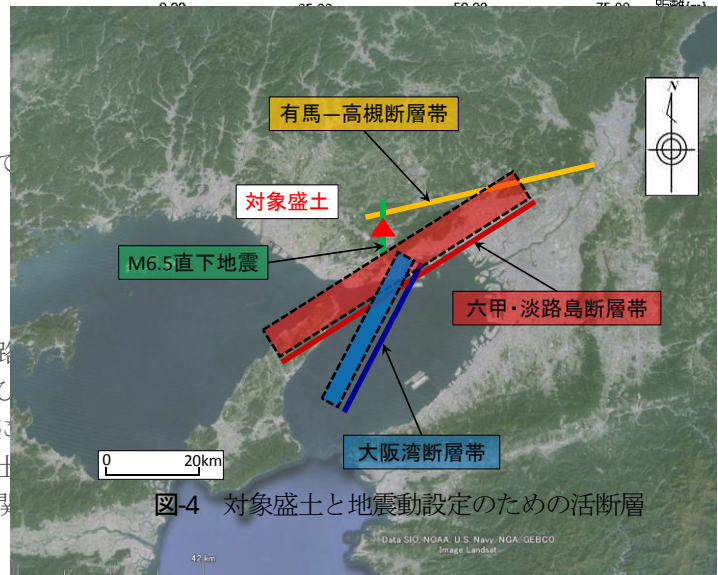
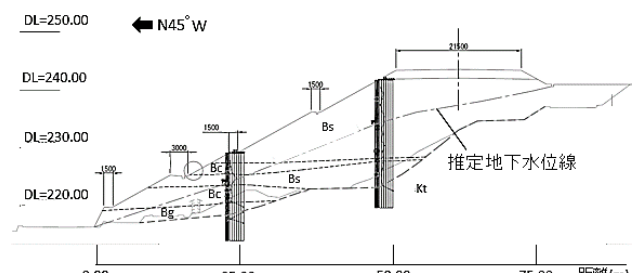


図-4 対象盛土と地震動設定のための活断層

係を示すが、対象盛土周辺には、比較的規模の大きな活断層が密集している。なお、対象盛土は緊急点検およびマクロ評価による地震危険度評価の結果、補強・調査が必要と判断された盛土の1つ⁷⁾である。

(2) 対象盛土のモデル化

対象盛土において、法肩・法面の2カ所でボーリング調査(図-3 参照)が実施されているが、詳細な試験は行われていない。そこで、対象盛土のモデル化に際し留意する点として、既往の大規模地震による変状の有無に着目した。すなわち、既往の大規模地震による被害の有無・程度を考慮することにより、現時点の実盛土のより合理的な盛土モデルを設定することができる。

対象盛土は過去に1995年兵庫県南部地震(以下、既往地震と呼ぶ)による強震動の影響を受けているが、既往地震による被害は軽微なクラックの発生に留まり、すべり変形等の被害は確認されていない。したがって、本稿では、既往地震の地震動波形をニューマーク法の外力として入力した際に、有意な変状・すべり変形が発生しないようモデルの土質定数を決定する。

地下水位は、既往地震の発生が1995年1月であるため、2箇所のボーリング調査における水位観測結果の2013年1月の平均データをもとに設定した。土質定数はボーリング調査によるN値および土質種別による設計要領第一集土工編⁸⁾に基づき決定した。モデルモデルの土質定数を表-2にそれぞれ示す。図-4のように、臨界すべり面は車道部にまで及んでい時の安全率は1.86である。

まず、設定した盛土モデルの適正を検証す。1995年兵庫県南部地震による対象盛土のすべり変形⁷⁾被害が報告されていないことに基づき、同地震による盛土の安定性を検証した。ここで、ニューマーク法に入力する既往地震による地震動は、経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震波形評価手法⁹⁾により推定した1995年兵庫県南部地震の対象盛土法尻相当の地震波形(図-6)である。

ニューマーク法による既往地震時の解析は、すべり変位量が0.04mとなった。この変位レベルは、上記地震によりすべり変形が発生しなかった実績と同等と見なせることから、設定した当初のモデルを修正することなく、地震被害履歴を考慮したモデル化ができたと言える。

5. 想定地震におけるニューマーク法の適用

(1) 想定地震動

地震防災上の観点からレベル2地震クラスの想定地震における道路盛土の耐震性能照査を実施することは重要であるが、そのためには対象とする盛土地点が有している地盤振動特性(サイト特性)を考慮した入力地震動を適切に評価する必要がある。この点に関して秦らは、対象盛土において、常時微動H/Vスペクトルに基づくサイト増幅特性の評価手法¹⁰⁾を適用し、当該盛土周辺に位置する活断層(図-4 参照)に起因した内陸地殻内地震による強震波形の推定を行っている¹¹⁾。秦らにより推定された想定地震時における強震波形は、対象盛土に大きな影響を及ぼすことが予想される対象盛土周辺に位置した内陸地殻内の活断層(①有馬-高槻断層帯、②六甲・淡路島断層帯主部六甲山地南縁-淡路島東岸区間(以後、六甲・淡路島断層帯と呼ぶ)、③大阪湾断層帯)による3つの大規模地震に加え、伏在断層として対象盛土直下に仮定の断層を配置した④M6.5直下地震をそれぞれ想定地震として選定した。対象盛土の法尻相当における4つの推定地震波形を図-7に示す。

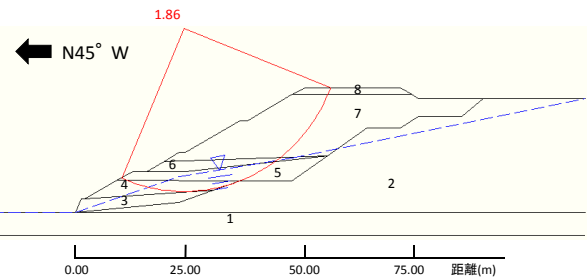


図-5 盛土モデル(地下水位：2013年1月)

表-2 盛土モデルの土質定数

層番号	土層の種類	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 (kPa)	内部摩擦角 (deg.)
1	基礎地盤	20	20	0	50
2	基礎地盤	20	20	0	50
3	礫質土	18	18	10	45
4	粘性土	19	19	50	15
5	砂質土	19	19	30	35
6	粘性土	18	18	50	15
7	砂質土	19	19	30	35
8	舗装部	20	20	0	45

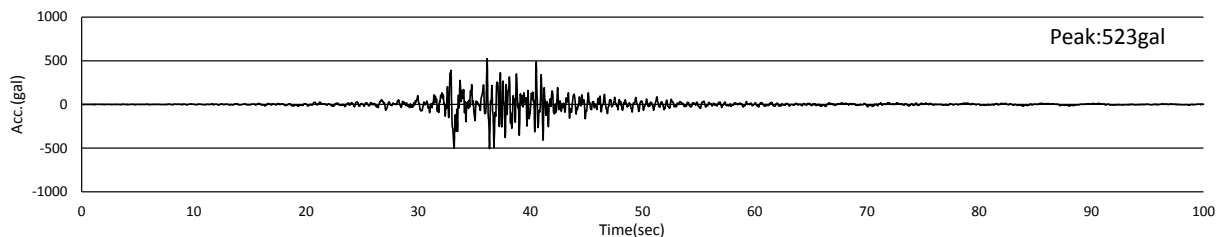


図-6 1995年兵庫県南部地震による法尻当地盤の推定加速度波形

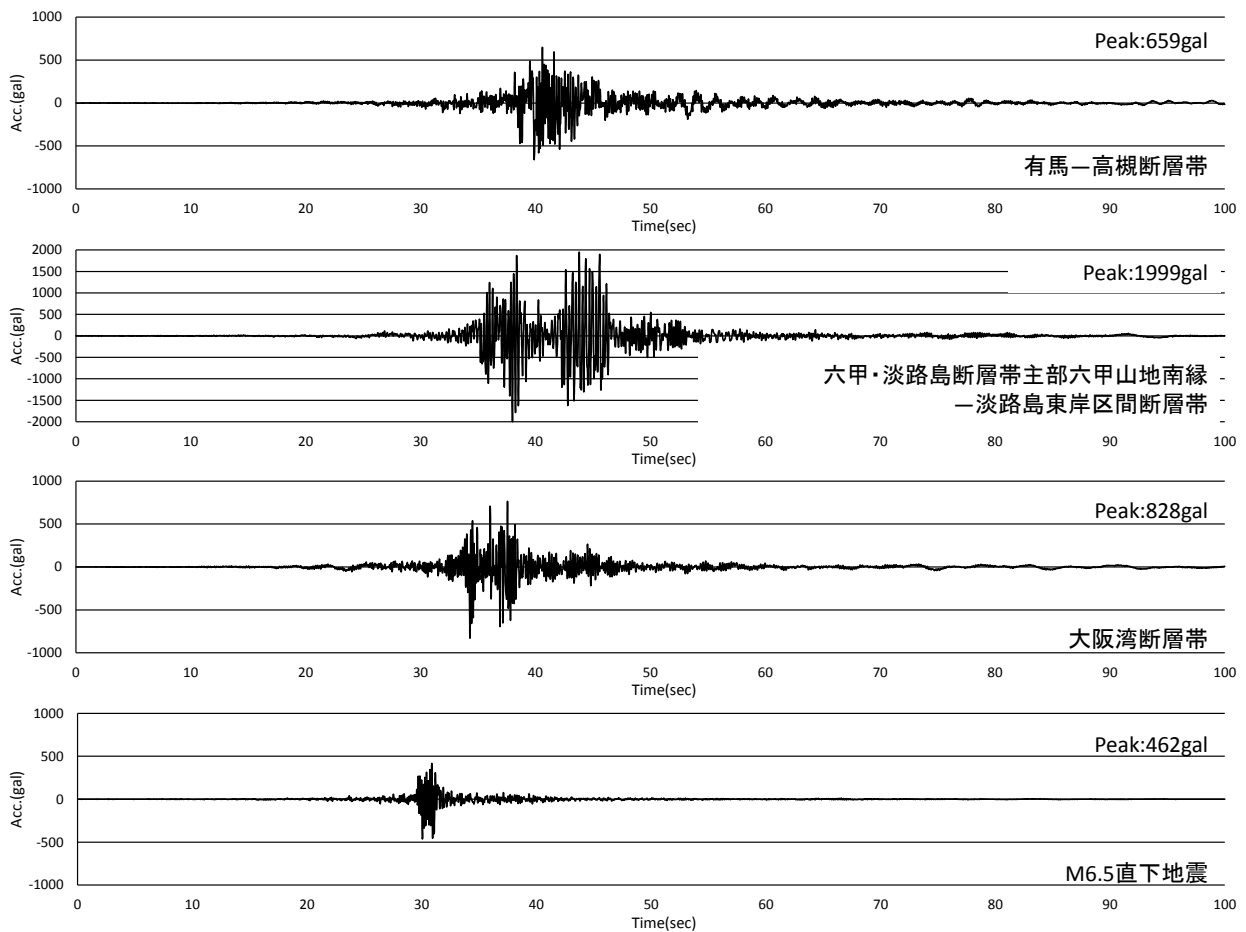


図-7 想定地震による法尻相当地盤における加速度波形

(2) ニューマーク法の適用

前章により検証した盛土モデルを用いて、想定地震時における強震動が対象盛土に作用した際のすべり変位量を評価する。モデルの地下水位は、1月の平均地下水位(図-5 参照)ではなく、安全側の観点から、1月の平均地下水位より比較的水位の高い2012年10月の観測データの平均をもとに設定した。2012年10月における地下水位のモデル図を図-8に示す。図-7に示す地震動を入力波形として、ニューマーク法によるすべり変位量の評価を行った。解析結果を表-3に示す。解析結果によると、算出されたすべり変位量は妥当な規模の範囲にあると思われるが、臨界すべり面は車道部にまで至っているため、すべり崩壊による道路交通機能への影響が危惧される。

(3) 被災後の交通機能への影響の検討

すべり変位量の解析結果(表-3 参照)とともに、常田らによる段差実験に基づく段差に対する道路盛土の耐震性能の評価基準例(表-1 参照)を用いて、想定地震による被災後の交通機能への影響を検討する。なお、解析でのすべり変位量はすべり円弧面に沿う変形量であるが、天端付近では円弧と路面の関係から、すべり円弧面の変形量と車道路面の段差高は概ね一致すると考えられる。

表-3において地震毎にすべり変位量を見ると、M6.5

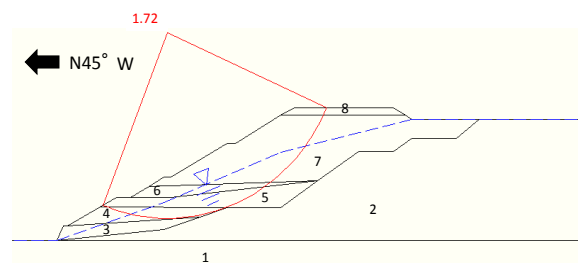


図-8 盛土モデル(地下水位：2012年10月)

表-3 すべり変位量の解析結果(地下水位：2012年10月)

	残留変形量(m)
有馬-高槻断層帯	0.20
六甲・淡路島断層帯	3.21
大阪湾断層帯	0.15
M6.5直下地震	0.01

直下地震におけるすべり変位量は概ね無被害となり、被害はランク1である。また、大阪湾断層帯および有馬-高槻断層帯による地震でのすべり変位量は、ランク2に該当し、路面の緊急復旧により、比較的容易かつ短時間で復旧でき、復旧しなくとも規制速度下の走行により交通機能が確保される。しかし、六甲・淡路島断層帯の最大加速度2G程度の強震動によるすべり変位量は3m以

上となり、ランク 4 に該当する大きな被害水準である。これは、応急復旧は困難かつ、本復旧のために長時間が必要とされるため通行止めが必要となる。以上のように、大規模地震による強震動の作用に際して、対象盛土の道路交通機能への影響が示唆される。

さらに、すべり面位置に着目し、想定地震による被災後の交通機能への影響を検討する。すべり面位置を図-9(実線部分)に示す。天端法肩から天端におけるすべり面位置までの距離(一次すべり面位置)は 9.5m となることから、すべり面は片側車線に留まり、他方の車線の交通機能は確保されることになる。

加えて、想定地震の強震動作用における一次すべりの崩壊に起因して、地震後に崩壊が拡大する場合を想定するために、二次すべりを考慮した安定解析¹³⁾を実施した。具体的には、上述の臨界すべり面による斜面崩壊(一次すべり)に起因したすべり土塊を全て除去した状態で、円弧すべり解析を行うことで、臨界すべり面を抽出した。なお、地盤特性は想定地震時の解析と同様であり、水平震度および地下水位は考慮していない。解析結果を図-9の破線部分に示す。天端法肩から天端におけるすべり面位置までの距離(二次すべり面位置)は 13.5m となった。すなわち、二次すべりが発生した場合には、すべり面は片側車線だけでなく、他方の車線まで達する可能性がある。ただし、二次すべりを考慮した場合であっても、4 車線のうちの山側 1 車線の交通機能は維持され、緊急車両等の通行は確保が可能であることも想定される。

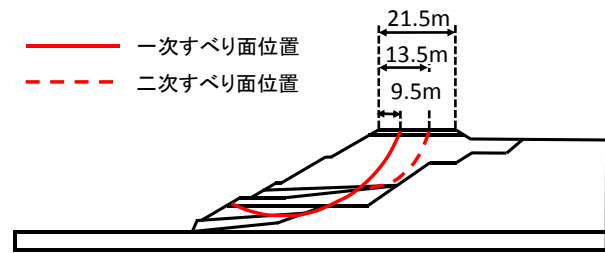


図-9 すべり面位置の解析結果

部材の非線形性を考慮した応答震度法を基本とし、曲げモーメントによる照査により部材が降伏しないこと。」

上記は、上町断層を最大級シナリオ地震とした、主として大阪市内およびその近郊における開削トンネルを想定しているが、六甲山系の 7 号北神戸線の盛土を対象とする場合は、以下のように準じて考えることができる。

「L₁ レベル：供用中に発生する確率の高い地震動に対しては、健全性が損なわれない。

L₂ レベル：供用期間中に発生する確率は低い、大きな強度をもつ地震動に対しては、限定された損傷に留める。

最大級シナリオ地震動(L₃ レベル)：六甲山系およびその周辺を震源とする最大級シナリオ地震動に対しては、少なくとも盛土の天端全体に渡る崩壊はしない。

なお、L₂ レベルおよび L₃ レベルの地震動に対しては、盛土の動的応答特性を考慮したすべり変位解析を基本とし、すべり変位量およびすべり面位置による照査により、L₂ レベル地震動では緊急的な復旧(土のう、碎石等)が可能な変位に留まり、L₃ レベルの地震動では少なくとも 1 車線の交通機能が損なわれないこと。」

6. 道路盛土の要求性能を考慮した耐震対策の基本姿勢

阪神高速道路・7 号北神戸線の高速道路盛土における 4 つの想定地震動によるすべり変形特性の検討を行った。地震動レベルの基本が示されている「開削トンネル耐震設計指針」¹⁴⁾に準じて、本章では、当該盛土の要求性能および将来の耐震対策の位置づけを行う。

(1) 地震動レベルと道路盛土の要求性能

「開削トンネル耐震設計指針」における地震動レベルおよびそれらに対応した要求性能に関する主旨は、以下の通りである。

「L₁ レベル：供用中に発生する確率の高い地震動に対しては、健全性が損なわれない。

L₂ レベル：供用期間中に発生する確率は低い、大きな強度をもつ地震動に対しては、限定された損傷に留める。

最大級シナリオ地震動(L₃ レベル)：上町断層を震源とする最大級シナリオ地震動に対しては、少なくとも構造物全体系が崩壊しない。

なお、L₂ レベルおよび L₃ レベルの地震動に対しては、

(2) 耐震性能および耐震対策の評価

前節の要求性能に基づく、対象盛土における地震動レベルに応じた耐震性能および耐震対策は、以下のよう位置づけられる。

1) L₂ レベル地震動について、1995 年の兵庫県南部地震により盛土の損傷が軽微であることを考慮し、すべり変位解析のための盛土モデルはすべり変位量が軽微になるように設定した。ここで、兵庫県南部地震は供用期間中に発生する確率は低い、大きな強度をもつ L₂ レベル地震動と位置付けられるので、両盛土は L₂ レベル地震動に対して、緊急的な復旧(土のう、碎石等)が可能な変位(20cm 以下)に留まる。

したがって、L₂ レベル地震動に対する事前の耐震対策は必ずしも必要ではなく、地震発生による変位に対して緊急的な復旧ができる体制とする。

2) L₃ レベル地震動について、対象盛土において、六甲山系周辺で想定した 4 つのシナリオ地震のうち、六甲・淡路断層帯による地震動では 3m 規模のすべり変位量が発生することが想定される。一方、すべ

りが発生する範囲に関して、4車線のうち、山側の2車線は残留する。また、二次すべりを考慮した場合にも、山側の2車線のうち、少なくとも1車線は残留するので、最小限の交通機能は損なわれない。

したがって、 L_3 レベル地震動に対する事前の耐震対策は必ずしも必要ではなく、被害発生時の残留する1車線を活用した迂回路確保の復旧やその交通運用を行う体制とする。なお、復旧等に際しては、残留車線における二次すべりの影響に留意する。

以上のように、盛土のすべり変位量だけではなく、交通機能、被害レベル、復旧レベルに関わるすべりの発生範囲を踏まえた耐震性能の評価は、耐震対策計画の立案あるいは被災直後の道路の管理・運用に有用である。

7. まとめ

本稿は、阪神高速道路(株)の道路盛土を対象に、既往地震による被害の有無・程度を考慮した合理的な盛土モデルの設定を行った。そして、道路土工要綱等が目指す性能評価の具体的かつ実務的な方法について、ニューマーク法によりすべり変位量、すべり面位置が算定可能であることを示した。さらに、耐震対策計画の立案等において、ニューマーク法により得られた結果の取り扱い方法を提示した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 対象盛土が1995年兵庫県南部地震においてすべり変形が発生しなかったことを考慮することにより、盛土モデルの設定を行った。盛土モデルにおける土質定数の適正が重要であるが、既往の大規模地震による被災・無被災に基づいた盛土モデルの検証が有効である。
- 2) 対象盛土において、推定地震による強震動に基づく残留変形量は最大3m以上となり、さらに臨界すべり面は車道部にまで達するため、大規模な崩壊・道路交通機能への影響が予想される。ただし、すべり面位置は片側車線に留まり、他方の車線の交通機能は確保される。また、二次すべりを考慮した場合にも、4車線のうち1車線の交通機能は確保されるため、最小限の交通機能は損なわれない。
- 3) 盛土の耐震対策では、地震動レベルに応じた道路の要求性能の明示が必要であるが、阪神高速7号北神戸線を例として、 L_1 レベル地震動、 L_2 レベル地震動および L_3 レベル地震動に対する要求性能を提示した。
- 4) 盛土の耐震性能の評価では、すべり変位量だけではなく、すべり発生範囲も考慮することにより、合理的な耐震対策計画の立案あるいは被災直後の道路の管理・運用が可能になる。

今後は耐震性の評価を行うことが必要な盛土の選定方法および性能評価方法の普及を図り、将来、危惧される南海トラフ巨大地震等による盛土被害の軽減を図り、道路ネットワークの確保、くしの歯作戦の実効性を高めることが必要である。

謝辞：本研究は、阪神高速道路(株)との共同研究によるものであり、ここに記して関係各位に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路土工要綱，2009.
- 2) 社団法人日本道路協会：盛土工―盛土工指針，2010.
- 3) 常田賢一・小田和広・中平明憲：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震補強・補強技術に関する研究開発，道路新技術会議，道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート，No.17-4，2008.
- 4) Newmark N. M. : Effects of earthquakes on dams and embankment, *Géotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 139-160, 1965.
- 5) 館山勝・龍岡文夫・古関潤一・堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol. 12, No.4, pp. 7-12, 1998.
- 6) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説―土構造物編，p.68-69，2007.
- 7) 林訓裕・足立幸郎・甲元克明・山尾泰之・常田賢一・林健二：道路盛土の緊急点検および地震危険度マクロ評価に基づく耐震対策，第32回地震工学研究発表会講演論文集(CD-ROM)，土木学会，pdfNo.4-294，2012
- 8) 東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社：設計要領第一集土工編，p. I-44，2012.
- 9) 野津厚・菅野高弘：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法―因果性と多重非線形効果に着目した改良―，港湾空港技術研究所資料，No.1173，2008.
- 10) 秦吉弥・常田賢一・林健二：常時微動 H/V スペクトルを用いたサイト増幅特性の評価に関する試み，地盤と建設，Vol.31, No.1, p.125-131, 2013.
- 11) 秦吉弥・常田賢一・林健二・林訓裕：高速道路盛土の耐震性能照査に適した入力地震動の設定手法，地盤と建設，Vol.31, No.1, p.185-193, 2013.
- 12) 常田賢一・須山翔太・寺西弘一：道路盛土の二次すべりを考慮した耐震安全性の評価法に関する考察，第55回地盤工学シンポジウム平成22年度論文集，地盤工学会，pp.161-166，2010.
- 13) 阪神高速道路株式会社：開削トンネル耐震設計指針―横断方向の耐震設計―，2008.

応急組立橋を用いた災害復旧支援

田中 和嗣¹

¹近畿地方整備局 大和川河川事務所 工務課（〒583-0001 大阪府藤井寺市川北3-8-33）
（前）近畿地方整備局 近畿技術事務所 施工調査・技術活用課

本報は、応急組立橋を用いた災害復旧支援について事例をまじえて報告するものである。近年の大規模化・甚大化する自然災害によって道路や橋梁が被災することがある。近畿技術事務所は、応急組立橋を保有しており、万一の災害発生に備えている。災害発生時には、現地調査から災害出動のマネジメントまで応急組立橋を用いた災害復旧を総合的に支援している。平成23年の台風18号や平成25年の台風12号に際しては、被災橋梁の現地調査を行い、応急組立橋利用の技術的可否判断や架設方法の概略検討などを支援している。また、応急組立橋の派遣に関わる支援を行っている。

キーワード 応急組立橋、災害復旧支援

1. はじめに

道路交通網は、社会生活の基盤であり、災害による寸断は、社会・経済活動に大きな影響を及ぼすだけでなく、災害復旧や人命救助の支障となる。近年、大規模地震や風水害など、大規模化・甚大化する自然災害によって、道路の損傷や橋梁の流出などが発生している。橋梁の応急復旧技術に対するニーズが大きい。民間による様々な仮設橋梁や仮復旧技術の開発も盛んである¹⁾。国土交通省は、迂回路や被災橋梁の代替となる応急組立橋を開発・保有して、災害時における道路交通の早期復旧に備えている。

近畿技術事務所は、2橋の応急組立橋を保有しており、点検・架設訓練を行いながら災害発生に備えている。災害発生に際して、現地調査、応急組立橋の架設検討や派遣を行っている。本報は、近年の応急組立橋の派遣事例をまじえて、応急組立橋による災害復旧支援の概要を報告するものである。

2. 応急組立橋の概要

(1) 国土交通省における保有状況

応急組立橋は、災害時における道路交通の確保に用いる災害対策用の仮設橋梁である。その用途は、次のようにある。

- 交通上特に重要な道路の応急復旧
 - 被災地への救援物資や復旧資材の輸送に必要な仮設道路
 - その他、緊急の実施が必要な災害応急復旧
- 表-1に示すように、国土交通省は、23橋の応急組立橋

表-1 国土交通省における応急組立橋の保有状況

保有機関	保管場所	保有台数
北海道開発局	防災・技術センター（札幌市）	2橋
東北地方整備局	東北技術事務所（宮城県多賀市）	2橋
関東地方整備局	船橋防災センター（千葉県船橋市）	2橋
北陸地方整備局	富山防災センター（富山県富山市）	1橋
	新潟防災センター（新潟県新潟市）	1橋
	上越防災センター（新潟県上越市）	1橋
中部地方整備局	愛知県清須市内	1橋
	北勢国道事務所（三重県亀山市）	1橋
近畿地方整備局	近畿技術事務所（大阪府枚方市）	2橋
中国地方整備局	中国技術事務所（広島県広島市）	2橋
四国地方整備局	善通寺国道維持出張所ほか	4橋
九州地方整備局	九州技術事務所（福岡県久留米市）	2橋
	鹿児島国道事務所（鹿児島県鹿児島市）	2橋
計		23橋

（平成25年8月現在）

を保有しており、全国の地方整備局が連携しながら災害復旧にあたっている。東日本大震災では、東北地方整備局の「くしの歯作戦」で活躍し、国道45号川原川橋の応急復旧にあたっている²⁾。また、近年の災害においては、地方公共団体への災害復旧支援も行っている。

(2) 近畿技術事務所における配備

近畿技術事務所は、A活荷重対応の応急組立橋（昭和45年製）とB活荷重対応の応急組立橋（平成11年製）の2橋を保有している。その概要を表-2と表-3に示す。各応急組立橋は、設計荷重だけでなく、橋梁の寸法や歩道の有無などの仕様が異なる。

3. 応急組立橋の出動体制

(1) 保管・出動待機

近畿技術事務所の応急組立橋は、風雨を避けて、構内

表-2 応急組立橋（昭和 45 年製）の主要諸元

機械名	応急組立橋(昭和45年製)
形式	単純トラスガーダー橋
床版	グレーチング
橋長	10～40m（2m間隔）
車道幅員	6m
歩道幅員	歩道なし
取付桁	12m×2(両端)
設計荷重	A活荷重（TL-20）

表-3 応急組立橋（平成 11 年製）の主要諸元

機械名	応急組立橋(平成11年製)
形式	単純下路式ワーレントラス橋
床版	デッキパネル
橋長	16～40m（4m間隔）
車道幅員	4～ 8m
歩道幅員	1.5m
取付桁	10m×2(両端)
設計荷重	B活荷重（TL-25）



図-1 応急組立橋の保管（派遣時に撮影）のテント倉庫で保管している。保管の様子を図-1に示す。各部材ごとに整理し、緊急時に速やかに派遣できる状態で保管している。また、応急組立橋の部材だけでなく、高力ボルトなどの消耗品も常に備蓄して、派遣に備えている。

(2) 点検・架設訓練の実施

応急組立橋は、点検と架設訓練のために、近畿技術事務所構内で年1回架設することで、部材損傷の有無などを定期的に点検している。応急組立橋が特殊な仮設橋梁であるため、実際の架設状態を見る機会が少ない。架設訓練時には、近畿地方整備局職員を対象にした研修を実施し、緊急災害対策派遣隊（以下「TEC-FORCE」と称す）などで災害出動した際の判断情報の学習にも役立てている。

4. 応急組立橋による災害復旧支援

(1) 災害復旧支援の概要

応急組立橋による災害復旧支援は、派遣要請、派遣・架設から供用までの広範にわたり、調査・準備などの様々な対応が必要となる。近畿技術事務所では、応急組立橋に関わる総合的な災害復旧支援を行っている。

第一に、現場調査に基づく、応急組立橋利用の技術的可否判断や架設方法の概略検討などを支援している。応急組立橋は、非常に特殊な災害対策用機械であり、応急組立橋利用の可否判断は、応急組立橋に関する知識を必要とする。地方公共団体からの要請に対しては、TEC-FORCEと連携して現地調査・支援を行っている。

第二に、各地方整備局との連絡・調整を行い、応急組立橋の現地派遣までのマネジメントを行っている。応急組立橋は、その台数に限りがあるため、災害復旧支援は、地方整備局間で連携・協力して行う。これに必要なマネジメントを実施している。



図-2 平成 23 年台風 12 号による国道 169 号の被災



図-3 応急組立橋による国道 169 号の応急復旧

表-4 応急組立橋による近年の災害復旧支援状況

災害の種類	災害復旧支援対象		支援内容		備考
	被災箇所	住 所	現地調査	応急組立橋の派遣	
台風12号 (平成23年)	国道169号（西谷橋）	奈良県吉野郡川上村迫地先	実施	実施（支援継続中）	応急組立橋（平成11年製）派遣
	国道168号（長殿橋）	奈良県吉野郡十津川村長殿地先	無	実施（H26.6支援完了）	中部地方整備局と連携・出動
	国道311号	和歌山県田辺市中辺路町真砂地先	実施	実施（支援継続中）	中国地方整備局と連携・出動
台風18号 (平成25年)	国道162号（鳴瀧橋）	京都市右京区下弓削町地先	実施	実施（支援継続中）	北陸地方整備局と連携・出動
	市道（山之坊1号橋）	滋賀県大津市膳所池ノ内地先	実施	無	

応急組立橋にかかわる災害復旧支援は、架設後にも至る。架設設計・施工中や供用中の技術的な問い合わせにも対応している。また、供用終了後は、撤収・返却などの調整も行っている。

応急組立橋に関連する災害復旧支援の実施状況を表-4に示す。平成23年9月の台風12号による災害では、近畿技術事務所が保有する応急組立橋（平成11年製）が図-2の国道169号（奈良県川上村迫）の被災現場へ派遣・架設している。図-3のように、現在も住民の重要な生活道路として供用中である。

(2) 応急組立橋による災害復旧支援（事例1）

平成25年9月の台風18号によって、京都府や滋賀県などで多数の橋梁が被災を受けている。

大津市内では、市道に架かる山之坊1号橋が被災しており、TEC-FORCEによる同年9月27日の現地調査で落橋の危険が判明した。この報告を受けた大津市の要請に基づいて翌日の9月28日に現地調査を実施、道路管理者との打ち合わせと合わせて、次のことを確認している。

- 車両通行量が少なく、片側交互通行で対応可能
- 橋長が短く、応急復旧の荷重条件はA活荷重対応
- 仮設資材（H鋼や覆工板など）による対応が可能

応急組立橋は、数年間に及ぶ長期の応急復旧路として一般交通に供することが可能である。その反面、長期利用には適切な下部工を必要とする。現地調査結果を踏まえて、図-4のように応急組立橋と、仮設資材による応急旧方法を概略比較した結果、応急組立橋の利用が、施工工期や施工費用の観点で利点が少ないことなどが判明している。これらの結果は、現地調査から約1週間で大津市へ報告している。

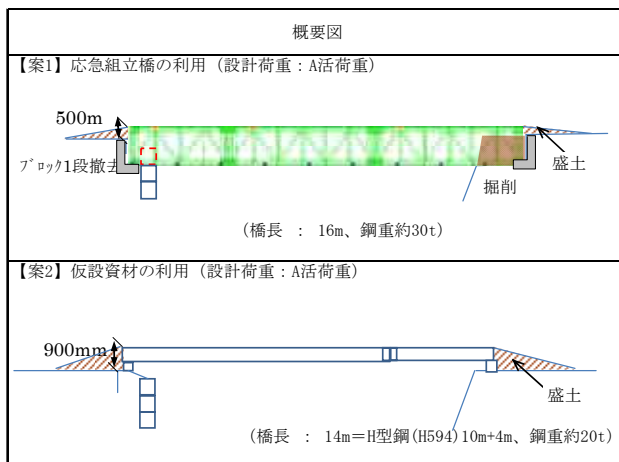


図-4 山之坊1号橋の応急復旧に関する比較検討（抜粋）

(3) 応急組立橋による災害復旧支援（事例2）

平成25年9月の台風18号では、京都市内の国道162号でも鳴瀧橋（京都市右京区下弓削町）が被災して、同年25年9月16日から全面通行止めとなる被害が発生してい



図-5 平成25年台風18号による国道162号の被災



図-6 応急組立橋の出動に向けた国道162号の現地調査

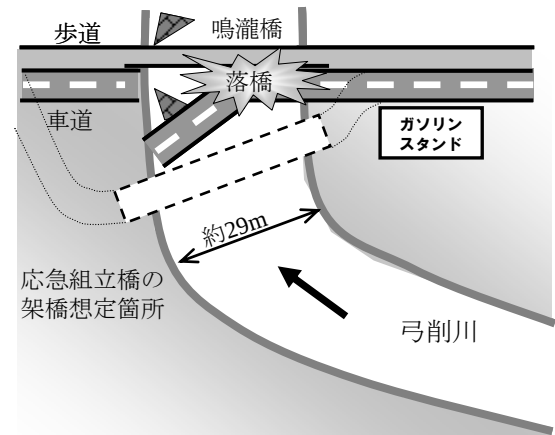


図-7 平成25年台風18号による国道162号の被災（概略図）

る。被災状況を図-5に示す。護岸部が洗掘されて、鳴瀧橋が落橋している。地域の市民生活や産業にとって重要な道路であることから、早期の応急復旧が望まれていた。当該箇所を管理する京都市から支援要請を受けて、同年9月21日に近畿地方整備局内の関係部局と協力して応急復旧に向けた現地調査を実施している。京都市による応急復旧の用件は次のとおりである。

- 対面通行による通行の再開
- 大型車を含む通行の再開（B活対応）

これを実現するため、図-6のように、現地で被災状況

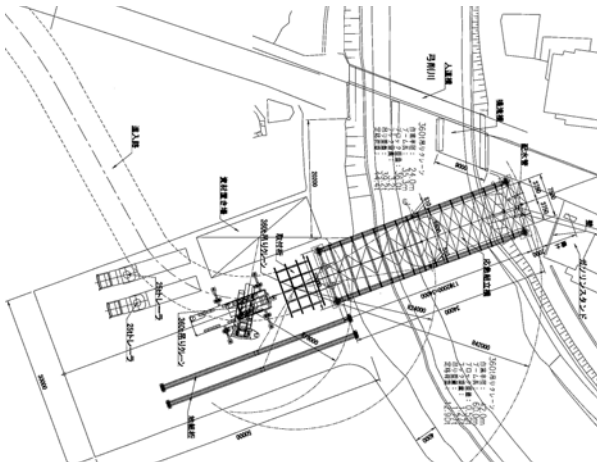


図-8 国道 196 号への応急組立橋架設の施工概要検討

と応急復旧や方法について京都市と意見交換を行い、図-7のように予想している。

現地調査結果に基づき、施工方法などの概略検討をとりまとめて、同年9月27日に京都市へ報告している。具体的には、施工条件や施工日数などを含めて、次の3つの架設方法を提案している。

案1：クレーン（360t吊り）による主桁一体架設

案2：手延べ機を用いた送り出しによる架設

案3：ベント仮設とクレーン（160t）による架設

クレーンの設営場所や現地仮置きヤードの施工面積、河川区域内へのベント設置の協議や施工工程などを鑑みて、案1「クレーンによる主桁一体架設」が最も有効と予想して、施工概略図を図-8のように提案している。提案を踏まえた京都市による全体復旧計画の決定、関係機関との協議を待つ間、近畿技術事務所は、応急組立橋の派遣に向けた準備を開始している。B活対応の応急組立橋（平成11年製）が派遣・供用中であるため、全国の地方整備局と調整した結果、北陸地方整備局と連携して派遣準備体制を整えている。その結果、応急組立橋は現場施工計画に対応して迅速に派遣・架設されて、図-9のように12日間で施工完了（下部工を除く）している。

5. おわりに

本報では、災害時の派遣要請、派遣・架設から供用までの広範で実施している応急組立橋を用いた災害復旧支援の概要を報告している。平成25年の台風18号では、



図-9 応急組立橋による国道 162 号の応急復旧

大津市内の市道（山之坊1号橋）と京都市内の国道162号（鳴瀧橋）の被害に対して災害復旧支援を行っている。これらの事例をまじえて、現場調査、応急組立橋利用の技術的可否判断や架設方法などの概略検討の実施状況を報告している。また、応急組立橋の派遣・架設による応急復旧状況を報告している。

近年、応急組立橋による災害復旧支援の要請が多い。近畿技術事務所では、速やかな災害復旧を実現するため、現地調査から概略検討報告まで約1週間で完了することを目標に支援を行っている。また、現場施工と連携した迅速で確かな応急組立橋出動に取り組んでいる。しかし、災害が頻発する現在、災害復旧は一層早急な対応が求められている。今後、応急組立橋による災害復旧支援の高速化を図るべく、これまでの経験をマニュアル化するなど、一層の支援体制強化を図っていきたい。

最後に、本報で報告した応急組立橋による災害復旧支援は、各地方公共団体や地方整備局関係各部署、応急組立橋の配備事務所の連携・協力によってなされたものである。関係各位に謝意を表するとともに、頻発する災害に挑み、復旧にご尽力されている皆様に敬意を表する。

参考文献

- 1) 例えば、技術資料、橋梁と基礎、8(2012)。
- 2) 大森・奥村・藤原；津波で流出した国道 45 号川原川橋における応急復旧橋、橋梁と基礎、8, pp-38pp-41 (2012)。

今津町保坂地区における法面崩壊について

横山 将希

滋賀県 大津土木事務所 河川砂防課（〒520-0807滋賀県大津市松本1-2-1）

平成24年9月21日、高島市今津町保坂地区で高島土木事務所河川砂防課が進めていた急傾斜地崩壊対策工事中に斜面崩壊が発生した。今回、当該大規模崩壊を対象とし、崩壊メカニズムおよび応急対策、恒久対策について報告を行う。なお、崩壊は法面下の人家の手前で止まり、幸い、人命、建物への直接的な被害は発生しなかった。

キーワード 黒色粘板岩、崩壊メカニズム、応急対策、恒久対策

1. はじめに

保坂地区は 人家10件、草の根ハウス（地区避難所）を保全対象とする急傾斜地崩壊対策事業箇所である。当初計画での施工概要は、吹付法枠工（300*300）、鉄筋挿入工（D22 L=2.4m、D25 L=4.0m）を逆巻き工法により上段・下段の順に施工。その後、待ち受け擁壁として重力式擁壁工（H=3.5m）を行うものであった。平成24年2月29日を工期開始とし、崩壊が起こる9月21日までの6ヶ月の間に、上段の切土、上段の吹付け法枠・鉄筋挿入工を完了し、下段の切土を施工していた。



図1.1 対象地付近の平面図

2. 崩壊の状況

大規模崩壊発生前の平成24年9月1日から小段崩壊を主体とする小規模崩壊が数回発生し、9月21日に写真2.1の大規模崩壊に至った。

崩壊の規模は、幅約30m×長さ約20m×深さ約8mで、下段の切土工を施工していた際、施工済みの上段法枠の一

部が斜面下部に滑落落ちた。

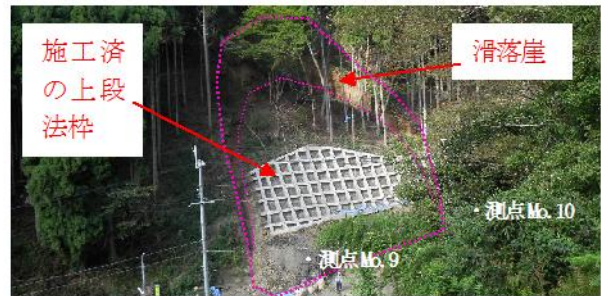


写真2.1 崩壊発生直後の状況

崩壊は降雨中や降雨直後に発生することが多いが、今回、崩壊と降雨状況の関係は図2.1の通りで、大規模崩壊(9月21日)前の3日間は降雨が無いが、小段を中心とした小崩壊が数回発生した8月31日～9月18日は日雨量1～20mmの雨がコンスタントに続いている。

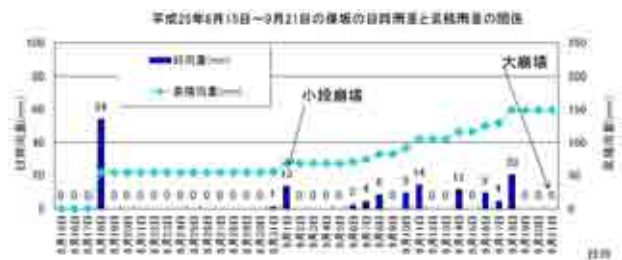


図2.1 大規模崩壊に至るまでの日雨量

大規模崩壊に至るまでの経緯は、表2. 1に示した。

表2. 1 大規模崩壊に至るまでの斜面および施工状況

月 日	斜面状況および施工状況
8月10日	切土上段の鉄筋挿入の確認試験が終了
8月17日	下段部の掘削開始
9月1日	N0. 9+5. 0～N0. 9+15. 0の小段部が小崩壊
9月10日	小段崩壊箇所の仮設モルタル吹付け
11～14日	N0. 10で小段崩壊し、N0. 11方向へ拡大
9月14日	下段の掘削完了
9月15日	崩壊面上部の仮設モルタル吹付け完了
9月20日	下段部法面の整形完了を確認
9月21日	17時、測点No. 9付近の小段が崩壊
	18時、仮設モルタル施工部が崩壊
	22時、測点No. 9～No. 10で大規模崩壊

3. 崩壊のメカニズム

崩壊のメカニズムは、空中写真で確認できる花折断層に沿った線状模様（リニアメント）の影響と切土が現況斜面に与えた影響を含めて検討した。

(1) 花折断層の影響による崩壊範囲の検討

大規模崩壊は文献と空中写真より、花折断層に並走するリニアメントによって規模が決められたとみてよい。リニアメントとは空中写真で確認される線状模様のことであり、今回の場合、花折断層に付随する小断層が反映されていると専門家によって判断されている。

- ① 崩壊箇所周辺の地質は粘板岩と砂岩で、崩壊箇所は粘板岩主体である。
- ② 対象地周辺は写真3. 1のように花折断層に収束する北北東-南南西方向に伸びる派生断層と同方向に伸びる2本のリニアメントに挟まれる。
- ③ 崩壊地西側のリニアメント沿いの一部は緩斜面が広がることから、崩壊地周辺はリニアメント位置を滑落崖とする岩盤すべりによって地山が緩んでいた可能性がある。
- ④ 大規模崩壊部の滑落崖位置は写真3. 1のリニアメント位置と一致し、同位置に小規模亀裂帯がある。



写真3. 1 花折断層と断層位置、空中写真判読結果

(2) 黒色粘板岩に対する検討

崩壊の素因は、地元が崩れやすい岩として”水つち”と呼ぶ脆い黒色粘板岩である。ここでは黒色粘板岩の特徴を、崩壊前の切土法面状況、崩壊後のボーリングコア状況および伸縮計計測結果から検討した。

1) 崩壊前の切土法面状況

小段の小規模崩壊および大規模崩壊の下面は、写真3. 2の黒色粘板岩が分布していた。黒色粘板岩の傾斜は山側に約60度で、斜面に対しては受け盤である。

黒色粘板岩は粘土化が進み、その直上部の珪質粘板岩は含水が多く、酸化が進んで茶褐色を示す箇所が見られた。小段主体の小規模崩壊は黒色粘板岩とその上位で発生している。

写真3. 3は崩壊派生直前(4時間前)のモルタル面で、黒色粘板岩位置のモルタルの色が濃くなっており、この原因は同岩のせり出しと地下水の絞り出しとみてよい。

黒色粘板岩が切土等で地表に暴露した場合は、上記のように亀裂面に沿って変形すると共に水を絞り出し、上位の岩塊を不安定化させ大規模崩壊に至ると考えられる。



写真3. 2 黒色粘板岩の分布状況



写真3. 3 大規模崩壊直前の法面状況

2) ボーリングコアの黒色粘板岩

調査は大規模崩壊斜面に対してボーリング2本、周囲の切土に対して4本の計6本ボーリングを行い、その中の4本で黒色粘板岩を確認した。

黒色粘板岩は平成20年度の当初調査で確認されておらず、大規模崩壊後のボーリングで初めて状況を確認した。

黒色粘板岩のボーリングコアは写真3. 4の通りで、粘

土化が進むと共に20度～80度の様々な傾斜の亀裂面が多く、コアを押すとこれら亀裂面に沿って容易に剥離する。この状況から黒色粘板岩が切土されて拘束圧が無くなった場合は、亀裂面に沿ってコアが膨れ、雨水等が浸透し易くなると考えられる。



写真3.4 20度～80度の亀裂多く、粘土化が進む。

(3) 計測結果に対する検討

法面の変状状況は、大規模崩壊直後から2点間距離、緊急対策後の平成24年12月15日以降は伸縮計により監視を行った。伸縮計の配置状況は写真3.5、結果の一部は図3.1の通りで、以下の傾向が認められた。

- ① 伸縮計の読みは時々1mm程度読み値が増加する以外は概ね安定している。
- ② 1mm程度の読み値増加時は、平成25年1月1日や16日のように2日前に日降雨量37mmや41mmがある。



写真3.5 伸縮計の設置位置、滑落崖、押え盛土

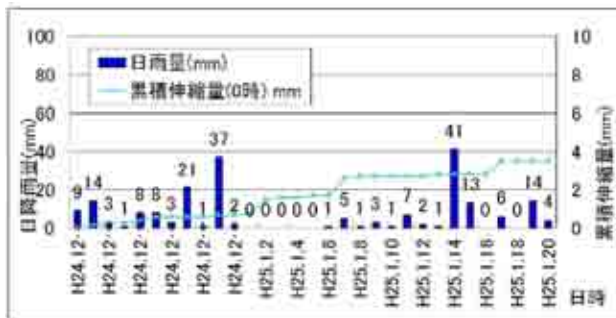


図3.1 日雨量(保坂)と累積伸縮量(抜粋)

(4) 崩壊メカニズムの検討

切土によって表層に出現した”水つち”と呼ばれる脆

い黒色粘板岩は、図3.2①のように緩みが発生し、せん断抵抗力が低下して小段から小崩壊した。小崩壊後の緩み範囲は同図②のように黒色粘板岩の高標高側に拡大し、雨水が数日かけて同粘板岩付近に浸透して強度がさらに低下し、花折断層の影響を受けたリニアメント位置を滑落崖とする大規模崩壊が発生したと考えられる。

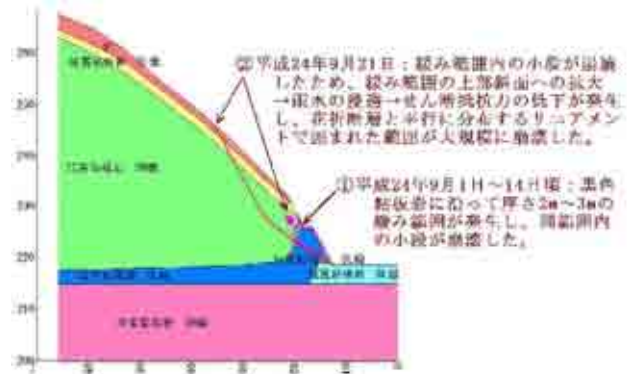


図3.2 黒色粘板岩沿いの緩み領域発生で小段が崩壊し、リニアメントを滑落崖とする崩壊に至った推定図。

4. 応急対策工検討

(1) 緊急対策実施および応急対策工検討範囲

崩壊範囲を図4.1に示す。大規模崩壊箇所は斜面下部の切土に伴って、崩壊が発生している。斜面残存部の法面下には保全人家があり、緊急対策工(押え盛土)を施工した。また、雨水の浸透を防ぐため崩壊斜面全体にブルーシートを設置した。

本節では、大規模崩壊箇所に対する応急対策工計画を主体に記述する。



図4.1 崩壊範囲図

(2) 応急対策工検討方針

大規模崩壊箇所の下部の応急対策工は、一般的な工法である大型土のう積による押え盛土工を計画した。応急対策工検討フローは以下の通りである。

応急対策工については、地質調査等が実施されていない段階での検討であったが、地質調査や崩壊時の情報により崩壊規模を想定し、計画を行った。対策工施工後については、伸縮計や定点観測による挙動を監視するとともに、地質調査実施後において、対策工の効果検証を行った。

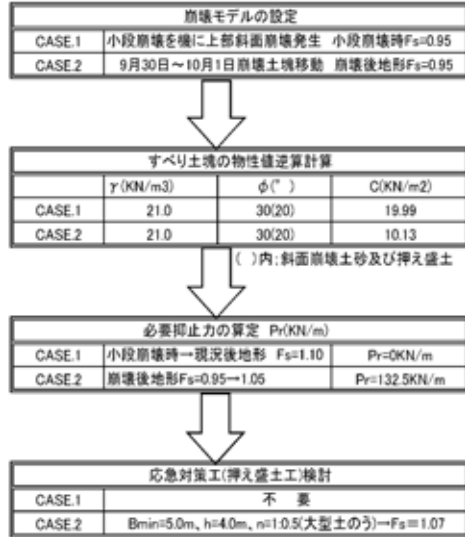


図4.2 応急対策工フロー

て斜面部の積雪が流れ落ちる可能性がある。したがって現実的な応急積雪対策として押え盛土の平場を利用した積雪ポケット工+定期除雪案を併せて計画した。

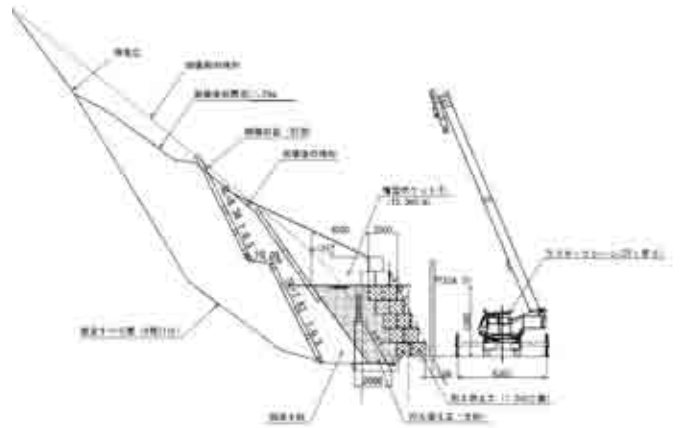


図4.4 応急対策工計画図

(4) 地質調査後の検証

地質調査後において、調査結果に基づき押え盛土工の効果検証を実施した。対策工の効果については、大規模崩壊部においては当初計画と大差がなく ($F_s=1.08$)、斜面残存部は $F_s=1.13$ を確認した。

5. 恒久対策工の検討

(1) 大規模崩壊箇所

1) 恒久対策工検討上の問題点

大規模崩壊箇所 (No. 9 付近～No. 10 付近) における恒久対策工の検討において以下の問題点が考えられた。

- 崩壊箇所下部用地制約
- 急傾斜地崩壊対策工との併用 (家屋の保全)
- 黒色粘板岩の位置
- 押え盛土の存置 (地盤に対する拘束圧確保)
- 移動土塊の耐力不足
- 残存する吹付け枠及びロックボルト (撤去が困難)
- 周辺地形との整合、取り合い
- 滑落崖 (後退性崩壊の防止)
- 地下水排除 (地盤の劣化防止)

2) 恒久対策工比較検討工法の抽出

① 対策工比較検討工法の抽出

前節で述べた対策工計画上の問題点、対策方針等により以下の工法を抽出する。

- ・第1-1案 排土工 (排土工単独案)

移動土塊の排土により崩壊斜面の恒久的な安全性を確保し、かつ斜面下部に設置する待受け擁壁により、急傾斜地崩壊対策を行う。

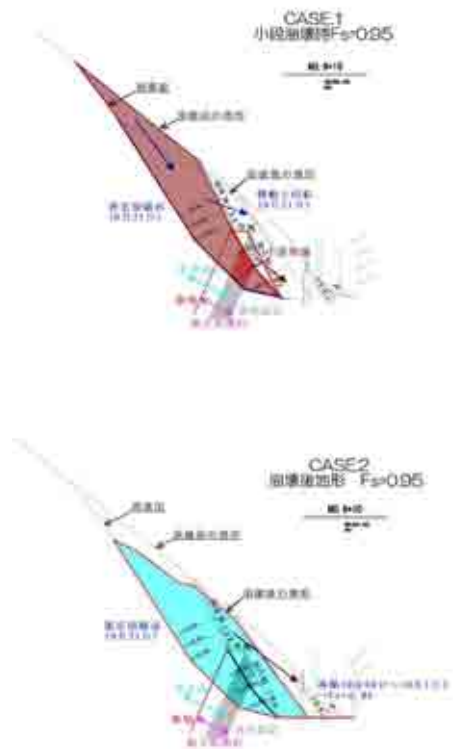


図4.3 緊急対策工検討モデル

(3) 応急対策工計画

応急対策工計画図を図4.4に示す。本復旧対策工までの期間は応急斜面对策としてビニールシートで被覆されることになるが、崩壊箇所は積雪地帯であり冬季におい

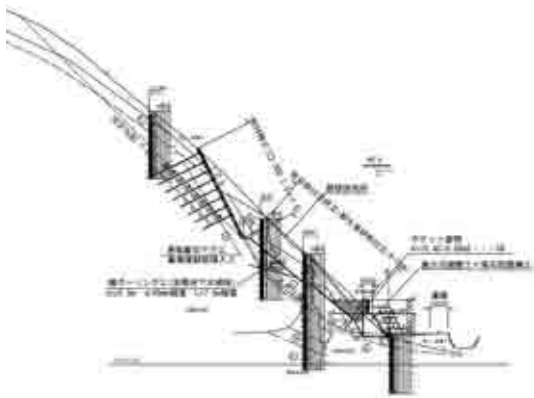


図 5.1 第 1-1 案 排水工(排水工単独案)

・第 1-2 案 排水工(排水規模縮小案)

本案は、崩壊箇所移動土塊の排水及び抑止工(グラウンドアンカー工)によって、崩壊斜面の恒久的な安全性を確保するものである。グラウンドアンカーは崩壊斜面部への打設を回避し、斜面末端部の押え盛土及びH 鋼親杭・腹起し材等を反力体とすることによって、構造性を確保する。

また急傾斜地崩壊対策として、斜面下部に設置する RC 壁工(アンカー併用自立式待受け擁壁)により、対策が可能となる。

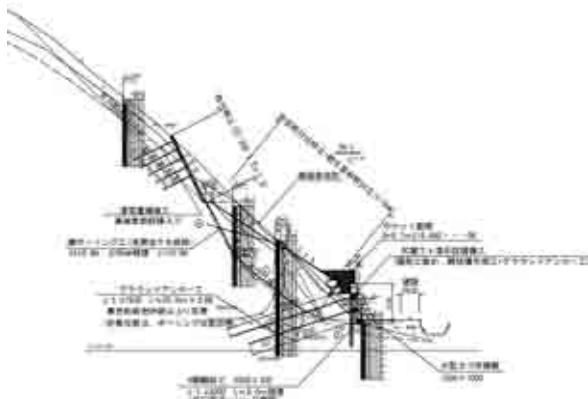


図 5.2 第 1-2 案 排水工(排水規模縮小案)

・第 2 案 押え盛土工(法面整形工併用案)

第 2 案は斜面下部に設置する重力式擁壁と押え盛土の自重による抵抗力(抑止力)によって、崩壊斜面の安全性を確保する。

また急傾斜地崩壊対策として斜面下部待受け擁壁を設置する。

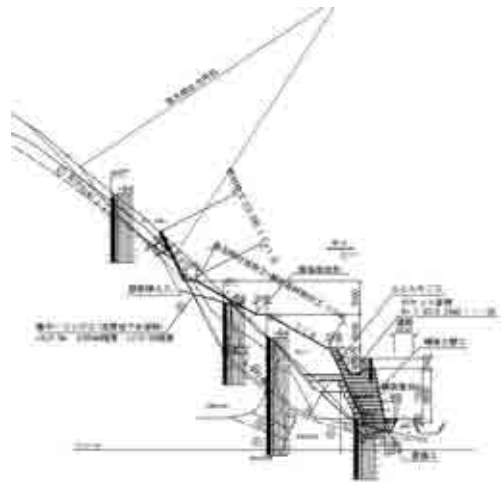


図 5.3 第 2 案 押え盛土工(法面整形工併用案)

・第 3 案 押え盛土工(盛土工単独案)

第 3 案は、斜面下部に設置する補強土擁壁と盛土の自重による抵抗力(抑止力)によって、崩壊斜面の安全性を確保するとともに、斜面下部に設置する待受け擁壁(補強土壁)により、急傾斜地崩壊対策対策が可能となる。

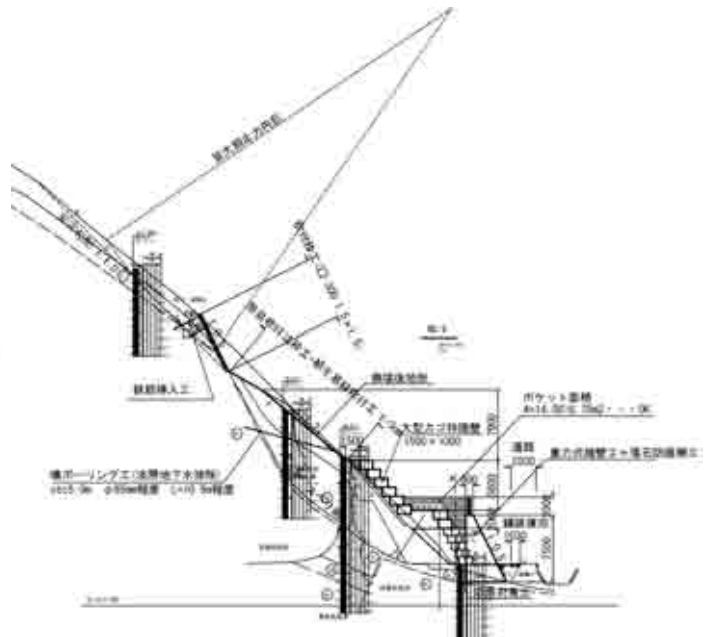


図 5.4 第 3 案 押え盛土工(盛土工単独案)

3) 崩壊対策工法検討結果

恒久対策工法として「第 1-2 案 排水工(排水規模縮小案)」を選定した。主たる選定根拠は以下の通りである。

- ・第 2 案及び第 3 案は排水案に比べて経済性に優れた案である。ただし、これらの案は用地確保が前提となるが、関係機関協議等より用地確保

が困難であることが明確となり、採用不可となった。

- ・第1-1案は、第1-2案と経済性はほぼ同様となるが、滑落崖を大規模に切下げるため切下げ時の安全確保に留意が必要である。また吹付法砕工、ロックボルト撤去が必要となるが施工性が極端に低下する危険性があり、周辺地形との整合性、取り合いにおいて劣ると判断した。

(2) 斜面残存箇所の恒久対策工

1) 急傾斜地崩壊防止工 (NO. 10付近～NO. 12付近)

① 待受け式擁壁工の設置

② 表層崩壊対策工の計画修正

- ・ 下部1段程度のロックボルト規模の見直しが必要となるが、斜面部の末端付近に黒色粘板岩 DL 級が分布するため安全を考慮して、斜面全体を $L=2.4\text{m}$ から $L=4.0\text{m}$ のロックボルトに統一する。
- ・ ロックボルトの見直しに伴い、砕ピッチを小さくし上部斜面と同様とする ($F300@1500$)。

- ・ NO. 10 断面；元設計計画ロックボルト 3 段
 $Fs=1.18 \rightarrow 1$ 段追加時 $Fs=1.23$
- ・ NO. 11 断面；元設計計画ロックボルト 4 段
 $Fs=1.24$
- ・ NO. 12 断面；元設計計画ロックボルト 4 段
 $Fs=1.26$

2) 大規模崩壊防止工 (NO. 10+5.0 付近～NO. 11 付近)

① グラウンドアンカー工の設置 (抑止対策工)

② 地下水排除工 (地盤の劣化防止)

③ 押え盛土の残存 (地盤に対する拘束圧確保)

● 測点 NO. 10+5～NO. 11 間下部斜面小段崩壊部の大規模崩壊対策安定解析結果

- ・ 測点 No. 10+5 $\Rightarrow Fs=1.390$ (無対策時)
- ・ 測点 No. 11 $\Rightarrow Fs=1.138$ (無対策)
- ・ 測点 No. 11 $\Rightarrow Fs=1.105$
- ・ 測点 NO. 11 押え盛土 $\Rightarrow Fs=1.130$ 、
 $Pr=95.4\text{KN/m}$

↓

- ・ 測点 NO. 11 押え盛土+地下水抑制 $\Rightarrow$
 $Fs=1.150$ 、 $Pr=83.1\text{KN/m}$

↓

○ グラウンドアンカー工

- ・ F20UA@1.5m2 段配置；定着長 $L_a=3.0\text{m}$
- ・ 現場打ち受圧版工 (800×800 ；許容地耐力 $Q_a=100\text{KN/m}^2$)

3) 斜面残存部対策工

斜面残存部の恒久対策工については、前節の検討結果により、下図のように計画した。

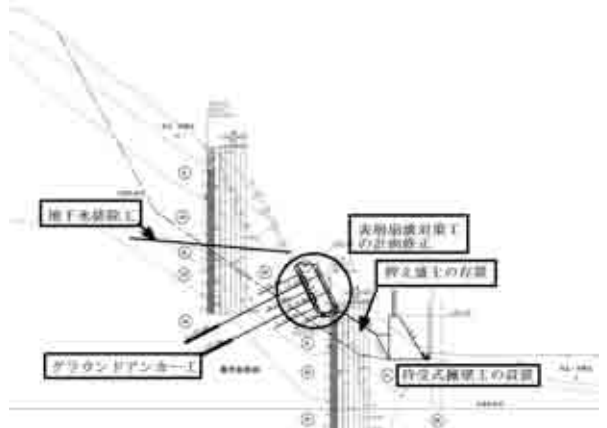


図 5.5 斜面残存部恒久対策工

6. さいごに

本崩壊の特徴は斜面下部に分布する脆弱な黒色粘板岩が素因であり、誘因は切土であったことから、施工方法の重要性を再確認する点でも重要である。急傾斜地対策におけるポケット確保に伴う切土については、今後地質情報の入手を含めて十分留意する必要があると考える。隣接の次工区の既存設計では、切土+法砕工+待ち受け擁壁としており今回崩壊箇所と同工法となっている。このため、修正設計により切土を極力行わない工法へ変更設計を進めている。

今回の事例については、担当として非常に困難なものであったがを今後この経験を活かし、土木技術者としての考察力を身につけたい。

以 上

2. 予防保全的老朽化対策と法整備

国が整備した港湾施設（以下「国有港湾施設」という。）は、国際コンテナ戦略港湾のコンテナターミナルの一部を除き、港湾法第54条の規定に基づき、完成後は港湾管理者に管理委託している。地方整備局は、実地監査等を行い、これら管理委託した施設が適切に維持管理されているかどうかについて、確認してきたところである。しかしながら、従来は劣化や変状が顕著になってから行う「事後保全型」の対策が過半を占めていた。

2-1 技術基準の整備

2007（平成19）年度には港湾施設の計画的かつ適切な維持管理を推進するため、「港湾の施設の技術上の基準を定める省令」が改正され、「港湾の施設（技術基準対象施設）は、供用期間にわたって要求性能を満足するよう、維持管理計画等に基づき適正に維持すること」が規定された。

また、「維持管理計画書」の作成や維持管理業務にあたっての技術的支援として、港湾局は「港湾の施設の維持管理計画書作成の手引き」及び「港湾の施設の維持管理技術マニュアル」を示している。

さらに、2013（平成25）年度の港湾法の改正では、水域施設・外郭施設・係留施設等の適切な維持のため、国土交通省令で定める方法で定期的に点検を行うことが明記された。

2-2 予防保全計画の作成

2013（平成25）年度には全国の港湾施設を対象に「予防保全計画」の作成に着手した。前述の「維持管理計画書」が港湾施設毎に策定するのに対し、「予防保全計画」は港単位で作成するものであり、当該港湾のどの施設を優先的に更新・修繕していくのかを、利用実態、利用者等からの要請、劣化度、予算等を加味した上で、国と管理者が協議し策定する



図-3 管内港湾配置図

ものである。これにより①計画的な更新・修繕の推進 ②更新・修繕の必要性精査 ③更新・修繕に要する費用の平準化 ④ライフサイクルコストの低減 ⑤港湾施設ストックの全体像把握等が図られることとなる。

施設診断の判断基準として、健全度評価がある。健全度評価はA～Dの4段階で評価することを標準とし、施設の性能が相当低下している状態をA、異常は認められず十分な性能を保持している状態をDとしている。全国の国有港湾施設約4,000施設のうち、Aは約540施設である。神戸港湾事務所の管轄でAの施設は、神戸港95施設のうち3施設、姫路港7施設のうち2施設、尼崎西宮芦屋港20施設のうち2施設である。2013（平成25）年度は特に劣化の著しい尼崎西宮芦屋港の施設について、優先的に対策を実施していくことになった（図-3）。

3. 栈橋式岸壁の老朽化対策

尼崎西宮芦屋港は、大阪湾の奥部に位置し、尼崎市、西宮市、芦屋市にまたがる港湾であり、阪神工業地域における重化学工業の中心として重要な役割を果たしている。近年は、高速道路へのアクセスの利便性を活かし、新たな産業の集積が進んでおり、物流効率化と産業活動を支援するための港湾機能の強化に向けた取り組みを進めている。

「尼崎西宮芦屋港尼崎地区-10m 岸壁」は、2 バース(延長 370m)水深 10m の鋼管杭式横棧橋の係留施設である。1972 (昭和 47) 年に供用開始し、現在は主にスクラップや砂砂利等の輸出入に利用されている(図-4, 5, 6)。

建設から約 42 年が経過し、上部工下面の鉄筋発錆やコンクリートの剥離(写真-1, 2)、エプロンのひび割れ(写真-3)が見られる等、老朽化が顕著となっており、全国に先駆けて直轄による対策工事に着手することになった。



図-4 施設の位置図

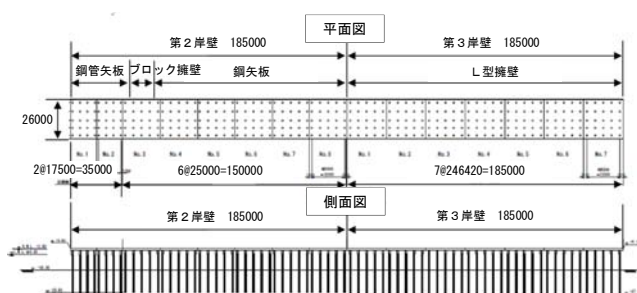


図-5 施設の平面図・側面図

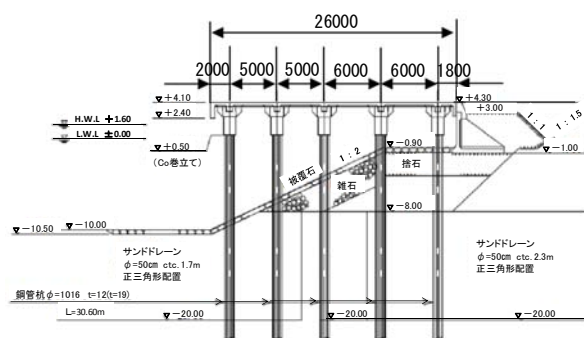


図-6 施設の断面図



写真-1 棧橋下面 床版の鉄筋露出



写真-2 棧橋下面 梁の鉄筋露出



写真-3 エプロンのひび割れ

3-1 現況調査と健全度評価

対策工事を行うにあたり、目視調査、測量、鋼材肉厚調査、鉄筋の腐食調査、陽極形状調査、コンクリートコア試験(圧縮強度・中性化試験・アルカリ骨材反応試験)、塩化物イオン濃度の調査結果を基に、施設の健全度評価を実施した。

a) 上部工

上部工は、下面のひび割れ、剥落、鉄筋露出が確認された。また、コンクリート内部の塩化物イオンの含有量が高く、鉄筋位置において基準値(2.0kg/m³)の2倍程度に達しているところが多く、ひび割れ、剥落が生じていない箇所においても鉄筋の腐食が進行していると想定されることから、上部工の健全性は確保されていないと判断した。

b) 鋼管杭

鋼管杭の腐食は、平均 0.45mm 程度の腐食量で腐食の進行はほとんど無く、鋼管杭に対する防食状態が良好であると考えられ、鋼管杭は今後も引き続き利用可能であると判断した(写真-4)。



写真-4 栈橋下面 鋼管杭の腐食

3-2 老朽化対策工法

a) 設計供用年数の設定

本施設の改良に当たっては、栈橋上部工を更新することとし、その設計供用年数を50年とした。

また、下部構造である鋼管杭についても、電気防食や被覆防食といった防食工を実施して予防保全を行えば、供用年数に耐えるものと判断した。

b) 基本構造形式

改良後の本施設の構造形式は、下部構造(鋼管杭)は、引き続き利用することとし、現状の直杭式横栈橋構造とする。更新する上部工も、従来と同様のRC構造とした。

3-3 老朽化対策工事

2013(平成25)年度は、上部工1スパン(26.4m)を撤去・更新するとともに、施設全体の鋼管杭の防食工を実施した。

大まかな施工手順は、床版部撤去→梁部撤去→杭頭部撤去→支保工設置→梁コンクリート打設→床版コンクリート打設→支保工撤去である(写真-5)。

栈橋上部コンクリートを撤去し、新設栈橋上部コンクリートの施工が行える状態にする

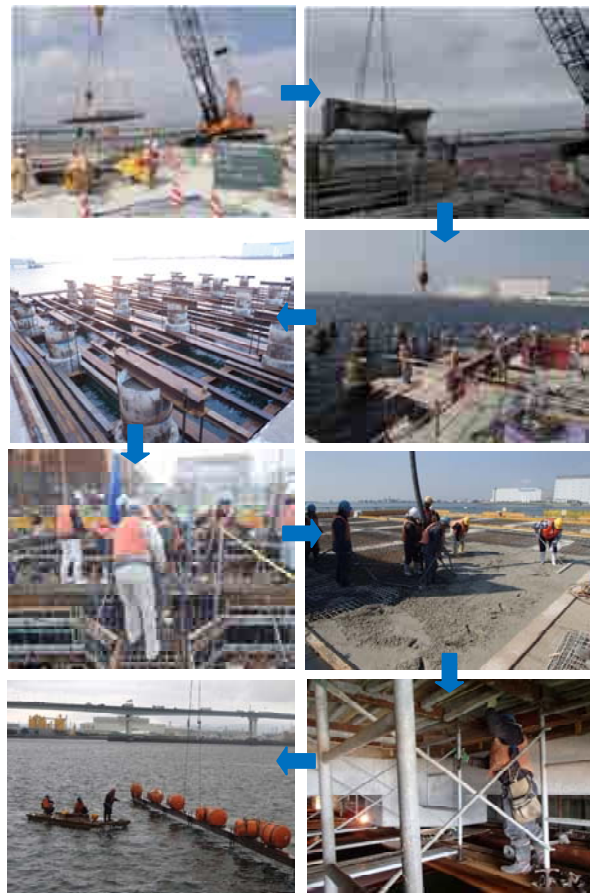


写真-5 大まかな施工手順

に当たっては、コンクリートカッターおよびワイヤーソー等を使用して、ブロック状に切断解体し撤去をした。なお、撤去したコンクリート殻は、再生処理施設まで運搬し適正に処理をした。支保工設置については、クローラクレーンにて鋼管杭に作業用足場を順次架設し、主桁、副桁の順に潜水土の誘導のもと架設した。支保工設置完了後に、梁型枠を組み立て梁コンクリート打設し、養生後に梁型

枠を解体撤去した。同様に、床版コンクリート打設し、養生後に床版型枠撤去をして、支保工を撤去した。

3-4 工事実施に当たっての留意点・課題

本施設は、港湾管理者に施設の維持補修を管理委託しており、また、供用中であることから管理者や船会社等の利用業者との調整が必要であった。施設を供用しながらの補修工事なので、岸壁工事の際に積み荷の出入り口が封鎖されることや工事中にクレーンが利用不可となること等が考えられ、利用業者への影響が少なくなるような工夫が求められた。工夫としては、工期を短縮することが考えられ、2013（平成 25）年度は上部工撤去期間の短縮のために、ワイヤーソーでブロック割撤去をして、原位置での作業時間短縮を図った。

本工事では、供用中の岸壁を撤去復旧するものであるが、作業ヤードを十分に確保できないことや、既設構造物の撤去には相当な時間を要する等、今後の課題が明らかになった。

4. まとめ

既存港湾ストックの老朽化が進む中、国民の命と暮らしを守る観点からも、計画的に港湾施設の老朽化対策を実施していく必要がある。

港湾施設単位で作成する「維持管理計画書」と港単位の「予防保全計画」に基づき必要な老朽化対策を実施することが、港湾施設のライフサイクルコストの低減と費用の平準化、及び施設の長寿命化等に資することになる。

また、更新・修繕の必要性があると判断された施設については、速やかな対策の実施が求められるが、供用しながらの実施となるため、港湾荷役への支障低減と現場条件に即したより安全・効率的な施工法の検討が必要である。

「尼崎西宮芦屋港尼崎地区-10m 岸壁」にお

いても、次年度以降はこれらの点に配慮したプレキャスト工法を導入した施工も検討している。

5. おわりに

国土交通省が所管する公共施設は道路、河川、鉄道、港湾、空港等、多岐にわたっており、これら公共施設の老朽化は着実に増加の一途である。厳しい財政状況の下、補修をいかに効率的に実施していくかが課題である。今回の事例を含め、様々な条件下での施工実績を蓄積した上で補修工法の評価を行い、現場条件に応じた補修手法の確立が必要ではないかと考える。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、2007。
- 2) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の維持管理計画書作成の手引き、港湾空港建設技術サービスセンター、2007。

5GHz帯包括無線局の導入事例について

吉川 賀庸

近畿地方整備局 企画部 情報通信技術課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)。

五條市赤谷地区における河道閉塞監視について2014年3月末に廃止となったKu-satに変わる映像伝送用通信回線を事前に検討した。その結果、5GHz帯包括無線を利用し河道閉塞監視映像の画質向上を図りました。

5GHz帯包括無線を利用した機動性に優れた災害映像伝送手法の有効性について紹介する。

キーワード 河道閉塞, Ku-sat, 5GHz帯包括無線局

1. はじめに

2011年9月1日から9月3日にかけて台風12号が四国から近畿、中国地方を中心に1976年のアメダス統計開始以来国内最大となる総降雨量1808mmの大雨をもたらしながら日本海側に速度15km前後のゆっくりした速度で移動した。発達した雨雲が、長期にわたり熊野川流域に停滞し土砂崩れや河川の氾濫を引き起こした。土砂崩れによって発生した河道閉塞箇所が再び崩れることによる人的被害を防ぐため、カメラの設置を行い、映像監視を行っている。現在カメラは紀伊山地砂防事務所管内で25台あり、今回映像伝送用通信回線の見直しを行った五條市赤谷地区の河道閉塞箇所(図-1)においても3台のカメラで監視を行っている。



図-1 赤谷地区河道閉塞状況

2. Ku-satの廃止

Ku-satは1995年より運用を開始し、20

14年3月末に運用を終了した。後継機種のKu-sat IIについては2014年4月より本格運用を開始した。

五條市赤谷地区の河道閉塞箇所においては商用電力及び民間有線回線の確保が困難かつ民間携帯電話サービスエリア対象外であった。その為、通信回線については、2011年9月の台風12号による被災当初からKu-satを現地に常設し、赤谷地区の河道閉塞箇所の監視映像の伝送を行っていた。(図-2 赤谷地区におけるKu-sat現地設営状況)

Ku-satが2014年3月末に廃止される為、代替の映像伝送手段について検討することにした。



図-2 赤谷地区におけるKu-sat現地設営状況

3 有線回線による映像伝送の検討

(1) NTT専用線を利用した映像伝送の検討

赤谷河道閉塞箇所の下流地点に赤谷川と川原樋川合流点の状況を監視するカメラを設置しており、映像伝送用回線としてNTT専用線で監視映像を伝送している。

NTT専用線を利用して赤谷河道閉塞監視カメラの映像を伝送出来ないか検討することにした。

NTT専用線はKu-satと同じ64Kbpsの伝送速度であり、画質的には遜色がない。しかし、仮設道路等を経由し現場までころがした状態で配線している。(図-3 NTTケーブル敷設状況)その為、落石等により年間複数回断線している。信頼性の観点から断念することとした。



図-3 NTTケーブル敷設状況

次に国道168号線に紀の川ダム統合管理事務所が敷設している自営光ケーブルに接続出来ないか検討を行った。自営光ケーブルで敷設すると従来の約100倍の6.3Mbpsの映像伝送が可能となり、現状の監視映像より高画質化を図ることが出来るメリットがある。その為には光ケーブルを敷設し、紀の川ダム統合管理事務所が管理する光ケーブルと接続する必要があり、当該道路を管理する奈良県に光ケーブルの道路占用協議を行った。奈良県の回答は道路が平成23年の台風により被災し、自衛隊により道路の仮復旧を行った。(図-4 県道 仮復旧状況)

その際に道路区域と民地の境界が不明瞭になった。その為、境界が不明確である為、占用は認められないとの回答があった。

よって、有線光ケーブルの敷設は断念し、無線による伝送を検討することにした。



図-4 県道 仮復旧状況

4. 無線回線による映像伝送の検討

表-1に、検討を行った無線及び衛星設備について一覧を示す。検討に際し、重要視したものは、降雨の影響、セキュリティと空きCHは重要と考えた。

降雨の影響を受けやすいと雨が強く降ると映像が伝送出来なくなり、河道閉塞状況が監視が出来なくなる為、降雨の影響の受けにくいことが重要である。

セキュリティについては、一般的に使用されている通信方式であると通信を傍受及び内部ネットワークに容易に侵入される為、セキュリティが強固であることが重要である。

空きCHが確保出来ないと混信等で通信が出来なくなり、結果河道閉塞状況が監視出来なくなる為、空き

装置 選定ポイント	2.4GHz 無線 LAN	25GHz 無線 LAN	5GHz 包括無線局	18GHz FWA	Ku-sat II	民間衛星	Ku-sat (既設)
(1) 通信距離	10km 以下	10km 以下	28km 以下	10km 以下	—	—	—
(2) 伝送速度							
1) 無線速度	最大 54Mbps	最大 240Mbps	最大 54Mbps	最大 100Mbps	最大 2Mbps	最大 2Mbps	最大 64kbps
2) 実効速度	最大 27Mbps	最大 180Mbps	最大 27Mbps	最大 80Mbps	128kbps～ 768kbps	256kbps	64kbps
(3) 電波環境							
1) 空き CH	空きCH確保が必要	確保が容易	免許により取得	免許により取得	免許により取得	免許により取得	免許により取得
2) 見通し	見通しがあること				衛星のある上空に障害物が無いこと		
(4) 無線局免許	不要	不要	必要	必要	必要	不要	必要
(5) セキュリティ	普通	強固	強固	強固	強固	強固	強固
(6) 価格	安価	やや安価	やや高価	高価	高価	安価	高価
(7) 降雨の影響	受けにくい	受けやすい	受けにくい	受けやすい	受けやすい	受けやすい	受けやすい

表-1 無線設備検討一覧



図－5 赤谷・白六山・猿谷ダム位値図

CH確保出来る必要がある。

上記の3点を同時に満たす設備は比較検討対象の内、5GHz帯包括無線局だけであった。よって、赤谷地区に5GHz帯包括無線局が導入出来ないか検討することにした。

国道168号線に敷設している自営光ケーブルと赤谷河道閉塞箇所は見通しが確保出来ていない。その為、中間地点に無線中継設備を設置出来ないか検討を行った。しかし、地権者、道路管理者等の了解が得られず、断念した。

白六山にある白六山無線中継所と赤谷河道閉塞箇所が6.1kmと距離は離れているが見通しがあることが分かった。(図－5 赤谷・白六山・猿谷ダム位値図)

白六山無線中継所を活用して自営光ケーブル網により接続されている猿谷ダム管理所にデータ伝送する手段について検討を行った。

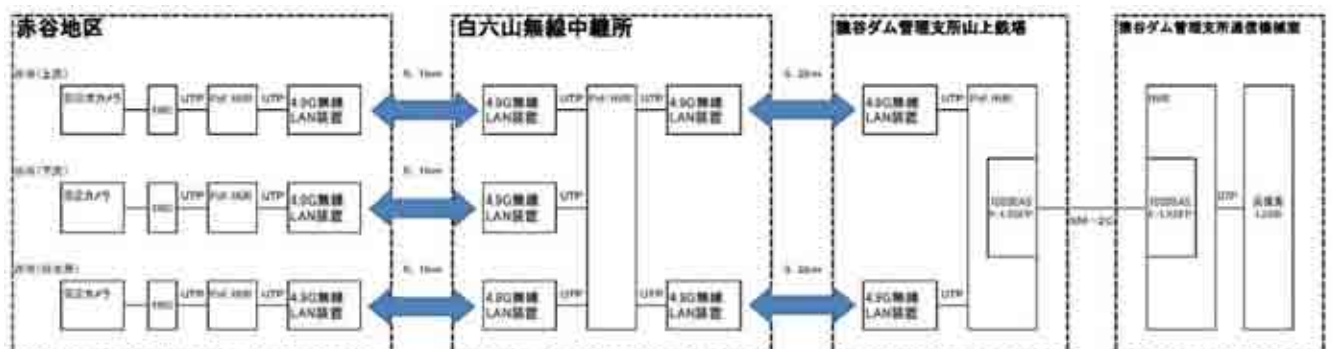
白六山無線中継所と猿谷ダム管理支所間は多重無線回線で結ばれている。既設多重無線回線を利用し、映像伝送が可能か調査を行った。

調査したところ、白六山無線中継所と猿谷ダム管理支所間には空き回線が無いことが判明した。猿谷ダム管理支所と白六山無線中継所3.2km間には無線回線を構築するのに必要な見通しがあることから、赤谷河道閉塞箇所、白六山無線中継所、猿谷ダム管理支所の3地点を5GHz帯包括無線で結び映像伝送可能か回線検討を行うことにした。(図－6 赤谷・白六山・猿谷ダムシステム系統図)

5. 5GHz帯包括無線局の回線検討

5GHz帯包括無線局について現地条件を入力し、机上にて回線検討を行った。回線設計結果、赤谷河道閉塞箇所間と白六山無線中継所の約6.1km区間において12Mbps以上の無線速度が確保されることが分かった。実効速度は無線速度の約半分が想定される為、約6Mbps以上の実効速度が期待出来ることが分かった。

白六山無線中継所と猿谷ダム管理支所の約3.2kmにおいても12Mbps以上の無線速度が確保出来



図－6 赤谷・白六山・猿谷ダムシステム系統図

ることが分かった。

6. 5GHz帯包括無線局の総務省への届け出

机上計算により、回線構築が可能なことが判明したことを受け、総務省に5GHz帯包括無線登録申請を平成25年12月に行いました。その後、現地への設営工事を行い、現地にて無線の試験調整を行いました。無線速度については、机上での計算通り12Mbpsの無線速度が確保されることが、確認出来ました。映像の伝送速度については、複数試した結果、安定的に映像伝送出来る上限が、4Mbps（Ku-satの約64倍の実効速度）であることが確認出来ました。最大の能力得られる電波が4波しか仕様上出せない為、最大の能力を3波、半分の能力を2波合計5波で回線を割り振ることにしました。通信回線構成上、カメラには最大の能力を1波、半分の能力を2波割り振る必要があり、赤谷稼働閉塞箇所（図-7 赤谷河道閉塞箇所設置状況）から白六山無線中継所（図-8 白六山無線中継所設置状況）間のカメラ映像伝送の実効速度は、赤谷（上流）カメラ、赤谷（排水路）カメラが共に1.5Mbps（Ku-satの約24倍）、崩落斜面全体を見ている赤谷（下流）カメラについては、4Mbpsのの実効速度にしました。白六山無線中継所から猿谷ダム管理支所間（図-9 猿谷ダム管理支所設置状況）については最大の速度2波を割り振りました。



図-7 赤谷河道閉塞箇所設置状況



図-8 白六山無線中継所設置状況



図-9 猿谷ダム管理支所設置状況

7. 考察

Ku-sat廃止に伴う、代替回線として、検討した結果、5GHz帯包括無線局を採用することになった。従前のKu-satは周波数が14GHz帯と波長が短い為、強雨時の雨滴及び降雪等による減衰により回線が不安定になりやすかった。今回は、Ku-satと比較し、無線の波長が約3倍長い為、回線的に不安定になりにくいと想定される。

また、映像伝送速度も64kbpsと低速であったが、映像の品質を決める上での重要な要素である回線速度は最大64倍に大幅に向上し、映像を比較してもなめらかな映像になっている。映像が激しく変わる状況においては、映像情報量が一時的に増加する為、回線速度が遅いとブロックノイズ等映像の乱れが発生する可能性が高くなるが、回線速度の向上によって、映像が乱れにくくなって、土砂等の大規模な移動監視にもより適応出来るようになった。

8. 今後の活用方法について

5GHz帯包括無線局は回線速度も比較的速く、降雨減衰に強い。直接通信する対象が離れていたり、見通しがきかなくても中継を行えば伝送距離が伸びる。

都市部に設置する場合は、既に総務省に届け出をして、運用している事業者が想定されるので、事前の調査が必要不可欠である。

上記を踏まえた上で、既存の多重無線回線等と組み合わせれば災害に強いCCTVシステムが構築可能となる。津波監視用カメラ等の通信バックアップ回線等にも適用が期待出来る為、今後検討が必要である。

公共地下施設の維持管理システムの構築に関する研究 — 共同溝躯体点検システムの新たな提案 —

山下 和彦¹・山本 浩司²

¹ (一社) 近畿建設協会 技術部 (〒540-6591 大阪市中央区大手前1-7-31)

² (一財) 地域地盤環境研究所 (〒550-0012 大阪市西区立売堀4-3-2)

公共地下施設（主に共同溝）の今後の維持管理には喫緊に取り組むべき二つの重要課題がある。それは①施設躯体の老朽化（経年劣化リスク）と②巨大地震による損傷可能性（地震・地盤災害リスク）への対処である。一方、公共施設全般における今後の維持管理を取り巻く社会情勢は、資金的、人材的に逼迫しており、さらに共同溝の維持管理は一般の構造物に比べて技術的に難しい環境条件におかれている。そのような中でこの二つのリスクを的確に回避するためには、現状の躯体点検システムの不足を見直し、新たに最適化された維持管理システムの構築に取り組む必要がある。本文では、研究成果の「共同溝躯体点検マニュアル(素案)」と「地盤・施設リスクマップ情報システム」より、点検システムを新たに提案する。これは近畿圏における共同溝躯体の点検管理に反映され、今後の維持管理に寄与するものと期待される。

キーワード 公共地下施設、共同溝、維持管理、経年劣化、地震防災、地盤

1. まえがき

近畿圏における共同溝の整備は1970年代（昭和50年前後）に始まり、早期のものは現時点で築後40年を経過している（図-1、図-2参照）。この間にその整備延長は72kmに及び、また経年の大きいものの比率も高く今後は上昇の一途を辿ることになる。一方、近い将来に必ず発生することが予測されている東南海・南海地震に対しても備えが必要になっている。このように近畿圏の共同溝の維持管理を考える上では、構造物の劣化リスクばかりでなく、巨大地震等の自然災害に対するリスクに適切に対応していくという視点が重要である。

このような共同溝の今後の維持管理を取り巻く社会情勢を見ると、膨大となったストックに対する維持管理に配分可能な資金の制約、さらに少子化に伴う労働人口の減少からの人的資源の制約があり、従来よりも厳しい状況になることが予想される。また、共同溝の維持管理は、

構造物の内面など限られた部分のみを見ることができただけであること、常に高い地下水位以下にあること、周辺地盤の状況を調査することが極めて困難であることなど、一般の構造物に比べて技術的に難しい環境条件におかれている。

一方、従来の共同溝の維持管理を見ると、必要な点検が行われデータの蓄積はあるものの、経年的、場所的に一定していないこと、点検結果を評価する基準が必ずしも明確ではないこと、点検記録の活用がしにくいことなどの問題があった。

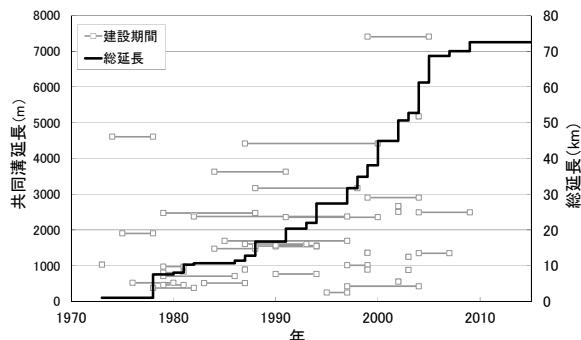


図-1 近畿地方整備局管理の共同溝の建設年と延長

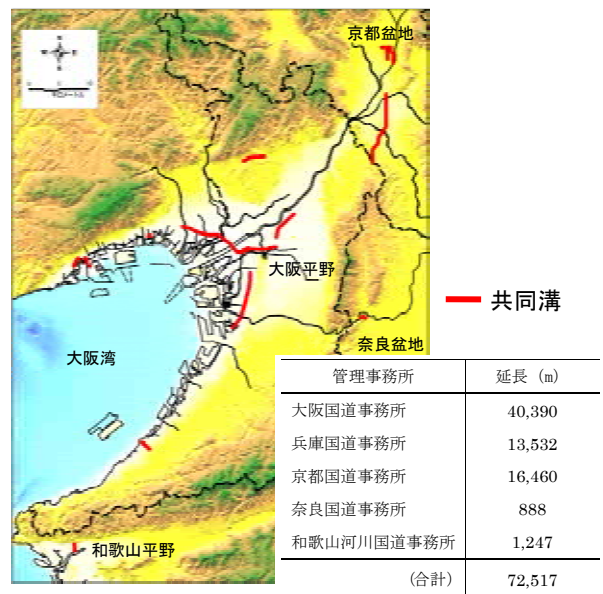


図-2 近畿地方整備局管理の共同溝の分布と延長

本研究は、そのような状況にある共同溝の維持管理をさらに効率のかつ合理的な内容に改善することを目的に取り組んだものである。行政の補完・補助者として公共施設の点検・管理に携わってきた(一社)近畿建設協会と関西地域の地盤研究に携わってきた(一財)地域地盤環境研究所が、学識者および近畿地方整備局関係者の助言・指導を受けながら共同で実施した¹⁾²⁾。研究活動は2013年3月をもって6年間の活動を終了した。本文では、主要な研究成果である「共同溝躯体点検マニュアル(素案)」と「地盤・施設リスクマップ情報システム」より、共同溝躯体点検システムの新たな提案を述べる。

2. 研究フロー

図-3に本研究の全体フローを示す。本研究の目的は公共地下施設に対して今後の維持管理のあり方を提言し、施設の今後の維持管理の最適化へ寄与することである。

2008年からの前期の研究では、大阪平野の中央に位置し、初期に建設された大日・守口、城東、梅田、福島各共同溝を対象に、長年にわたり集積されてきた共同溝施設・点検情報³⁾と地盤情報⁴⁾をもとに、①施設劣化リスクと②地盤・地震災害リスクの状況に関する検討を行った。①では現在の施設状態を把握するために各種損傷の分布状況を取りまとめ、加えて損傷進展に関する経年変化を概観し、維持管理において注目すべき損傷箇所の存在を把握した。②では共同溝周辺の地盤環境を可視化し、地震時の液状化の可能性と施設への影響の検討、活断層交差部の特定等の成果を得た。また、損傷度評価手法の組立や、現行の点検内容と判定基準に関する課題の見直しについても検討を行った。

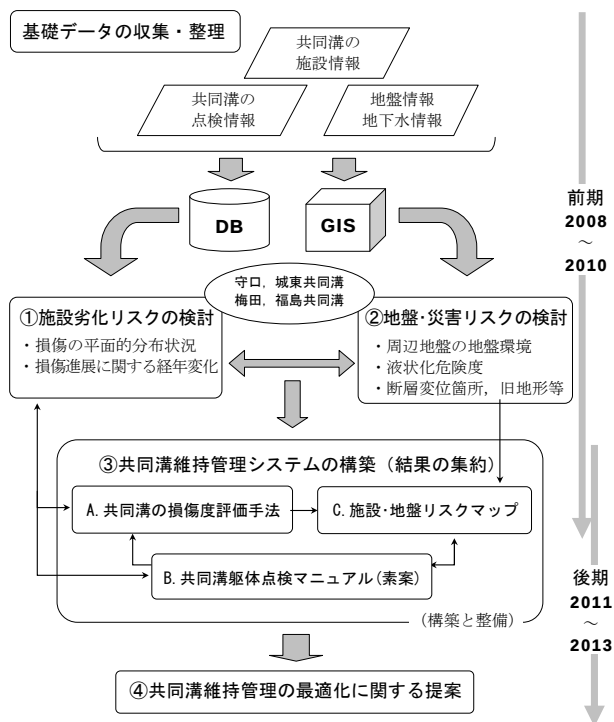


図-3 研究の全体フロー

2011年からの後期は、前期の成果を基礎としてA)共同溝の損傷度評価手法の構築、B)共同溝躯体点検・保全マニュアル(素案)の作成、C)施設・地盤リスクマップ情報システムの開発を進めた。2013年度はこれらを集約し、共同溝維持管理の最適化のための共同溝躯体点検システムの新たな提案を研究報告書²⁾等にとりまとめた。

3. 共同溝躯体点検・保全マニュアル(素案)

「共同溝躯体点検・保全マニュアル(素案)」(以下、「マニュアル」という)は、従来の点検業務の改善課題として各管轄(事務所)で異なる点検手順を統一し、未整備であった点検マニュアルを策定すること、維持管理検討に必要な点検ランク判定基準や損傷度評価手法を導入することに取り組んだ。作成に当たっては過去の点検データによる適用検証を行い、研究委員会で審議を繰り返すとともに管理者・点検者の意見も反映させた。

3.1 現行の点検業務とその改善課題

現行の点検業務は、以下のように実施されてきた。

- ・各事務所毎の点検手順・評価法により実施。
 - ・現状確認を主とし、経年的な追跡点検ではない。
 - ・維持管理計画や対策(補修・補強)の実施につながる損傷度評価の検討義務はない(手法も未確立)。
- これらの点をふまえ、以下の改善課題を掲げた。

- ①点検業務内容の統一と明文化
(点検手順、判定基準、点検方法のマニュアル化)
- ②点検ランク判定の基準化
(ランク判定法の統一、ランクと点検対応の関連づけ)
- ③点検情報等による躯体損傷度の評価
(客観的な総合評価、維持管理計画への反映)
- ④損傷箇所の経年的な状況変化の調査
(新たな点検技術の導入、点検情報の蓄積含む)
- ⑤点検情報等の集積システムの構築
(施設情報や地盤情報も含む総合的情報システム)

3.2 マニュアルの位置付け

本マニュアルは以下のように位置付けた。すなわち、以上の改善課題に対して解決策を提案することが、本マニュアルを作成・提案することの趣旨である。

- ・本研究成果の導入
(点検ランク判定基準・判定法、損傷度評価手法等)
- ・4種の点検(日常、計測、詳細、緊急)で構成し、ランク判定による点検間の関係づけを明確化
- ・共同溝の損傷要因(構造・経年的損傷、地震災害等による損傷)を説明し、点検業務の視点の明確化
- ・予防保全、不具合箇所の補修・補強技術への言及

3.3 マニュアルの全体構成と内容要旨

(1) 共同溝維持管理の全体フロー

共同溝(躯体部)の維持管理は、図-4と以下に示すように大きく4つの事項による全体フローを前提とした。この全体フローの中で、本マニュアルには「診断(点検と評価)」と「記録(情報)」の詳細を定めた。

維持管理計画・共同溝維持管理の全体を規定する。

診断・4種の点検を関連付けて実施し、損傷の有無、性能の評価、対策の要否を判断する。

記録・施設・点検情報と地盤情報を記録（保存）し、点検業務等へ各種情報を還流する。

対策・損傷箇所に対して補修・補強の必要性を判断し、対策工を検討・実施する。

(2) 基礎資料の整備

共同溝の維持管理は、施設情報、点検情報、地盤情報などの各種情報が基礎データとなる。本マニュアルでは、その基礎資料の整備は管理者の役割とし、共同溝完成時の初期性能を把握することを目的に、完成図書、設計計算書、土質柱状図、完成検査結果、指示書等の共同溝の基礎情報を収集してデータベース（DB）に保存することとした。基礎資料の整備項目は、共同溝の初期性能および損傷度評価結果を評価するために必要な基礎データとした。これらの情報も「記録」として還流される。

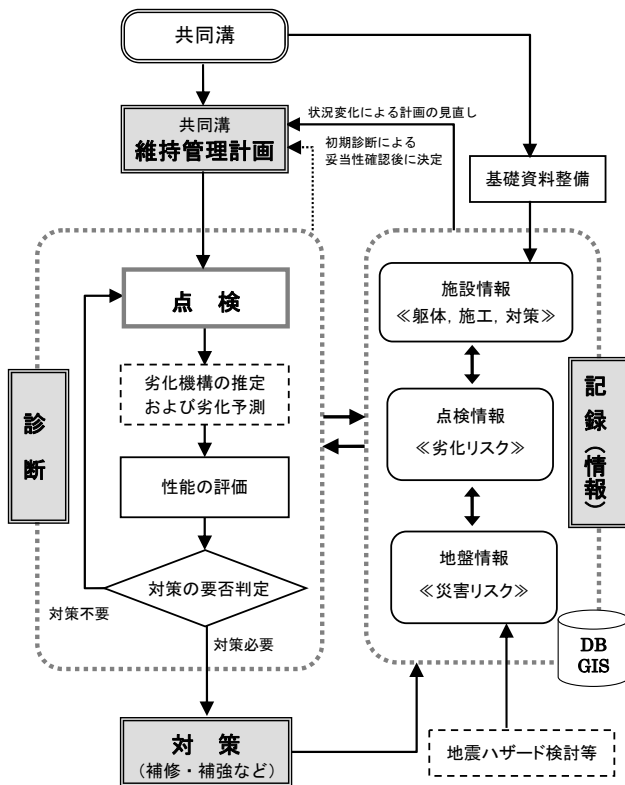


図-4 共同溝維持管理の全体フロー

(3) 点検種別とランク判定

点検は、日常点検、計測点検、臨時点検、詳細点検の4種とした。ただし、その基本的な構成については、近畿地方整備局における従来からの点検業務との実施内容の混乱を避けるために、現行の点検内容（業務仕様）との整合に留意した。

図-5に点検種別と相互の関係を示す。各点検の実施順位と対策工法検討までの流れは、新たな「点検ランク判定基準」による判定ランクに対して関係づけた。点検結果より各損傷箇所のランク判定を行い、その判定ランク（推定される損傷度）に応じて次段階の点検種（必要に応じてより詳細な点検や対策工検討）へ移行するように関係づけたことが、本マニュアルの大きな特徴である。各点検の内容は、以下のとおりである。

日常点検・損傷状況の目視調査より、点検ランク判定（損傷度判定）と常時の経過観察を行う。

計測点検・Bランク（注意：損傷度の高い箇所）以上に対して監視と点検強化のための計測を行う。

詳細点検・Aランク（要検討：重大な損傷の可能性を有する箇所）に対して対策の要否を判定するための調査を行う。

臨時点検・地震災害等の自然災害・事故の発生時において、共同溝の安全性と使用性等を目視調査により確認する。

(4) 点検ランク判定基準

新たに提案する点検ランク判定基準（表-1）は、日常点検（年点検）から損傷度を判定する基準として定めた。現行の手順を一部見直し、目視調査により点検可能な10項目の損傷について、漏水あり・なしの区分を考慮して損傷度のランク判定を行うこととした（(5)参照）。

判定基準のランク区分は、各点検項目（代表的な損傷）に対して（4+1）のランク区分とした。この内、A～Dランクの判定は日常点検（年点検）において実施する。その結果に対し、Bランク（注意）以上の損傷箇所は計測点検の対象箇所とし、Aランク（要検討）は詳細調査を実施して対策（補修・補強）の要否を判定する流れとした。対策要実施と判断された損傷箇所はAAランクとし、経過観察扱いと判断された箇所はAランクのままでランクの変更は行わないとした。

表-1 新たな点検ランク判定基準

判定ランク	措 置	備 考
AA	要対策 ※補修・補強を実施	詳細点検で要対策と判定された箇所
A	要検討 (計測・詳細点検を実施) ※補修・補強を検討	日常点検で判定：損傷度が重大 ※対策不要となった箇所は経過観察扱い
B	注 意	〃：損傷度が高い
C	やや注意 (日常点検のみ)	〃：軽い損傷
D	健 全 (日常点検のみ)	〃：問題なし

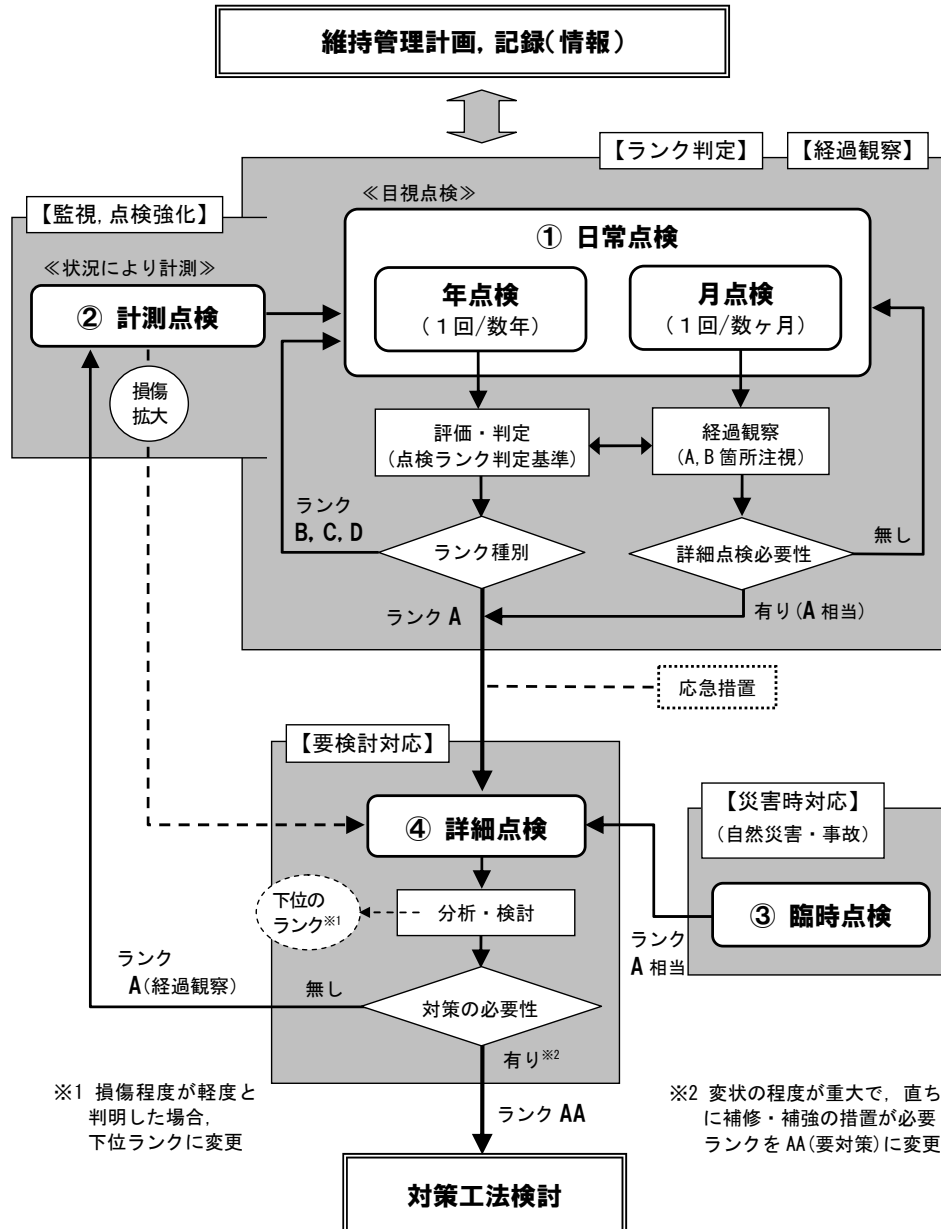


図-5 点検種別と相互の関係

(5) 点検ランク判定の方法（損傷箇所のランク判定）

現行の点検業務には、各事務所で判定ランクの対応内容（健全度区分）が異なる、判定基準に曖昧な表現がある（点検結果をどの判定項目に分類すべきか迷う）といった問題がある。そのような点を改善するために、表-1のランク判定基準に対応する「躯体損傷箇所のランク判定方法」を新たに提案する。

表-2 に躯体損傷箇所のランク判定内容を示す。このランク判定法では、判定項目のうち「ひび割れ」が原因で発生する「遊離石灰」と「漏水」に着目し、以下のようにランク判定（損傷度の評価）を行う。

- ① 損傷の部位を一般部または目地部に分類する。
- ② 一般部の損傷は、「ひび割れ」を基本に「漏水」を伴う場合または「漏水なし」に分類する。

③ 「漏水なし」では、ひび割れ幅が計測できる場合は判定項目「ひび割れ」とし、ひび割れ幅が計測不可の場合は判定項目「遊離石灰」に分類する。「漏水あり」では、全て判定項目「漏水」に分類する。

ここで、一般部と目地部に区分したのは、目地部の「漏水」に伴う「錆汁」はスリップバー等に起因することから躯体構造物の劣化に直接影響は少ないと考えられるからであり、一般部よりも一つ判定ランクを下げた。また、一般部の「漏水」及び「遊離石灰」が伴う損傷については、躯体構造物の劣化に寄与する要因と考えられるので、漏水量または錆汁量で判定ランクを分類することにした。

表-2 点検ランク判定基準の判定内容

判定ランク 判定項目			D 健全	C やや注意	B 注意	A 要検討
一般部 ひび割れ						段差がある。
漏水なし	ひび割れ	横断方向	横断方向で 0.3mm 未満	横断方向で 0.3mm 以上～3.0mm 未満	横断方向で 3.0mm 以上	
		斜め方向		斜め方向で 0.3mm 未満	斜め方向で 0.3mm 以上～3.0mm 未満	斜め方向で 3.0mm 以上
		縦断方向		縦断方向で 0.3mm 未満	縦断方向で 0.3mm 以上～3.0mm 未満	縦断方向で 3.0mm 以上 0.6mm 以上の曲げひび割れ
		その他		亀甲状 or 網目状で 0.3mm 未満	亀甲状 or 網目状で 0.3mm 以上～3.0mm 未満	亀甲状 or 網目状で 3.0mm 以上
	鉄筋露出・剥離・腐食			剥離のみが生じている	鉄筋が露出しているが、腐食が軽微である	主鉄筋が露出し、著しく腐食（断面欠損）している
	遊離石灰・錆汁跡	一般部	遊離石灰 錆汁跡あり	遊離石灰＋錆汁跡あり	広範囲に遊離石灰 広範囲に錆汁跡あり	
目地部		遊離石灰＋錆汁跡あり 遊離石灰、錆汁跡あり		遊離石灰が斜めまたは縦断方向のひび割れに沿って発生 ※詳細点検でひび割れ幅を調査しひび割れの判定を行う		
漏水あり	漏水	一般部			漏水が斜めまたは縦断方向のひび割れ、遊離石灰に沿って発生 ※詳細点検でひび割れ幅を調査しひび割れの判定を1ランクアップ （漏水なしのB判定項目がAの要検討にアップ、C→B、D→C）	
			湿っている	漏水が流れている 湿っている＋遊離石灰 湿っている＋錆汁	漏水が流れている ＋遊離石灰 漏水が流れている＋錆汁	漏水が大量に流れている 土砂混りで噴出・堆積 漏水が施設、設備にかかる
	目地部	漏水が流れている 湿っている＋遊離石灰 湿っている＋錆汁	漏水が流れている ＋遊離石灰 漏水が流れている＋錆汁	漏水が大量に流れている	土砂混りで噴出・堆積 漏水が施設、設備にかかる	
		滞水			滞水の跡がある	滞水している
目地の開き・段差			段差及び開きが 1cm 未満	段差及び開きが 2cm 未満	段差及び開きが 4cm 未満	段差又は開きが 4cm 以上
目地の損傷			目地材が劣化またはズレている	目地材の破損 または断裂	著しい劣化または 躯体断面の一部損傷	著しい劣化＋躯体、 または施設、設備に影響
セグメント水平鉛直段差			継手固定ボルトに錆	継手固定ボルト及び 継手材に錆	継手固定ボルトに、緩み、 腐食	目視で分かるズレ・段差
初期欠陥			砂すじ or 軽微な コールドジョイント	骨材が固結＋漏水が伴う コールドジョイント	骨材が抜ける＋漏水を伴う コールドジョイント	コンクリート剥離＋断面欠損
補修・補強材の損傷						損傷が認められる

- 漏水：「漏水あり」の場合の「遊離石灰」は、躯体構造物の劣化に直接影響が少ないため、漏水量と錆汁量でランク分けを行う。
- ひび割れ：斜め方向のひび割れとは0=45度～±15度の範囲とする。側壁部・ハンチ部に限る。頂版部は横断方向のひび割れと同等。
- 遊離石灰：ひび割れに沿って発生している「遊離石灰」は、「ひび割れ」同様に方向を考慮してランク分けを行う。

4. 施設・地盤リスクマップ情報システム

各共同溝の施設・地盤リスクの現状を抽出・把握するために「施設・地盤リスクマップ情報システム」を開発した。これは、GIS上に地盤・地震災害リスクに関わる情報と施設点検情報を集約するものあり、点検業務の品質向上や補修・補強必要箇所の検討などへの活用を目指すものである。点検マニュアルの中では「記録」の役割を担う要素技術である。

(1) システムの開発コンセプトと開発要件

システムの開発コンセプトは、以下のとおりである。

- ・今後の維持管理に活かされる情報システムとして、点検情報の詳細かつ継続的な蓄積と提示ができること
- ・対象共同溝の基礎情報（躯体構造等）や周辺の地盤環境情報（地盤条件、地盤災害リスク）も含めた総合的な情報の蓄積と提示ができること
- ・以上による「施設劣化リスク」と「地盤・地震災害リ

スク」の情報（潜在するリスクの所在、本研究成果等）が目に見える形で分かりやすく表現できること

本システムはSRI社のArcGISをベースエンジンにアプリケーションを開発した。加えて、点検情報の経年比較のためのサブシステムも構築した。必要とするソフトウェアはMicrosoft Windows XP(SP3)～windows7,8, Adobe Acrobat Reader X, Microsoft Access (Office XP, 2010)である。表-3 にシステムの表示内容と収録データを示す。

(2) システムの特徴

本システムの特徴は、以下の通りである。図-6 にシステム画面の表示例を示す。

- ・共同溝の施設・点検情報が経年的に参照できる。
- ・共同溝周辺の地盤環境や地震時挙動（地震動、液状化等）に関する情報が参照できる。
- ・損傷度の高い箇所、地盤脆弱度の高い箇所とその評価結果が一元的に示される。
- ・多種・多量の情報が分かりやすく表示される。

5. むすび

本研究の成果より「共同溝躯体点検・保全マニュアル（素案）」と「施設・地盤リスクマップ情報システム」を提示した。これらは、現行の点検システムの改善提案を主としている。

本研究では、当初、過去からの共同溝点検の膨大な情報をもとに共同溝の現況（劣化等の不具合）に関わる諸要因と潜在する危険性を分析・抽出し、維持管理のための情報の集約を行うことで新たな維持管理システムの構築に取り組み、今後の維持管理の最適化について積極的に提言することを目指した。つまり、意図したことは、現況の損傷状況を把握することと、各種損傷の進行状況（劣化曲線）を定式化することであった。共同溝の損傷

箇所今後の進展（劣化リスク）を予測できれば、将来の維持管理における“適切な補修・補強による構造物の延命化およびその補修・更新費用の平準化・最小化を図る”ための手がかりとして極めて有益な指針となる。しかし、現行の点検業務は、現在一般的に行われている対症療法的な維持管理に対応したものなので、点検情報からその知見を得るまでには至らなかった。このことは、裏を返せば、現行の点検手順では今後の維持管理に必要な情報が不足していることを意味している。そのため、本研究では現行の躯体点検に対して基礎的な改善案を提示した。これらの成果が、近畿圏における共同溝の維持管理の効率化と合理化に役立つこと、さらには他地域における共同溝の維持管理の一助となることを期待する。

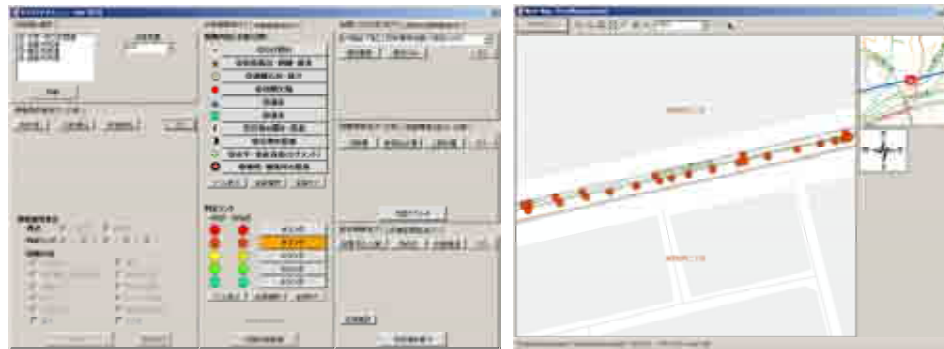
謝辞：本研究の実施にあたり、小山幸則委員長（元京都大学大学院教授・立命館大学客員教授）、井上晋委員（大阪工業大学教授）、関係各位に多大な助言・指導を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 山本浩司・内田穰：公共地下施設維持管理システムの構築に関する研究，平成23年度近畿地方整備局研究発表会
- 2) 研究報告書「公共地下施設(特に共同溝)の今後の維持管理システムの構築に向けた提言」，公共地下施設維持管理システム研究委員会，24p，2014.3
- 3) 近畿地方整備局 大阪国道事務所：共同溝施設データ，共同溝点検データ
- 4) KG-NET・関西圏地盤情報協議会：関西圏地盤情報データベース

表-3 システムの表示内容と収録データ

分 類	内 容
エリア選択	各共同溝のエリアに移動・表示。
マップ表示	地図上に情報（リスクの存在）を表示。 属性データと連携し関連情報を検索。 ①点検情報（判定ランク）、施設情報 ②施設劣化リスク（損傷度評価結果、損集箇所数） ③地震リスク（想定地震動、液状化危険度など） ④地盤情報（地層分布、旧地形・河道、活断層）
属性・整理データ表示	共同溝の施設情報や本研究の検討成果などの属性・整理データを表示。 ①施設情報、共同溝台帳 ②点検情報 ③損傷箇所の集約情報 ④損傷度評価情報 ⑤地盤環境の解説・集約情報 ⑥地盤モデル ⑦液状化予測など



デュアルスクリーン（左：メニュー・操作画面，右：マップ画面）

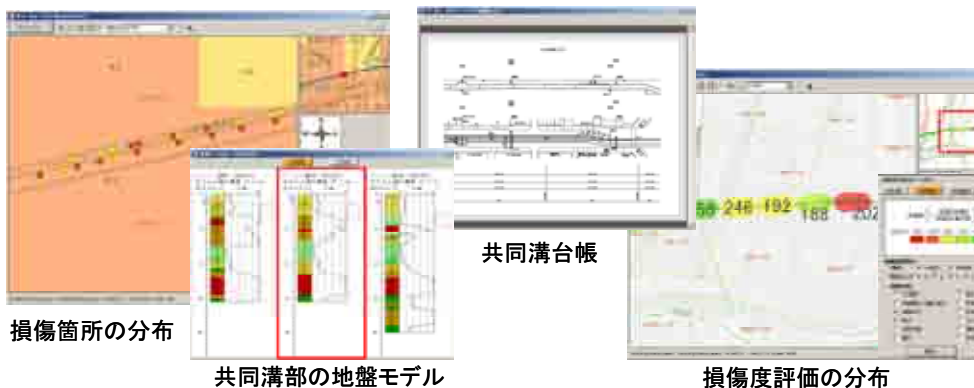


図-6 システムの画面構成

橋梁損傷の発生傾向に関する分析

仲野 悌弘

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) .

橋梁等の社会資本の高齢化が進む中、より効率的な補修・修繕設計を行う事が求められている。しかし橋梁の補修・修繕設計は点検調査のC判定部材を拾い出し、マニュアルに沿った工法選定を行っているが、損傷原因を設計に考慮していないものが多く見られるのが現状である。そこで、効率的な補修・修繕設計を行い、今後の橋梁長寿命化対策に活用することを目的に、橋梁損傷の経年変化や原因等の橋梁点検結果の技術的分析、補修補強対策事例に関する技術資料の蓄積を行った。

キーワード 長寿命化修繕計画, 橋梁点検, 橋梁補修, 橋梁修繕

1. 橋梁損傷の経年変化の分析

(1) 劣化進行速度の分析手法

近畿地整において橋梁定期点検要領（案）（以下、H16要領）およびS63要領により点検を実施した橋長15m以上の橋梁のうち、2巡目点検を実施済の橋梁1,398橋を対象とし、以下のステップで評価を行った。

- ① 1回目点検時における損傷程度の評価（a,b,c,d,e）が同一である要素データを対象として、それぞれ4、5、6年後に実施した2回目点検の結果別に要素数を集計する。ここで、分析のデータ数を確保するために、点検間隔が4、5、6年のデータを5年後の点検結果として評価する。

表-1 損傷程度別の5年後の遷移結果集計（例）

損傷程度の評価区分 (1回目点検)		5年後	損傷程度の評価区分(2回目点検)				
	要素数		a	b	c	d	e
a	1,000	→	800	150	50	0	0
b	500			400	50	30	20
c	200				170	20	10
d	100					80	20
e	10						10

- ② 要素数の集計結果をもとに損傷程度別の遷移確率を算出し、各損傷程度の割合の経年変化を5年単位で計算する。

表-2 5年後の損傷程度別遷移確率（例）

		5年後	遷移確率				
	割合		a	b	c	d	e
a	100%	→	80%	15%	5%	0%	0%
b	100%			80%	10%	6%	4%
c	100%				85%	10%	5%
d	100%					80%	20%
e	100%						100%

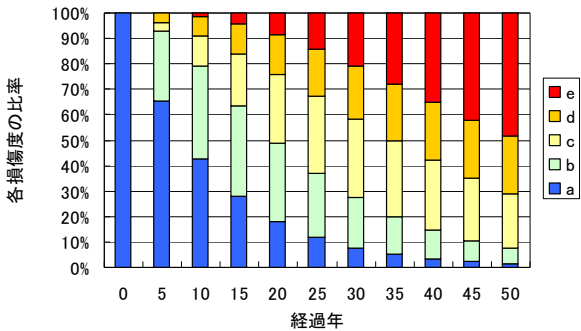


図-1 5年ごとのマルコフ連鎖による損傷程度比率の推移（例）

- ③ 損傷程度の経年変化を把握するため、損傷程度の評価区分ごとに0.0~1.0までの値を付与し、遷移確率から5年ごとの期待値（損傷程度の評価の重み付き平均）を算出する。
損傷程度の評価ごとに付与する値（重み）は、以下のとおり。

$a=1.00 \quad b=0.75 \quad c=0.50 \quad d=0.25 \quad e=0.00$

表-3 5年ごとの各損傷程度の比率と期待値（例）

経過年	損傷程度 ※括弧内は損傷程度に付与した値					期待値
	a	b	c	d	e	
0年	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
5年	0.80	0.15	0.05	0.00	0.00	0.94
10年	0.64	0.24	0.10	0.01	0.01	0.87
15年	0.51	0.29	0.14	0.04	0.03	0.81
20年	0.41	0.31	0.17	0.06	0.05	0.74
25年	0.33	0.31	0.20	0.08	0.08	0.68
30年	0.26	0.29	0.22	0.10	0.12	0.62
35年	0.21	0.28	0.23	0.12	0.17	0.56
40年	0.17	0.25	0.23	0.14	0.21	0.51
45年	0.13	0.23	0.23	0.15	0.26	0.46
50年	0.11	0.20	0.22	0.15	0.31	0.41

- ④ 経過年と損傷程度の評価の期待値の関係について、回帰分析により決定係数 R^2 が0.8以上となる近似曲線を算出する。

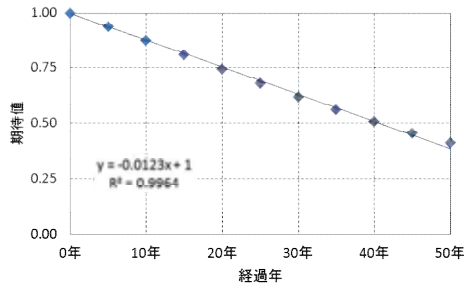


図-2 損傷程度の評価の期待値の経年変化 (例)

(2) 分析結果

鋼橋主桁の腐食について、損傷程度の期待値の経年変化を部位で比較すると、桁端部の方が中間部よりも劣化の進行が速い傾向が見られる。原因は伸縮装置からの漏水によるものである。

また、鋼橋主桁の腐食について、損傷程度の期待値の経年変化を塗装種別で比較すると、A系塗装の方がC系塗装よりも劣化の進行が速い傾向が見られ、C形塗装の長寿命化を証明するものである。

(a) 鋼橋主桁／腐食／部位（桁端部）

表-4 損傷程度の評価区分の5年後の遷移

損傷程度の評価区分		5年後					
		a	b	c	d	e	
a	3,638	2,750	724	19	142	3	
b	1,059	0	860	43	156	0	
c	81	0	0	59	22	0	
d	415	0	0	0	406	9	
e	73	0	0	0	0	73	

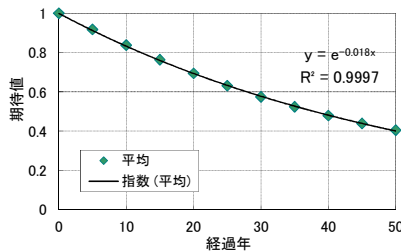


図-3 損傷程度の評価の期待値の経年変化

(b) 鋼橋主桁／腐食／部位（桁中間部）

表-5 損傷程度の評価区分の5年後の遷移

損傷程度の評価区分		5年後					
		a	b	c	d	e	
a	20,561	18,042	2,420	56	42	1	
b	3,473	0	3,277	122	74	0	
c	376	0	0	355	21	0	
d	736	0	0	0	674	62	
e	49	0	0	0	0	49	

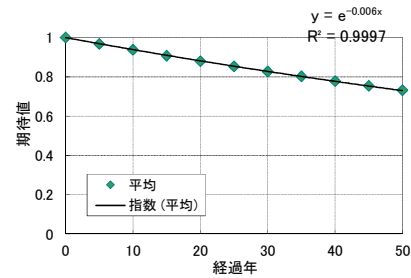


図-4 損傷程度の評価の期待値の経年変化

(c) 鋼橋主桁／腐食／塗装系（A系）

表-6 損傷程度の評価区分の5年後の遷移

損傷程度の評価区分		5年後					
		a	b	c	d	e	
a	14,190	11,410	2,553	71	152	4	
b	3,741	0	3,462	157	122	0	
c	280	0	0	241	39	0	
d	536	0	0	0	530	6	
e	26	0	0	0	0	26	

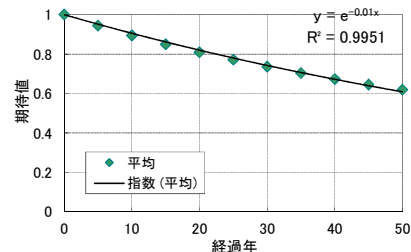


図-5 損傷程度の評価の期待値の経年変化

(d) 鋼橋主桁／腐食／塗装系（C系）

表-7 損傷程度の評価区分の5年後の遷移

損傷程度の評価区分		5年後					
		a	b	c	d	e	
a	7,574	7,171	360	12	31	0	
b	433	0	346	17	70	0	
c	19	0	0	17	2	0	
d	643	0	0	0	577	66	
e	106	0	0	0	0	106	

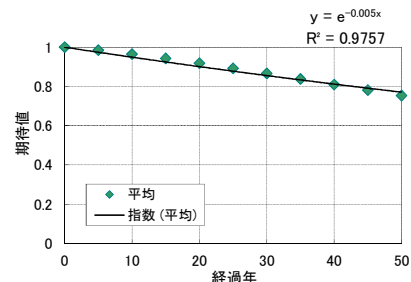


図-6 損傷程度の評価の期待値の経年変化

3. 損傷の進行傾向の追跡・整理

(1) 損傷の進行傾向の追跡手法

環境条件、交通条件および架設年次の各種特性の違いが損傷の発生や進行傾向に与える影響を把握するこ

とを目的に、現行の橋梁定期点検要領（案）（H16要領）以前の点検結果を持つ橋梁を対象として、建設時点からの損傷の進行傾向を追跡・整理を行った。

- ① 橋種、部材および損傷の種類と各種特性との関連を踏まえて、損傷の進行傾向を追跡するケース分類を行う。
- ② ①で整理した分類ごとに、目安として過去3回以上の点検結果を持つ橋梁を抽出する。
- ③ 異なる点検要領に基づく過去の点検結果について、損傷程度の評価方法の整合を図りながら、連続的な評価を行う。
- ④ ③での損傷程度の評価結果を下図のイメージで整理し、損傷の進行速度等の傾向について考察する。整理にあたっては、過去の補修履歴についても考慮する。

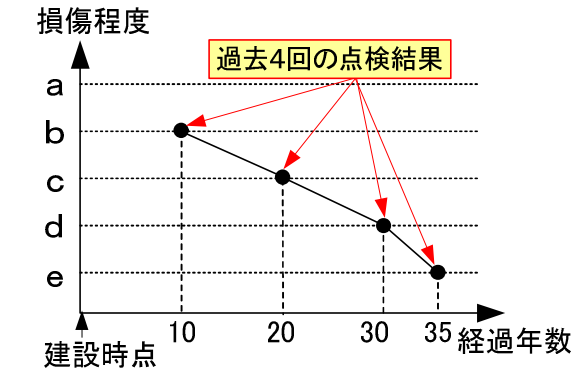


図-7 過去の点検結果の整理イメージ

(2) 検討ケースの分類

損傷を放置しておくことと橋梁構造に影響を及ぼす主要部材のうち、「桁」と「RC床版」を対象とし、それぞれ発生頻度の高い損傷の種類とその損傷に影響を及ぼすと考えられる条件に着目し、下表のとおり8つのケースに分類する。

表-8 検討ケースの分類

橋種	部材	環境条件	交通条件	架設年次	対象とする損傷	分類
鋼橋	桁	塩害地域内	—	—	腐食	①
		塩害地域外	—	—	腐食	②
	RC床版	—	大型車交通量の影響大	S47道示適用前	床版	③
			大型車交通量の影響大	S47道示適用後	ひびわれ	④
			大型車交通量の影響小	S47道示適用前	—	⑤
			大型車交通量の影響小	S47道示適用後	—	⑥
コンクリート橋	桁	塩害地域内	—	—	ひびわれ、剥離・鉄筋露出	⑦
		塩害地域外	—	—	剥離・鉄筋露出	⑧

(3) 損傷程度評価方法の整合

H16 要領、S63 要領での損傷程度の評価区分と S63 要領以前の点検における損傷度判定基準を今回対象とする損傷の種類ごとに横並び整理し、それぞれの評価の基準を参考に評価区分の整合ルールを整理する。

ただし、同一部材・同一損傷の連続した損傷進行を評価するために、下表のルールを参考としながら、点検調書の所見、損傷図および損傷写真を個別に確認し再評価することとする。

表-9 「腐食」の評価区分の整合

S63以前の評価		S63要領の評価		H16要領の評価	
判定	判定基準	損傷度判定区分	状況	損傷程度の区分	状況
評価区分	A	上塗りのみ劣化	OK	損傷なし	損傷なし
	B	点錆がほんの少し点在	Ⅲ	損傷の深さ:小 損傷の面積:小	b 損傷の深さ:小 損傷の面積:小
		点錆が少し点在	Ⅱ	損傷の深さ:小 損傷の面積:大	c 損傷の深さ:小 損傷の面積:大
	C	点錆がかなり点在		損傷の深さ:大 損傷の面積:小	d 損傷の深さ:大 損傷の面積:小
		点錆が進行し、板状錆に近い状態		損傷の深さ:大 損傷の面積:大	e 損傷の深さ:大 損傷の面積:大

表-10 「床版ひびわれ」の評価区分の整合

S63以前の評価		S63要領の評価		H16要領の評価	
判定	判定基準	損傷度判定区分	状況	損傷程度の区分	状況
			X Y Z		
評価区分	A	ひびわれがほとんど確認されない	Ⅳ	小 小 小	a ・1方向ひびわれ ・ひびわれ幅0.05mm以下 ・ひびわれ間隔1m以上
	B	橋軸直方向あるいは橋軸方向いずれかの方向のひびわれが確認される	Ⅳ	小 小 大	b ・1方向ひびわれが主 ・ひびわれ幅0.1mm以下が主 ・ひびわれ間隔1~0.5m
			Ⅳ	小 中 小	c ・格子状直前 ・ひびわれ幅0.2mm以下が主 ・ひびわれ間隔0.5m程度
		—	Ⅲ	小 中 大	
			Ⅲ	小 大 大	
		—	Ⅱ	大 大 小	d ・格子状ひびわれ ・ひびわれ幅0.2mm以上、部分的な角落ち ・ひびわれ間隔0.5~0.2m
			Ⅱ	大 大 大	e ・格子状ひびわれ ・ひびわれ幅0.2mm以上、連続的な角落ち ・ひびわれ間隔0.2m以下
	C	橋軸直方向および橋軸方向の2方向のひびわれが確認されるおよび格子状のもの	Ⅱ	大 中 大	

表-11 「ひびわれ」の評価区分の整合

S63以前の評価		S63要領の評価		H16要領の評価	
判定	判定基準	損傷度判定区分	状況	損傷程度の区分	状況
			X Y Z		
評価区分	A	ひびわれがほとんど確認されない	—	— — —	a 損傷なし
	B	橋軸直方向あるいは橋軸方向いずれかの方向のひびわれが確認される	OK	小 小 小	b ・最大ひびわれ幅:小 ・最小ひびわれ間隔:小
			OK	小 小 大	c ・最大ひびわれ幅:小 ・最小ひびわれ間隔:大
		—	Ⅳ	小 中 小	d ・最大ひびわれ幅:中 ・最小ひびわれ間隔:小
			Ⅲ	大 中 小	
			Ⅳ	小 中 大	
			Ⅲ	小 大 小	
		—	Ⅱ	大 大 小	e ・最大ひびわれ幅:大 ・最小ひびわれ間隔:小
			Ⅱ	大 大 大	
	C	橋軸直方向および橋軸方向の2方向のひびわれが確認されるおよび格子状のもの	Ⅱ	小 大 大	

(4) 検討対象橋梁

8つの分類ごとに抽出した検討対象橋梁の諸元、架設年、点検実施年度を整理する。

表-12 検討対象橋梁一覧

分類	事務所名	橋梁名	橋種	橋梁形式	橋長	架設年次	点検年度								
							1	2	3	4	5	6	7	8	9
①	紀南	勢田橋	鋼橋	単純鋼鉄リベット合成板桁橋	31.6	1967	1985	1990	1998	2008					
				単純鋼鉄リベット合成板桁橋	30.9	1964	1978	1984	2002	2008					
①	紀南	新王子橋(下)	鋼橋	単純鋼鉄リベット箱桁橋	41.5	1962	1978	1984	1992	2003	2008				
②	大阪	古川橋	鋼橋	単純鋼鉄合成板桁橋	24.1	1964	1978	1982	1993	2001	2006	2011			
③	姫路	上野大橋	鋼橋	単純鋼鉄合成板桁橋3連	60.8	1966	1973	1974	1975	1979	1982	1986	1996	2007	2012
④	姫路	有年橋	鋼橋	ガルバニー鋼鉄合成板桁橋(7連)	187.0	1960	1973	1974	1977	1980	1982	1984	1996	2006	
⑤	姫路	新加古川大橋	鋼橋	2段間連続鋼鉄合成板桁橋3連	420.3	1967	1978	1979	1987	2002	2007				
⑥	京都	古川橋	鋼橋	単純鋼鉄合成板桁橋	33.2	1972	1982	1994	2002	2008					
⑦	大阪	横尾川橋	鋼橋	単純鋼鉄合成板桁橋3連	90.0	1978	1988	1996	2008						
⑧	奈良	菩提仙川橋(下)	鋼橋	単純鋼鉄溶接合成板桁橋	30.0	1975	1987	2003	2008						
⑨	福岡山	白土橋	鋼橋	単純鋼鉄溶接合成板桁橋	24.9	1954	1974	1977	1982	1992	2000	2004	2009		
⑩	大阪	古川橋	鋼橋	単純鋼鉄合成板桁橋	24.1	1964	1978	1982	1993	2001	2006	2011			
⑪	福岡山	馬場橋	鋼橋	単純鋼鉄溶接合成H形桁橋	23.0	1984	1993	2001	2004	2009					
⑫	豊岡	和田橋	鋼橋	単純鋼鉄溶接合成板桁橋	43.0	1981	1987	1995	2003	2009					
⑬	紀南	伊串橋	PC橋	単純PCボスメント桁橋2連	43.5	1974	1983	1997	2008						
⑭	紀南	神野川橋	PC橋	単純PCボスメント桁橋2連	51.0	1962	1981	1986	1995	2008					
⑮	紀南	西津瀬橋	PC橋	単純PCボスメント桁橋	22.2	1966	1980	1984	1994	2008	2010				
⑯	京都	磯橋	PC橋	単純PCボスメント桁橋	27.8	1969	1976	1983	1996	2008	2012				
⑰	紀南	堂道橋	PC橋	単純PCボスメント桁橋	27.0	1964	1987	1995	2006	2016					
⑱	大阪	藤谷川橋	RC/PC橋	単純RC桁橋、単純PCボスメント桁橋	42.1	1962	1977	1982	1992	2002	2008				

(5) 検討結果

(a) 分類① 鋼橋／主桁／腐食／塩害地域内

- ・塩害の影響を受けるため、塗装後10年程度で腐食が著しく進行する傾向が見られる。
- ・これまでは、10～15年程度で塗装の塗替を行っている。

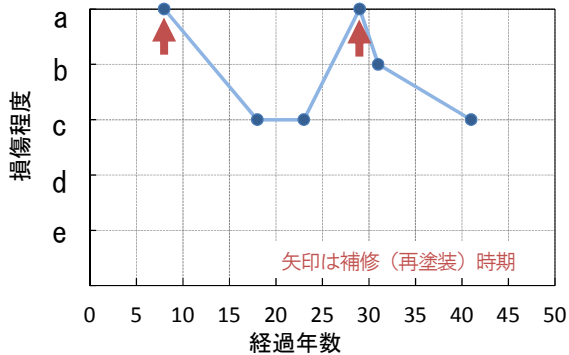


図-8 紀南 新田並橋

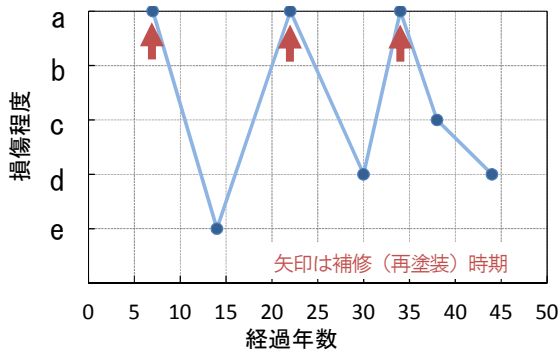


図-9 紀南 勢力橋

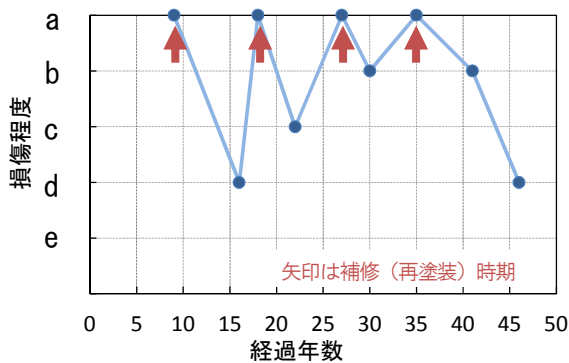


図-10 紀南 新王子橋

(b) 分類② 鋼橋／主桁／腐食／塩害地域外

- ・塩害の影響を受けない地域では、塗装後20年程度で腐食が著しくなる傾向が見られる（上野大橋）。
- ・ただし、桁端部が漏水環境にある場合は、10年程度で腐食が進行している（古川橋）。

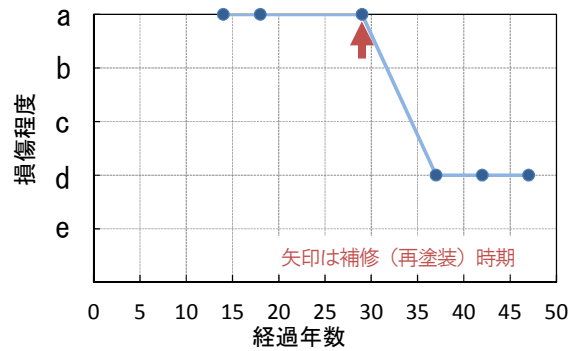


図-11 大國 古川橋

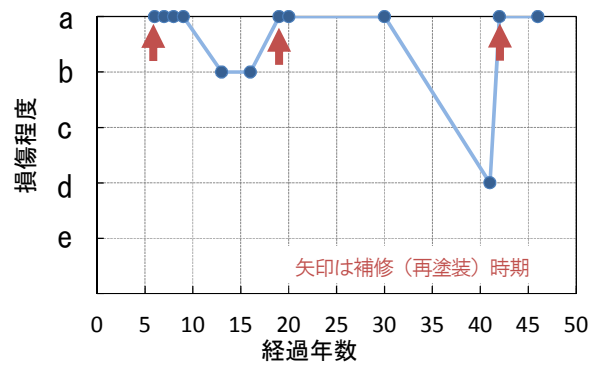


図-12 姫路 上野大橋

(c) 分類⑦ コンクリート橋／主桁／剥離・鉄筋露出 ひびわれ／塩害地域内

- ・塩害の影響を受けるコンクリート橋では、建設後25～30年経過すると、ひびわれ、剥離・鉄筋露出などの損傷が著しくなることがわかる。
- ・建設後30年程度経過した時点で表面被覆による補修を実施しても、コンクリート内部にすでに浸透した塩分を原因とする鉄筋腐食により再劣化が生じている（神野川橋、西津浦橋）。

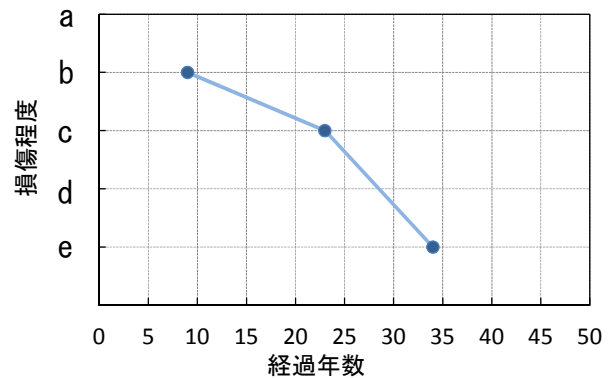


図-13 紀南 伊串橋

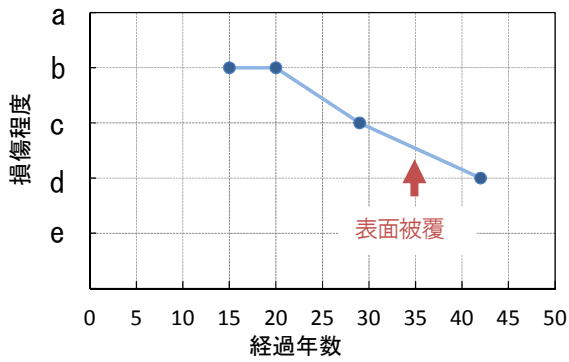


図-14 紀南 神野川橋

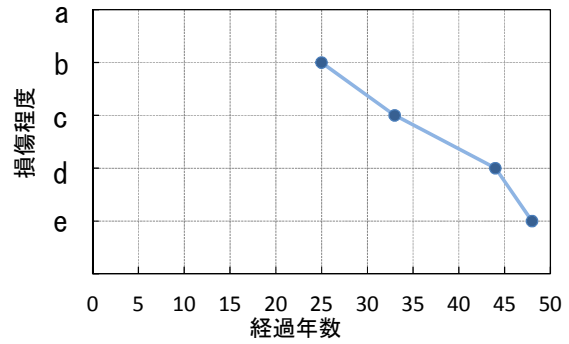


図-17 紀南 堂道橋

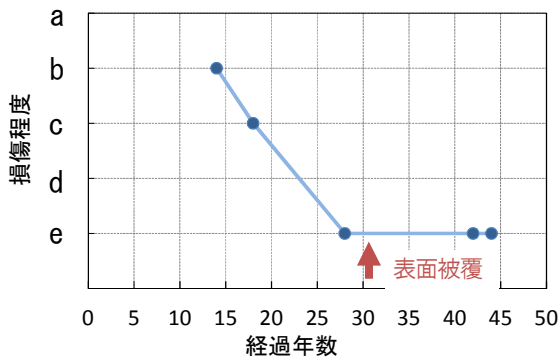


図-15 紀南 西津浦橋

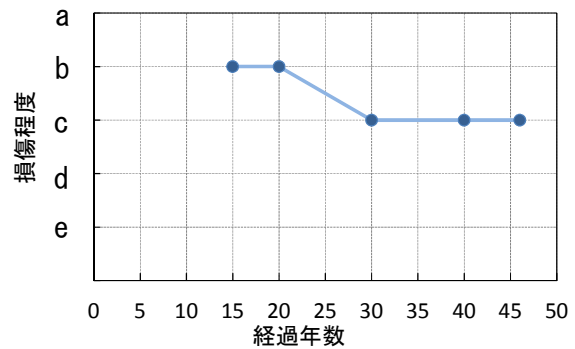


図-17 大阪 穂谷川橋

(d) 分類⑧ コンクリート橋/主桁/剥離・鉄筋露出 ひびわれ/塩害地域外

- ・塩害の影響を受けないコンクリート橋の場合、建設後40年経過しても損傷が進行していないことがわかる。
- ・ただし、鉄筋のかぶり不足が原因で発生した剥離・鉄筋露出については、50年程度経過すれば鉄筋露出と錆が著しくなることがわかる(堂道橋)。

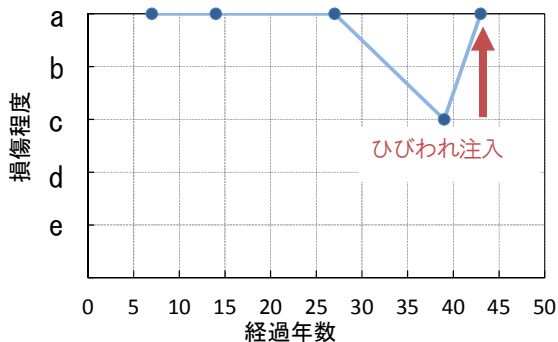


図-16 京都 曙橋

4. まとめ

今回分析・整理を実施した「劣化進行速度の分析」、「損傷進行傾向の追跡・整理結果」は、ある程度予測していた傾向を裏付ける結果となった。

このことから、損傷の発生・進行状況及び補修補強状況を追跡・整理し、環境条件、交通条件、仮設年次等の各種特性と損傷進行傾向の関連性に関するデータを蓄積することは、これからの維持管理に有用なものと考えられる。

今後新たな点検結果も追加することでさらに幅広く分析を進め、各種特性と損傷進行傾向との関係、補修補強の効果等についての技術資料を蓄積していくことが重要である。

本論文については、2013年度の、近畿技術事務所 防災・技術課在職中に取りまとめたものである。

真名川ダム異常時対応訓練 (設備編) について

小池 勇¹・西森 順一²

¹近畿地方整備局 淀川ダム統合管理事務所 天ヶ瀬ダム管理支所

(〒611-0021京都府宇治市宇治金井戸15)

²近畿地方整備局 九頭竜川ダム統合管理事務所 九頭竜ダム管理支所

(〒912-0214福井県大野市長野第33号4番地の1)。

これまで、ダム放流制御処理装置(ダムコン)などの重要設備においては、故障発生時の社会的影響を考慮し、整備年次管理による事前計画更新が許容されてきたが、近年、ダム管理においてもアセットマネジメントの導入による維持管理費のコスト削減が求められている。そのため、ダム施設等の管理・運用を担当する職場においては、施設の目的や機能を正確に把握し、機能不全に陥った場合の影響などを十分に考慮した上で、管理(操作・点検・整備等)していく力を向上させていくことが必要である。以上の点を踏まえ、九頭竜川ダム統合管理事務所で実施している、職員の技術力向上を目的とした異常時対応訓練について紹介する。

キーワード ダム、管理、訓練、設備異常

1. 真名川ダムの概要

(1) 真名川ダムについて

真名川ダムは、福井県大野市南部を流域とする一級河川、真名川の中流部に位置するアーチ式コンクリートダムである。1965年の奥越豪雨を機に1968年策定された「九頭竜川水系工事実施基本計画」に基づき、洪水調節、不特定利水、発電を目的とした多目的ダムとして1977年に完成した。



写真-1 真名川ダム全景

(2) 真名川ダムの設備

真名川ダムを構成する主な設備は以下のとおりである。

a) 放流設備

2門の主放流設備(油圧式コンジットゲート)、4門の非常用放流設備(巻き上げ式クレストゲート)、小放流設備(油圧式バルブ)からなり、最大で毎秒1500m³の放流が可能である。

b) 不特定用水・河川維持用水放流設備

平水時にダム下流の河川環境を維持するための河川維持用水や、不特定利水の放流を行っている。河川維持用水を有効に利用するため、一部はダム設備を運用するための小水力発電にも使用される。

c) 電源設備

ダムの設備を運用するための電力を供給する設備であり、電力会社からの電源供給や、停電時に非常用電源(発動発電機)による電源補償を行っている。前出の小水力発電も本設備に含まれる。

d) 放流操作設備

放流設備、不特定用水・河川維持用水放流設備の総合的な操作を行うための設備で、真名川ダム管理支所操作室からの遠方手動操作や、テレメータ観測設備や河川情報システムからの雨量・水位・流量情報の収集、収集データをもとにしたダム諸量演算などを行っている。

e) 放流警報設備

放流設備からの放流を実施する際、ダム下流の河川

使用者に対して放流操作の開始を知らせ、待避と注意を促すための設備で、真名川ダム管理支所から通信制御で、各地の放流警報局から放送を行う。



写真-2 コンジットゲートより放流中の真名川ダム



写真-3 放流操作設備

2. ダム設備異常が与える影響

ダム設備に異常が発生することによって、ダム操作に与える影響はいくつか考えられる。

(1) 装置動作異常による操作への影響

ゲート設備の異常停止による操作不能、ダムコン異常による遠方手動操作不能などが挙げられる。設備本体に異常が発生し停止した場合、放流操作に与える影響が大きく、放流操作の遅れにつながる可能性が高い。

(2) 情報断による操作への影響

水位・流量情報の欠測や、それに伴う演算データの欠落、ゲート開度情報の表示異常などが挙げられる。流域やダム本体の情報の把握が困難となるため、操作職員の判断が遅れたり、下流放流制限を超える放流をするおそれがある。

(3) 操作職員の心理への影響

異常発生によって操作職員の心理に生じる焦りや不安による、ダム操作規則を逸脱した操作や、思考停止による放流操作の遅延などが挙げられる。操作職員が予期せぬ操作を行ったことで、設備異常停止などの二次被害が発生し、設備の運用に深刻な影響を与える可能性がある。

3. 真名川ダムの訓練

九頭竜川ダム統管理事務所では、ダム操作職員を対象として、異常時対応訓練を実施している。

(1) 訓練の目的

真名川ダムの放流操作時に異常が発生した場合でも、円滑な放流操作を行うことを目的とし、次の点を特に考慮している。

a) 放流操作の継続

設備異常が発生した場合に、使用不可能な設備と代替設備を判断し、放流操作の停止や遅延をおこさないように体制に入る事を目的とする。

具体的な例として、放流用のゲートが停止した場合、ほかのゲートにて必要な放流量を振りかえて操作をする、操作室からの遠方手動操作に異常が発生した場合、ゲート機側操作盤にて目標開度まで操作をする、などが挙げられる。

b) 被害状況の把握

設備異常の内容から、ダムの設備に与える影響を把握することを目的とする。

真名川ダム管理支所で取得しているデータの欠測であれば、ほかの施設に確認できるデータか否か、停電が発生した場合は非常用電源によるバックアップがされているか、などを確認し、その異常があることで放流操作にどれほどの影響があるかを判断する。

c) 設備の維持管理

円滑な放流操作を実施するために、設備異常が起らない状態を維持することを目的とする。

訓練において、設備異常発生時の影響を確認するとともに、異常が発生する要因についても説明を行う。

設備の定期的な点検、不具合箇所の早期修繕の必要性を認識するとともに、異常を発生させない設備構成や、老朽化や生産終了に伴い修繕ができなくなった設備の早期更新計画を検討する。

(2) 訓練の内容

訓練は以下の内容で実施する。

a) 訓練条件

訓練は以下の条件のもとで行う。

- ・予備ゲート全閉状態で放流がされない状況にし、訓練モードでのゲート操作を行う。
- ・主放流設備2門のうち、1門のみ操作する。
- ・ゲート操作中にダム設備において複数の障害が発生。発生させる障害の内容については事前に公開せず、ロールプレイング方式で行う。

b) 訓練参加者

参加者は九頭竜川ダム統管理事務所職員で、かつ真名川ダムの操作要員となり得る職員を対象とする。

(3) 訓練の実施とその結果

2013年6月10日(月)に本訓練を実施し、九頭竜川ダム統合管理事務所職員12名が参加した。

想定降雨による流入量増加に合わせて10分ごとのゲート操作を実施中、ダム設備にて複数の障害を連続して発生させた。

発生させた障害例は以下のとおりである。(表-1)

- ・ 停電
- ・ 水位計故障
- ・ ゲート開度情報欠測
- ・ 対事務所通信不能による情報欠測
- ・ 遠方操作装置故障
- ・ 流入量演算不能
- ・ 操作室～ゲート室通信不能による遠方手動操作不能

ゲート操作中の障害発生ということで、瞬間的に混乱することがあったが、事前に対処方法の説明を受けていたため、代替機器によるデータ補足や、職員自身のバックアップで放流操作を継続することができた。



写真-4 操作室でのゲート操作訓練



写真-5 障害発生対応訓練時のダムコン表示画面

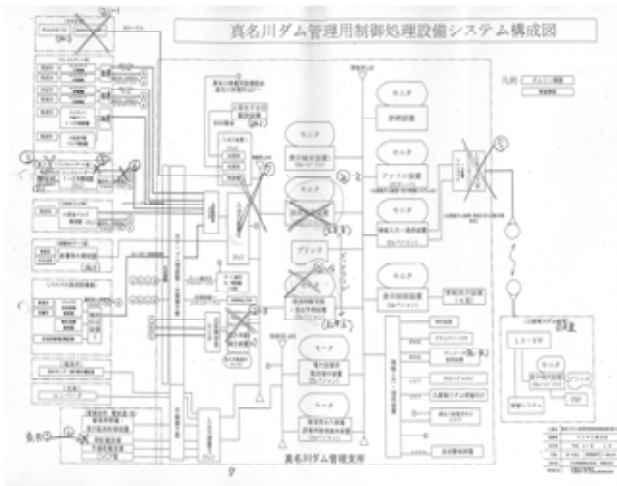


図-1 障害発生箇所を記したシステム構成図



写真-6 ゲート機側操作盤での操作訓練

【異常発生内容表】

分類	No.	異常事象	アラーム内容	出現する事象	あるべきアラーム判定	モード切替	想定 操作 回数
I. アラーム判断訓練	①	北陸電力の停電	「受変電設備 低電圧」など多数	発電機が運転するまで、無停電電源装置でバックアップ。切替後は、発電機で運用。	停電したが、ゲート、ダムコンに支障なし。	通常操作を継続	1
I. アラーム判断訓練	②-1	本体水位計が故障	「貯水水位計(主)リザーブエラー」 「運用水位計切替(本体→上着生子)」	第2水位計(上着生子)に切り替わる。	第2水位計(上着生子)で運用継続。	通常操作を継続	1
I. アラーム判断訓練	②-2	放流操作装置が故障	「放流操作装置 プロセス異常」	放流判断支援装置に切り替わる。	放流判断支援装置で運用継続。	通常操作を継続	1
I. アラーム判断訓練	②-3	遠方手動操作装置Ⅰが故障	「遠方手動操作装置用表示端末1プロセス異常」	遠方手動操作卓Ⅰが使えなくなる。	遠方手動操作装置Ⅱで運用継続。	通常操作を継続	1
I. アラーム判断訓練	②-4	放流判断支援装置のモニタが故障	アラームなし	放流判断支援装置の画面が見えなくなる。	モニタ故障と判断。訓練装置のモニタと交換し運用継続。	通常操作を継続	1
I. アラーム判断訓練	③	コンジット1号開度計異常	「コンジット1号ゲート主開度計異常」	開度がわからなくなる。	手動で副開度計に切り替える。主開度計が故障したが、副開度計で運用可能。	通常操作を継続	1
II. ダムコンの部分異常	④	コンジット1号PLC(自動系)の故障	「コンジット1号 入出力処理部 Finet異常」	半自動操作・開度設定操作が不可能となる。	開度設定操作はできないが、遠方手動操作は可能	遠方手動操作で通常操作を継続	1
I. アラーム判断訓練	⑤	事務所への伝送装置の異常	「九頭竜電管向け上位局通信 送信異常」, 「九頭竜電管表示端末向け通信 送信異常」	事務所司今室でダム情報が見えない。	操作に支障はないが、事務所に判断する情報を送らなければならない。	通常操作を継続。操作記録を事務所に定期FAX。	1
II. ダムコンの部分異常	⑥	コンジット1号との間の光ケーブル切断(コンジット1号PLC(自動系)(手動系)が断)	「コンジット1号 遠方手動処理部 Finet異常」	コンジットゲート遠方操作不能。開度放流量は前回値を表示したまま。	ダムコンとコンジット1号がつながっていない。ダムコンの他の機能は正常。	「機側操作+開度手入力モード」に切り替え	2
III. ダムコンの全面異常	⑦	入出力処理装置の故障により、ダムコンで水位が把握不能。	「流入量欠測」「演算停止」など多数	3水位(本体、上着生子、表層)とも不明。一流入量不明→放流量不明	ダムコンが全体的に異常。ダムコンを一時的に捨てる。	「スーパーストリスモード」に切り替え	6

表-1 発生させる障害の一覧

4. 訓練の反省点とその対応

(1) 訓練の意見と反省点

今回の訓練において、参加者から様々な評価・意見・反省点が挙げられた。

主な内容は以下のとおりである。

- ・通常のダム操作に加え、異常発生時の対応をすることで、より緊張感のある訓練ができた。職員の技術力を高い水準で維持するために、今後も継続していくべきである。
- ・ダムの設備がもつ役割や機能について、知らなかったことを学ぶいい機会になった。
今回学んだことを今後の設計に生かしていきたい。
- ・10分ごとのゲート操作については、事前の想定では17回の操作が必要であったところ、障害が連続して発生した状態でも15回の操作を行うことができた。
ただし、放流操作を継続するために必要な人員が、通常の体制では不足していることも改めてわかった。
- ・操作室からの遠方手動操作不能となった時、ゲート室での機側盤からの操作を実施するために22分の時間を要した。
しかし、ゲート室への移動や操作準備を考慮すると、これ以上の時間短縮は困難であることも検証でき、今後のマニュアル作成に生かすためのデータ収集ができた。
- ・障害発生時の対応については、整備されているマニュアルなどの内容を参考にしながら、障害の内容や挙動を分析し、あるべき対応をとることができた。
マニュアルの内容については、職員の技術レベルに関係なく内容を理解できるよう、今後も改善が必要である。
- ・訓練には、設備について理解度の高い職員がメンバーに多くいたので、障害発生時も混乱することなく対応ができたが、もし、少ない操作要員で対応中に同じ事態に陥ったら、パニックになる。アクシデントが発生してもすぐに対応が可能な人数が必要であると感じた。
- ・遠方手動操作装置でのゲート操作が、パソコン画面上的のボタンクリックのため、停止操作からゲート停止まで時間差があり、目標開度で停止できなかった。直感的な操作を求められる設備なので、やはり操作卓が必要だと感じた。



写真-7 遠方手動操作装置画面

(2) 今後の対応

これらの意見・反省点については、ハード面とソフト面に分けて検討・再整理をしつつ、設備の更新や改造など、費用のかかるものについては随時要求をしていく。なお、遠方手動操作装置の操作卓については、従前より操作職員からの要望が多かったので、2013年度に放流操作設備の改修工事を発注し導入を終えている。



写真-8 遠方手動操作装置 操作卓

5. まとめ

本訓練を実施するにあたり、事前の準備として、ダム設備の構成を確認するとともに、障害発生時の原因箇所の切り分け方法やその対処方法を検討した。

結果、設備運用に必要な知識を深く習得することができ、その後のダム管理に生かすことができた。

訓練実施においても、机上で想定していたとおりの対応ができず、操作職員全体の技術力向上のためのマニュアル作成や、講習会などによる情報共有が必要であるとの認識を持つことができた。

これらの知見は蓄積し、後生に引き継いでいくことが重要であるため、訓練は今後も継続して実施していく予定である。

異常発生時の対応については、職員の技術力向上に非常に効果があることが確認できたが、ダム放流中に異常が発生した場合、応援要員の確保が重要な課題であることを身をもって体験できた。

そのため、普段から異常が発生しないよう点検・整備が必要である。

なお、本報告は著者が現所属の淀川ダム統合管理事務所より異動する前の九頭竜川ダム統合管理事務所での訓練実施の成果をとりまとめたものである。

国道25号における 兼用道路の通行規制基準について

松尾 亮衛¹・的羽 正樹²

- 1 近畿地方整備局 奈良国道事務所 管理第二課 (〒630-8115 奈良県奈良市大宮町3-5-11)
2 近畿地方整備局 豊岡河川国道事務所 道路管理課 (〒668-0025 兵庫県豊岡市幸町10-3)

国道25号は、奈良県王寺町から大阪府柏原市までの区間において一級河川大和川と並走しており、一部区間では大和川の管理用通路との兼用道路となっている。並走する大和川の流下能力不足や亀ノ瀬狭窄部の影響により、出水時には兼用道路が冠水することがあり、また王寺町亀ノ瀬地先の堤防道路部においては、過去5年間で4回の斜面崩壊等の被災が発生している。

このような状況の中、国道25号の安全・安心な道路交通機能確保するためには、堤防兼用道路区間における適切な通行規制の設定が重要な課題である。本論では、当該区間で想定される被災メカニズムを整理し、河川水位に応じた通行規制基準の設定手法について紹介する。

キーワード 国道25号, 道路防災, 兼用道路, 規制基準

1. はじめに

国道25号は、起点である三重県四日市市から、奈良県を経由し、終点を大阪府北区とする総延長145kmの一般国道である。

同国道は、奈良県王寺町から大阪府柏原市までの区間において一級河川大和川と並走しており、一部区間では大和川の管理用通路との兼用道路となっている。当該区間は、古くから幾度となく地すべり災害に見舞われている亀ノ瀬地区をはじめとした急峻な山間部に位置しており、山間部の谷筋に国道25号と大和川、さらに一部区間でJR関西本線が並走している。

当該区間は、大和川の狭窄部であり、河積が小さく流下能力も低いいため、出水時に冠水することもあり、過去

数回通行止めを実施している。また、河道が蛇行し狭窄しているという複雑な形態を呈しているため、出水時の流況を把握することが困難な状況である。

道路法面は堤防護岸を兼用しているため、出水による洗堀や水位変動による崩壊が道路の安全性の低下を招いている。平成23年7月、平成24年7月出水時には、堤防法尻や法面に設置されたじゃかごが流出し、平成25年の6月、9月には、通行規制を伴う路肩崩壊が発生している。そのため、出水によって崩壊に至った破壊メカニズムの解明と、適切な交通規制基準の設定が課題となっている。

2. 対象区間の特性

対象区間の下流部に位置する亀ノ瀬地区は、両岸が山付き部となり、左岸側の堤防天端に国道25号が並走している。当該区間の河道は、川幅が上下流部と比べて狭く、上流側の河床勾配が緩いことから、狭窄による堰上げにより、洪水時の水位が上昇し、洪水氾濫や浸水等の水害を受けやすい地形的特性を有している。



図-1 位置図



写真-1 対象区間

(1) 検討対象区間の設定

(a) 兼用道路に該当する区間

兼用区間は堤防護岸と道路法面を兼用する区間であり、洪水時の流水による外力を直接受ける特殊な環境である。このため、一般的な外力による法面崩壊メカニズムの他、流水の作用による影響も考慮しなければならない。ここでは、法面（護岸）肩部から所定の堤防天端幅（W=5.0m、大和川河川整備計画における完成堤防の定規断面より設定）以内に車道部が重複する場合、「兼用道路」として扱う。

(b) 護岸対策が未実施の区間

護岸設置済み区間は、耐流速性を十分に有しており、流水による外力に対して安全と考えられる。一方、護岸が未整備である自然河岸の区間は、流水の作用に対して脆弱である可能性が高い。本検討では、ブロック積み等による護岸工実施済み区間を検討対象外とし、自然河岸部のみを対象とする。（図-2 参照）

(2) 道路構造の整理

対象区間における侵食の傾向を把握するため、道路工事図面、占用資料、現地調査等の資料を基に、現況の道路構造の整理を行った。

(a) 道路法面構造の特徴

- ・区間下流側（河川距離標24.0k～25.0k付近）は自然河岸が点在しており、樹木が河岸法面を覆っている。また、一部は露岩している状況である。
- ・24.6k付近には、道路下に深礎杭が設置されている。（昭和57年完成（工事完成図書より））
- ・25.0k～25.7k付近は、国道25号と大和川の間は民地である。（堤防兼用道路ではない）

(b) 地質分布状況

- ・区間全体にわたり、道路面直下は盛土層が分布している。特に平成25年6月に崩壊した調査地点A,B付近では、4～5mの層厚があると推定され、崩壊しやすい状況であると考えられる。
- ・盛土層の直下は支持地盤（岩盤層）が広がっている。

3. 兼用道路に求められる機能と規制基準検討方策

(1) 兼用道路に求められる安全性

兼用道路という特性を有する区間においては、道路法面としての安全性確保の他に、河川堤防で想定される被災形態に対しても安全性を確保する必要がある。

「河川堤防設計指針」によると、堤防に求められる安全性に関わる機能は、①耐浸透機能、②耐侵食機能、③耐震機能である。堤防道路の通行規制基準を検討する上では、これらの機能を有していることを確認する必要がある。ここで耐震機能については、河川構造物に求められる機能ではあるが、掘り込み河道においては除外されると考え、本論では対象外とする。

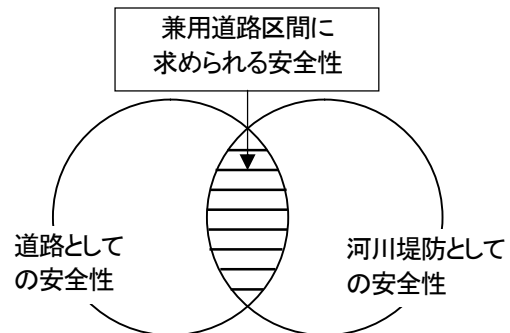


図-3 兼用道路に求められる安全性

(2) 想定される被災メカニズム

対象区間は流下能力が不足していることに加え、亀ノ瀬区間の狭窄部やその背水の影響を受けるため、流況が複雑である。したがって、他区間に比べ、以下に示す特性が道路の安全性に影響を及ぼすことが考えられる。

- ・流速が大きい
⇒ 河岸（道路法面）の侵食への影響が大きい
- ・水位が急速に上昇する
⇒ 迅速な通行止め（冠水）の判断が要求される
- ・法面に河川水が浸透し、出水後の水位が急低下する
⇒ 出水後、河川水の急激な低下により、法面内に残留水圧が発生し法面が崩壊する。

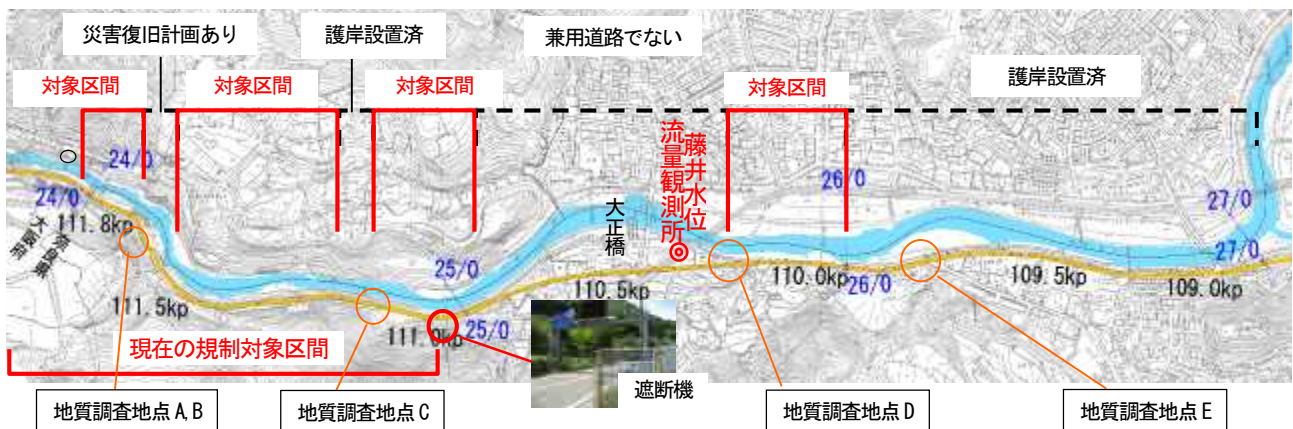


図-2 対象区間平面図

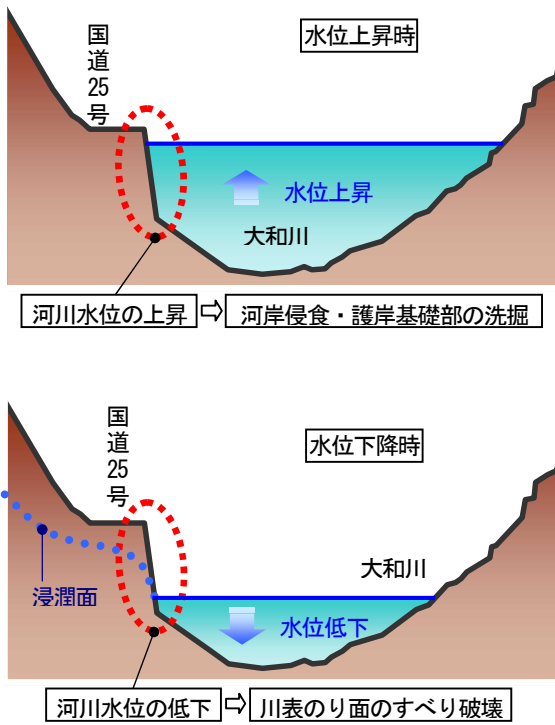


図 - 4 想定される被災メカニズム（侵食，浸透）

これらを踏まえると、堤防道路の安全性に関わる被災形態としては以下のものが挙げられる。（図-4）

(a) 道路冠水

河川水の道路への溢水により、道路冠水が発生し通行不能となる。

(b) 河岸（道路法面部）の侵食崩壊

河川水位上昇時、洪水時の流量・流速の増加により、河岸に対し侵食作用が働き、堤防道路が崩壊し通行不能となる。

(c) 水位低下後の河岸（道路法面部）浸透崩壊

増水時に堤防内に河川水が浸透し、河川水位低下時の残留水圧により斜面のすべり破壊が発生し通行不能となる。

(3) 通行規制基準設定に向けた課題と対応策

想定される各被災メカニズムに対し、対象区間の特性を踏まえた課題と対応策の整理を行った。（表-1）本論では、これらの対応策の検討方針を述べるとともに、通行規制基準の検討結果を述べるものとする。

3. 冠水の観点による規制水位の検討

(1) 冠水危険箇所の把握

道路台帳、および河川定期測量横断面図をもとに、現況道路冠水高（道路の冠水が始まる水位：道路高または堤防高より設定）の整理を行った。整理の結果、河川距離標25.9k付近（道路距離標110.1k付近）は特に道路高と水位との比高差が小さく、区間内で最も冠水しやすい「冠

表 - 1 規制水位検討に向けた課題と対応策

課題	対応
冠水危険箇所の把握	・河川水位と堤防道路高の関係の整理
	・過去の冠水実績時の河川水位の整理
規制基準水位の検討	・冠水危険箇所と藤井観測所水位差の整理
	・規制の際に必要な余裕高の設定
規制基準地点の検討	・冠水危険箇所を踏まえた規制地点の見直し検討
洪水時の水位、流速の把握	・流況解析による水位、流速の算出
	・侵食に対する危険流速の設定
侵食に対し危険な水位の設定	・危険流速発生時の藤井観測所水位の整理
浸透崩壊に対し危険な箇所の把握	・地質調査結果と河岸法面勾配の整理
洪水時の水位変動傾向の把握	・流況解析による洪水時水位の算出
堤体内への河川水の浸透状況と、残留水圧の変動傾向の把握	・浸透流解析による浸潤面の推定
	・浸透を考慮した斜面安定解析
浸透崩壊に対して危険な水位の設定	・斜面崩壊に対する安全率と藤井観測所水位の関係の整理

水危険箇所」であり、この地点における 道路冠水高は TP+35.73mである。（図-5）

(2) 冠水危険箇所と藤井観測所との水位差

規制基準水位の設定には、規制の基準地点である藤井観測所の水位に換算する必要があるため、冠水危険箇所と藤井観測所の水位変動傾向を比較した。水位上昇期における藤井観測所と冠水危険箇所近傍の111.0kp(河川距離標25.6k+180m)における水位は、ほぼ同様の変動傾向を示しており、冠水危険箇所と藤井観測所との水位差は40cm程度である。よって、本検討では冠水危険箇所での水位より0.4m差し引いた値8.93m（TP+35.33m）を、冠水危険水位（計算値）として設定する。

(3) 冠水実績をふまえた冠水危険水位

藤井観測所における水位データを基に、水位がHWLを超過した洪水を抽出し、冠水実績を踏まえて冠水危険水位（実績値）を設定する。（表-2）

過去20年間に於いてHWLを超過した5洪水のうち、以下の2洪水の最高水位を冠水危険水位として設定する。

- ・道路冠水が発生した、H7.7の出水における最大水位 8.86m (TP+35.26m)
- ・道路高付近まで水位が上昇し、冠水は発生しなかった、H25.9の台風18号出水における最大水位 9.10m (TP+35.50m)

表 - 2 対象区間における大規模出水の実績

洪水発生日	最大水位 (藤井観測所)	冠水実績	備考
H5.7.5	8.57m (TP+34.97m)	×	
H7.7.4	8.86m (TP+35.26)m	○	冠水箇所、冠水深は不明
H11.8.11	8.54m (TP+34.94m)	×	
H19.7.17	8.41m (TP+34.81m)	×	
H25.9.16	9.10m (TP+35.50m)	×	過去20年最大水位を記録

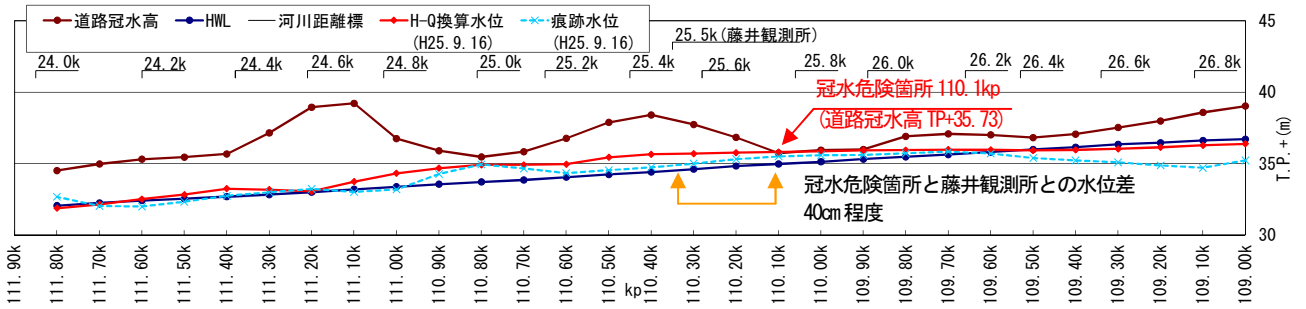


図 - 5 対象区間道路高と大和川計算水位、実績水位

(4) 危険水位に対する余裕高の設定

規制水位は、規制前後の巡視・点検活動の際の安全確保を考慮し、冠水危険水位からある程度の余裕高を確保して設定する。余裕高は「河川管理施設等構造令」より、対象区間が堀込河道であることを考慮し0.6m以上確保するものとする。

(5) 冠水の観点による通行規制基準水位

以上の整理を踏まえ、計算及び実績から設定した冠水危険水位3案に対し、余裕高0.6mを引いた値から規制基準水位を設定する。表-3より、最も安全側となる「藤井観測所における水位＝8.26m (TP+34.66m)」を、「通行規制開始の基準水位」として設定する。

表 - 3 通行規制開始基準水位の設定

検討対象水位	根拠	余裕高	規制開始基準水位
8.93 (TP+35.33)	道路冠水高より		8.33 (TP+34.73)
8.86 (TP+35.26)	冠水実績より	0.6m	8.26 (TP+34.66)
9.10 (TP+35.50)	既往最大水位		8.50 (TP+34.90)

4. 侵食の観点による規制水位の検討

(1) 侵食に崩壊に対する評価指標

侵食に対する安全性は水理条件や河岸、あるいは堤防の土質条件や地形等の特性に起因するため、各地点において様々である。そのため河川堤防では、概略的に流速が2m/s以上を超える場合には何らかの対策が必要とされている（「河川堤防の構造検討の手引き」）。本検討では、崩壊が発生した出水の流量や水位等の知見が得られていることから、それらと当該区間の地形情報をもとに、当該区間における河道の流況（水位、流速）にて侵食崩壊発生危険性を評価する。

(2) 法面崩壊発生時の実績流速の推定

過去5年間のうち崩壊実績があった①H23年9月、②H24年7月、③H25年6月、④H25年9月の洪水を対象に、河岸近傍の流速を算出し、侵食に対する危険流速を推定する。流速の算出には、被災区間である内岸側の分布状況を明らかにする観点から、湾曲部で発生する水位上昇や急拡・急縮による死水域の発生を反映することができる平面二次元流解析を用いた。流況再現計算より、崩壊箇所付近での最大流速は①3.88m/s、②4.19m/s、③4.47m/s、④4.64m/sとなった。

① H23. 9

最大水位 5.85m
(TP+32.25m)



法尻付近のじゃかが流出
v=3.88m/s

② H24. 7

最大水位 6.86m
(TP+33.26m)



法面部じゃかが流出
v=4.19m/s

③ H25. 6

最大水位 8.17m
(TP+34.57m)



斜面崩壊
v=4.47m/s

④ H25. 9

最大水位 9.10m
(TP+35.50m)



袋詰玉石が流出
v=4.64m/s

写真 - 2 過去5年の被災実績

(3) 危険流速の設定

出水①による被災は、法尻付近の一部のじゃかが流出したのみで、道路の通行に影響がある崩壊は発生していない。一方で、出水②③では堤防法面の崩壊が発生し、道路の通行規制を伴うものであったため、これらの出水時の流量規模に達した時点の流速を、危険流速として設定することが適切である。

以上のことから、本検討では道路の通行に影響を及ぼす被災が発生した、出水②の実績流速に対して安全側を考慮し、侵食に対する危険流速をV=4.0m/sと設定する。

(4) 危険流速発生時の流量と藤井観測所水位

流況解析結果を基に、崩壊地点付近の流速と流量の関係をV-Q式として作成した。このV-Q式に侵食に対する危険流速V=4.0m/sを適用した結果、流量は876.5m³/sである。この流量に対し、藤井観測所でのH-Q式を適用し、藤井観測所での水位を推定した。ここで対象箇所での流

量は、藤井観測所と同等の流量が流下すると仮定した。

検討の結果、実績崩壊箇所（基準地点）において、侵食に対する危険流速 $V=4.0\text{m/s}$ が発生する際の藤井観測所における水位（＝危険水位）は、6.39m（TP+32.79m）となった。

なお、過去10年間に於ける危険水位の発生頻度は10回であり、年間約1回程度の頻度であることがわかった。

表 - 4 危険流速発生時の流量、藤井観測所水位

v-Q式の係数		R ²	計算値		藤井観測所 換算H (H-Q式適用)
a	b		V	Q	
0.5214	0.3007	0.9614	4.00	876.52	6.39

※v-Q式： $v=aQ^b$ の形で作成

※藤井観測所H-Q式： $Q=21.87(H-0.06)^2$ （平成23年度）

(5) 侵食の観点による通行規制基準水位

危険水位に達した時点で、何らかの警戒体制が必要であるが、危険水位に達する毎に通行規制を実施した場合、以下の理由により過度な規制となる可能性がある。

- ・基準水位に達した時点で必ず侵食崩壊が発生すると断定できない。
- ・侵食崩壊の規模により、その影響が交通に支障を及ぼさない場合もある。

よって本検討では、「藤井観測所における水位＝6.39m（TP+32.79m）」を通行規制開始の基準水位とせず、「注意体制開始（パトロール開始）の基準水位」とする。

5. 浸透の観点による規制水位の検討

(1) 検討方針

浸透崩壊に対する河岸の関係性を評価する上では、次の点を把握することが重要である。

- ・洪水時の河川水位の変動傾向
- ・河川水が浸透した場合の堤体内の浸潤面の形成状況
- ・降雨の浸透
- ・河岸の土質状況

そこで本検討では、以下の手順により、河川水位低下時の残留水圧の変動と、すべり破壊の危険性との関係を把握し、規制解除水位を検討する。

①河川水と降雨の法面内への浸透を考慮した安定解析

- ・代表断面において浸透流解析を行い、堤体内への河川水と降雨の浸透による浸潤面の形成を推定。
- ・浸潤面の変動と河川水位変動を考慮した残留水圧の推定を行い、斜面安定解析を行う。

②洪水ピーク後から、斜面の安全性が担保される（安定解析結果での安全率が1.0以上となる）水位を算定する。

(2) 対象区間地盤のモデル化

被災箇所近傍にて実施した地質調査結果を用いて、地盤のモデル化を行った。モデル化に際しては「河川堤防の構造検討の手引き」に準じ、表-5に示す土質定数を設

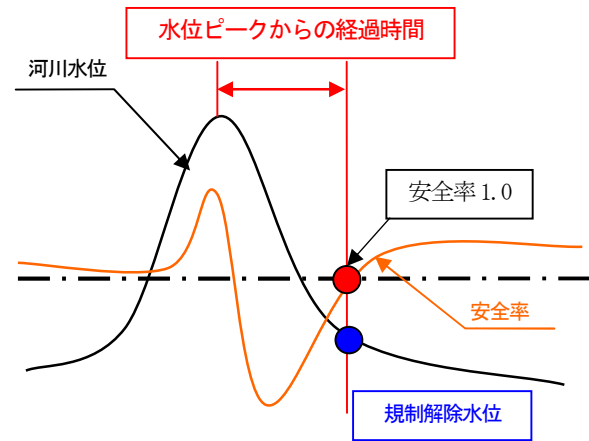
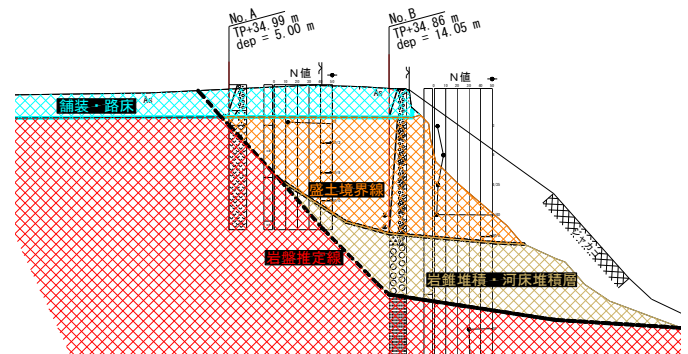


図 - 6 規制解除水位の算出イメージ

表 - 5 設定した土質定数

深度 GL- (m)	地層名	層厚 (m)	N値	平均N値 換算N値	設計 N値	単位体積 重量 (kN/m^3)	内部 摩擦角 ϕ (度)	ϕ 算定 データ kN/m^2	粘着力 C (kN/m^2)	透水係数 k (cm/sec)
	As	0.05				18	32		0	1.0×10^{-5}
	路床	1.00			(7)	18	32	$\sigma'v=50$	0	1.0×10^{-2}
1.15	盛土層	5.00 以下	3	3.3	3	18	22		—	1.0×10^{-3}
2.15			(8)							
3.15			4							
4.15			3							
	在来堆積層	3.00以下		(10)		19	31	$\sigma'v=120$	0	1.0×10^{-3}
9.15	岩盤層	3.50 以上	30	40.3	40 ^{※3}	20	36	$\sigma'v=190$	0	1.0×10^{-6}
10.15			31							
11.15			50							
12.15			50							



定した。なお、粘着力Cについては、地質調査により得られなかったため、過去の出水時の崩壊の有無等の事象から、再現計算による逆算法を用いて粘着力を推定した。下記2ケースの実現象を両方満たす値とし、 $C=17.5\text{kN/m}^2$ とした。

（ケース 1）過去 10 年間で比較的規模が大きく、崩壊実績のない 3 出水時の実績降雨、崩壊箇所付近の外水位を外力条件とし、すべり破壊の最小安全率が 1.0 に近似するように粘着力 C を設定

（ケース 2）H25.9 出水の通行規制解除時点で法面崩壊が発生していないことを条件として、すべり破壊の最小安全率が 1.0 に近似するように粘着力 C を設定

(3) モデルパターン解析による規制水位の算出

浸透崩壊の危険性は、外力条件(大和川水位、降雨量)により異なる。本検討では「河川堤防の構造検討の手引（改訂版）」に準拠し、対象区間のモデル降雨波形・水

位波形を作成した。また、出水規模による影響を把握するため、表-6に示すピーク水位、継続時間、水位低下勾配のパラメータを変動させて感度分析を行った。

解析の結果、「ピーク水位」が浸透崩壊に対する安全性に大きく影響する結果となった。このため、本検討ではピーク水位を変動させ、それ以外の要素は過去 20 年間の実績最大値を用いて解析を行った。

(3) 浸透の観点による規制水位

d 浸透流解析による検討結果と規制基準水位を表-7 及び図-8 に示す。解析により、安全率が 1.0 以上となる時点（水位ピーク時からの経過時間）の藤井観測所水位を算定し、規制基準水位検討を行った。

表 - 6 モデルパターン解析に用いたパラメータ

変動させた水理パラメータ						解析結果への影響	
ピーク水位	11.00m	10.00m	9.10m	8.00m	7.00m	6.00m	◎ 浸潤面上昇に大きく影響する
ピーク水位継続時間	1 時間	3 時間	5 時間				△ 盛土の透水係数が低く、影響が小さい
水位低下勾配	-1.0m/hr	-0.9m/hr	-0.8m/hr	-0.7m/hr	-0.6m/hr		△ 浸潤面の変動に対する影響が小さい

□ …規制水位検討の採用値 ※ …過去20年間の実績最大値

図 - 8 規制基準水位検討結果

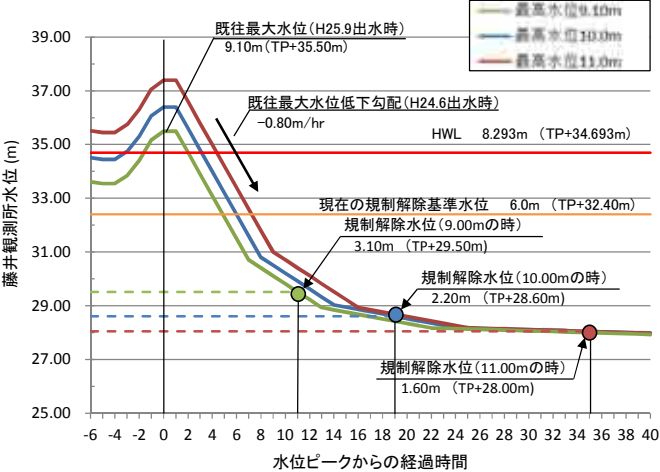


表 - 7 モデルパターン解析結果および規制水位検討結果

断面形状	外力条件		地盤定数(盛土層)		解析結果		規制水位検討結果	
	ピーク水位(藤井)	ピーク水位継続時間	水位低下勾配	内部摩擦角φ(度)	粘着力C(KN/m2)	安全率≥1.0となる藤井水位	規制解除水位	経過時間(目安)※2
崩壊前断面※1	11.00m (TP+37.40m)	1時間	-0.8m/hr	22.0	N値換算式	逆算法による推定値	1.64m	1.60m (TP+28.00m) 35 時間
	10.00m (TP+36.40m)						2.21m	2.20m (TP+28.60m) 19 時間
	9.10m (TP+35.50m)						3.12m	3.10m (TP+29.50m) 11 時間
	8.293m (TP+34.693m)						-	-
	8.00m (TP+34.40m)						-	-
	7.00m (TP+33.40m)						-	-
	6.00m (TP+32.40m)						-	-

※1: 崩壊箇所より下流側の断面を想定
※2: ピーク水位から、規制解除水位に達するまでの経過時間

表 - 8 浸透の観点による通行規制解除水位の設定

藤井観測所最大水位	規制解除水位
10.0m以上11.0m未満	1.6m (TP+28.0m)
9.0m以上10.0m未満	2.2m (TP+28.6m)
8.293m (HWL) 以上9.0m未満	3.1m (TP+29.5m)
8.293m (HWL) 以下	6.39m (TP+32.79m) 注)

注) 藤井観測所のHWL以下の場合は浸透崩壊に対して安全であるため、侵食に対する危険水位を考慮して、規制解除水位を設定した。
※上記水位に達した時点でバトロールを行い、現地に異常が無いと判断される場合、規制を解除する。

安全率が 1.0 となる水位に達するまでは、浸透崩壊に対する危険があると判断される。言い換えると、この水位が確認された時点で国道 25 号の通行規制の解除を実施しても問題ない。

本検討では、解析結果を踏まえ、以下の方針により表-8に示す規制解除基準水位を設定した。

・藤井観測所 HWL を超過した場合は、ピーク水位によって段階的に設定し、HWL 以下の場合は浸透崩壊に対して安全であるため、冠水や侵食の観点を優先して、規制解除水位を設定した。

6. 結論

各規制水位検討結果を整理し、表-9に示す。

表 - 9 規制基準水位の検討結果

現在の規制基準		道路冠水	侵食・洗掘	斜面崩壊（浸透、すべり）										
規制水位	8. 293m (TP+34. 693, HWL) ※1	8. 26m (TP+34. 66)	6. 39m (TP+32. 79m)	<table><tr><th>藤井観測所最大水位</th><th>規制解除水位</th></tr><tr><td>10.0m 以上 11.0m 未満</td><td>1.6m (TP+28.0m)</td></tr><tr><td>9.0m 以上 10.0m 未満</td><td>2.2m (TP+28.6m)</td></tr><tr><td>8.293m (HWL) 以上 9.0m 未満</td><td>3.1m (TP+29.5m)</td></tr><tr><td>8.293m (HWL) 以下</td><td>6.4m (TP+32.8m) 注)</td></tr></table> 注)HWL以下 の場合は、浸透崩壊 に対して安全であるため、侵食 に対する危険水位を考慮して設定した。	藤井観測所最大水位	規制解除水位	10.0m 以上 11.0m 未満	1.6m (TP+28.0m)	9.0m 以上 10.0m 未満	2.2m (TP+28.6m)	8.293m (HWL) 以上 9.0m 未満	3.1m (TP+29.5m)	8.293m (HWL) 以下	6.4m (TP+32.8m) 注)
	藤井観測所最大水位	規制解除水位												
10.0m 以上 11.0m 未満	1.6m (TP+28.0m)													
9.0m 以上 10.0m 未満	2.2m (TP+28.6m)													
8.293m (HWL) 以上 9.0m 未満	3.1m (TP+29.5m)													
8.293m (HWL) 以下	6.4m (TP+32.8m) 注)													
	規制開始水位	規制 開始基準 水位	バ トー ル 開始基準 水位 規制 解除基準 水位	規制 解除基準 水位										
根拠	「国道25号王寺町藤井の水位(亀ノ瀬地区)の運用(案)について」より	冠水危険水位（実績）に対し、余裕高0.6mを考慮した水位	実績データから、崩壊が発生する危険流速を4.0m/sとした時の水位	解析の結果、堤防斜面崩壊に対する安全率が1.0以上となる時の水位										
対応	—	冠水危険箇所の解消（道路嵩上げ、または特殊堤の設置）が課題となる。	バ トー ル 開始となる「注意体制」に対応する基準とする。	規制解除基準水位を下回り、バ トー ル の結果、現地に異常が無いと判断される場合、規制解除する。										

大規模地震による宅地造成斜面の崩壊範囲の評価 — がけ条例による建築禁止距離の改良に向けて —

秦 吉弥¹・駒井 尚子²

¹ 大阪大学 大学院工学研究科 地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

² 大阪大学 大学院工学研究科 地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

近年、大規模地震により宅地造成斜面が崩壊し、住家が転落・転落寸前となるなどの深刻な被害が報告されている。一般的に、斜面上に住家などの建物を築造する際、がけ条例によって、ある一定の高さを有する斜面には、建築禁止距離の規制が適用される。しかしながら、がけ条例による規制の適用内外に関わらず、宅地造成斜面の深刻な被害が発生しており、建築禁止距離の規制式に関する新たな提案が必要である。そこで本稿では、造成宅地の被災斜面を対象にした崩壊範囲に関する再現解析を行い、再現解析で得られた知見に基づくパラメトリックスタディを実施することで、建築禁止距離の規制式に関する新提案を行った結果について報告する。

キーワード 地震、斜面崩壊、造成宅地、がけ条例

1. はじめに

近年、我が国では、2011年東北地方太平洋沖地震をはじめとした大規模地震による強震動の作用により、盛土構造物の被災や自然斜面の崩壊などの地盤災害が顕在化しており、その対策が急務となっている。

盛土構造物に対しては、これまで、安全率による地震時に盛土がすべり破壊を起こすか否かの判定、および Newmark法¹⁾などを用いた地震後における盛土の残留変形量(滑動変位量や沈下量など：図-1参照)に主眼をおいた検討はなされているが、斜面崩壊範囲については、これまで十分な検討がなされていない。しかしながら、既存斜面の耐震診断等を考えると、被災の可能性についての評価だけでなく、斜面崩壊による住家の地震後の機能持続性を踏まえた斜面崩壊範囲の評価²⁾も必要となる。

一方、自然斜面等に対しては、耐震設計の対象とはなっていないが、各都道府県の建築基準法に関する条例中のがけに関する条文(以後、がけ条例³⁾と呼ぶ)に基づく建築禁止距離に関する規定が存在するものの、1969年～1982年の我が国における地震や降雨などによる斜面崩壊実績に基づいており⁴⁾、近年の被災実績が十分に取入れられていないのが現状である。

上記の背景を踏まえ本稿では、まず、既往の大規模地震による強震動の作用によって、住家の基礎部分にまで崩壊の範囲が進行した宅地造成斜面(以後、対象斜面と呼ぶ)に着目し、大規模地震時における斜面崩壊範囲の評価に関する再現解析を行った結果について報告する。

次に、再現解析(以後、ケーススタディと呼ぶ)により得られた知見を踏まえて、数多くのモデル斜面を設定することで、斜面崩壊範囲に関するパラメトリックスタディを実施した。最後に、得られた結果に基づき、現行のがけ条例による建築禁止距離の問題点を明らかにするとともに、建築禁止距離の規制式に関する新提案を行った。

2. がけ条例による建築禁止距離

住家を含む建築物の敷地については、がけ条例による規定が存在する。平出・田村³⁾は、がけ条例における具体的な制限の規定の概略について取り纏めを行い、報告している。本稿では、平出・田村の報告³⁾を参考に、がけ条例中の建物を築造する場合の天端における法尻からの水平距離の規定に着目した整理を行った。なお、長野県・大阪府については、建築基準に関する条例中に該当する条文が存在しないため、対象から除外している。

図-2および図-3は、45都道府県のがけ条例の内容を整理した結果である。具体的には、がけ条例中の建築物を

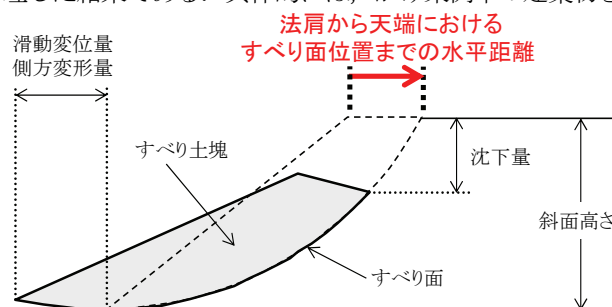


図-1 斜面崩壊範囲の評価の重要性に関する模式図

表-1 ケーススタディによる斜面崩壊範囲の評価結果^{6,13)}の一覧

検討ケース	Case_1	Case_2	Case_3	Case_4	Case_5	Case_6	Case_7
被災地震名	2011年東北地方太平洋沖地震	2011年東北地方太平洋沖地震	2011年東北地方太平洋沖地震	2011年東北地方太平洋沖地震	2004年新潟県中越地震	2001年芸予地震	1993年釧路沖地震
被災地点	福島市伏拝あさひ台団地	仙台市西花苑	山元町 太陽ニュータウン	一関市 館ニュータウン	長岡市 高町団地	呉市両城	釧路市 緑ヶ岡団地
斜面高さ H [m]	30	44	15.8	9.4	8.2	3.8	12.6
斜面勾配 1:s	1:1.7, 1:2.0	1:2.1	1:4.3, 1:3.2	1:2.1	1:3.2	1:0.68	1:1.62
がけ条例の規制の有無	なし	なし	なし	なし	なし	あり	あり
建築禁止距離 [m]	—	—	—	—	—	3.86	4.79
(実績)崩壊範囲 R [m]	(85.9)	7.3	8.8	7.7	26.7	5.2	9.8
推定範囲(一次) E_1 [m]	79.7	3.9	3.6	1.5	16.4	3.4	6.5
推定精度(一次)E_1/R	0.93	0.53	0.41	0.19	0.61	0.65	0.66
推定範囲(二次) E_2 [m]	85.6	7.1	8.8	8.0	22.9, 29.8	5.7	9.8
推定精度(二次)E_2/R	1.00	0.97	1.00	1.04	0.86, 1.12	1.10	1.00

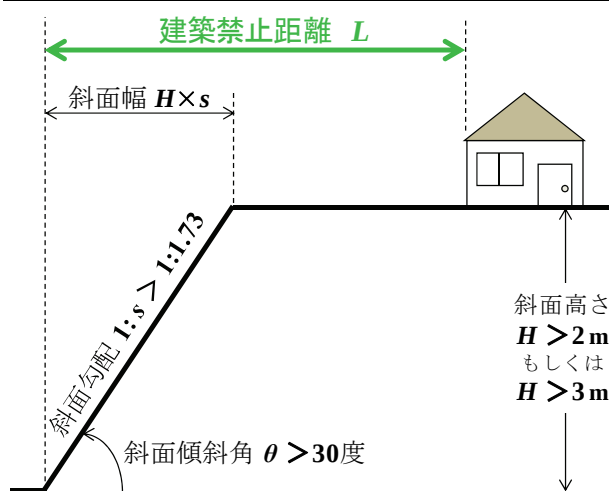


図-2 がけ条例による建築禁止距離の規制に関する現状

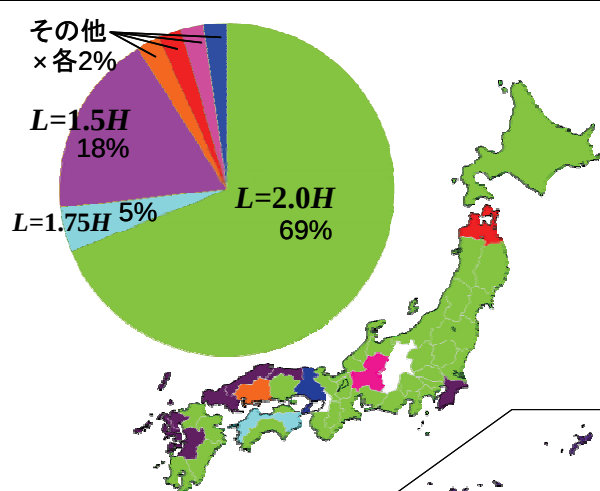


図-3 建築禁止距離の規制に着目した分類

建築する場合の水平距離 L (以後、建築禁止距離 L と呼ぶ：図-2参照)に着目して7タイプに分類した。ここに、斜面高さ H は2mまたは3mを超える場合を、斜面傾斜角 θ は30度を超える場合を規定対象としているものが多い。

図-3に示すとおり、建築禁止距離 L に関しては、斜面高さ H の2倍とする規制(タイプ1)が最も多く、全体の69%(31/45)を占めている。しかしながら、がけ条例が適用される斜面だけでなく、適用されない斜面においても、住家の基礎部分にまで斜面崩壊が進行しているケースが報告されており⁹⁾、建築禁止距離 L に関する新たな提案の必要性が示唆される。

3. 斜面崩壊範囲の評価

(1) ケーススタディ

本研究では、7つの対象斜面において斜面崩壊範囲に着目したケーススタディを行った。表-1は、斜面崩壊範囲の実績値に対して、ケーススタディにより得られた推定値を用いて比較を行うことで、一覧表に取り纏めたものの⁹⁾である。本章では、紙面の都合上、7つのケーススタディの中から福島市伏拝あさひ台団地での評価事例

(Case_1：表-1参照)⁷⁾を紹介する。

福島市あさひ台の団地内における対象斜面では、2011年東北地方太平洋沖地震の強震動の作用により、写真-1に示すような大規模な斜面崩壊が発生⁹⁾した。

図-4は、対象斜面の平面図に対して、旧地形の等高線(点線表示)およびすべり土塊の主要滑動方向(N100°W)についても同時に示している。さらに、図-5には、主要滑動方向における対象斜面の2次元モデル⁹⁾を示す。図-5に示すように、対象斜面は、斜面高さが30m、法勾配が1:1.7および1:2.0となっており、2.で述べた福島県におけるがけ条例が適用されない斜面である。しかしながら、図-4および図-5に示すように、斜面崩壊範囲は、法尻付近から約70.2m(西側すべり面痕跡)ならびに約85.9m(東側すべり面痕跡)のところまで及んでいる。その結果、写真-1に示すように、斜面崩壊範囲が住家の基礎部分にまで及び、住家が転落する深刻な被災となっている。

図-6に対象斜面における安定解析の結果(臨界すべり円の探索結果)を示す。斜面安定解析は修正フェレニウス法⁹⁾に基づく円弧すべり解析であり、臨界すべり円の抽出を行った。まず、水平震度は、本震時における対象

斜面での推定地震動⁹⁾に基づいて、野田ほかの経験式¹⁰⁾に基づき水平震度 k_H を0.292と概算¹¹⁾した。次に、造成盛土の単位体積重量 γ およびせん断強度定数(粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ)は、土質試験結果⁹⁾に基づき、 $\gamma=16.87\text{kN/m}^3$ 、 $c=29\text{kPa}$ 、 $\phi=14.8^\circ$ と設定した。最後に、地下水位⁹⁾は、ボーリング調査結果により地表面下3mの位置にとした。

図-6に示すように、法尻から天端における臨界すべり面位置(一次すべり位置)までの水平距離に着目すると、79.7mと推定され、この推定距離は、崩壊範囲の実績値である85.9mとは整合性がとれていないように見受けられる。しかしながら、対象斜面の被災平面図(図-4参照)に示すように、地表部におけるすべり面の痕跡は西側と東側でそれぞれ確認できること、本震直後には住家の基礎部分にまで崩壊が進行していなかったという住民からのヒアリング結果に基づけば、上記の結果は一定の信憑性を有しているものと考えられる。

また、地表部におけるすべり面の痕跡状況(図-4参照)を踏まえると、本震後に斜面崩壊がさらに進行した可能性が高いため、本研究では二次すべり¹²⁾を考慮した斜面安定解析を連続的に実施した。具体的には、図-6で示した本震時における臨界すべり円による斜面崩壊(一次すべり)に起因したすべり土塊を全て除去した状態で、修正フェレニウス法⁹⁾に基づく円弧すべり解析を実施することで、臨界すべり円の抽出を行った。地盤特性は本震時の解析と同様であり、水平震度 k_H は考慮していない。

図-6には、法尻から天端における臨界すべり面位置(二次すべり位置)までの水平距離を算定した結果についても同時に示している。図-6に示すとおり、一次すべりならびに二次すべりに基づく崩壊範囲の推定距離は85.6m(79.7m+5.9m)となり、若干過小に評価しているものの、崩壊実績である85.9mと比較的良好な一致を示している。

(2) 崩壊範囲の推定に向けた分析・知見

3.(1)と同様のアプローチを、他の6つの宅地造成斜面にも適用¹³⁾し、斜面崩壊範囲の評価結果をまとめたものが表-1である。対象斜面の崩壊実績に対して、一次すべりのみを考慮した解析では崩壊範囲を十分に評価できておらず、その精度も低く、ばらつきが大きくなっている。しかしながら、一次すべりだけでなく二次すべりを同時に考慮することで、崩壊範囲をいずれも1割程度の誤差で再現できているのが読み取れる。

すなわちこれらの知見は、二次すべりに相当する臨界すべり円に達するまで斜面崩壊が進行する可能性が高く、大規模地震時における斜面崩壊範囲の評価では、一次すべりだけでなく二次すべりについても同時に考慮する必要性が高いことを示唆するものである。

4. 建築禁止距離の規制に関する新たな提案

(1) 感度分析

まず、3.で述べたケーススタディにより得られた知見

に基づき、斜面崩壊範囲に影響を及ぼすことが予想されるパラメータとして、図-7に示すように、①斜面高さ H 、②表層地盤の層厚 H_1 (標高:高)、③表層地盤の層厚 H_2 (標高:低)、④法面と基盤面の水平方向の最短距離 D 、⑤法面勾配 $1:s_1$ (標高:高)、⑥法面勾配 $1:s_2$ (標高:低)、⑦傾斜基盤勾配 $1:k_1$ (標高:高)、⑧傾斜基盤勾配 $1:k_2$ (標高:低)、⑨単位体積重量 γ 、⑩内部摩擦角 ϕ 、⑪粘着力 c 、⑫水平震度 k_H (本震(一次すべり))、⑬水平震度 k_{H2} (余震等(二次



写真-1 あさひ台団地(Case_1)の被災状況(2011年5月5日撮影)

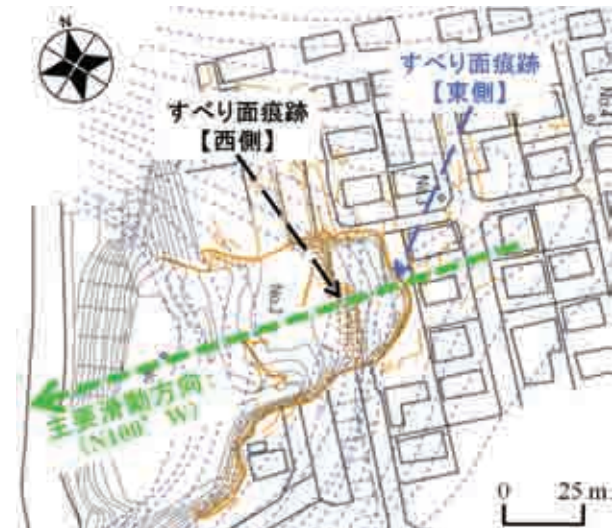


図-4 旧地形の等高線を重ねた対象斜面(Case_1)の平面図⁹⁾

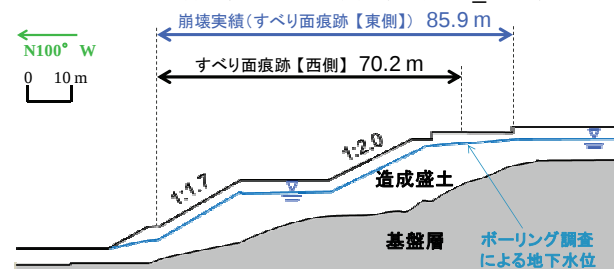


図-5 対象斜面(Case_1)における2次元モデル⁹⁾

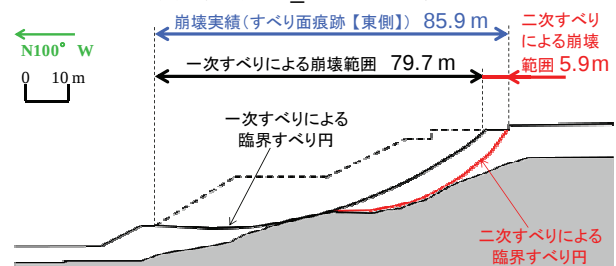


図-6 対象斜面(Case_1)における斜面崩壊範囲の評価⁷⁾

すべり))の計13種類のパラメータを選定した。そして、選定した13種類のパラメータのうち、斜面崩壊範囲に対して特に大きな影響を及ぼすことが予想されるパラメータを抽出するための感度分析を行った。

次に、感度分析に使用したパラメータの値とその変動範囲を表-2に示す。変動範囲については、7つのケーススタディの実績^{9,13)}に基づいて設定した。具体的には、各パラメータが中央値(表-2において灰色でハッチングされた値)により構築される斜面モデルを基本ケース(以後、基本斜面モデルと呼ぶ)として、基本斜面モデルに対して1種類のパラメータを1段階毎に変化させ、パラメータの変化が斜面崩壊範囲に及ぼす影響を、全11種類のパラメータについて検討を行った。例えば、斜面高さ H を変化させたケースでは、表-2に示すように、24mを中央値として3mから45mまで7つの検討ケースを設けた(その際、斜面高さ H 以外のパラメータはいずれも中央値を採用した)。なお、斜面勾配 $1:s_1$ と傾斜基盤勾配 $1:k_1$ の感度分析のケースについては、斜面内における勾配変化の影響を無視(すなわち、 $s_1=s_2$ ならびに $k_1=k_2$ としている)。また、二次すべりによる斜面崩壊範囲の計算するにあたり、余震の影響を考慮しないケース($k_{H2}=0.00$)と余震を考慮するケース($k_{H2}=k_{H1}$)の2パターンを検討内容に加えた。

最後に、斜面崩壊範囲の推定方法については、7つのケーススタディにおいて採用した方法(3参照)と同様に、修正フェレニウス法⁹⁾を用いた円弧すべり解析を実施し、一次すべりならびに二次すべりによる斜面崩壊範囲を計48ケースについて推定した。図-8は、斜面高さ H の2倍で表される $2H$ (最も採用実績が多いタイプ1による規制式)に基づくがけ条例による建築禁止距離：図-2および図-3参照)に対して、計48ケースによる斜面崩壊範囲の推定値をプロットしたものである。

図-8に示すように、斜面高さ H を変化させたケースおよび法面勾配 $1:s$ を変化させたケースでは、斜面崩壊範囲の推定値は非常に大きく変動しているのに対し、斜面高さ H と法面勾配 $1:s$ 以外のパラメータを変化させたケースでは、斜面崩壊範囲の推定値の変化は僅かであることが読み取れる。すなわちこれは、斜面崩壊範囲に比較的大きな影響を及ぼすパラメータは、斜面高さ H ならびに法面勾配 $1:s$ であることを示唆するものである。よって、後述するパラメトリックスタディの実施にあたっては、斜面高さ H 、法面勾配 $1:s$ 、傾斜基盤勾配 $1:k$ (斜面勾配 $1:s$ と傾斜基盤勾配 $1:k$ の相関性を勘案して採用)の3つのパラメータに着目した検討を行うこととした。

(2) パラメトリックスタディの条件

4.(1)で得られた結果を踏まえ、パラメトリックスタディを実施するにあたり、斜面モデルの形状に関して再度詳細な検討を行った。7つのケーススタディにおいても、斜面勾配 $1:s$ や傾斜基盤勾配 $1:k$ が、法面の途中で変化している斜面モデルと、法面の途中で変化せず勾配一定の

斜面モデルが見受けられることから、本節では、法面の途中で勾配が変化するケース($s_1 \neq s_2$, $k_1 \neq k_2$)と、法面の途中で変化せず勾配一定のケース($s_1 = s_2$, $k_1 = k_2$)の2パターンを採用した(図-7参照)。具体的には、勾配一定のケース($s_1 = s_2$, $k_1 = k_2$)では、感度分析(4.(1)参照)と同様に、7つのケーススタディの実績に基づいて3つのパラメータ(斜面高さ H 、斜面勾配 $1:s$ 、傾斜基盤勾配 $1:k$)の変動範囲を設定し、表-2に示す全ての組合せについて検討を行った。一方で、勾配を変化させるケース($s_1 \neq s_2$, $k_1 \neq k_2$)では、 s_1 および s_2 の値は1.1, 2.0, 3.3の3ケース、 k_1 および k_2 の値は3.4, 5.5, 6.5の3ケースについてそれぞれ検討を行った。

表-2 感度分析に使用するパラメータの値とその変動範囲

① 斜面高さ H [m]	3	10	17	24	31	38	45
② 層厚(高) H_1 [m]	0	2	4	6	8		
③ 層厚(低) H_2 [m]	0	2	4	6	8		
④ 水平最短距離 D [m]	-4.0	-2.6	-1.3	0.0	4.0	8.0	12.0
⑤ 斜面勾配(高) $1:s_1$	0.7	1.1	1.6	2.0	2.7	3.3	4.0
⑥ 斜面勾配(低) $1:s_2$	0.7	1.1	1.6	2.0	2.7	3.3	4.0
⑦ 斜面勾配(高) $1:k_1$	0.0	1.7	3.4	5.0	5.5	6.0	6.5
⑧ 斜面勾配(低) $1:k_2$	0.0	1.7	3.4	5.0	5.5	6.0	6.5
⑨ 単位体積重量 γ [kN/m ³]	15	16	17	18	19		
⑩ 内部摩擦角 ϕ [度]	14.0	20.5	27.0	33.5	40.0		
⑪ 粘着力 c [kPa]	0.0	7.5	15.0	22.5	30.0		
⑫ 水平震度 (一次すべり) k_{H1}	0.22	0.25	0.28	0.31	0.34		
⑬ 水平震度 (二次・余震なし) k_{H2}			0.00				
⑬ 水平震度 (二次・余震考慮) k_{H2}	0.22	0.25	0.28	0.31	0.34		

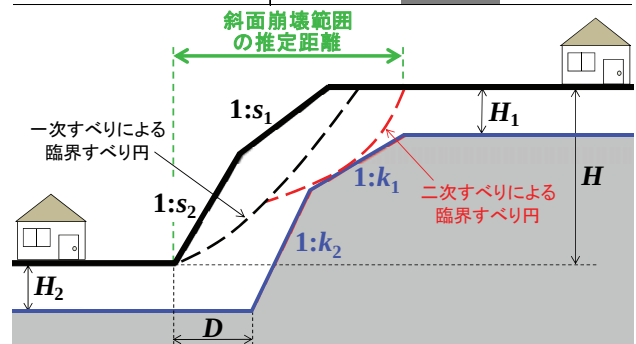


図-7 パラメトリックスタディにおいて考慮した斜面形状

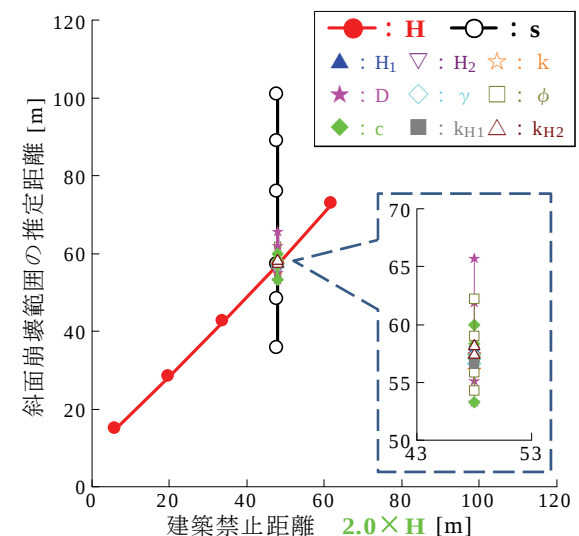


図-8 斜面崩壊範囲に大きな影響を及ぼすパラメータの抽出

斜面崩壊範囲の推定方法は、上述した7つのケーススタディや感度分析と同様である。その結果、勾配を変化させるケース($s_1 \neq s_2$, $k_1 \neq k_2$)では206ケース、勾配一定のケース($s_1 = s_2$, $k_1 = k_2$)では256ケースについて検討を行い、感度分析の48ケース(4.(1)参照)を合わせると、全510ケースについて斜面崩壊範囲の推定値を得ることができた。

(3) パラメトリックスタディの結果

図-9(a), (b), (c), (d)は、がけ条例による建築禁止距離(タイプ1：図-9(a)参照，タイプ2：図-9(b)参照，タイプ3：図-9(c)参照，タイプ4：図-9(d)参照)に対して、全510ケースによる斜面崩壊範囲の推定値をプロットしたものである。図-9の図中には、45度の角度を有する基準直線(以後、45度線と呼ぶ)も同時に示しており、45度線よりも下側にプロットされているケースについては安全側(すなわち、斜面崩壊範囲の推定値が建築禁止距離を下回っている)、一方で、45度線よりも上側にプロットされているケースについては危険側(すなわち、斜面崩壊範囲の推定値が建築禁止距離を上回っている)であることを意味している。図-9に示すように、がけ条例による建築禁止距離の規制式において法勾配の影響が考慮されていないタイプ1～4では、45度線よりも上側にプロットされる傾向、すなわち危険側に斜面崩壊範囲を評価する傾向があることが読み取れる。

図-9(e), (f), (g)は、がけ条例による建築禁止距離(タイプ5：図-9(e)参照，タイプ6：図-9(f)参照，タイプ7：図-9(g)参照)に対して、全510ケースによる斜面崩壊範囲の推定値をプロットしたものである。その際、現行のがけ条例による規制式を用いて建築禁止距離を計算する際、勾配を変化させた206ケースについては、 s_1 と s_2 の平均値を法面勾配1sの値として採用している。

図-9(e), (f), (g)と図-9(a), (b), (c), (d)を比較すると、図-9(e),

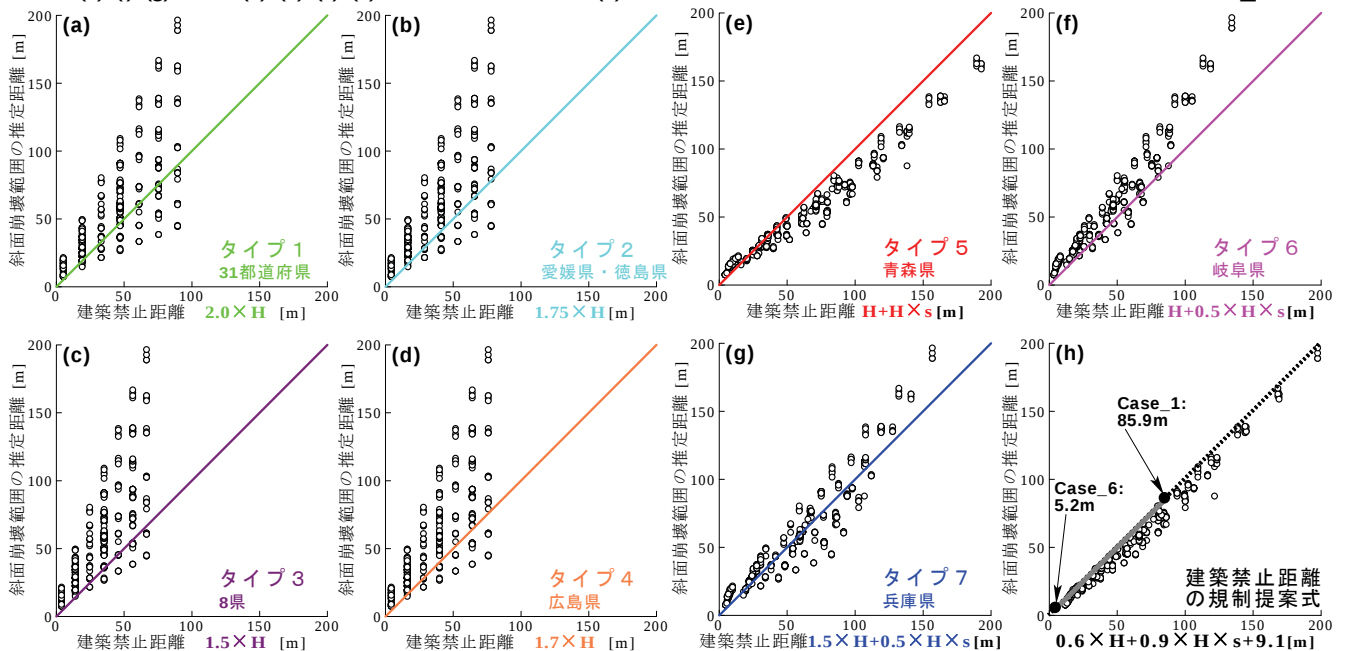


図-9 現行のがけ条例による建築禁止距離(図-3参照)の問題点(同図(a)～(g))と、本研究における規制に関する新提案式(同図(h))

(f), (g)のほうが斜面崩壊範囲の推定値が45度線付近に分布する傾向が強いことが読み取れる。これは、がけ条例による建築禁止距離の規制式において斜面勾配1sの影響(斜面幅 $H \times s$ の影響)を考慮することで、斜面崩壊範囲の推定精度が向上することを示唆するものである。しかしながら、タイプ5の規制式では安全側に崩壊範囲を評価する傾向が強く(図-9(e)参照)，タイプ6の規制式では危険側に崩壊範囲を評価する傾向が強く(図-9(f)参照)，タイプ7の規制式では安全側だけでなく危険側にも評価する傾向があり(図-9(g)参照)，いずれにしても、現行のがけ条例による建築禁止距離の規制式(タイプ1～7)の適用では、斜面崩壊範囲を十分な精度でかつ安全側に評価することができないことが、ケーススタディによる分析結果(3.(2)参照)だけでなく、本節におけるパラメトリックスタディによる分析結果においても確認できる。

(4) 規制式に関する新提案

上述した現行のがけ条例による建築禁止距離の規制式に関する現状と問題点を踏まえ、本節では、建築禁止距離の規制式に関する新たな提案を行う。図-9(h)は、本研究において提案する建築禁止距離の規制式に対して、全510ケースによる斜面崩壊範囲の推定値をプロットしたものである。具体的には、建築禁止距離[m]の規制に関する新提案式は、次式で表される。

$$L [m] = 0.6 \times H + 0.9 \times H \times s + 9.1 \quad (1)$$

(1)式は、全510ケースによる斜面崩壊範囲の推定値を包絡し、なおかつ(1)式と推定値の差異が最小になるように、試行錯誤の結果、定式化したものであり、現行のがけ条例による建築禁止距離の規制式と同様に、斜面高さ H が3m以上の宅地造成斜面が対象となる。

図-9(h)には、7つのケーススタディのうち、斜面崩壊範囲が最大であった福島市伏拝あさひ台団地(Case_1：

3.(1)参照)と最小であった呉市両城(Case_6)での崩壊範囲の実績値(85.9mおよび5.2m：表-1参照)についても同時にプロットしており、被災実績を有する範囲の45度線については実線、被災実績が有していない(いわゆる外挿による)範囲の45度線については破線でそれぞれ記載することで、設計・実務に対する適用性について配慮した。

なお、全てのケースにおいて本研究における提案式の適用が必ずしも最適というわけではなく、施工資料等により対象とする宅地造成斜面の概要(斜面形状や土質特性など)が既知である場合には、3.で述べたケーススタディと同様に、一次すべりと二次すべりの影響を考慮した斜面安定計算を行い、大規模地震による斜面崩壊範囲を直接推定することが望ましい。

5. まとめ

本稿では、既往の大規模地震による造成宅地の被災斜面を対象にした斜面崩壊範囲に関する再現解析から得られた知見に基づいてパラメトリックスタディを実施し、建築禁止距離の規制式について新たな定式化を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) がけ条例が適用され建築禁止距離の規定を満足している斜面、ならびに法勾配1:1.73よりも緩勾配であるためがけ条例が適用されていない斜面においても、大規模地震の強震動の作用による斜面崩壊範囲は、住家の基礎部分にまで及び、住家は転落寸前もしくは転落に至る結果となっている。
- 2) 一次すべりのみの検討では、対象斜面の崩壊実績を十分に再現することができず、二次すべりの影響を考慮することによって、崩壊実績を1割程度の誤差で再現できていることから、大規模地震における斜面崩壊範囲の評価では、一次すべりだけでなく二次すべりの影響についても同時に考慮する必要がある。
- 3) 斜面崩壊範囲に比較的大きな影響を及ぼすパラメータは斜面高さおよび法面勾配であり、現行のがけ条例による建築禁止距離の規制式において、斜面勾配の影響(斜面幅の影響)を考慮することで、斜面崩壊範囲の推定精度が向上する傾向はあるものの、斜面崩壊範囲を十分な精度でかつ安全側に評価することはできない。
- 4) 建築禁止距離の規制に関する新たな提案式は、

$$L[m] = 0.6 \times H + 0.9 \times H \times s + 9.1$$

で表すことができ、現行の規制式と比較して斜面崩壊範囲を精度良く推定することが可能である。ただし、この提案式は、現行式と同様に斜面高さ3m以上の宅地造成斜面が対象となり、特に、被災実績(斜面崩壊範囲：5.2～85.9m)の中に含まれない宅地造成斜面を対象とする場合には、適用に留意する必要がある。なお、施工資料等により宅地造成斜面の詳細が既知である場合には、一次すべりと二次すべりの影響を同時に考慮した斜面安定計算を行い、斜

面崩壊範囲を直接評価するのが望ましい。

今後は、本稿で示した建築禁止距離の規制に関する提案式を地方自治体等に周知していきたいと考えている。

謝辞：平出務主任研究員((独)建築研究所)には、がけ条例による建築禁止距離の規定に関する背景・現状について情報提供していただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 館山勝，龍岡文夫，古関潤一，堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.12，No.4，pp.7-12，1998.
- 2) 秦吉弥，一井康二，常田賢一：モンテカルロシミュレーションを用いた地震時における斜面崩壊範囲の評価，第13回日本地震工学シンポジウム論文集，日本地震工学会，pp.3410-3417，2010.
- 3) 平出務，田村昌仁：建築物の敷地に関する技術基準類の現状—その2がけ条例—，第41回地盤工学研究発表会講演概要集，No.5，pp.9-10，2006.
- 4) 建設省河川局砂防部傾斜地保全課，建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ災害実態について(昭和53年～57年)[資料編]，土木研究所資料，第2016号，pp.1-19，1983.
- 5) 中村晋，仙頭紀明，阿部慶太，秦吉弥，野津厚：2011年東北地方太平洋沖地震による造成盛土の崩壊挙動解析，強震継続時間が長い地震動に対する土木構造物の耐震性評価シンポジウム論文集，土木学会，pp.39-42，2012.
- 6) 駒井尚子，秦吉弥，常田賢一：ケーススタディに基づく大規模地震による宅地造成斜面の崩壊範囲の評価に関する基礎的検討，土木学会論文集 A1，Vol.70，No.4，2014.
- 7) 駒井尚子，秦吉弥，常田賢一：2011年東北地方太平洋沖地震における福島市伏拝あさひ台団地での斜面崩壊範囲の評価，第10回地盤工学会関東支部発表会(Geo-Kanto 2013)発表講演集，Paper No.A0004，2013.
- 8) 例えば，常田賢一，小田和広，佐野郁雄，澁谷啓，新納格：土質力学，理工図書(株)，pp.231-247，2010.
- 9) 秦吉弥，中村晋，野津厚：地盤非線形応答時のサイト増幅特性の評価—2011年東北地方太平洋沖地震による福島市の造成盛土崩壊地点での地震動の推定—，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.139-149，2012.
- 10) 野田節男，上部達生，千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，Vol.14，No.4，pp.67-111，1975.
- 11) 例えば，Hyodo, M., Orense, R.P., Noda, S., Furukawa, S. and Furui, T.: Slope failures in residential land on valley fills in Yamamoto town, *Soils and Foundations*, Vol.52, No.5, pp.975-986, 2012.
- 12) 常田賢一，須山翔太，寺西弘一：道路盛土の二次すべりを考慮した耐震安定性の評価法に関する考察，第55回地盤工学シンポジウム平成22年度論文集，地盤工学会，pp.161-166，2010.
- 13) 駒井尚子，秦吉弥，常田賢一，魚谷真基：大規模地震時による宅地造成斜面の崩壊範囲の評価に関する基礎的検討，第33回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，Paper No.2-455，2013.

九頭竜ダム、真名川ダムにおけるゲート設備の緊急時対応マニュアルの構築について

南部 勇樹¹・広瀬 健治²

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

²近畿地方整備局 福井河川国道事務所 保全対策官 (〒918-8015 福井県福井市花堂南2-14-7)

九頭竜川ダム統合管理事務所が管理する九頭竜ダム、真名川ダムのゲート設備は大規模であり設置後30年以上経過している施設である。これらの施設は老朽化が進行し、厳しい財政制約の中、適切かつ確実な維持管理が求められている。

このような背景のもと、確実なダム操作を行うために、ゲート設備の異常・故障発生時に職員が迅速な対応ができるように緊急時対応マニュアルの構築を行ったものである。

キーワード 危機管理，管理，維持

1. はじめに

九頭竜川ダム統合管理事務所では、九頭竜ダム及び真名川ダムの維持管理を行っている。各ダムのゲート設備は表1に示すように、設置後30年以上が経過しているものが多くを占め、設備の老朽化による設備の異常・故障等の発生が懸念されており、これらの発生時に迅速な対応に備えておくことが課題である。

九頭竜川ダム統合管理事務所の技術職員は、平成26年4月時点で九頭竜ダム管理支所（2名）、真名川ダム管理支所（3名）、事務所（8名）の計13名であり、防災体制発令時には事務所及び各支所において防災体制を実施している。

真名川ダムの放流時には、事務所1名、真名川ダム管理支所2名の計3名体制で24時間の防災体制をとっており、体制が継続することが多くなっている。

ゲート設備の維持管理を担当する機械職員は1名のみであり、防災体制にも組み込まれており、ゲート放流時に常に機械職員が対応できる状況ではない。

そのため、全ての技術職員が、異常・故障発生時に迅速な初動対応が図れるよう、これまでも各々の設備完成時の取扱説明書を用いて、所内研修や訓練を実施してきたが、担当職員の経験による対応の差が大きいため、より確実な臨機の対応及び今後の技術継承が行われるように、緊急時対応マニュアルの構築を行った。

表-1 真名川ダム、九頭竜ダムのゲート設備諸元

ダム名	設備名	形式	開閉装置	門数	設置年度	経過年数
九頭竜ダム	1. 洪水吐設備	ラジアルゲート W 11.5m × H 8.55m	ワイヤロープウインチ式	3	1967年	47年
真名川ダム	1. 非常用放水設備	ラジアルゲート W 12.0m × H 9.6m	ワイヤロープウインチ式	4	1977年	37年
	2. 主放水設備	主ゲート 圧着式高圧ローラゲート W 3.9m × H 3.9m	油圧シリンダ式	3	1975年	39年
		予備ゲート キヤタビラゲート W 6.6m × H 8.2m	ワイヤロープウインチ式	3	1976年	38年
	3. 小放流設備	主バルブ ホロージェットバルブ φ 1400mm	スピンドル式	1	1976年	38年
		予備ゲート 高圧ローラゲート W 2.36m × H 2.78m	ワイヤロープウインチ式	1	1976年	38年
	4. 河川維持用水設備	主ゲート ジェットフローゲート φ 250mm	スピンドル式	1	1996年	18年
		副ゲート 高圧スライドゲート W 0.3m × H 0.42m	スピンドル式	1	1996年	18年
	5. 不特定用水設備	主ゲート ジェットフローゲート φ 1000mm	油圧シリンダ式	1	1997年	17年
		副ゲート 高圧スライドゲート W 1.0m × H 1.34m	油圧シリンダ式	1	1997年	17年

2. マニュアル作成の対象設備の選定

(1) 各設備の評価方法

ダム用機械設備の影響度と発生頻度の関係に基づくリスクマトリックス(図-1)を用いて、危険要因が及ぼすリスクを評価しマニュアル作成の対象設備を抽出を行った。

(2) 影響度と危険要因の発生頻度の評価

設備に及ぼす影響度は、ダム用ゲート設備等点検・整備・更新検討マニュアル¹⁾に基づき作成した各ダムの維持管理計画と同評価とし、設備区分の分類によりレベルをⅠ～Ⅲで評価した(表-2)。

また、危険要因の発生頻度についても同様に気象データや現地条件、施設特性に基づき3段階で評価を行った(表-3)。

表-2 影響度(設備区分)分類

ダム名	No.	設備名	設備区分 レベル
九頭竜ダム	1	洪水吐設備	Ⅰ
	2	係船設備	Ⅲ
	3	流木止設備	Ⅲ
真名川ダム	1	非常用放水設備	Ⅰ
	2	主放水設備	Ⅰ
	3	小放流設備	Ⅰ
	4	河川維持用水ゲート	Ⅱ
	5	不特定用水ゲート	Ⅱ
	6	噴水設備	Ⅱ
	7	係船設備	Ⅲ
	8	流木止設備	Ⅲ
	9	流木リサイクル設備	Ⅲ
	10	濁水対策設備	Ⅲ
	11	堤内排水設備	Ⅲ
	12	堤内インクライン	Ⅲ

レベルⅠ 治水設備および治水要素のある利水設備
 レベルⅡ 利水設備
 レベルⅢ その他設備
 *予備ゲートは、その機能として主ゲート故障時の流水遮断機能が付与されていることから、主ゲートの代替機能を有していると判断し、主ゲートと同等の扱いとした。

(3) 対象設備の抽出

設備の重要度と発生頻度の関係に基づくリスク評価結果について、九頭竜ダムを図-2、真名川ダムを図-3に示す。

上記の結果より、以下の設備がレベルAに該当し、異常時のリスクが高い設備であることから、マニュアル構築の対象設備とした。

□九頭竜ダム：洪水吐設備

□真名川ダム：非常用放水設備

主放水設備(主ゲート・予備ゲート)

小放流設備(主ゲート・予備ゲート)

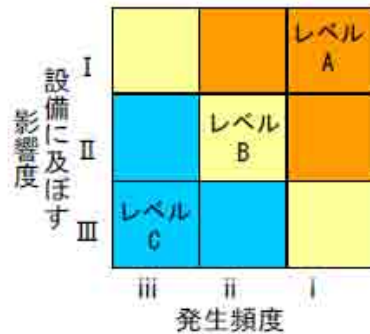


図-1 リスクマトリックス

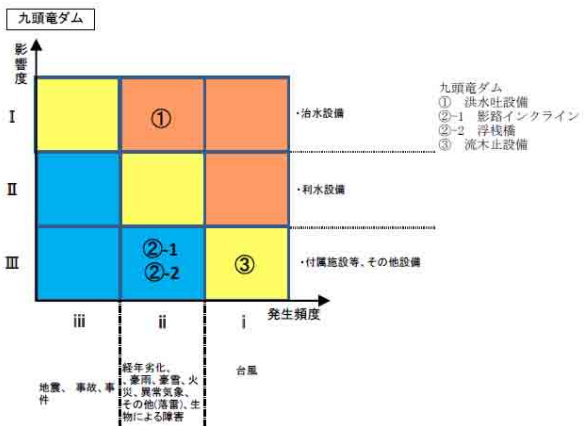


図-2 九頭竜ダム設備のリスク評価結果

表-3 発生頻度

大分類	中分類	危険要因	発生頻度
自然的要因	地震	地震動(1.2)	Ⅲ
		土砂災害	Ⅲ
		火災	Ⅲ
	台風(竜巻)	強風	Ⅲ
		豪雨(大規模)	Ⅲ
	豪雨(大規模)	洪水	Ⅲ
		土砂災害	Ⅲ
	豪雪(大規模)	積雪	Ⅲ
		雪崩、ひょう	Ⅲ
	大災	建物火災	Ⅲ
人為的要因	異常気象	熱波	Ⅲ
		寒波	Ⅲ
	その他	落雷	Ⅲ
		事故	Ⅲ
	事故	関連機関での事故(電気・ガス・水道)	Ⅲ
		事務所などでの火災、爆発	Ⅲ
	事件	自動車の衝突	Ⅲ
		テロ(破壊行為)	Ⅲ
	生物による障害	(例：ねずみが回路をかじる)	Ⅲ
		故障(機能喪失)	Ⅲ
その他	経年劣化	経年劣化	Ⅲ
		1年に1回	Ⅲ
	10～20年に1回程度	10～20年に1回程度	Ⅲ
		きわめてまれに発生する(Ⅲより少ない)	Ⅲ

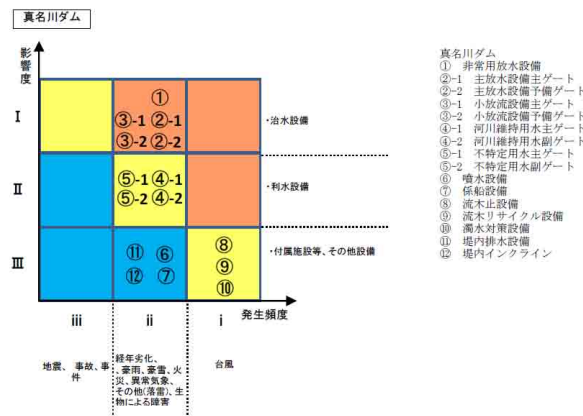


図-3 真名川ダム設備のリスク評価結果

3. 緊急時対応項目の抽出、整理

(1) 不具合履歴の整理

九頭竜ダム及び真名川ダムの、過去の不具合履歴について、不具合内容、原因、不具合発見の手段、操作盤の故障表示及び操作の可否について整理した。

また、平成21年度以降に報告された、全国のダムゲートの不具合事例についても同様に履歴を整理し、放流操作に影響する不具合の抽出を行った。

不具合を事象別に整理した表4より、不具合全体では点検時に五感で確認を行う、損傷、漏水、漏油、振動及び異常音の事象と、操作盤に故障警報表示される事象に分類できることが分かった。

今回作成のマニュアルの対象となる「操作不能となった不具合」に絞り整理した結果を図-4に示す。

整理の結果より、操作不能となる不具合には次の3項目が全体の90%を占めていることが分かった。

- ① 開閉装置の過負荷、油圧装置の異常圧力
- ② 制限開閉器、リミットスイッチ、タイマ等の誤作動
- ③ 開度計の故障

したがって、マニュアル作成にあたっては、これらの不具合を考慮するものとした。

操作不能となった21例について、マニュアル作成にあたり、一般的な操作状況、要因、マニュアルでの反映方法等を整理した結果を表-5に示す。

(2) 操作盤表示と操作継続可否の整理

ゲート設備の年点検整備時に実施する機側操作盤とダムコンとの対向確認の試験項目をベースに、機側操作盤の表示とダムコンの表示内容の対比を行った。

また、それぞれの警報表示灯点灯時における操作の可否も整理した。真名川ダム主放水設備主ゲートの整理結果の一例を表-6に示す。



図-4 操作不能となった不具合の事象別グラフ

表-5 操作不能となった事象とマニュアルへの反映事象

番号	ダム名	設備名	不具合内容・要因	マニュアルへの反映事象
1	九頭竜	洪水吐	絶縁不良で開度発信機能せず	開度発信器不(誤)作動
2	真名川	非常用放水	電動-手動切替LSの不作動	リミットスイッチの不(誤)作動
3	"	主放水主	試運転中に油圧異常発生	油圧異常検出
4	"	"	下限と非常上限が同時作動	非常下限点灯
5	"	"	試運転時に離脱油圧異常の警報	油圧異常検出
6	"	"	連動運転時に油圧ポンプ停止せず	停止しない、場合の対応策
7	"	"	開度表示が消えたが自然復帰	開度発信器不(誤)作動
8	"	"	開操作時に離脱油圧異常発生	油圧異常検出
9	"	"	開操作時に離脱油圧異常発生	油圧異常検出
10	"	"	遠方操作盤の開度表示が消える	開度発信器不(誤)作動
11	"	"	ゲート動作条件不成立	動作条件不成立の対応
12	"	"	圧着時に異常停止(油圧異常と推定)	過負荷あるいは圧着動作
13	"	"	離脱油圧異常表示	油圧異常検出
14	"	"	離脱油圧異常発生	油圧異常検出
15	"	主放水予備	全閉付近でロープ噛み検出	ロープ噛み検出
16	"	小放流主	開度データ異常の発生	開度表示異常
17	"	増水設備	遠方操作盤の開度表示が異常	開度表示異常
18	"	係船設備	上限、非常上限LSで停止せず	非常上限不作為として検討
19	丸山	クレスト	電動機以降に回転力伝達せず	故障表示なしで操作不可
20	池川	常用放流	開操作中に全閉リミット作動	リミットスイッチの不(誤)作動
21	大石	利水放流設備	開操作中に過トルクで停止	過負荷、過トルク、3E作動

表-4 不具合の事象別件数

	不具合事象	全件数	操作不能	備考
1	構造部の腐食、変形、損傷	5		
2	水密ゴムの劣化、変形、漏水	4		
3	ボンネット、配管の漏水、空気漏れ	6		
4	ワイヤロープ腐食、素線切れ、破断	5		
5	開閉装置の異常音、振動、漏油	12		
6	開閉装置の過負荷、油圧装置の圧力異常	9	8	
7	開閉装置機器の破損	4	1	
8	開度計の異常	5	5	
9	制限開閉器、LS [※] 、タイマ等の誤作動	7	6	
10	システム設定不良	1	1	
	合 計	58	21	

表-6 真名川ダム主放水設備主ゲートの操作盤表示と操作可否の整理例

	状態	機側操作盤の表示灯	遠方操作装置の表示		警報音		操作可否					備考	
			機側(開閉装置)	遠方(操作室)	機側	遠方	通常開	通常閉	非常操作	手動開	手動閉		
													操作画面
共通	動力主電源投入	動力主電源	動力主電源	● 動力主電源	—	—	○	○	○	○	○	○	
	制御電源投入	制御電源	—	—	—	—	○	○	○	○	○	○	
	機側操作盤の子扉開(遠方操作条件充足)	遠方	遠方操作	● 遠方操作	—	—	×	×	○	○	○	○	
	機側操作盤の子扉開(遠方操作条件不足)	機側	機側操作	—	—	—	○	○	○	×	×	×	
	機側操作盤の前扉開路選択切替スイッチが常時閉	常時制御閉路 (PLC)	—	● 常時制御閉路 (PLC)	—	—	○	×	○	○	○	○	
	機側操作盤の前扉開路選択切替スイッチが非常時閉	非常時制御閉路 (PLC)	—	● 非常時制御閉路 (PLC)	—	—	×	×	○	×	×	×	
	非常停止鍵の押下により停止	非常停止	非常停止	● 非常停止	ベル	ブザー	×	×	×	×	×	×	
	遠方で自動制御を選択	自動制御中	—	—	—	—	○	○	○	×	×	×	
主ゲート状態	油圧ポンプ電動機電源ブレーカがON	油圧ポンプ電源	油圧ポンプ電源	● 油圧ポンプ電源	—	—	○	○	○	○	○	○	
	電磁ブレーキ電源ブレーカがON	電磁ブレーキ電源	電磁ブレーキ電源	● 電磁ブレーキ電源	—	—	○	○	○	○	○	○	
	機側操作盤の油圧ポンプ操作切替スイッチが連動側	連動操作	連動操作	● 連動操作	—	—	○	○	○	○	○	○	
	機側操作盤の油圧ポンプ操作切替スイッチが車庫側	車庫操作	車庫操作	● 車庫操作	—	—	○	○	○	×	×	×	
	油圧ポンプが運転状態	油圧ポンプ運転	油圧ポンプ運転	● 油圧ポンプ運転	—	—	○	○	○	○	○	○	
	圧力スイッチが規定圧力を検知	油圧確立	油圧確立	● 油圧確立	—	—	○	○	○	○	○	○	
	休止フックの脱リミットスイッチが作動	休止フック脱	休止フック脱	● 休止フック脱	—	—	○	○	○	○	○	○	
	休止フックの着リミットスイッチが作動	休止フック着	休止フック着	● 休止フック着	—	—	○	×	○	×	×	×	
	電磁ブレーキの開閉リミットスイッチが作動	電磁ブレーキ開	—	電磁ブレーキ開	—	—	○	○	○	○	○	○	
	電磁ブレーキの開閉リミットスイッチが作動	電磁ブレーキ閉	—	電磁ブレーキ閉	—	—	○	○	○	○	○	○	
	離脱位置リミットスイッチが作動	離脱完了	離脱完了	● 離脱完了	—	—	○	○	○	○	○	○	
	扉体が離脱動作中	離脱中	—	—	—	—	○	○	○	○	○	○	
	扉体が圧着動作中	圧着中	—	—	—	—	○	○	○	○	○	○	
	圧着位置リミットスイッチが作動	常用圧着	常用圧着	● 常用圧着	—	—	×	×	○	×	×	×	
	1和押下げ一方方向運転中	停止禁止範囲	停止禁止範囲	● 停止禁止範囲	チャイム	チャイム	—	—	—	—	—	—	
	ゲート開度が停止禁止範囲にある	停止禁止範囲	停止禁止範囲	● 停止禁止範囲	—	—	—	—	—	—	—	—	
	2和押下げ一方方向運転中	停止禁止範囲	停止禁止範囲	● 停止禁止範囲	チャイム	チャイム	—	—	—	—	—	—	
	停止中	停止中	停止中	● 停止中	—	—	○	○	○	○	○	○	
	休止上限リミットスイッチが作動	休止上限	休止上限	● 休止上限	—	—	×	×	○	×	×	×	
	休止フック着状態	休止中	休止中	● 休止中	—	—	×	×	○	×	×	×	
	全閉リミットスイッチが作動	全閉	全閉	● 全閉	—	—	○	○	○	○	○	○	
	全閉リミットスイッチが作動	全閉	全閉	● 全閉	—	—	○	×	○	○	○	×	
	機側操作盤の動作制限切替スイッチが設定開	動作制限設定	—	動作制限設定	—	—	○	○	○	○	○	○	
	機側操作盤の停止禁止切替スイッチが設定開	停止禁止設定	—	停止禁止設定	—	—	○	○	○	○	○	○	
	機側操作盤の動作制限切替スイッチが解除開	動作制限解除	—	動作制限解除	—	—	○	○	○	×	×	×	
	機側操作盤の停止禁止切替スイッチが解除開	停止禁止解除	—	停止禁止解除	—	—	○	○	○	×	×	×	
機側操作盤の動作制限切替スイッチが設定閉	動作制限設定	—	動作制限設定	—	—	○	○	○	×	×	×		
機側操作盤の停止禁止切替スイッチが設定閉	停止禁止設定	—	停止禁止設定	—	—	○	○	○	×	×	×		

着色は機側操作盤、遠方操作車で表示される状態(色)を示す

(3) 機器機能喪失の影響整理

ゲート設備の開閉装置及び制御機器を構成する各機器について、次の事項の整理を行った（表-7）。

- ① 各機器の機能
- ② 想定される不具合内容
- ③ 不具合発生による影響
- ④ 開閉機能への影響（開閉操作の可否）
- ⑤ 機側操作盤及びダムコンでの不具合表示
- ⑥ 不具合発生時の応急対策方法

これにより、遠方操作卓の警報表示灯点灯から故障内容をたどるのは逆に、機器故障がどのようにゲート操作に影響を及ぼすかを明確にすることにより、故障発生時対応方法の精査を行った。

(4) 故障発生時対応方法の整理

ゲート放流操作中に想定される不具合事象を抽出し、それぞれの事象における故障表示内容ごとに応急対応方法を整理した。

応急対応方法は、遠方側での対応が不可能なものについては機側での対応方法も整理し、マニュアルの項目を一覧表にまとめた。

なお、推定される不具合事象は次のものを基本とし、マニュアルもこれに基づきとりまとめることとした。

- ① ゲート開操作または閉操作中に、警報が鳴りゲート運転が停止した。
- ② ゲート開操作または閉操作中に、警報が鳴ったがゲート運転は継続している。
- ③ ゲート開操作または閉操作中に、警報が鳴らないのに運転が停止した。
- ④ ゲート開操作または閉操作中に、停止釦を押したがゲート操作が停止しない。
- ⑤ ゲート操作を開始しようとしたが、運転開始条件を確立しない（釦を押しても運転を開始しない）

表-7 機器機能喪失の影響整理（真名川ダム主放水設備主ゲート）

装置	機器	機能	想定される不具合	不具合発生の頻度	不具合発生による影響	開閉機能への影響	機側操作盤での不具合表示	遠方操作装置のSV表示	不具合発生時の応急対応方法
扉 体	扉体構造部	水圧を支持し、支承部（ローラ）に荷重を伝達する	腐食等により板厚が減少し、強度が低下する。進行すると、荷重の支持不可。	極めて小	扉体の破損	貯留水の異常放流 開閉操作ができなくなる	なし	なし	対応策なし
	ロッカー・軸 ロッカー・軸・軸受	1箇所の支承部作用荷重を2箇の主ローラに分散させる	腐食等により板厚が減少し、強度が低下する。進行すると、荷重の支持不可。	極めて小	扉体の破損	貯留水の異常放流 開閉操作ができなくなる	なし	なし	対応策なし
	主ローラ・軸・軸受	水圧荷重を戸当り（ローラ・レール）に伝達する。 ローラが回転し、扉体の円滑な開閉を可能にする。	ローラが回転しなくなると抵抗が増大する。	中	開荷重が大きくなり、進行すると圧力スイッチが作動する	大きな影響はなし	「開油圧異常」点灯	「主ゲート 開油圧異常」点灯	対応策なし（非常時制御回路による操作でもリリフ設定圧を超えれば操作不可）
	補助ローラ・軸・軸受	ローラが回転し、扉体の円滑な開閉を可能にする	ローラが回転しなくなると抵抗が増大する。	中	開荷重が大きくなるが、圧力スイッチ作動までには至らない	大きな影響はなし	なし (圧力の変化)	なし	—
戸 当 り	主ローラ・レール	ローラからの荷重を固定部（支持）に伝達する	レールが変形し、凹凸が生じると扉体の開閉が滑らかに行えなくなる	小	開荷重が大きくなり、圧力スイッチ作動までには至らない	大きな影響はなし	なし	なし	—
	補助ローラ・レール	補助ローラの転動面となる	レールが変形し、凹凸が生じると扉体の開閉が滑らかに行えなくなる	小	開荷重が大きくなるが、圧力スイッチ作動までには至らない	大きな影響はなし	なし	なし	—
	転倒防止金物	全開付近での扉体の上流側への傾きを、ゴムで保持して防止する	変形すると、の円滑な開閉が行えなくなる	小	開荷重が大きくなるが、圧力スイッチ作動までには至らない	大きな影響はなし	なし	なし	—
	水密ゴム	扉体のスキムプレートと接触し、止水を行う	ゴムの劣化、変形等により、漏水が生じる	大	漏水。冬期に漏水が凍結した状態で開閉するとゴムが破損	大きな影響はなし	なし	なし	—
	水密板	扉体の水密ゴムと接触し、止水を行う	板の腐食等により漏水が生じる	小	漏水。冬期に漏水が凍結した状態で開閉するとゴムが破損	大きな影響はなし	なし	なし	—
	噴流防止装置	圧着離脱時の上方への水の噴出を防止する	噴射防止板が破損すると、圧着離脱時に水が上方に噴出する	小	周辺の構造物、機器に噴出水があたるため、腐食等が加速する。とくに電機機器への影響が大きい。	圧着度計などの機能に支障が生じると制御に影響が生じ、開閉停止につながる	一例として、「圧着(離脱)油圧異常」点灯	一例として、「主ゲート 圧着(離脱)油圧異常」点灯	非常時制御回路による操作
	固定部	支持アンカー金物	ローラ・レールからの荷重をPC鋼棒に伝達する	腐食等により板厚が減少し、強度が低下する。進行すると、荷重の支持不可。	極めて小	変形が生じ、ローラ反力が支持できなくなる	変形が大きいとローラの回転に支障が生じ、抵抗が大きくなるため開閉不能になる	電流値の変化 (「開油圧異常」点灯)	— (「主ゲート」開(閉)油圧異常」点灯)
	PC鋼棒	支持からの荷重をダム体部に伝達する	シース内への浸水によりPC鋼棒の腐食	極めて小	腐食が進行するとPC鋼棒が破断するおそれがある。ただし、1本の破断では荷重支持に致命的な支障は生じない。	破断本数が多くなれば、開閉には大きな影響はない	なし	なし	対応策なし
圧着装置	油圧モータ	油圧によって軸を回転させ、トルクを発生させる	漏油(内部、外部)により所定のトルクあるいは回転数が発生しない	小	トルク低下の度合いが大きくなる と、圧着不能になるおそれもある	圧着不可になれば、開閉不能になる	なし (圧力の変化)	なし (圧力の変化)	対応策なし
	減速機	回転数を減少させてトルクを増幅し、伝動軸を回転させる	歯面の摩耗、軸受の劣化等により抵抗が増大する	小	圧着荷重が増大する。進行すると圧力スイッチが作動する	圧着操作ができなくなり、開閉不能につながる	「圧着油圧異常」点灯	「主ゲート 圧着油圧異常」点灯	対応策なし（非常操作回路による操作でもリリフ設定圧を超えれば操作不可）
	伝導軸	回転トルクを伝達する	軸が変形し、軸心のずれ等を生じると、回転抵抗が増大する懸念がある	極めて小	圧着(離脱)荷重が大きくなるが、圧力スイッチ作動までには至らない	大きな影響はなし	なし (圧力の変化)	なし	—
	軸受	伝動軸を支持し、回転とトルク伝達を可能にする	ボルトのゆるみ等により、軸心のずれが生じて回転抵抗が増大する懸念がある	極めて小	圧着(離脱)荷重が大きくなるが、圧力スイッチ作動までには至らない	大きな影響はなし	なし (圧力の変化)	なし	—
	軸継手	軸と軸をつなぎ、回転トルクを伝達する	ボルトのゆるみ等により、軸心のずれが生じて回転抵抗が増大する懸念がある	極めて小	圧着(離脱)荷重が大きくなるが、圧力スイッチ作動までには至らない	大きな影響はなし	なし (圧力の変化)	なし	—
	ベベルギヤボックス	回転方向を変えるとともに、回転運動を直線運動に変換し、スピンドルを引き上げる(あるいは押下げる)	歯面の摩耗、軸受の劣化等により抵抗が増大する	小	圧着(離脱)荷重が増大する。進行すると圧力スイッチが作動する	圧着操作ができなくなり、開閉不能につながる	「圧着油圧異常」点灯	「主ゲート 圧着油圧異常」点灯	対応策なし（非常時制御回路による操作でもリリフ設定圧を超えれば操作不可）
	スピンドル	駆動レバーを回転させる	歯面の摩耗、損傷により回転抵抗が増大する。度屈の可能性は小さい。	小	歯面の摩耗、損傷はベベルギヤボックスと同様	同上	同上	同上	同上
	駆動レバー	ロッカー・軸を回転させ、扉体を上流側に押し出す	変形すると、回転抵抗が増大する	極めて小	圧着(離脱)荷重が大きくなるが、圧力スイッチ作動までには至らない	大きな影響はなし	なし (圧力の変化)	なし	—
	減速機(開度発信器用)	伝導軸の回転数を減少させ、開度発信器に回転を伝える	軸の固定不良等により、回転が開度発信器に伝達されない	極めて小	圧着度の検知が不可能になり、過圧状態になると圧力スイッチが作動する	圧着操作ができなくなり、開閉不能につながる	「圧着油圧異常」点灯	「主ゲート 圧着油圧異常」点灯	非常時制御回路による操作
	開度(圧着度)発信器	圧着装置伝動軸の回転量を検出する	伝達機構の破損、開度発信器の劣化により正確な回転量が検出できなくなる	中	圧着度の正確な検知が不可能になり、過圧状態になると圧力スイッチが作動する	圧着操作ができなくなり、開閉不能につながる	「圧着油圧異常」点灯	「主ゲート 圧着油圧異常」点灯	非常時制御回路による操作
	ケーブルリール	扉体の開閉に伴い、圧着度計用のケーブルを巻き取る	ケーブルが切断すると、圧着度の検出ができなくなる	小	圧着度の検知が不可能になり、過圧状態になると圧力スイッチが作動する	圧着操作ができなくなり、開閉不能につながる	「圧着油圧異常」点灯	「主ゲート 圧着油圧異常」点灯	非常時制御回路による操作

■：重故障 ■：軽故障 ■：通常の表示

4. 緊急時対応マニュアルの構築

これまでの検討結果を踏まえ、対象設備の緊急時対応マニュアルを作成した。

なお、マニュアルの構成は

- ① クイックマニュアル（初動対応編：緊急時確認用）
 - ② リファレンスマニュアル（復旧編：詳細版）
- の2編構成とした。

クイックマニュアルは、機械担当職員以外でも安全に対応可能な方法となるよう留意し、フロー図を用いて不具合発生時の初動対応方法を段階的に整理した。

また、実際のゲート操作は、支所内のゲート操作室から遠方操作で行うことから、異常・故障発生時に最初に対応するクイックマニュアルの対応項目は、遠方操作卓（ダムコン）の警報項目にあわせて作成を行った。

これにより、ゲート操作時に異常が発生した場合、警報画面に対応したクイックマニュアルを確認することにより、次にとるべき行動を明確にした。

リファレンスマニュアルは、機械担当職員及び研修、訓練を受講した職員を対象とし、異常発生時にゲート機側での対応を想定し、設備故障時の復旧を目的として、近畿技術事務所の「ダム機械設備維持管理手引書作成業務」において作成した真名川ダム及び九頭竜ダムの故障時の緊急対応手引書（案）を活用し、故障時操作方法等を追補して、より充実した内容とした。

また、クイックマニュアルで応急復旧が困難な項目については、リファレンスマニュアルのページを記載し、リファレンスマニュアルにより、ゲート機側ですぐに復旧方法が確認できる構成とした。

5. まとめと今後の課題

これまで、ゲート設備の異常や不具合発生時には、設備の取扱説明書を用いて、担当職員が過去事例や経験に基づき対応や所内研修を行ってきたが、今回作成した異常時対応マニュアルでは、異常発生時の画面表示や対応フロー図を用いることにより、視覚的に分かり易くし、「技術の見える化」を図ることができた。この「見える化」により今後は、職員の異動時においても、マニュアルを用いてより円滑な技術継承が可能となった。

また、整備局内のダムゲート設備維持管理検討WGにおいて、真名川ダムの異常時対応マニュアルについて事例紹介を行い、他ダムとの情報共有を行っている。

今後は、今回作成した緊急時対応マニュアルを用いた所内研修や対応訓練を実施し、実際に異常が発生した場合に、適切な対応ができるか検証し、常に実態に即した内容とすることが必要である。

今回は、ゲート設備についての緊急時対応マニュアルの構築を行ったが、今後は土木構造物及び電気通信設備についても作成を行い、ダム全体としての緊急時対応マ

ニュアルとして構築していく必要がある。

6. 最後に

九頭竜川ダム統合管理事務所では、職員の技術力向上の取組みとして、2013年度は以下の研修を計画し、実施している（表-8）。研修には、技術職員だけでなく事務職員も参加し、様々な視点での意見を集約し、研修実施後には、報告書を作成して所内で情報共有し、課題となった項目は、次回の研修にフィードバックすることで、より充実した研修となるような取組みを実施している。

今回とりまとめた緊急時対応マニュアルについても、所内研修等において、様々な意見を集約し、ブラッシュアップし、より充実した内容とする計画である。

表-8 所内研修一覧（2013年度）

番号	実施内容	目的	実施日
1	放流監視訓練	監視経路を確認しながら監視時の注意点を確認。また、警報発生時の機側操作を習得することで、円滑な監視が出来るよう訓練をおこなう。	真名川（6/3実施）
2	○ 異常時対応訓練（ダムコン編）	ダム管理設備の異常を想定し、対応の訓練をおこなうことで、施設の目的と機器の機能に関する知識の習得を図るとともに、人によるバックアップの実践訓練をおこなう。	真名川（6/10実施）
3	ゲート操作講習会	通常放流開始時の手順や流れの確認及び機側、遠方における基本的な操作方法や、発生しやすい軽微な異常に対応する知識を習得する。	真名川（6/24実施）
4	ダム案内講習会	イベント時に多くのダム見学者が見込まれることから、堤体内見学の案内を出来るように講習会を実施する。	真名川（7/9実施）
5	○ 堤体観測研修会	ダム堤体の観測計器の目的と計測に関する知識を習得する。	真名川（10/22実施）
6	○ ゲート設備直営点検	毎月の直営点検にあわせ、ゲート設備の機能に関する知識を習得する。	毎月点検時に実施（九頭竜、真名川）
	電気設備・電気通信設備の直営点検	毎月の直営点検時にあわせ、「放流前の電気通信設備点検」を実施し、施設の目的と機器の機能に関する知識の習得を図る。	真名川（10/29実施）
7	○ 九頭竜 ダム湖巡視	湖上より護岸法面の状況を観察することにより、浸食等の見識を深める。	九頭竜（11/6実施）
8	法面補修工事における現場研修会	吹付コンクリートの品質管理に関する知識の習得を図る。	九頭竜（11/21実施）
9	河川水辺の国勢調査（鳥類調査）における研修会	調査方法と採取局による環境評価に関する知識を習得する。	九頭竜（12/10実施）
10	屋外管理設備（豪雪対策）研究会	まとまった積雪の後、放流警報局等の点検や雪処理を行い、設備障害を未然に防止する。また、豪雪地帯の現状を把握し、メンテナンスコストのからない設計を行えるよう知識の習得を図る。	真名川（1～2月） 九頭竜（1～2月） 少雪のため中止
河川技術伝承会		近畿河川技術伝承会より講師を迎え、真名川ダム本体工事において特に留意した事項について、講演と意見交換会を行い、ダム管理に関する知識の習得を図る。	事務所（10/24実施）

（○は北部ブロック合同研修）

人事異動に伴う補足

- 1 2011年4月～2014年3月 九頭竜川ダム統合管理事務所 管理課（九頭竜ダム管理支所及び真名川ダム管理支所に併任）

参考文献

- 1) 国土交通省：ダム用ゲート設備等点検・整備・更新検討マニュアル（案）

砂防施設の点検結果と課題について

八田 尚大¹，馬場 行雄²

¹滋賀県甲賀土木事務所 河川砂防課

²滋賀県甲賀土木事務所 河川砂防課

近年，土木公共施設の維持管理に対する時代の要請に加え，甲賀土木事務所では平成 26 年度に瀬田川水系直轄砂防事業にて整備された砂防施設が滋賀県に移管され，管理施設が大幅に増加することから，砂防施設の維持管理方法の再検討が急務となった。

そのことから，前段階として平成 24 年度に独自に点検カルテを作成し，管内の砂防えん堤および溪流保全工の一部について点検を実施した。本稿では，当該点検を通して見えてきた砂防施設の劣化の特徴と点検の課題について整理した。

キーワード 砂防施設，維持管理，点検カルテ

1. はじめに

平成 24 年 12 月の中央自動車道笹子トンネルの崩落事故を受け，全国でトンネル内付属物等の一斉点検が実施された。

わが国では今後急速に老朽化する公共土木施設をいかに適切に維持管理，更新してその機能を維持，確保していくかが課題となっており，平成 26 年 5 月 21 日に中長期的な取組の方向性を明らかにする計画として，「国土交通省インフラ長寿命化計画（行動計画）」が決定されたところである。

また，明治 11 年から砂防法第 6 条により国で進められた瀬田川水系直轄砂防事業については，整備された砂防施設が平成 26 年度に滋賀県に移管された。

甲賀土木事務所への移管施設数は以下のとおりである。

- ・えん堤工 53 基
- ・溪流保全工 4,653m
- ・谷止工 17 基
- ・床固工 12 基

砂防施設に関しては国土交通省より平成 25 年 3 月の通知を受け緊急点検を行っているが，甲賀土木事務所では，先述した背景を受け平成 24 年 5 月から管内の砂防施設の点検を行い，砂防施設の維持管理方法の再検討を視野に入れ，砂防施設の現状と施設点検の課題点を整理した。

2. 管内の砂防施設の整備状況

滋賀県内では表 2-1 のとおり砂防施設を整備，管理しており，甲賀管内は比較的多くの砂防施設を管理している。

直轄砂防事業の引継ぎ後の甲賀土木事務所の管理施設について，えん堤工に着目すると移管前に176基あった施設が，移管後に229基となり，施設数が約30%増加したことになる。現状の乏しい人員と予算で維持管理の対応をしていくには，効率化が必要となる。

表 2-1 事務所別砂防施設数（平成 25 年 12 月時点）

	大津	南部	甲賀	東近江	湖東	長浜	木之本	高島	合計
えん堤	186	74	176	199	97	300	153	198	1,383
床固工	205	188	645	614	106	482	127	778	3,145
急傾斜	67	11	148	94	51	52	21	6	450
地すべり	2	1	3	4	0	0	0	0	10
合計	460	274	972	911	254	834	301	982	4,988

注）暫定の数値により変更のおそれあり

- ・えん堤 床固工：基数
- ・急傾斜 地すべり：箇所数を明示している

3. 甲賀管内の地質状況

ここで，土石流対策を推進する上で考慮すべき地質の状況について述べる。

管内の地質図(図3-1)によると、花崗岩が広く分布している。この地質図に管内で整備されたえん堤の位置を重ね合わせると、花崗岩の分布している地域で砂防えん堤が多数整備されていることがわかる。このことから、甲賀管内の地域(甲西町や石部町)は花崗岩が風化した土砂の流出による土砂災害が誘発されやすい地質であると確認できる。

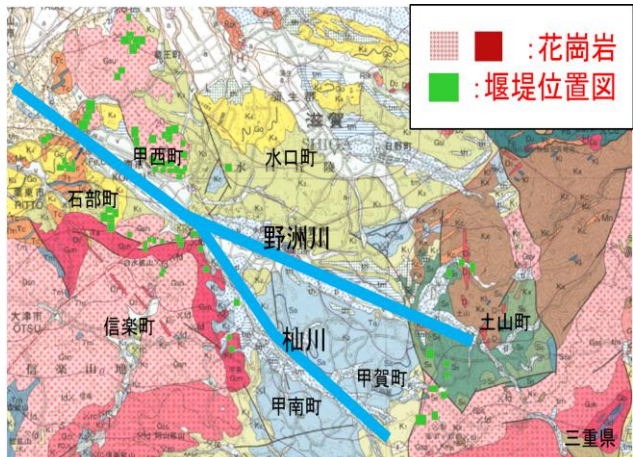


図 3-1 地質図 (地質情報データベース検索システムより)

4. 砂防施設の点検について

(1) 点検内容

管内で整備されたえん堤 176 基のうち、約 1/3 に当たる 69 基の砂防えん堤および関連施設を点検した。点検は目視を中心とし、場合によってはポール等により変状を計測した。点検したえん堤形式のほとんどは重力式コンクリートダムである。ここで点検した施設のうち、年代別の施設整備数の推移(図 4-1)を見ると、平成 10 年から平成 14 年にかけての整備数が最も多い。これは国の経済対策による公共投資の増加が要因と推測される。

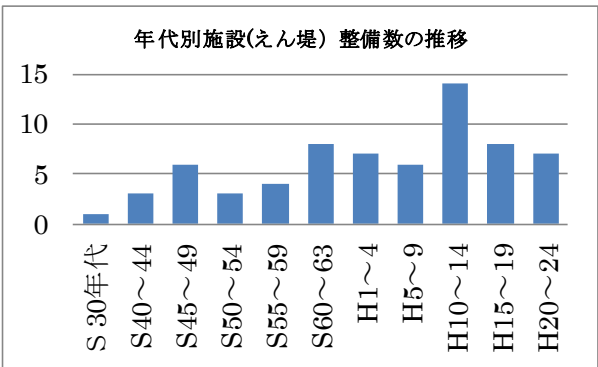


図 4-1 年代別施設(えん堤)整備数の推移

(2) 点検カルテの作成

えん堤および溪流保全工の点検に際し、点検カルテを作成した。施設ごとに亀裂や破損など構造物に関する変状や劣化、漏水や洗掘など放置すると構造物の安定性を損なう要因等について 22 の点検項目を表 4-1 のように

設定し、それぞれの箇所における変状の有無を確認した。また、補修の必要性を緊急度に応じて表 4-2 の区分で評価した。

さらに、点検に際し施設までのアクセス状況を把握するため、管理用通路の状態や自動車の通行の可否や境界杭の有無、侵入防止策や看板の状況についても確認した。

表 4-1 点検カルテの記入事例

箇所	名称	項目	変状	特記事項
本堤	水通部	破損 摩耗	有	クラック有り
		変状	なし	
	堤体	亀裂・ズレ	有	亀裂有り
		漏水 遊離石灰	有	漏水有
		劣化(はく離)	有	剥離有り
	袖部	亀裂・ズレ 遊離石灰 はく離	有	クラック有り
	堆砂地	堆積厚	なし	
		流木 倒木	有	立木有り
	施設周辺	湧水 地すべり 崩壊等	なし	
前庭保護	管理施設	侵入防止柵 看板	有	侵入防止柵無し
	水叩き	破損 洗掘	なし	
	側壁	破損 洗掘	なし	
	副堤	破損 洗掘	なし	
	施設周辺	湧水 地すべり 崩壊等	なし	
流路	護岸	破損 洗掘	なし	
	河床	堆積厚	なし	
		流木 倒木	なし	
管理用通路	路面	破損 倒木 雑草繁茂	なし	
	切土	湧水 地すべり 崩壊等	なし	
	盛土	構造物破損 浸食	なし	
	付属施設	損傷	なし	
	通行状況	可 不可	可	
総合評価		(緊急要対策・経過観察・不要)		

表 4-2 総合評価の区分

不要	補修等の対策不要
経過観察	軽微な変状があり補修の必要性はあるが、緊急度が小さい。
緊急要対策	至急に補修の対策が必要

(3) 点検結果

地域別点検項目別の異常箇所数を表 4-3 に示す。

a) えん堤

漏水・遊離石灰が確認されるえん堤が 69 基中 11 基確認された。その多くは昭和の年代に整備された比較的古いえん堤である。

クラック(亀裂)は本堤と袖の接続部やコンクリートの打ち継ぎ目で確認された。これはコンクリート打設時の施工管理が不十分であったことや、コンクリートの打継処理技術が現在と比較して発達していなかったことなどが要因と考えられる。また、図 4-2 のように施工

不良もしくは材料不適が要因と推測されるクラックがえん堤中に入っているものも確認された。

また、図 4-3 に示すように袖部に亀裂、剥離、遊離石灰が確認されたえん堤も 8 基に上った。

堆砂数は 69 施設中 10 箇所の施設で満砂もしくは堆積傾向であった。これらの施設は石部町、甲西町の流域に特化し、流域で土砂生産が活発であることがわかる。これらの地域では花崗岩が多く分布し、風化した土砂が堆積しているものと推測される。

一方、甲賀町、土山町の鈴鹿山系付近の地域では、顕著な堆砂は確認できなかった。これらの地域では砂岩、泥岩・礫岩、泥質混在岩が多く分布していることや、近年土砂生産を誘発する降水が見られないことが主な要因と推測される。

付属施設の看板（特に土石流危険渓流を示す看板）は、老朽化により支柱の折損や文字等の退色が多数確認され、一斉の更新が必要と考えられる。図 4-4 に文字等の退色が確認された看板の一例を示す。

表 4-3 地域別点検項目別の異常箇所数
(平成 25 年 12 月時点)

地域名			石部	甲西	水口	甲南	甲賀	土山	合計
箇所	名称	項目	9	20	4	8	11	17	69
堰堤	水通部	破損 摩耗	0	1	0	0	2	0	3
		変状	0	0	0	0	1	0	1
	堤体	亀裂・ズレ	0	2	1	1	2	1	7
		漏水 遊離石灰	2	4	2	0	2	1	11
		劣化(はく離)	3	3	2	0	3	1	12
		亀裂・ズレ 遊離石灰 はく離	0	4	0	0	3	1	8
	堆砂地	堆積厚	2	5	2	0	1	0	10
		流木 倒木 立木	1	5	0	3	4	3	16
	施設周辺	湧水 地すべり 崩壊等	0	0	0	1	0	2	3
	管理施設	侵入防止柵 看板	2	10	2	0	3	8	25
前庭保護	水叩き	破損 洗掘	0	0	1	0	1	1	3
	側壁	破損 洗掘	0	0	0	0	0	0	0
	副堤	破損 洗掘	1	0	0	0	0	0	1
	施設周辺	湧水 地すべり 崩壊等	0	0	0	0	0	0	0
流路	護岸	破損 洗掘	0	0	0	0	0	0	0
		堆積厚	0	0	0	1	2	3	6
	河床	流木 倒木	0	3	0	0	0	2	5
管理用通路	路面	破損 倒木 雑草繁茂	0	2	0	0	1	1	4
	切土	湧水 地すべり 崩壊等	0	0	0	0	3	3	6
	盛土	構造物破損 浸食	0	0	0	0	0	0	0
	付属施設	損傷	0	0	0	0	1	0	1
	通行状況	通行困難	0	6	0	0	1	4	11



図 4-2 えん堤全面に広がったクラック

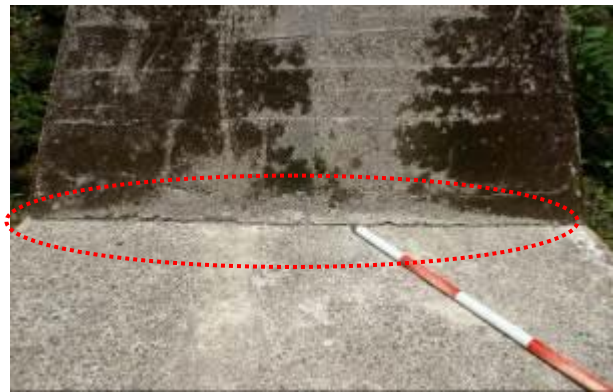


図 4-3 えん堤本体と袖部との境界のクラック



図 4-4 土石流危険渓流を示す看板（文字が薄い）

a) 前庭保護工

前庭保護工については、一部の施設で水叩きの破損、洗掘が確認されたが、大半の施設は良好な状態であった。

b) 渓流保全工

護岸の破損、洗掘は確認できなかった。これは草の繁茂等で詳細な点検が出来なかったことが要因と思われる。

甲南町、甲賀町、土山町内の流路で一部堆積が顕著な渓流が確認された。これは他の地域と比較して、渓流保全工の延長が長いと推測される。

c) 管理用通路

管理用通路について、草木の繁茂や路肩欠損等のため通行が不可能であった施設は 11 箇所にとどまった。しかし、地元で除草等管理されている箇所も確認されている。(図 4-5)



図 4-5 地元で除草等管理されている管理用通路

5. 砂防施設の現状と考察

えん堤本体は亀裂や劣化が見られ経過観察を要するものは存在したが、目視により緊急に対策を必要と判断される施設は存在しなかった。

図 4-6 に砂防えん堤の年代別点検項目の異常箇所数の割合を示す。これより、古いえん堤ほど損傷が多く見られ、目視においても経年劣化は確認することができ、砂防えん堤も他の構造物と同様に定期点検を行い亀裂や劣化の進行や度合いを把握し維持補修等の対策を立てる必要があることを再認識できた。

適切な維持管理に当たっては、定期的な施設点検が必要不可欠となってくるが、点検を実施した約 16%の施設で管理用通路の通行が困難であるという結果となった。この原因としては、砂防施設が山間部に位置しており、日常生活エリアから離れていることが挙げられ、管理用通路についても定期的な管理等の今後の対応を検討する必要があることが判明した。

その他、砂防指定地看板の劣化が多くみられ、これは公共事業予算が逼迫している現状において、土石流危険渓流の住民への周知による危機意識の向上は災害に対するリスクマネジメントとして重要であり、早期改善の必要があると考えられる。

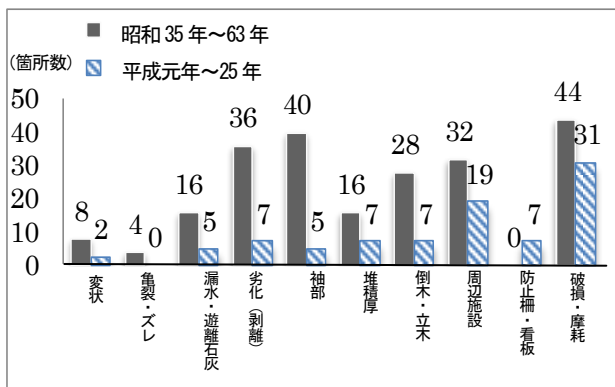


図 4-6 年代別点検項目別の異常箇所数の割合（100 基当たり）

6. 砂防施設点検の課題点と提案

今回の施設点検を通して、砂防堰堤の維持管理の方針の決定や管理通路の適切な管理に定期点検が必要であることがわかった。そのことを踏まえて、砂防施設点検の課題点と提案を以下に示す。

河川や道路施設が線的に整備されているのに対して、山間部に点在している砂防施設を定期的に点検するためには、時間と労力を要することから、職員のみならず職員 OB、地域住民、NPO 等と連携を図る必要がある。

甲賀管内における花崗岩のように土砂流出の可能性が高い地域では点検の頻度を増やしたり、土砂流出に着目した点検を行うといった地域における地形・地質状況を

加味して点検計画を策定し点検の効率化を図る必要がある。

砂防施設は草木の繁茂する山間部に位置することが多く目視による点検が中心となるため、草木の繁茂の少ない季節に行うことが望ましい。

管理型のえん堤は土砂の捕捉容量を確保しておく必要があるため、堆砂敷の容量を確認する。また、管理型の施設であることをしっかりと台帳等に明示する。

経年比較しやすいように同じ位置からの撮影が望ましい。そのため、GPO 機能やカメラ機能を搭載したタブレット型端末を携帯して点検を行うと、より効率的、効果的にデータの蓄積が可能となる。

7. おわりに

土木公共施設の維持管理に対する時代の要請は先に述べたが、適切な維持管理を行うために施設点検が必要であることは言うまでもない。

しかし、定期点検には人員と労力が必要不可欠であり、減少傾向にある職員で定期点検を行うためには、点検の効率化と地域や民間との協力が必要であり、その具体案をいくつか提示した。

今後の展望として、当初の目的である砂防施設の維持管理方法の確立を到着点とし、全施設における点検を網羅するとともに定期点検を実施していく必要がある。

また、点検のみならず、効果的・効率的な維持、補修・改築を実施する戦略的な維持管理を進めていくために、PDCA サイクルの導入を図っていく必要がある。現在、国土交通省において「砂防関連施設の長寿命化計画策定ガイドライン(案)」の取りまとめをされている状況であり、この動向を注視しながら、甲賀管内に適した維持管理のあり方を今後検討していきたい。

以上

大阪国道事務所における雪害対策について

大鎌 有日

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)

本研究は、大阪国道事務所での実際に起こった積雪による災害対応の例とその後の対策に焦点を当て、初動対応や事前対策を検討し、積雪に対する対応策が少ない都市部で雪害対応を考える上での基礎資料を作成するものである。

キーワード 雪害, 都市災害, 防災, 関係機関連携

1. はじめに

大阪国道事務所は道路管理を主としている事務所で大阪府内の国道1・2号といった主要国道を管理している。

管理延長としては、府道以上の道路の10%程度であるが、平均交通量は381百台/日と、大阪府内の府道以上の道路の平均交通量245百台/日を上回り、また、4府県と接する大阪府内の重要な交通ネットワークを形成している。

そのために事故や異常気象により、通行規制が発生するとたちまち渋滞が発生し、更なる事故や他の道路への影響が懸念される。また、大阪府が近畿における経済活動の中心地となっているため、経済活動に与える影響も大きい。

2. 当研究の背景

近年、日本各地において極端な気候が多く見受けられる。記憶に新しいものでは、2013年の台風18号による豪雨や2014年2月9日から16日にかけて発生した豪雪がある。特に豪雪については雪への装備が揃っていない関東内陸部の交通網を大きく麻痺させ、一時は7都県11市町村で、少なくとも3200世帯6900人¹⁾が孤立する事態となった。

雪のイメージが薄い大阪府内においても雪害での影響は例外なく存在し、府県境付近においては、積雪や路面凍結(写真-1)を起こすことがあり、対応に苦慮している。

特に、2011年に福井県を中心に被害を及ぼした豪雪においては大阪府内全域でも積雪が観測され、国

道26号孝子峠ではチェーンを履いていなかった大型車がスリップし長時間の通行止めを引き起こした。

この時、冬期の積雪・凍結における災害体制について発令等の判断基準が不十分で、トラックがスリップした後より要員の確保・体制の構築を行った。そのため、事故現場への出発が遅れ、結果的には渋滞に巻き込まれ現場へたどり着くことすらままならず事態拡大の原因となった。

今回は、大阪国道事務所管内で実際に起きた積雪・凍結における反省点とその後対応策を基本資料化することで、大阪国道事務所のみならず他の都市道路の管理者が参考となる資料を作成した。



写真-1 大阪府内における積雪状況
(2014年2月14日 阪南市 国道26号 第二阪和国道石田ランプ付近にて)

3. 近年の気候の傾向

(1) 大阪府内における降雪のメカニズム

太平洋側における積雪の多くは“南岸低気圧”によってもたらされるものである。南岸低気圧とは、日本の南岸を通過する低気圧(図-1)のことで、暖気側では季節外れの大雨や高温、寒気側(低気圧の西側)では低温をもたらす。また、大阪府内では上空の寒気が南下し偏西風が蛇行する事によって府内で冷たい西風が吹き込む事がある。この時瀬戸内海・大阪湾で発生した雨雲・雪雲が西風に乗って府内に流れ込むと積雪や凍結を及ぼすリスクが高まる。

このように大阪府内で発生する積雪のメカニズムは、はっきりとしているがその予測は非常に困難であるとされている。南岸低気圧によって降雪がもたらされる条件は3つあり、

- ① 雪雲発生の有無
- ② 地上～上空までの気温
- ③ 雪雲からの降雨量の多少

が挙げられる。この中でもとりわけ②の地上～上空までの気温については、地上付近の温度が1℃程度か0.5℃以下かによって、降雪の状況が変わってしまう。1℃程度の場合は雨になるが、0.5℃以下になると雪になり、この僅かな差で気候が変化する事が予測を困難にしていると言える。²⁾

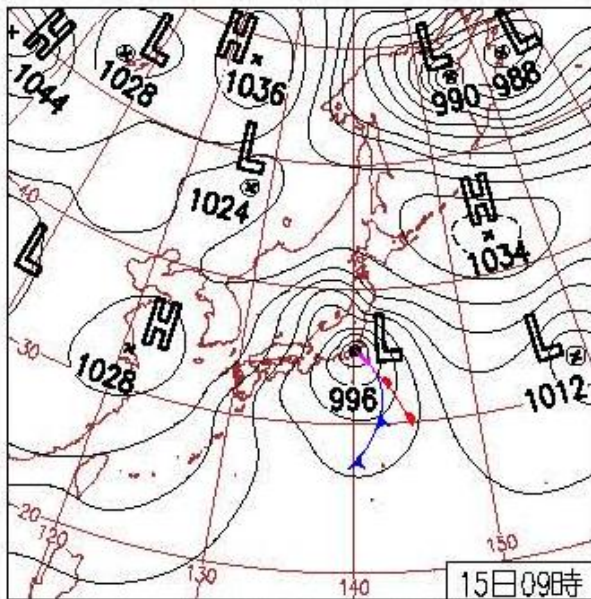


図-1 典型的な南岸低気圧の例
(2014年2月15日 午前9時時点の気象図)

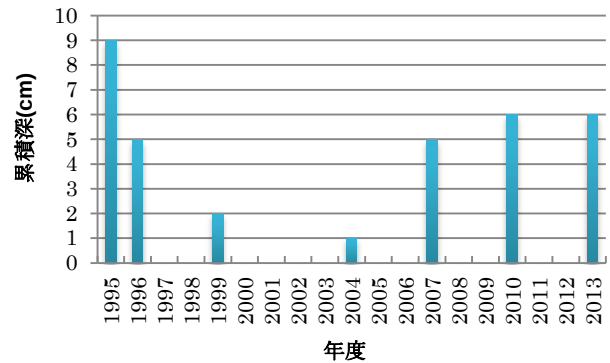
(2) 大阪府内における近年の降雪状況

近年の大阪府内における積雪深についてはグラフ-1・表-1の通りである。

大阪府内での積雪はグラフの通り数年に一度程度積雪がある事が分かる。ここで興味深い点は、2004年度以降積雪が中2年度おきに起きている点である。あくまで統計上の数字で科学的根拠は存在しないが、大阪府内における降雪は数年に一度必ず発生してい

ることが見て取れる。

また、積雪深については、表-1の通りいずれの年度でも10cmを超える事はないが、道路利用者に雪道への知識と準備が不足しているため、スリップして道路を塞ぐ事象が発生する要因となっている。



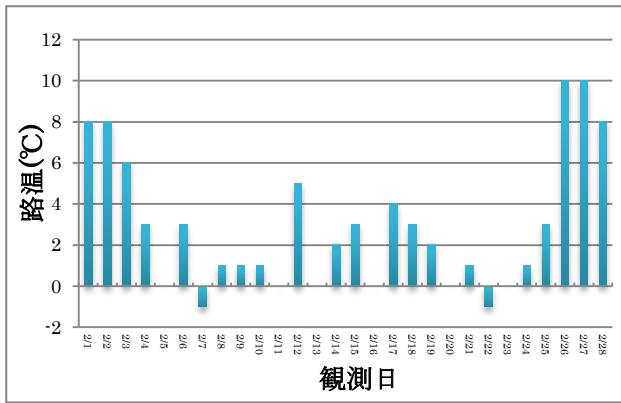
グラフ-1 近年の大阪府内での積雪の累積深
(気象庁：大阪観測所でのデータ)

積雪のあった年月日	積雪深(cm)
1996年2月17日	6
1996年2月18日	3
1997年1月22日	5
2000年2月9日	2
2004年12月31日	1
2008年2月9日	5
2011年2月11日	3
2011年2月14日	6
2014年2月7日	1
2014年2月8日	1
2014年2月14日	4

表-1 積雪のあった年の積雪深
(気象庁：大阪観測所でのデータ)

(3) 路面の凍結について

大阪府内における昨年度の雪寒期間（2013年12月～2014年3月）における平均気温は7.1℃³⁾と、雪寒地域に比べると高い温度となっているが、孝子峠等の府県境部の高地においては夜間になると、度々気温が0℃を下回る。この時、路面も氷点下近くなるため、路面が湿潤状態であると路面凍結を引き起こす可能性が高まる。グラフ-2の昨年度における孝子峠の路温データを見ると、2月に最低路温が0℃以下の日が8日あった事が分かる。国道26号孝子峠付近では夜間の交通量が少ない⁴⁾ことを考慮すると、大阪府内でも路面凍結のリスクがあると言える。



グラフ-2 孝子峠における実績路温
(2014年2月の実績データ)

4. 対応策について

(1) 災害対策部運営計画書「雪害対策編」の運用について

2010年度の降雪における教訓及び、過年度の大阪における降雪の特徴を踏まえ、大阪国道事務所では既存の災害対策部運営計画へ新たに雪害対策編を作成する事とした。そして、平成25年に雪害対策編として、正式な運用に入った。

作成に当たっては以下の項目を念頭に作成を行った。

a) 雪害体制の発令基準について

2010年度の雪害対応では、災害対策部運営計画に雪害に対する体制発令の基準が不十分であったために、迅速な初動体制の構築が出来なかった。そこで、体制発令基準を明確化する事にした。体制発令基準の明確化に当たっては、大阪国道事務所では毎冬期間に発注している「気象予測業務」の気象予測や気象庁の発表する注意報を基準とする事で、発令タイミングや体制レベルがばらつく事を抑えた。また、毎日16時時点で気象情報を収集し、その日の夜間における体制を決定する事とした事で、夜間の降雪・凍結に備えて体制要員を確保しやすい発令条件とした。

b) 近隣事務所との協力体制構築について

孝子峠では、他の積雪の恐れがある箇所と異なり、府県境界が峠の頂上付近に位置している。ここで管理者も大阪国道事務所と和歌山河川国道事務所とで分かれるため、雪寒の際には、情報共有や通行規制等を含め両事務所間の協力が不可欠となる。そこで、近隣事務所との協力体制について運営計画書に文言を追加した。

具体には、以下の通りとなる。

(a) 和歌山河川国道事務所と大阪国道事務所間で

気象予測業務の予測を情報共有し、また、災害体制に入る際は事務所間で調整することとした。(b) 和歌山河川国道事務所より、依頼があった場合は管理境界を超えて雪害対策作業(薬剤散布等)を行える事とした。これは、和歌山河川国道事務所が委託している維持工事業者が現場に到着できない、または、他の箇所への出動のために人手が足りず、出動出来ないといった場合に、大阪国道事務所の委託業者が作業を代行出来るようにしたものである。また、これに併せる形で特記仕様書にも当初予定作業区間を越えて作業できるような文言を追加し、円滑に対応できるものとした。

(c) 和歌山河川国道事務所が非常体制となり、要請があれば大阪国道事務所が大阪側の通行止めが出来るものとした。これは、例えば大阪側では積雪が無い場合でも、和歌山側で積雪があれば両方で通行止めを行い、峠の前後で交通規制が出来るものとした。

なお、上記(b)(c)については、和歌山河川国道事務所が大阪国道事務所の管内で作業することも出来る様にとしている。また、雪寒期間前に和歌山河川国道事務所と調整会議の場を設けることとし、前年度の課題の洗い出しや解決策を出し合うことで、より強固な連携体制を構築するものとした。

c) 国以外の道路管理者および警察等の交通管理者との連絡体制の強化について

大阪府内で積雪が発生すると、国道以外にも多くの交通機関が影響を受ける。特に各高速道路会社とは、道路の構造上密接な関係(例として図-2)を持っている。そこで、各高速道路会社と調整を行い、各管理者の窓口の連絡先等を共有することで、一体で規制を行う必要がある場合にすぐ連絡できる体制を整えた。また、連絡先については連絡系統図を整理し連絡の先が分かるようなペーパーを作成し、所内に周知を図った。

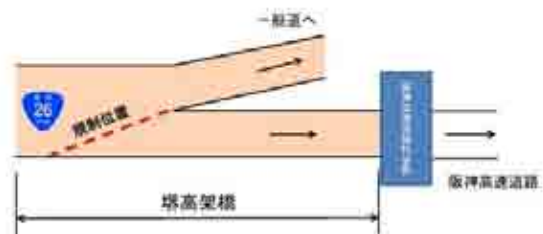


図-2 国道と高速道路の関係

(図の通り、国道(着色部)の先に規制中の高速道路の料金所があり、手前で規制をしないと一般道に交通を流すことが出来ない)

また、実際に通行規制を行う場合は交通管理者（警察）とも関係構築を図る必要がある。そこで、大阪府警本部と調整を行う場を設け、関係窓口の連絡先の共有を図った。また、災害体制の有無について日々定時に情報提供することで、通行規制を行う場合の事前連絡をする体制を構築した。

d) 体制要員の配置について

雪害対策編では、孝子峠については過年度の対応より、人員配置について各地点でどのような配置とするかを予め確定しておき、有事の際は確定した人数分を招集すれば良いものとした。また、配置位置を図面化することによって、配置される職員が見て分かるようなものとした。さらに、招集メンバーを居住している地域から予め選定し、また、事前に現地立会も実施することで休日でも確実かつ、迅速に対応できる体制を整えるものとした。また、事前に降雪等の予測がなされた場合は、事前に注意喚起の情報を関係者に共有し、防災への気運を高める事も行った。

(2) 気象予測業務の活用について

従前より、気象予測業務を発注していたが、定期的な予測を受け取るだけで、予測業務を上手く使った活用はできていなかった。そこで、請負業者と連携を図り、職員を対象にした勉強会の開催や地点ごとの凍結・積雪メカニズムの解析、最新時点の気象予測の情報収集などを行うこととした。また、定期的な気象予測報告についても、ルールを明確化し、必ず凍結の恐れがあると予測された日は巡回班を巡回させるなどの対応を行った。

5. 実際の雪害対応の状況について（H25年実績）

雪害対策編の正式な運用を始めた2013年度は、11月に気象庁が発表した3か月予報で予測された通り、厳しい寒さが続き、また、2014年2月7日～2月16日にかけては全国的に大雪をもたらし、大きな被害を出す年となった。特に関東においては、甲信地方を中心に記録的な積雪を観測した。関西地方においても全域で積雪を観測し、大阪府内では14日に4cmの積雪を観測した。この際の対応状況について、雪害対策編が運用されたことによって対応可能となった事例を主眼に置き、下記に取りまとめる。

(1) 事前予測による積雪準備について

最初の積雪を観測した7日からは、気象予測業務

委託業者より事前に、積雪の可能性が高くなるとの情報を受けていたため、各関係者に事前に情報共有を行った。大阪国道管内では除雪ドーザー等の機械が無い場合、積雪の恐れのある出張所では予め機械のレンタルや除雪器具の整備を行った。これは、気象予測業務を上手く活用した事例であり、これらで整備した用具は14日の積雪時に大きな役割を果たすこととなった。

(2) 2014年2月14日の体制について

最も積雪のあった14日の対応については、早朝9時17分より阪神高速道路堺線において通行止めが発生したが、連絡体制を構築していたため阪神高速よりすぐさま国道26号堺高架橋の通行止め依頼があり、すぐさま現地に体制要員を送ることができた。

また、除雪作業についても事前に用意していた除雪機械により、円滑に除雪を行うことが可能であった。

孝子峠においては、9時40分頃に和歌山河川国道事務所より、大阪側の通行規制依頼があり、災害対策部運営計画書に則り人員配置も含め、規制準備に入った。なお、孝子峠においても、事前に用意していた除雪機械(写真-2)が活躍し、通行規制時間は僅か15分足らずであった。



写真-2 除雪機械の稼働状況
(2014年2月14日 孝子峠にて)

(3) 情報連絡について

当日は窓口の情報を事前に共有していたため、複数の情報が常に入ってくるという状態であった。特に阪神高速道路との調整では窓口が明確であったため、若干の調整はあったものの円滑に通行止めを行う事が可能であった。また、近隣事務所である和歌山河川国道事務所と積極的なやりとりを行う事により、孝子峠における通行規制を前回とは違い、円滑に行う事が出来た。

(4) 気象予測業務の予測について

事前の予測を十分に活用し準備をすることによって、大きな効果があることが今回の結果で明確となった。14日の対応では機械の手配や人員の調整などを円滑に行えるなど、**気象予測業務**は大きな役割を果たしたといえる。

以上のとおり、前回の反省点を改善することで、特段大きな事象も起きず、積雪対応で大きな成果を得ることが出来た。

6. 2013年度の実績を踏まえた課題について

上述の通り大きく改善された点がある一方、今回の雪害対応では新たな課題も見えてきた。以下にそれら課題を取りまとめる。

(1) 国道26号孝子峠以外での対応について

今回、積雪は国道26号孝子峠以外の箇所でも発生しており、国道165号穴虫、国道163号清滝峠で通行規制が発生した。

国道165号穴虫においては、別途国道25号亀ノ瀬における通行止め要員を予め定めていたため、迂回誘導や要員確保が容易であったが、国道163号清滝峠においては非常に苦慮をした。普段、通行止め事象が起こることが少ない上に新たなバイパスの開通により、迂回誘導を困難にしていた。また、要員についても事前に調整しておらず、土地勘が少ない人員が誘導を行う事で混乱が生じてしまった。

(2) 交通管理者との調整について

今回、交通管理者との調整を行っていたが、国道163号清滝峠の新バイパスについては特に考慮していなかったため、規制に当たっては調整に困難が生じた。また、規制開始時に来ていた警察官が規制半ばで帰ってしまう(写真-3)など、情報共有が上手く出来ていない場面が多く見られた。



写真-3 清滝峠における交通規制の状況

(2014年2月14日 写真中央右奥側に規制にきたパトカーが見えるが、規制途中にいなくなってしまった)

(3) 近隣事務所との調整について

国道26号孝子峠での対応については、和歌山河川国道事務所と情報共有を図ることにより、大きな問題なく通行規制を完了させたが、国道163号清滝峠の場合、隣接する奈良国道事務所との調整を綿密には行っていなかったため、大阪側の通行は規制していたものの、奈良側からは流入し続けていたという事態が発生した。また、規制・除雪を大阪国道のみで行う事となったため、人員が全く足りないという事態に陥ってしまった。

以上が新たに課題となった項目である。これらの事から以下について対応・検討が必要であると考えられる。

(a) 人員の再調整

今回、孝子峠のみに主眼に置いていたため、複数同時に対応をすることを想定していなかった。よって、今後については各箇所の人員の振り直しや場合によっては削減も視野に入れる必要がある。

(b) 対応未検討地点の対応について

今回、清滝峠は新しいバイパスが開通し初めての対応であることから、対応に不具合が生じた。よって、孝子峠と同じく、今回の対応の不備を洗い出し、対応を検討する必要がある。特に隣接事務所や所轄警察署との調整を行い、孝子峠レベルの対応を出来るようにしなければならない。また、今後も新しいバイパスが出来る予定であることから、開通する前に雪害に対する被害を想定し、対応手順の検討や関係機関との調整をする必要がある。

7. まとめ

昨今、今までに無いような気候が多く発生しており、災害に対する対応が注目されている。今回の積雪対応では、反省点はあるにしろ被害は大きくならず済んだが、今後は失敗が起らないような体制を構築する必要がある。これは、他の都市道路を管理する管理者にも共通する課題である。

当論文では大阪国道事務所の事例を細かく紹介し、それに対する対策の事例を紹介した。もし、当論文が雪害による被害を防ぐ参考資料になるのであれば、幸いである。

謝辞：業務期間外にも関わらず気象データやメカニズムについて助言・御指導を頂きました日本気象株式会社 金川様に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 読売新聞記事より. (2014年2月17日)
<http://www.yomiuri.co.jp/national/news/20140216-OYT1T00354.htm>
- 2) 気象庁 気象白書2014(P50～51)
<http://www.jma.go.jp/jma/kishou/books/hakusho/2014/HN2014topics.pdf>
- 3) 日本気象株式会社様よりデータ提供
- 4) 平成22年度道路交通センサスより（昼間12時間自動車類交通量：11511台、夜間12時間自動車類交通量：4810台）

県道多賀醒井線における2013年台風第18号 による路面陥没についての考察

渡部 博嗣¹

¹滋賀県 芹谷地域振興事務所 （〒522-0071 滋賀県彦根市元町4-1）

2013年9月16日未明より全国に大きな被害をもたらした台風第18号による大雨により、山岳河川沿いの県道多賀醒井線において、河川護岸兼用で道路拡幅した区間に路面陥没が発生した。当該地は石灰岩質であり、工事施工時にも大量の湧水に悩まされていた。また被災箇所は芹川の水衝部にあたり、さらに急峻な沢の出口でもあった。これら現場条件が被災の原因と考えられたが、客観的な要素として現地の測定可能な変状を把握することにも努めた。本論では、被災原因推定のプロセスと今後の対策案を示すことにより、特に山岳河川における護岸施工時および被災時の留意事項について再確認する。

キーワード 台風第18号，路面陥没，山岳河川，水衝部，計画河床高，湧水，根固工

1. 芹谷ダムの歴史

(1) 芹谷ダム（栗栖ダム）建設事業

芹谷地区は滋賀県犬上郡多賀町の北端に位置し、水谷、河内等の大字からなる地区である。一級河川芹川は山間の芹谷地区を流下し、国宝彦根城の南側を通り琵琶湖に流入する延長約17km、集水面積約65km²の河川である。

この一級河川芹川へのダム建設計画は、1963年の予備調査開始に始まる。1988年に多賀町栗栖地先がダムサイトの候補地となるも、その後の地質調査の結果を受けて2002年に多賀町水谷地先に変更、またダム形式の変更（河床穴あきダム＋導水トンネル）を行った。

ダム建設の歴史は地元協議の歴史でもあった。1974年に地元区長から知事・町長あてにダム建設予備調査反対決議書が提出され、その後数年をかけて調査への協力を要請。地元役員を中心に県内外の先例地視察を重ね、建設同意への運びとなったのは1996年、実に20年もの歳月を重ねた。

流域治水を提言した嘉田知事が2006年に就任、ハードとソフトを一体化した治水政策へ流れが大きく変わり、川づくり会議等を経て、2009年1月にダム事業の中止決定が発表された。

(2) 芹谷地域振興事業

2009年2月に知事を本部長とした「芹谷地域振興推進対策本部」が設置され、同時に芹谷地域振興事務所が発足した。ダム対策委員会等との協議を経て、2011年1月に県と多賀町が「芹谷地域振興計画基本方針」に合意、



図-1 被災箇所位置図

調印に至る。

芹谷地域には整備の遅れている県道が2路線（水谷彦根線，多賀醒井線）あり、当事務所では15車線の整備を活用して地域の唯一の生活道路であるこの2路線の整備にあたっている。

2. 2013年台風第18号

9月13日に小笠原近海で発生した台風第18号は、日本の南海上に北上し、大型の勢力を保ったまま16日8時前に愛知県豊橋市付近に上陸した後、本州中部を北東に進んだ。この台風を取り巻く雨雲や湿った空気が次々と流れ込んだため、滋賀県では記録的な大雨となり、16日5時5分に滋賀県（豊郷町を除く）に運用後全国初と

なる大雨特別警報が発表された。

多賀町保月で観測された日降雨量は510mmとなり、16日2時から3時の1時間に58mmの雨量を観測した。芹川の推定された流量（HQ式）は約400m³/sである。

3. 被災時の状況

9月16日9時30分頃、多賀醒井線をパトロール中の当事務所職員が路面の陥没を発見した（写真-1、2）。

図-3に示すとおり、2箇所で路面陥没が発生した。特に被災箇所Bでは大型積ブロックの背面が肉眼で確認できるほど裏込土が吸出しを受けていた。

当時、芹川上流の河内地先では増水により県道の路面冠水および床下浸水が発生しており、1990年の台風第19号に匹敵するほど増水していた。一方、当箇所は急峻な沢出口にもあたり、山側からも多量の崩土および流水があった。川側および山側の双方から「水」の影響を受ける状況にあった。

その一方で、兼用護岸である大型積ブロックに設置していた水抜きパイプからは排水が全く確認できなかった。洪水のため河床付近の状況は確認できなかったが、近傍の道路脇から今まで見たこともないほど大量の水が湧き出していた（写真-3）。被災箇所から上流に約2.5km遡ったところに、県指定天然記念物の「河内風穴」がある。この付近の地質には石灰岩が含まれ、このような水みちが到る所に存在している可能性がある。



写真-1 被災箇所B (9/16 9:30頃)



写真-2 被災箇所A (9/16 9:30頃)



写真-3 路側からの湧水 (9/16 9:30頃)

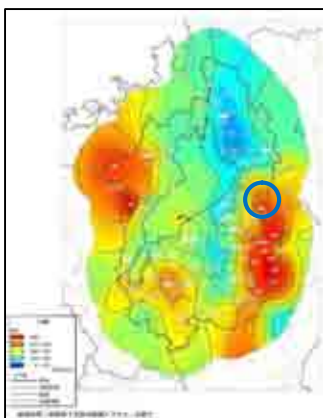


図-2 県内総降雨量図

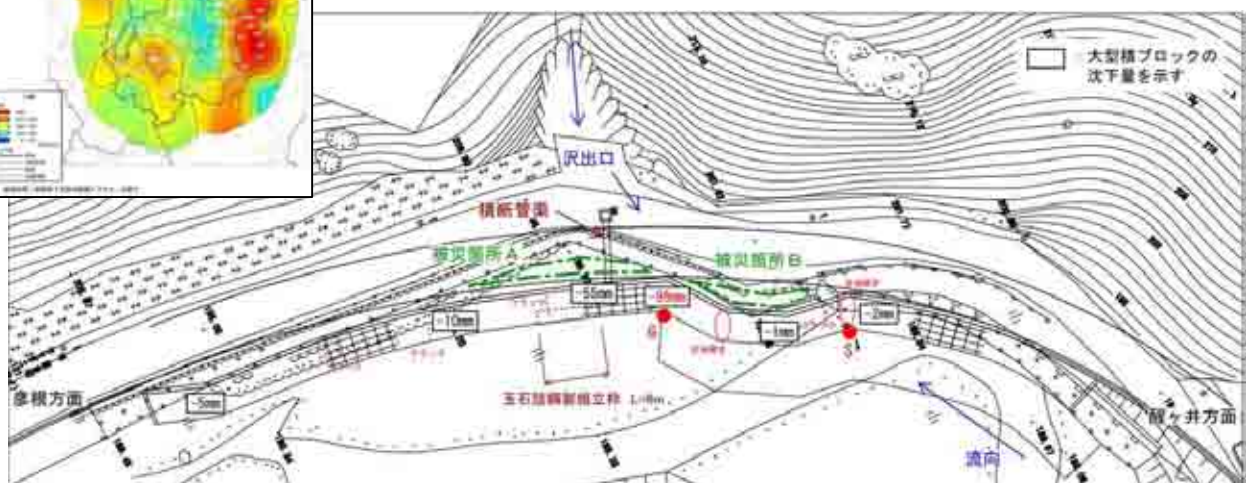


図-3 被災箇所平面図

4. 構造物の変状

(1)大型積ブロックの沈下、転倒

図-3に示す箇所でも最大で96mmの沈下が確認され、併せて横断管の抜け、ズレが確認された。大型積ブロックが沈下しているにもかかわらず、横断管は川側が上へずれていた（写真-4）。また大型積ブロックと背面土との間に隙間があったため、背面土圧によって大型積ブロックが押された可能性は低いと考えられる（写真-5）。

以上の変状を総合的に考えると、大型積ブロックがなんらかの原因で自沈し、そのため川側へ転倒したものと推測した。

(2)根固ブロックの沈み込み

写真-6に示すとおり、大型積ブロックが最も沈下した地点と一致して根固ブロックの沈み込みが確認された。

写真-7に示すとおり、本工区では根固ブロックの下に袋詰玉石を連結したものを使用した。根固ブロックの沈み込みがあった箇所は、ブロック設置時に大型積ブロックとの間に幅1m程度の隙間（土砂埋戻）があったことが確認できる。



写真-4 横断管変状（奥が川側）



写真-5 大型積ブロック背面状況

5. 現場条件等

以下、被災原因を推定するにあたり、その他の外的要件、現場条件を記す。

(1)河川法線：水衝部、淵

芹川上流域は山間を流れる溪流であるため、線形は蛇行している。当箇所もカーブ中の水衝部にあたる。

また当箇所は淵であると考えられた。付近の土質調査結果において、水面下の玉石層でN値が4～8という非常に緩い層が確認された。すなわち洪水時には河床がさらに下がり、平常時にそこへ砂利が堆積したものではないかと考えられる。



写真-6 根固ブロック変状

(2)地形：急峻な沢の出口

当箇所は急峻な沢の出口でもあった。普段は水は全く流れていないが（全て地下浸透していると思われる）、大きめの雨になると、崩土を伴う泥水が県道へ流れることがしばしばあった。

今回も、小規模の土砂流が発生し、県道への土砂堆積とともに、路面上に泥水が流れていた。舗装の隙間から路面下へ水が供給されていたと想像できる。



写真-7 根固工施工時の状況

(3)地質：石灰岩質、大量の湧水

先に述べたとおり、付近の地質は石灰岩質である。

石灰岩は非常に硬い岩盤だが、鍾乳洞のような地形を

なす岩でもある。現に、普段でも河道内のいたるところで湧水が見られる。

被災箇所Aでは施工当時、大量の湧水が地盤から噴き出しており、8インチポンプ4台をフル稼働しても水位が下がることはなかった。

被災箇所Aにおいては施工時に大量の湧水があったため、大型積ブロックの基礎コンクリート打設が不可能であった。また止水は不可能と思われたが、もし止水できたとしても行き場を失った水がどこへ湧き出すか予測できず、これによる悪影響も懸念された。このため、局所的に玉石を詰めた鋼製枠を敷き詰め、湧水は芹川に導水しつつ、基礎コンクリートはドライ施工できるよう工夫した（写真-8）。



写真-8 基礎鋼製枠施工時の状況

6. 原因の推定

以上のような背景をもとに、原因の推定を行う。

(1) 洪水流＋水衝部

被災箇所は河川法線的に水衝部であり、洪水流の大きなエネルギーを受ける箇所となっている。

また付近は「淵」と考えられたため、洪水時の最深河床は現況の最深河床よりもさらに低い位置にあった可能性がある（図-4参照）。

これらのため、洪水流が被災箇所の上流側（図-3の地点S付近）で大型積ブロック基礎下から背面側へ浸水し、岩着した既設護岸に沿って流れ、裏込土の細粒分を吸出しながら下流側（図-3の地点G付近）へ流れ出し、この際に大型積ブロック基礎下の玉石層が特に大きく流出し、大きく沈下したと推測した。

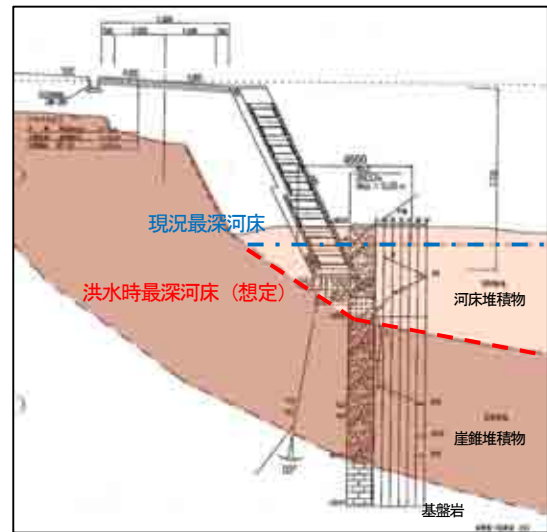


図-4 被災箇所付近横断面図

(2) 沢からの泥水＋排水不良

被災箇所へは沢からも泥水が供給される状況にあった。この水が舗装の亀裂等から路面へ浸透していたことは容易に想像できる。写真-1では雨水が陥没箇所に流入していることがわかる。

一方、水抜きパイプから排水が確認できないことから考えると他の箇所、例えば大型積ブロックの基礎下に回り込んでいることも考えられる。後日、陥没箇所に着色水を流してみたところ、水抜きパイプからの排水も確認できたが、河道内の河床下から着色水が湧き出したことも確認した。

大型積ブロック基礎下の玉石層が非常に透水性が高い、つまり粗いもしくは緩い層である可能性が高い。

(3) 根固工と大型積ブロック基礎の隙間

沈み込んだ根固ブロックと大型積ブロック基礎の間には幅1m程度の隙間（土砂埋戻）があった。河道内にある構造物の周囲では水の流れが複雑になり、局所洗掘を

引き起こすことがある。根固ブロックの下流側に土砂部があったことから、ここに大きな洗掘が発生したと考えられる。

洗掘により河床が低下したことにより、大型積ブロックの根入長が不足した状況にあったと考えられる。このことが基礎下の玉石層の挙動を可能にし、前記(1)(2)の原因になったとも推測できる。

(4) 自然落差工の未復旧

被災箇所において大型積ブロックを施工するにあたり、瀬替えを実施した。この際、基礎コンクリートを打設するためには河川水位を極力さげておく必要があることから、被災箇所の約100m下流にあった自然の落差工、つまり巨礫が河道内でかみ合って堰のようになっていたものを瀬替えとともに撤去していた。

工事施工前はこの自然落差工によって河床高がコントロールされていたと考え、これを撤去し工事完了後も復旧しなかったことによって河床高が下がり、今回の被害を助長したとも考えられる。

(5)湧水の可能性

周辺の地質および近傍の状況から、被災当時に大型積ブロック背面付近で大きな湧水が発生していた可能性も排除できない。しかし残念ながらブロック背面を目視することはできず、また目視できたとしても特別な豪雨時にしか水が湧き出さない箇所を特定することは困難を極める。

7. まとめ

本稿を通して、山岳河川沿いにおいて道路拡幅を行う際の留意点について以下のとおり再確認できた。

(1)計画河床高の設定

水衝部に護岸を築造する場合は、特に計画河床高の設定に配慮を要する。計画河床高は最深河床高より設定されることが多いが、この最深河床高を測量時点の最深河床高から求めることが多いように思う。機械的にこのように設定するのではなく、平常時には砂利や玉石が堆積していても洪水時にはこれらが流失する可能性があることを考慮し、これを土質調査結果等から把握に努め、洪水時における最深河床高を読み解くよう努める。

(2)背面水の排水、路面下への浸水防止

山岳道路において改良工事を行うにあたっては、山側からの流水（湧水）処理を適切に行う必要がある。このため、横断または縦断の排水施設の整備や水抜きパイプが十分機能する方法を検討する必要がある。当事務所では水抜きパイプ周辺には河道内の砂利を敷設するなどの工夫を始めた。

また状況によっては、アスファルト舗装では路床、路体の土粒子分が吸出しを受ける懸念があるため、透過性の路体の上にコンクリート舗装を検討するなど、路面処理（舗装構成）への配慮も必要である。

(3)根固工の設置位置

根固工と護岸基礎との間に隙間（土砂部）がある場合、洗掘を受けやすく構造上の弱点となる。このため、根固工の設置位置に配慮を要する。

(4)施工前河道状況の把握

護岸設計において根入長は計画河床高からその長さを確保しているため、工事施工前の河床高がどのような河道条件によってコントロールされているか把握することは非常に重要である。

特に今回の場合は河床高をコントロールしていたと思われる自然落差工を未復旧のまま工事を完了しており、今一度「動態平衡」という概念を認識したい。

8. 災害復旧工事

今回の被災を受けて、現在、単独災害復旧工事が進行中である。その概要と検討過程を本稿の最後に紹介する。

今回の被災原因は、大型積ブロック基礎下の砂利層が洪水流によって移動したこと、または根固工が大型積ブロックの際まで施工されていなかったこと等を遠因として、結果として大型積ブロックの根入が不足したこと（計画河床設定時の配慮不足）と考えられた。

このため、以後の予防対策として、大型積ブロック基礎部前面への止水矢板の新設および根固工の再施工を実施した。砂利層への矢板打設については、礫当たりにより設計長の打設が不可能かもしれないという懸念があったが、結果的には通常のバイプロハンマによる打設で施工できた。このことから当箇所の砂利層があまり締まっていない層であったことが改めて認識された。

2014年5月30日現在、止水矢板および根固工は予定通り全て完了しており、その他の被災箇所を復旧した後、自然落差工の復旧を行い工事を完成させる予定である。

道路防災対策工事における落石対策工法の比較検討

久保 光¹

¹福井県丹南土木事務所鯖江丹生土木部 道路保全課（〒916-0133福井県丹生郡越前町気比庄3-17）

地形条件、既設構造物の有無・位置から落石対策工法を検討した。落石対策は、発生源対策としての「落石予防工」、発生した落石の対策としての「落石防護工」の2種類を並列して比較し工法を選定した。「予防工」は、予備設計においてアンカー工が選定されていたが、最大高さ80mほどの高足場が必要となりコスト高となることが課題であった。そこで、ワイヤロープ掛工の主ロープピッチを密にし、アンカーを千鳥配置として、あるいは「岩塊固定工法」の設計手法を取り入れることにより予備設計の1/3の費用で落石対策できることが明らかとなった。

キーワード 落石対策、落石予防工、ワイヤロープ掛工

1. はじめに

我が国の道路は、急峻な地形や脆弱な地質であるうえ、多雨多雪地帯という条件下にあり、更に世界有数の地震国であることから、防災上厳しい環境にある。このような条件のため、落石災害が発生することも少なくない。

本研究では、道路防災点検箇所において実施された道路防災点検結果から、要対策と判定された箇所において落石対策工法の検討を行ったので報告する。

2. 地形・地質概要

写真-1は、対象斜面を示す。地表地質踏査の結果、対象斜面は、地形・地質（露岩）状況から、大きく(1)岩壁斜面、(2)礫岩斜面、(3)崖錐斜面、(4)平地に区分される。各斜面の概況を以下に示す。

(1)岩壁斜面

対象斜面は国道に面しており高低差100m程度、傾斜70～90°の岩壁をなしている。また、岩壁と国道との距離は約30～50mであり、その間は、多くの区間で崖錐斜面、平坦面、一部の区間では、礫岩斜面が分布する。

(2)礫岩斜面

礫岩斜面は、岩盤が露出したやや急斜面であり、既設ポケット式落石防護網が設置されている。

(3)崖錐斜面

崖錐斜面は、岩壁直下に落石などによって形成された崖錐斜面が分布する。トンネル坑口上の崖錐斜面には、ガリー上の沢が形成され、礫岩が露出している。



写真-1 対象斜面

3. 落石対策の検討

(1) 落石エネルギーの算出

現地調査において得られた落石源の安定評価と岩体の大きさから落石エネルギーの算出を行った。落石エネルギーは、落石対策便覧¹⁾に示された(1)式において算出した。なお、自重は26kN/m³の値を用い、斜面の種類と等価摩擦係数 μ の値は、岩壁斜面および礫岩斜面からの落石については0.05を用い、崖錐斜面からの落石については0.35を用いた。落石の落下高さが40mを超える落石については、落石便覧に示されるように落下速度が一定となる。よって、本設計では落石高さが40m以上を超えるものについては、落下高さを40mとして設定した。

$$E = (1 + \beta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) m \cdot g \cdot H \quad (1)$$

ここに

$$(1 + \beta) = \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \leq 1.0$$

E：落石の全運動エネルギー
 β ：回転エネルギー係数(1.0)
 μ ：等価摩擦係数
 θ ：斜面勾配
m：落石の質量
g：重力加速度
H：落石の落下高さ

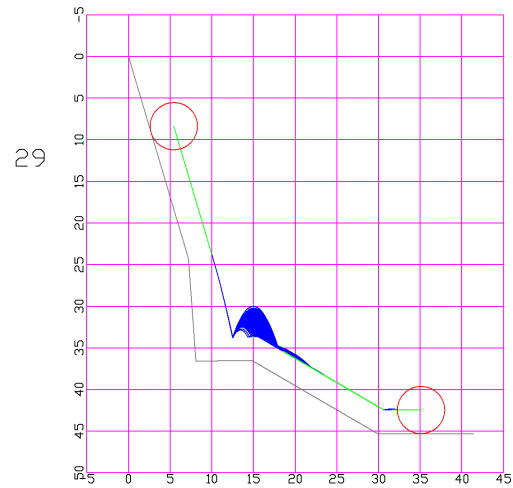


図-1 シミュレーション結果(No.29)

(2) 落石対策工（防護工）の対象落石の抽出

落石エネルギーを算出した結果、2,000kJを超えるものが44個あった（8,000kJを超えるものが32個）。このように落石エネルギーが大きい不安定な浮き石・転石について、落石した場合のシミュレーションを実施し、落石防護工の対象落石を絞り込んだ。シミュレーション手法は、落石便覧を参考に一般的に実施されているトロント大学の手法を用いた。図-1は、シミュレーション結果の一部を示す。

シミュレーションの結果、道路に到達しない落石が15個あることがわかった。よって、これらの落石を除き29個の落石に落石予防工を配置する方針とする。

(3) 落石対策工〔防護工〕の適用範囲

落石エネルギーが極めて大きい場合、防護工の採用は困難となるが、近年、新工法が開発されているため8,000kJ程度まで対応可能である。

(4) 落石対策工〔予防工〕の抽出および比較検討

対象地では、極めて大きいエネルギーを持つ浮き石があるため、予防工による個別処理を併用しなければならない。表-1は、落石対策工〔予防工〕（個別処理）の対象地への適用可否を示す。予防工は概略設計結果に従えば、「アンカー工」である。

表-1 落石対策工〔予防工〕（個別処理）の対象地への適用可否

落石防護工	対象地での課題	適否
ワイヤロープ掛工 (ロープネット工含む)	主ロープ(横ロープ)の配置を密にすることにより採用可能と判断した。両端のアンカーは1m以上離隔させることを条件とする。 ワイヤロープ掛工の設計計算は基本的に『落石便覧』の設計例によるが、詳細設計の段階で対象落石毎に設計計算を行い、是非を判断する。	○
アンカー工	※既往概略設計の選定工種 最大高さ80m程度の高足場が必要(標準仕様は40m以下)。	○
根固め工	岩壁の傾斜角が急で、浮き石状態から効果的な根固め工が配置できない。	×
除去工	浮き石が大きな岩塊で釣り足場での除去は極めて危険。また、仮設防護工の規模が大きくなる。	△
接着工	背面岩盤の緩みが不明確で接着効果が判断できない。	×

4. 落石対策工の詳細設計

(1) 予防工

予防工の工種は、ワイヤロープ掛工とし、各落石について設計荷重を算出し、設計した。落石の状態（大きさ、単体か群か）により、「ロープ掛工」か「ロープネ

ット工」の適用を図-2の選定フローに従い判断した。

ワイヤロープ掛工の設計計算は、落石便覧に従うが、主ロープ(横ロープ)の配置間隔が実績値0.5m以下となる場合は、以下を条件に岩塊固定工法設計・施工要領②の計算手法に従い、落石背面の摩擦抵抗や現状での安定状態を考慮した計算手法(2)式を用いた（図-2は概念図）。

- ① 落石便覧の計算手法では、主ロープ間隔が 0.5m 以下となり、施工確実性の確保が困難であること
- ② 落石形状が、幅、高さともに 3m 以上あり、厚さが 2m 以下の扁平形状であること
- ③ 背面の摩擦抵抗を担保するために、対象落石岩塊およびその周囲にモルタル吹付工を施工し、風雨による接合面の劣化を抑制すること

表-2は、この手法を用いた落石を示す。

岩塊固定工法設計・施工要領」の計算手法を用いて、ロープ掛工を設計した、4 つの落石 (№5, №6, №28, №59) には、経年後も背面の摩擦抵抗を担保するために、対象落石岩塊およびその周囲にモルタル吹付工($t=10\text{cm}$)を施工し、風雨による接合面の劣化を抑制する。施工範囲は、対象落石の前面および周囲地山(岩)1mとした..

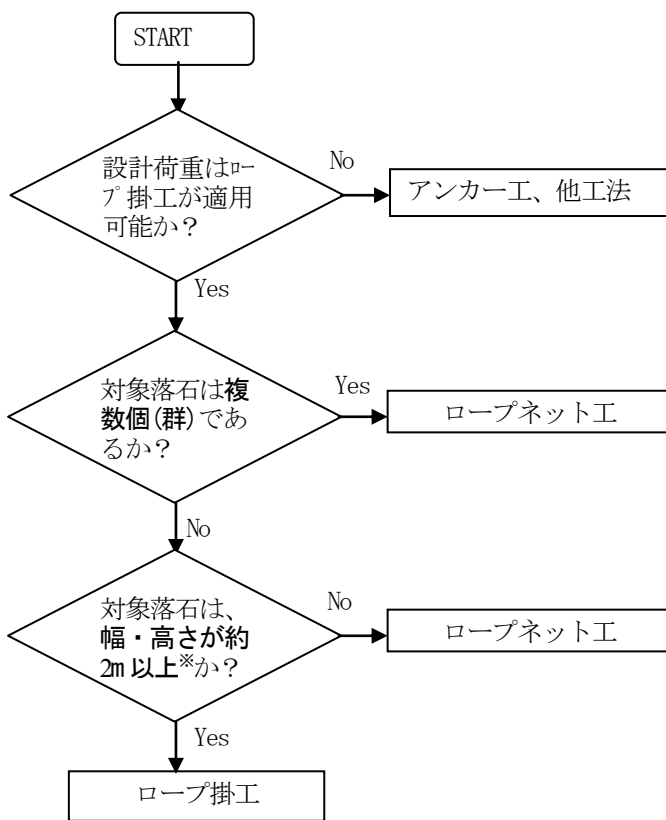


図-3 対象地での「予防工」選定フロー

(2)防護工

落石防護柵は2箇所配置する。

① 既設落石防護網の上部の地山中腹部

落石エネルギーは、100KJ 以下である。既設落石防護網の上方にある緩傾斜地を利用して、概ね標高 25m に、新工法の落石防護柵を配置する。防護柵高さは、シミュレーション結果と国道交通の安全性を考慮して、 $H=3.0\text{m}$ 以上とした。

② 国道横の平場

落石エネルギーは、100KJ 以下である。平坦地および緩傾斜地を活用し、概ね道路標高に、従来工法の落石防護柵を配置する。防護柵高さは、シミュレーション結果と国道交通の安全性を考慮し、 $H=2.0\text{m}$ 以上とした。

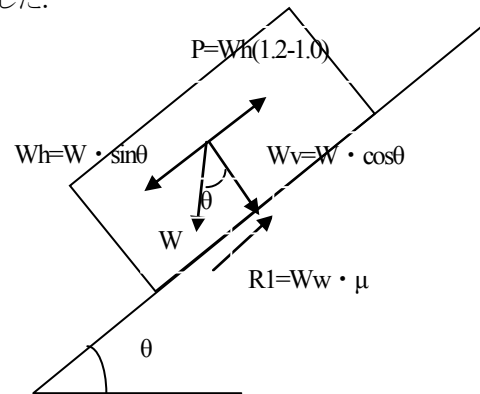


図 - 2 岩塊固定工法の概念図

$$P = Wh(1.2-1.0) \quad (2)$$

$$R2 = 1.0 \times Wh \times R1$$

$$C = R2 / (w \times h)$$

P:常時の抑止力

R2:岩塊と斜面の結合力

C:岩塊と斜面の粘着力

Wv:斜面の垂直な分力

R1:摩擦による抵抗力

W:岩塊重量

θ :斜面勾配

μ :岩塊と崖錐層摩擦係数

Wh:斜面に垂直な分力

w:岩塊幅

h:岩塊高さ

表-2 落石背面の摩擦抵抗・現状での安定状態を考慮した計算手法を用いた落石

岩体No.	大きさ (m)			落石エネルギー (KJ)	「岩塊固定工法」による設計 採用	「落石便覧」による設計 参考
	幅	高さ	厚さ			
59	6.0	8.0	2.0	102, 960	$\phi 18 \times 5$ 本 配置間隔 1.0m	$\phi 18 \times 22$ 本 配置間隔 0.35m
28	3.0	4.0	1.0	13, 156	$\phi 18 \times 2$ 本 配置間隔 1.0m	$\phi 18 \times 8$ 本 配置間隔 0.5m
6	4.0	10.0	1.0	43, 770	$\phi 18 \times 8$ 本 配置間隔 1.0m	$\phi 18 \times 40$ 本 配置間隔 0.25m
5	20.0	20.0	2.0	880, 446	$\phi 12 \times 12$ 本 配置間隔 1.0m	$\phi 18 \times 30$ 本 配置間隔 0.5m

5. 検討結果

落石対策は、地形・地質（露岩）状況から、大きく(1)岩壁斜面、(2)礫岩斜面、(3)崖錐斜面、(4)平地に区分して検討した。落石エネルギーの算出は、落石便覧に従って行った。落石エネルギーを算出した結果、2,000kJを超えるものが44個あり、落石シミュレーションの結果、道路に到達しない29個の落石に落石予防工を配置することとした。落石エネルギー100kJ以下の落石については、落石防護柵を2箇所配置することで対応できることがわかった。表-3は、62群の岩体のうち、設計荷重の大きい4つの落石について、岩塊固定工法の設計方法を取り入

れ、アンカー工、ワイヤロープ掛工、落石除去工を比較検討した結果を示す。ワイヤロープ掛工が、経済的に最も有利なことがわかる。しかしながら、主ロープ（横方向ロープ）のピッチは25～35cmとなるため、メーカーの実績のある最小ピッチ50cm以上隔離することができない。そこで、主ロープは、両端のアンカーを水平方向（投影）に1m以上離隔させて、千鳥配置することで問題を解決した。「岩塊固定工法」の設計手法を取り入れることにより、高足場が不必要となり当初設計の1/3の費用で落石対策できることがわかった。

表-3 落石予防工（アンカー工、ワイヤロープ掛工、落石除去工）の経済比較

落石（岩体№）		6	3 6	5 3	5 9
落石の大きさ					
	幅(m)	4.0	10.0	4.0	6.0
	高さ(m)	10.0	15.0	6.0	8.0
	厚さ(m)	1.0	1.2	2.0	2.0
落石の位置(道路基準)		69.0m	39.0m	14.0m	39.0m
アンカー工					
アンカー工	数量	8本@L8.0m	10本@L10.5m	3本@L8.0m	5本@L9.0m
	概算費用	2,560千円	4,640千円	960千円	1,860千円
法枠工	数量	28m@F500	54m@F600	10.5m@F500	27.5m@F500
	概算費用	1,010千円	2,670千円	380千円	990千円
足場工	数量	4.5・w10・h37.2m =1,674 空 m ³	4.5・w16・h26.5m =1,908 空 m ³	4.5・w10・h7.4m =333 空 m ³	4.5・w12・h10.6m =573 空 m ³
	概算費用	16,330千円	7,160千円	1,250千円	2,150千円
経済性（上記合計）		19,900千円	14,470千円	2,590千円	5,000千円
ワイヤロープ掛工					
ロープ掛工	数量	φ18×40本	φ18×65本	φ18×16本	φ18×22本
	概算費用	W8・h14=112m ²	W12・h17=204m ²	W8・h10=80m ²	W8・h12=96m ²
経済性（上記合計）		2,690千円○	6,120千円○	1,440千円○	1,590千円○
落石除去工					
落石除去工 (静的破碎)	数量	40m ³	120m ³	50m ³	70 m ³
	概算費用	2,790千円	8,350千円	2,320千円	4,870千円
足場工	数量	3.0・w10・h37.2m =1,116 空 m ³	3.0・w16・h26.5m =1,272 空 m ³	3.0・w10・h7.4m =222 空 m ³	3.0・w12・h10.6m =382 空 m ³
	概算費用	10,890千円	4,770千円	840千円	1,440千円
経済性（上記合計）		13,680千円	13,120千円	3,160千円	6,310千円

6. おわりに

予備設計において選定されたアンカー工を詳細設計においてワイヤロープ掛工と比較検討した結果、予備設計の1/3の費用で落石対策できることが明らかとなった。

今後、安全に十分配慮し、最初に防護工を設置して国道に落石が影響しないようにしながら、上部の落石から落石予防工の工事を行って行きたい。

謝辞：本研究にあたり、維持管理技術に関する共同研究会のメンバーおよび関係各位に貴重な助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 落石対策便覧：社団法人日本道路協会発行，2001.9.28 改訂版 第3刷
- 2) 岩塊固定工法 設計・施工要領：新落石研究会発行，2011.3

真名川ダムの変遷と現状

マニュアルの構築について

村上 智文

近畿地方整備局 九頭竜川ダム統合管理事務所 管理課 (〒910-0021福井県大野市中野29-28)

真名川ダムでは、平面二次元河床変動計算を用いた真名川ダム下流の河床変動特性ならびにダム運用シミュレーションを用いた真名川ダムの水収支の把握により、ダム下流の河川環境を改善しうる適切なダム放流方法を見出し、それらを反映させた弾力的管理に関するマニュアル(案)を作成した。本稿は、その概要について報告するものである。

キーワード 弾力的管理, 弾力放流, 平面二次元河床変動計算, 礫河原維持条件, マニュアル

1. 真名川ダムおよび流域の概要

真名川ダムは、洪水調節および発電、不特定用水を目的として、1979年に九頭竜川水系真名川の中流部に設置された、総貯水容量115,000千 m^3 の多目的ダムである。ダムの運用は、洪水期と非洪水期に分け、制限水位方式を採用している。(図-1、図-2)



図-1 真名川ダム位置図¹⁾

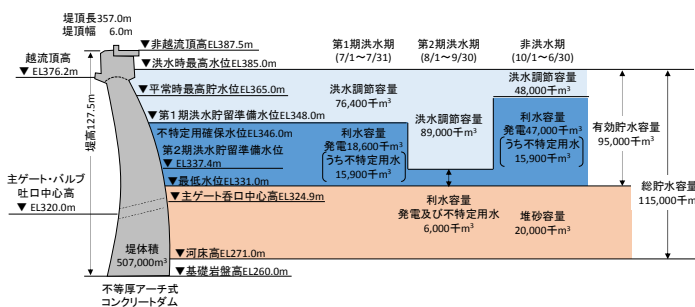


図-2 真名川ダム貯水池容量配分図²⁾

2. 真名川の変遷と現状

真名川ダム完成以降、ダム下流では流量の安定化や土砂供給の減少等が原因となり、滞筋の固定化や河道内の樹林化、ツルヨシの繁茂等、河川環境が劣化している状況がみられた(図-3上段、中段)。そこで、河川環境の保全・向上を目的として、2003年から弾力的管理試験(フラッシュ放流、置土、自然再生試験等)に取り組んでいる。また2011年以降は台風等による大規模な出水が続いていることもあり(図-4)、河道内に繁茂していた植生が流失して礫河原が形成され(図-3下段)、良好な河川環境の指標とされる河原植物であるカワラハハコが確認できるなど、河川環境が回復しつつある。



図-3 真名川の変遷 (ダム完成以前(1977年)～近年(2011年))

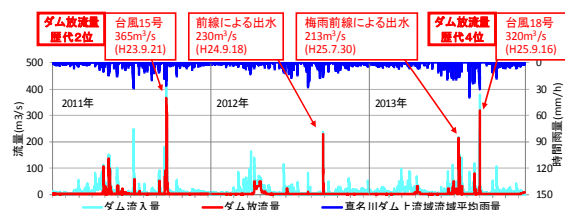


図-4 近年のダムからの流入量・放流量・雨量の時系列グラフ

3. 弾力放流に関するマニュアルの必要性と作成方針（考え方）

真名川ダムにおける弾力的管理は、洪水調節に支障を及ぼさない範囲で洪水調節容量の一部に流水を貯留し、これを適切に放流しダム下流河川に攪乱を与えることで、ダム下流の河川環境の保全・向上に役立てようというものである。

真名川ダムでは図-5に示すような真名川を目指して2003年から弾力的管理試験に取り組んでおり、2014年からは本格運用へと移行するため、運用基準を明示したマニュアルが必要不可欠であり、マニュアルに記載すべき内容を検討する必要がある。

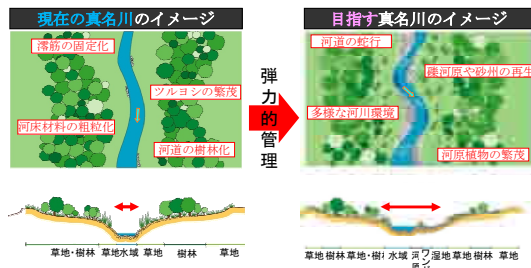


図-5 真名川における弾力的管理のイメージ

真名川ダムの弾力的管理では、ある一定の条件を満たした場合に、制限水位+2mを限度に洪水調節容量の一部に流水を貯留（活用容量）することとしている（図-6）。

この活用容量を利用して、2003年からはフラッシュ放流（あるピーク流量を一定時間放流する）、2011年からは融雪期に自然の中小出水を可能な限り再現するような放流を試みており（表-1）、本格運用では、融雪期にそのような放流を「弾力放流」として実施する予定である。

ただし、活用容量には上限があるため、活用容量内で効率的に放流を行うことによって、植生の繁茂や樹林化を防止し、また礫河原を維持する必要があるため、そのためには河川環境を改善しうる（植生の流失を発生させる）適切な放流の規模や頻度を見出す必要がある。ここではそのための検討ツールとして、植生の流失条件の評価が可能な平面二次元河床変動計算を活用することとした。さらに、設定した実施基準に則って弾力放流を行った場合のダムの水収支（貯水量の不足がなく確実に運用できるかを判断するダム運用シミュレーション）や、弾力放流実施時の九頭竜川本川および真名川の安全性（水位上昇等）についても確認しておく必要があるため、それらについても検討するものとした。

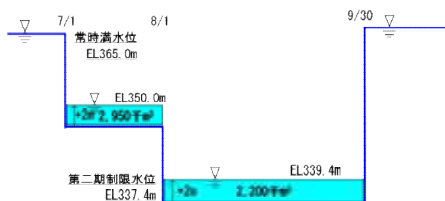


図-6 真名川ダムの活用容量のイメージ

以上より、マニュアルの作成は、図-7に示すような手順で行うものとした。

表-1 これまでの放流状況

実施日	ダム放流量のピーク流量	備考	実施日	ダム放流量のピーク流量	備考
2003.9	25 m ³ /s	フラッシュ放流	2011.5	136 m ³ /s	融雪出水
2004.11	45 m ³ /s	〃	2011.9	365 m ³ /s	台風15号(第2位)
2005.8	25 m ³ /s	〃	2012.4	50 m ³ /s	融雪出水
2005.12	40 m ³ /s	〃	2012.9	230 m ³ /s	前線
2006.11	45 m ³ /s	〃	2013.4	30 m ³ /s	融雪出水
2007.11	45 m ³ /s	〃	2013.7	213 m ³ /s	梅雨前線
2008.11	45 m ³ /s	〃	2013.9	320 m ³ /s	台風18号(第4位)
2010.4	70 m ³ /s	〃			()内は歴代ダム放流量のピーク流量順位

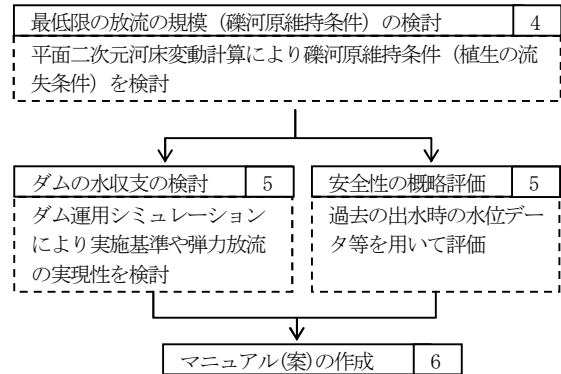


図-7 マニュアル作成フロー（フロー中の数字は見出し番号）

4. 礫河原維持条件の検討

礫河原維持条件を設定するためには、ダム下流の河床変動特性や植生を流失させる掃流力について、平面的に把握する必要がある。そこで、本検討では、それらを把握しうる平面二次元河床変動計算モデルを適用することとし、再現計算によりモデルの妥当性を確認し、次に予測計算により礫河原維持条件を検討した。

(1) 平面二次元河床変動計算モデルの構築（再現計算）

ここでは、平面二次元河床変動計算モデルを構築し、2010～2012年の実際の河床変動状況の再現計算を行うことにより、構築したモデルの妥当性を確認した。

a) 解析モデルの概要

今回用いる解析モデルは、一般曲線座標を用いた非定常平面二次元流れの計算と混合粒径を扱った河床変動計算から構成される。その計算は、ある時間間隔ごとに基礎式を繰り返し解析し、時々刻々と変化する河床形状と流れ場の算定を行う。解析モデルの概要を表-2に示す。

表-2 解析モデルの概要

項目	モデル仕様
モデル分類	平面二次元河床変動計算モデル
粒度モデル	混合砂 多層モデル
メッシュ	置土や自然再生試験の範囲の地形変化を分析評価可能なサイズ(5m～20m)
入力データ	河床高、粒度分布、下流端水位、上流端流量
出力データ	流砂量（土砂収支）、河床高、粒度分布

b) 再現計算条件の設定

再現計算の条件は、表-3に示すとおり設定した。

表-3 主な再現計算条件（平面二次元河床変動計算）

項目		内容	
計算対象領域		真名川大橋上流側(1.8k)～佐開橋付近(10.0k)	
計算対象期間		2010年12月～2012年12月（河床高のデータ存在状況から計算対象期間を設定）	
流量		計算期間中に発生した主要洪水を用いた(図-8)	
下流端水位		一次元不等流解析から作成したH-Q式	
計算メッシュ		縦断方向478（20mピッチ、一部重要区間では10mもしくは5mピッチ） 横断方向41（概ね5mピッチ）	
初期河床高		2010年河道(2010年およびそれ以前の横断測量データ、2012年のLPデータから作成)	
植生分布		2010年度の植生調査結果に基づき植生密度および植生高を各メッシュに与えた。	
河床材料の初期粒度分布		2012年度河床材料調査結果に基づき実際の河床変動を再現できるよう初期粒度分布を調整して与え、粒径階は6とした。(図-9)	
給砂条件		解析対象とした2洪水の間は、真名川頭首工の土砂吐ゲートが開放されていたことが分かっていることから、排砂を考慮し、掃流砂・浮遊砂を対象とする。給砂量は上流端での水理条件に見合った平衡流砂量で与えた。	
交換層・遷移層および各堆積層厚		0.15m	
空隙率		掃流砂・浮遊砂：0.4	
粗度係数	低水路粗度係数	0.027	流れの計算を実施し計算水位と痕跡水位との比較より妥当性を確認。植生の有無による粗度の変化も考慮。
	高水敷粗度係数	0.050	

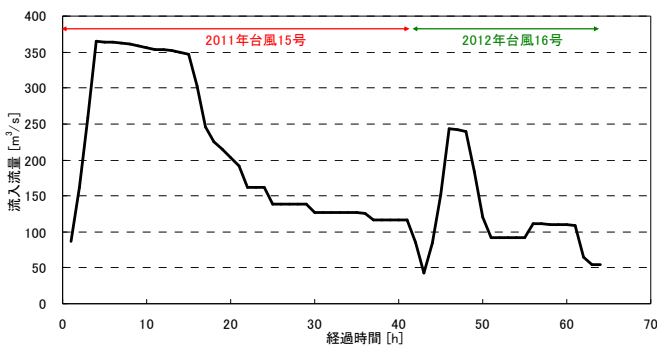


図-8 上流端境界で与える流入流量のハイドログラフ

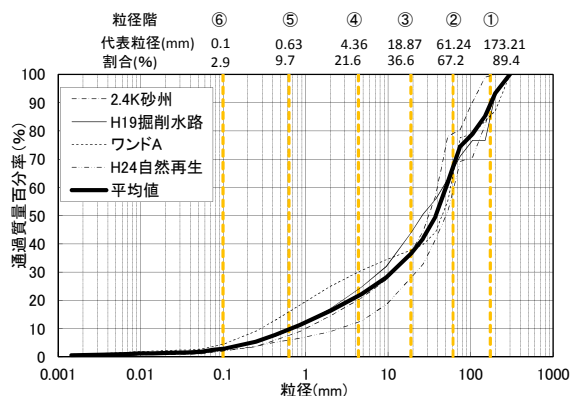


図-9 粒度モデルの粒径加積曲線

上記以外に設定する必要がある計算条件には「植生の流失条件」があり、この条件を如何に設定するかがモデルの精度を左右する重要なポイントとなるが、本検討では、無次元掃流力の最大値(τ_{*max})、無次元掃流力(τ_{*})×その発生（作用）時間(hour)の2つを指標として着目した。なお、 τ_{*} は植生流失条件として一般的に用いられる条件³⁾であるが、これにさらに時間の概念も指標に取り入れた理由は、 τ_{*} のみを指標とすると、ある一定の値を超えた瞬間に植生が流失する計算となり、実際の植生の流失過程（倒伏・根の部分の浸食等）とは異なってしまうためである。

植生の流失条件は、①2011年9月台風15号時の洪水波形を用いた平面二次元の流れ計算によって各メッシュにおける上記2つの指標の値を求め、②実績の植生の流失状況を航空写真と植生調査結果から確認し、最後に①と②を比較することにより条件を見出すものとした。

図-10は、各メッシュについて計算から得られた2つの指標値の関係および植生の流出状況について整理したものである。図より、概ね $\tau_{*} \cdot \text{hour} > 1.0$ 、 $\tau_{*max} > 0.05$ の領域に該当するメッシュで植生の流失が発生していることがわかる。よって、本検討では、 $\tau_{*} \cdot \text{hour} > 1.0$ かつ $\tau_{*} > 0.05$ となった場合に、植生の流失が発生すると設定した。なお、植生の流失に伴う各メッシュの粗度係数の扱いは、植生が流出した場合、 $n=0.050$ から $n=0.027$ へ変化させるようにした。

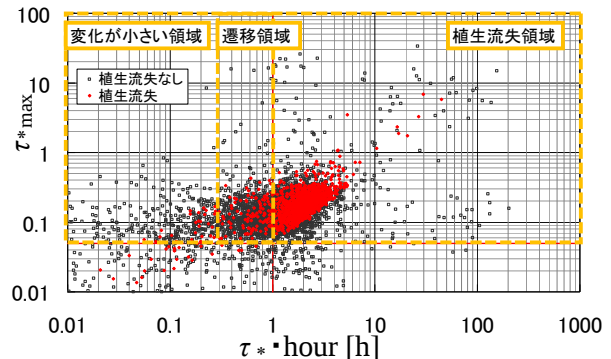


図-10 植生変化(草本類のみ)の有無と無次元掃流力と発生時間の積および無次元掃流力最大値の関係

c) 再現計算結果とモデルの妥当性評価

図-11に2010年を基準とした実測値および計算値の河床変動量の平面分布を航空写真上にプロットしたものを示す。河床変動量分布について、実測値と計算値の傾向は概ね一致している。

また、図-12に植生の流失状況について、実測値と計算値を比較したものを示す。実測値については、台風前(2010年12月)植生調査結果と台風後(2011年12月)の航空写真を用いて植生流失の有無を整理したものである。この図によると、植生流失の状況について、その詳細まで表現できているとは言えないものの、植生が変化した位置等の傾向は概ね一致している。

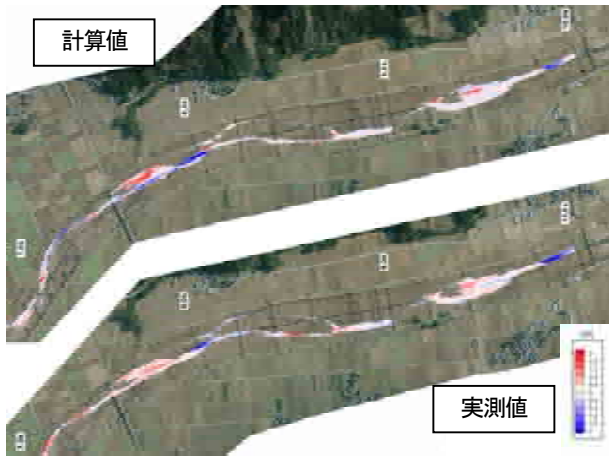


図-11 河床変動量の平面分布の例(上流部)

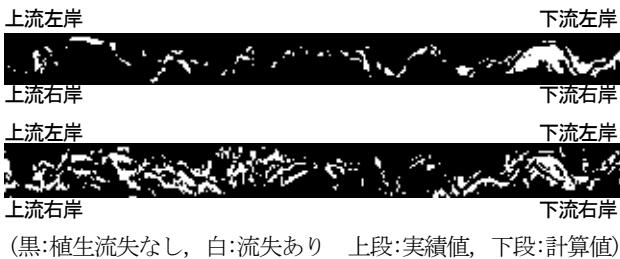


図-12 2011年9月台風15号出水後の植生流失状況

以上、河床変動量や植生変化に関する実測値と計算値の比較より、ここで構築したモデルは、概ね実測値の変化の傾向を再現できており、妥当であると考えられる。

(2) 礫河原維持条件の検討（予測計算）

ここでは、真名川において良好な河川環境を保全・向上（礫河原を維持）していくための適切な攪乱条件、すなわち、ダムからの適切な放流方法（放流量とその継続時間）を見出すことを目的として予測計算を実施した。

a) 予測計算条件の設定

予測計算の計算条件は、基本的には表-3と同様とし、それと内容が異なる項目のみ表-4に示す。

表-4 主な予測計算条件(平面二次元河床変動計算)

項目	内容
流量	150, 200, 250, 300, 350m³/sの一定流量を用いる。流量を与える継続時間は12時間とする。
初期河床高	2012年河道（2012年の横断測量データ、2012年のLPデータから作成）
植生分布	2012年度の植生調査結果に基づき植生密度および植生高を各メッシュに与える
河床材料の初期粒度分布	2012年度河床材料調査結果に基づき初期粒度分布を設定。粒径階は6とした。

※表-3と内容が異なる項目のみ

ここで、適度な攪乱を与える条件については、次のように考えた。

真名川の礫河原を維持するための攪乱条件として、(1)a)で設定した植生の流失条件（ $\tau_* \cdot \text{hour} > 1.0$ かつ

$\tau_* > 0.05$ ）が挙げられる。しかし、この条件では河川に比較的大きな影響を与えると考えられるとともに、必要となる外力（流量）も大きくなる。活用容量には上限があることに留意すると、礫河原を維持するための攪乱は上記条件より小規模な「適度な攪乱」であることが望ましいと考える。

τ_* に関しては、粒径の移動限界である0.05を閾値として選択するのが合理的である。一方、 $\tau_* \cdot \text{hour}$ は、既出の図-10によれば、 $\tau_* \cdot \text{hour} > 1.0$ で「植生流失領域」、 $1.0 > \tau_* \cdot \text{hour} > 0.3$ で「遷移領域」、 $0.3 > \tau_* \cdot \text{hour}$ が「植生変化の小さい領域」の3つに分類できる。

以上より、本検討では真名川に対して「適度な攪乱」を与えるための条件に、植生の流失がある程度始まると考えられる条件、つまり $\tau_* > 0.05$ かつ $\tau_* \cdot \text{hour} > 0.3$ （以降「適度な攪乱条件」と称する）を採用した。

b) 予測計算結果

図-13は流量ランク別に横軸に経過時間、縦軸に全計算メッシュのうち「適度な攪乱条件」を満足するメッシュの割合を示したものである。これによれば、ある程度時間が経過すると、いずれのケースも割合の時間変化が緩やかになる。どのケースが礫河原維持に有効であるかは評価が難しいが、自然出水を再現するという観点から既往10年間で最大のダム流入流量（表-5 後述）である184.17m³/sに近い200m³/sを放流量の目安とすると、6時間継続させれば全体の2割以上の領域で適度な攪乱条件を満足する。よって、「200m³/sを6時間継続」を礫河原維持の放流方法として採用し、この200m³/sを目標流量とすることとした。

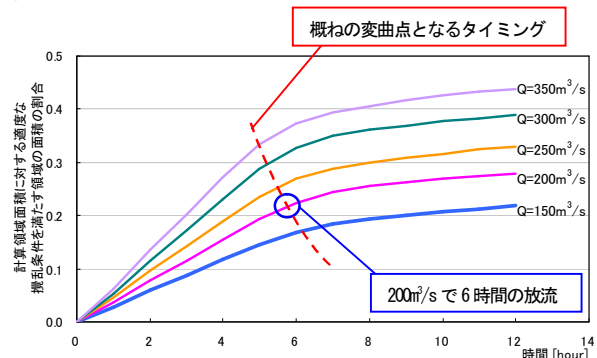


図-13 放流量とその継続時間および適度な攪乱条件を満たす領域面積の割合

5. 水収支の面から見た弾力放流の実現性の検討

ダムへの流入・放流量及び貯水量等、水収支の観点から、弾力放流が実現可能であるか検討を行った。

具体的には、直近10年間（2003年～2012年）のダムの実績運用データを用いて、融雪期に実施する弾力放流に活用容量を使用する場合のダム運用シミュレーションを実施し、弾力放流が可能であるかを評価するとともに、

弾力放流を行った場合の安全性について概略評価を行った。

a) 弾力放流実施基準の設定

直近10年を対象に、融雪期を3/1～5/31として真名川ダムの運用状況（貯水位、流入量、ダム放流量）を整理するとともに、その結果からダム放流開始時期、融雪期の流入規模やその頻度等を確認し、弾力放流の実施基準を設定した。

真名川ダムの融雪期の運用状況を表-5、図-14に示す。これらの結果より、貯水位がEL. 365m（常時満水位）付近に回復して流入量が100m³/s以上あれば、比較的大きな融雪出水と考えられ、最低限の流量規模が100m³/sとした場合、2年に1回以上の頻度で弾力放流の実施が期待できる。よって、弾力放流は融雪期（3/1～5/31）に、流入量100m³/s以上、貯水位がEL. 365m（常時満水位）付近であることを満足する場合に実施するものとした。

表-5 真名川ダムの融雪期の運用状況

年	ダム放流の開始日	ダム放流開始日～5/31		3/1～5/31	
		最大流入量 (m³/s)	流入量100m³/s 以上の発生回数	最大流入量 (m³/s)	流入量100m³/s 以上の発生回数
2003	4月17日	166.62	1	166.62	2
2004	5月4日	184.17	1	184.17	1
2005	4月12日	73.29	0	79.15	0
2006	4月11日	172.79	2	172.79	2
2007	放流なし	—	—	103.73	1
2008	4月24日	52.85	0	83.07	0
2009	放流なし	—	—	74.41	0
2010	3月16日	122.01	2	122.01	2
2011	4月26日	149.93	3	149.93	3
2012	4月10日	140.08	1	164.26	2
流入量100m³/s以上の発生頻度		6回/10年		7回/10年	

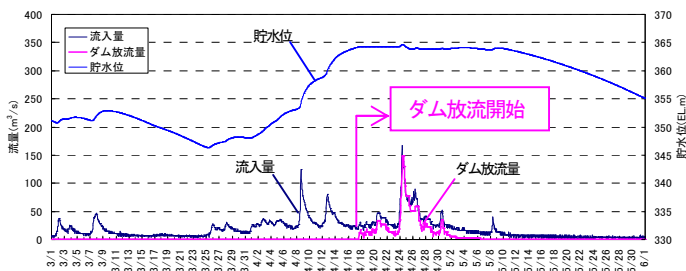


図-14 融雪期の運用状況の一例（2003年）

b) ダム運用シミュレーションの実施

a) で設定した実施基準および4) で求めた放流方法で弾力放流を行った場合のダム運用シミュレーションを実施し、放流の可能性を評価した。シミュレーションの条件を表-6に、シミュレーションの実施イメージを図-15に示す。

弾力的管理として弾力放流を実施する場合、放流に用いる水量は活用容量以内に収める必要がある。活用容量は7/1～7/31で2,950千m³、8/1～9/30で2,220千m³とされているが、実際の運用にあたっては、貯められる量はそ

の年の流況により変動するため、貯留できた容量見合いで放流方法（目標流量、その継続時間）を決める必要がある。そこで、本検討では安全側の評価となるように、少ない方の2,220千m³を貯留できたとして、平面二次元河床変動計算結果から求められた目標流量 200m³/sを放流した場合、活用容量以内に収まる継続時間が何時間か、直近10年間の実績の流入波形に対してシミュレーションを実施した。

表-6 ダム運用シミュレーション条件

項目	内容
活用容量	2,220千m³（安全側で設定）
対象年	2003～2012の10ヶ年
初期水位 流入量 発電取水量	実績値
ダム放流量	実績ダム放流量のピークで放流量を増大
増加時	放流の原則で放流
低減時	放流の原則の逆で放流し維持流量(0.67m³/s)まで低減
貯水位回復時	維持流量(0.67m³/s) ※弾力放流を実施した場合、基本的には貯水位回復は行わなくてよいが、本シミュレーションでは、発電への影響（弾力放流を実施した場合としなかった場合（実績の運用）の貯水位の低下している期間、および貯水位の回復状況）を参考までに確認するため、放流開始貯水位まで回復させることとし、その貯水位に回復すれば計算終了するものとした。（7/1までに回復しない場合は、7/1時点で終了）
貯水池H-V	2010年測量結果に基づく

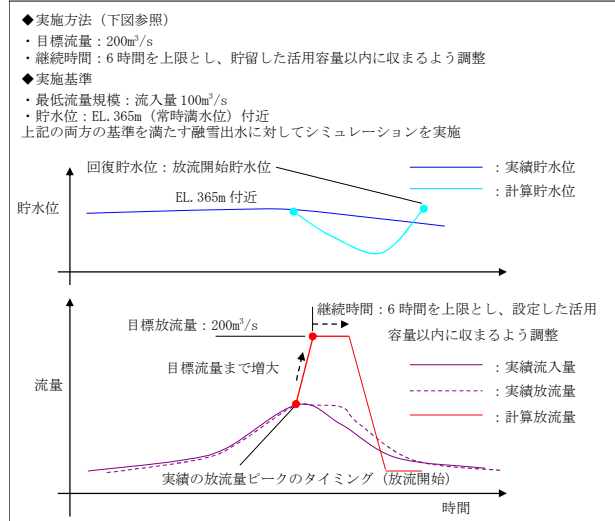


図-15 ダム運用シミュレーションのイメージ

c) シミュレーション結果と安全性の概略評価

シミュレーション結果の一例を図-16に、結果の一覧表を表-7に示す。この結果より、設定した実施基準で弾力放流を実施した場合、直近10年間の流況で評価すると「目標流量200m³/s、6時間継続」を満足する弾力放流は3回、継続時間が4時間を含めると6回実施でき、約2年に1回は弾力放流が実施可能と考えられる。ただし、これらは、活用容量を2,200千m³程度貯留することが前提条件となる。

また、真名川ダムで弾力放流を行ったときの真名川や九頭竜川本川へ与える影響や管理上の安全性について、過去の出水時のデータを用いて概略評価した結果、弾力放流を実施しても、下流河川の施設管理への影響は小さく、安全性は確保できるものと判断した。

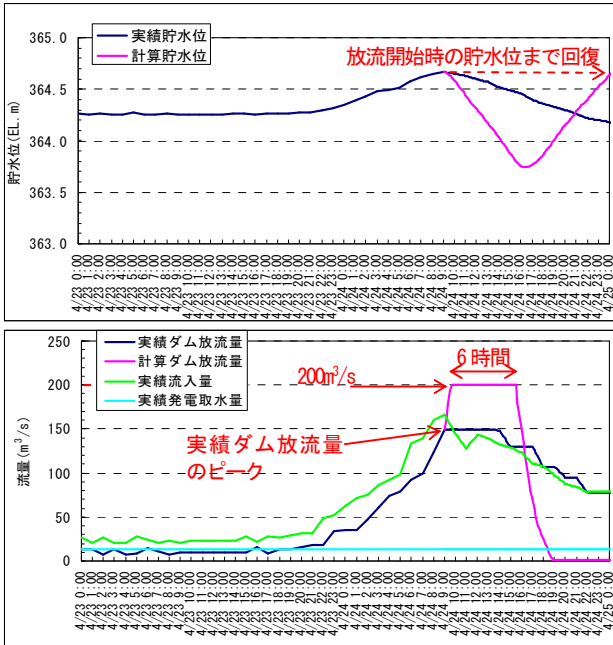


図-16 ダム運用シミュレーション結果の一例（2003年）

表-7 ダム運用シミュレーション結果

年	使用水量 ^{※1} (千 m^3)	200 m^3/s 継続時間 (hr)	200 m^3/s 継続時間 (min)	水位回復 の判定 ^{※2}	水位低下時間 ^{※3} (hr)	水位低下時間 ^{※3} (min)
2003	1,498	6	0	○	15	20
2004	1,318	6	0	○	16	10
2005	2,143	2	50	○	32	30
2006	2,172	4	30	○	20	10
2007						
2008	2,136	1	40	×	1614	0
2009						
2010	2,182	4	40	○	32	30
2011	2,151	4	20	○	25	20
2012	2,004	6	0	○	18	0

※1: 水位低下中の実績流入量－計算放流量からもとめる容量

※2: 放流開始の貯水位に回復したかどうかを判定

※3: 放流開始により水位低下してから回復するまでの時間

6. マニュアル（案）の作成

真名川ダムの弾力的管理試験を含めたダム操作に関連するルールとしては、①真名川ダム操作規則、②真名川ダム操作細則、③真名川ダム操作実施要領、④真名川ダム弾力的管理試験実施要領の4つが挙げられる。このうちの④に上述の検討結果を踏まえ、表-8に示す項目を追加する形で「真名川ダム弾力的管理マニュアル（案）」を作成した。なお、操作規則・細則については、今後さらに検討を進めた上で変更するものとし、今回は運用面のみを扱うものとしてマニュアル（案）を作成した。

表-8 マニュアル（案）の主要記載項目とその内容

項目	内容
実施目的	ダム下流河川に適度な攪乱を与えることで良好な砂州を維持するなど、ダム下流河川環境を保全・向上すること
実施時期	融雪期の3月1日から5月31日の間
実施基準	以下の条件を全て満たした場合に実施 ・活用期間中に活用容量を貯留できた場合 ・貯水位が常時満水位の標高 365 メートル付近まで回復した場合 ・流入量が毎秒 100 立方メートル以上の場合 ・目標放流量を継続した時刻が夜間に及ばないと予想される場合
実施方法	① 通常運用どおりに融雪出水を処理していき、毎秒 200 立方メートル（目標放流量）までダム放流量を増加 ② 目標放流量の継続時間の上限を 6 時間とし、貯留した活用容量以内に使用水量が収まるよう継続時間を制御 ③ 目標放流量を所定の時間継続すれば弾力放流が終了 ④ 終了後は流入量までダム放流量を低減
実施頻度	融雪期に1回
中止基準	以下のようなことが想定される場合は中止 ・下流河川で被害が想定される、または発生した場合 ・ダム管理や河川管理に支障を及ぼすおそれがある場合 ・弾力放流を実施することで活用容量以上の容量を使ってしまうと想定される場合

7. まとめ

礫河原の維持などダム下流の河川環境を保全・向上に効果的な放流方法を定めた弾力的管理に関するマニュアル（案）を作成するために各種検討を行った。まず、平面二次元河床変動計算によって、礫河原を維持するための放流方法（弾力放流）は「200 m^3/s を6時間継続」と判断した。次に、直近10年間のダム流入等を整理し弾力放流の実施基準を設定し、活用容量2,200千 m^3 を前提に水収支のシミュレーションを行った結果、融雪期に100 m^3/s 以上の流入量が10年中6回あり、その年であれば弾力放流が可能（約2年に1回実施可能）であることを確認した。さらに、弾力放流を実施したとしても、ダム下流河川の施設管理への影響は少ないことを確認した。以上の検討内容を踏まえ、マニュアル（案）を作成した。

今後は、作成したマニュアルをもとに本格運用へと移行する予定であるが、1,2年は弾力的管理本格運用の試行期間として作成したマニュアル等の検証を行い、その結果を踏まえマニュアルを適宜見直す予定である。また、弾力的管理の本格運用に向けては、弾力的管理に関する記述を操作規則・細則に追加して、操作規則・細則に弾力放流を位置づける（操作規則・細則の変更）とともに、操作実施要領も変更することが必要である。

参考文献

- 岡村政彦：真名川ダムにおけるフラッシュ放流と河川環境再生の取り組みについて、河川2009-3号
- 国土交通省 近畿地方整備局 九頭竜川ダム統合管理事務所：九頭竜川ダム・真名川ダムパンフレット
- 大沼克弘：植生消長シミュレーションソフトの開発について、河川2005-12号

電子防災情報システムの構築

駒口 誠治¹・有富 孝一²

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 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）

近年、大規模な自然災害が多発し、多くの地方整備局で自治体支援等の対応が必要になっている。2013年8月に「国土交通省南海トラフ巨大地震対策計画中間とりまとめ」¹⁾が公表された。その中で、「被災情報の収集・共有を迅速・正確化する」ために情報システムを活用する重要性が示されている。そこで、TEC-FORCE隊員が派遣された被災地の情報を収集し、情報を伝達する手順に着目し、被災情報の収集・共有を迅速・正確化する電子防災情報システムを構築し、その有効性と運用に向けての課題について考察した。

キーワード 南海トラフ巨大地震、電子防災情報システム、災害情報、情報共有

1. 目的

2013年8月に「国土交通省南海トラフ巨大地震対策計画中間とりまとめ」が公表された。その中で、「被災情報の収集・共有を迅速・正確化する」ために情報システムを活用する重要性が示されている。国民の生命及び財産を守る上で、的確な状況把握と迅速に高度な対応方針を決定することは極めて重要である。これを実現するため、各組織や各現場等からリアルタイムに集まる被災状況及び各種インフラ等の関連情報を迅速かつ確実にウェブ地図上に集約して表示する必要がある。本論文では、TEC-FORCE隊員が派遣された被災地の情報を収集し、情報を伝達する手順に着目し、被災情報を共通のインターフェースで共有することが可能な電子防災情報システムを構築し、被災情報の収集・共有を迅速・正確化の実現を目指すことを目的とするものである。

2. 災害対応業務にかかる現状の問題点の整理

被災した地方公共団体等の災害応急対策に対する技術的な支援を円滑かつ迅速に実施することを目的として組織されたTEC-FORCE隊員は、災害発生後に被災地に派遣され、被害状況の調査等の支援活動を行っている。2012年以降にTEC-FORCE活動を行った被災地のうち、宇治市の担当者及び現地に派遣されたTEC-FORCE隊員に対し、活動内容に関する課題についてヒアリングを行ったところ、以下のような課題が整理された。

表-1 災害対応業務にかかる現状の問題点

- | |
|--|
| ①TEC-FORCEの活動内容が自治体側で把握されていなかった
②市の職員は、自分の持ち場の対応に追われ、TEC-FORCE隊員の活動に対するサポートを充分に行う事が出来ない。
③TEC-FORCE隊員は土地勘が無い場合がほとんどであるため、現地の地理を把握していない。
④現地調査の精度向上
⑤情報共有のための情報システムの有効活用（WebGIS等） |
|--|

これらの問題点を改善するため、以下のような対策が必要になると考えられる。

表-2 問題点への対応策

- | |
|---|
| ①TEC-FORCEの活動内容・対象範囲の周知
②TEC-FORCE側での装備の充実（PC、通信機器、タブレット等モバイル端末、プリンタ、FAX等）
③被災地の地理情報を予め収集し、派遣されるTEC-FORCE隊員に事前に提供する体制・システムの整備
④TEC-FORCE隊員の安全を確保しつつ、調査の精度を向上するための計測機器、情報機器の活用
⑤位置を伴う情報を他機関と共有する標準的な仕組みの整備 |
|---|

3. 効率的な被災箇所調査のための電子防災情報システムの構築

前述の課題に対する対応策を実現させるため、また、TEC-FORCE隊員が収集する情報の他に、CCTV等の観測機器から得られる情報や他機関から提供される情報も存在することから、これらの情報を併せて地図上に集約し、効率的に災害情報を管理するため、電子国土²⁾を基盤図とした電子防災情報システムを構築する。以下に想定される利用場面を示す。



図-1 想定されるシステムの利用場面

図-1に示す通り、電子防災情報システムは、災害発生直後から約1か月程度の間に利用されるシステムであり、将来的には取り扱う情報の一部を関係機関や国民に対してインターネットなどを経由して情報提供することが想定される。

電子防災情報システムを利用することで、TEC-FORCE隊員は、タブレット端末を利用して被災情報を伝達し、各拠点の職員との情報を共有することが可能となる。また、各拠点の職員は、省内のネットワークに接続されたPCの画面上で、TEC-FORCE隊員の調査位置や調査内容を確認したり、他機関から収集した情報を電子国土の地図上に登録して、関係者と情報を共有することができる。システムの利用イメージを以下に示す。



図-2 電子防災情報システム利用イメージ

4. 被災箇所、被災状況調査結果作成アプリ試作

(1) 電子防災情報システムの機能要件

TEC-FORCE隊員が現地で使用するタブレット端末は、インターネット接続が可能で、現地調査結果の入力、送信の他、事務所や他のTEC-FORCE派遣隊との情報交換も可能な機能を有することが望ましい。これらの機能を満たすため、タブレット端末のアプリに求められる機能及び、情報を共有・蓄積するために使用するサーバ側の機能を以下に示す。

表-3 電子防災情報システムの機能

構成要素	機能概要
タブレット端末	●写真撮影機能 ●データ送信機能 ●電子防災情報図表示機能 ●メール等による対策本部からの通知受信機能
アプリケーションサーバ	●電子国土を背景図として、現地調査結果等を地図上に表示することができるWebサイト ●現地調査結果の帳票をExcelファイル等に出力できるWebサイト
データ共有サーバ	●タブレットから受信したデータを蓄積し、アプリケーションサーバからの要求に応じてKMLファイル等を送信する役割を担う

(2) 電子防災情報システムの機器構成

本システムにおいては、サーバ側の機能をパブリッククラウドサービス（Amazon社のEC2、S3を使用）を用いて試験的に構築している。本格運用にあたっては、セキュリティ対策、アクセス権の設定等の対策を行った上で整備していく必要がある。今回構築した電子防災情報システムの機器構成を以下に示す。

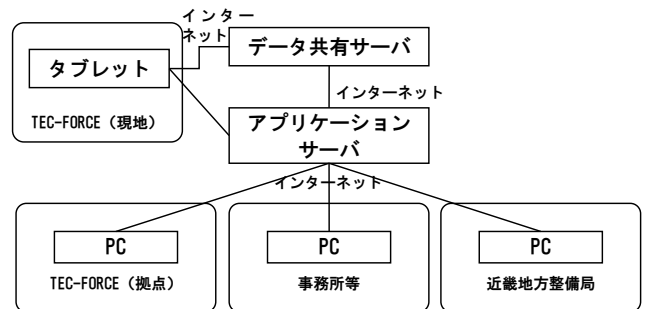


図-3 電子防災情報システム機器構成

(3) タブレット端末の選定

TEC-FORCE隊員が被災現地で使用するタブレット端末の選定を行った。本システムの構築においては、広く一般に普及しており、複数のメーカーより機種を選定することが可能なことから、AndroidOS上で稼働するアプリを開発することとした。そのため、タブレット端末の選定にあたっては、以下に示す指標とした。

表-4 タブレット端末評価指標

項目	内容
機能	●3G、LTE等の電話回線網に接続できること ●AndroidOSを採用していること ●GPS機能を有していること
性能	●連続利用時間が長いこと ●かさ張らないサイズであること ●防塵・防水対策がされていること ●耐衝撃性の設計がされていること
調達	●日本国内で入手可能なこと ●平均的な市場価格で入手可能であること

(4) タブレット端末用アプリの開発

TEC-FORCE隊員が被災現地でアプリを利用する場面

を以下のように想定し、アプリの開発を行った。

表-6 タブレット端末用アプリの利用場面

利用場面	利用方法
拠点から被災現地までの移動中	●インターネットに接続し、地図を表示しながら、被災現地の周辺情報や他のTEC-FORCE派遣隊の情報等を確認する。
被災現地	●現地の写真撮影する。 (必要に応じ、アプリの機能を利用し、高さ、距離を計測・記録：レーザー距離計等併用) ●現地調査結果 (GPSによる位置情報を含む) を登録し、サーバにアップロードする。 ●被災現地が通信エリア外の場合は、タブレット端末内にデータを保存する。
被災現地から拠点までの移動中	●移動中に通信エリア内に入れば、まとめてデータをアップロードする。 ●インターネットに接続し、地図を表示しながら、翌日以降に予定している現場の周辺情報や他のTEC-FORCE派遣隊の情報等を確認する。

上記の利用場面を想定し、開発したタブレット端末用アプリの画面イメージを以下に示す。電子国土を背景とした地図の閲覧、写真撮影、調査結果の入力、データの送信が可能である。



図-4 タブレット端末用アプリの画面イメージ

5. TEC-FORCE活動集約システムの開発

TEC-FORCE活動集約システムは、省内のネットワークに接続されたPCからブラウザ上で閲覧・操作が可能なシステムとして開発を行う。本システムでは、地図上にTEC-FORCEからの現地調査結果等を表示するとともに、現地調査結果等の帳票を出力することができる。

(1) 既存の地図データの活用

電子防災情報システムでは、基盤図として電子国土を使用する。その他、近畿地方整備局が独自に所有しているGISデータや施設情報等も取り扱う。そこで、取扱う地図データの種別に応じてレイヤを分けて表示することとした。地図データのレイヤ分けの考え方を以下に示す。

表-7 地図データのレイヤ分けの考え方

項目	内容
電子国土レイヤ	●国土地理院が提供する地図サービス。電子国土ポータルで公開しているデータを対象とする。
WMSレイヤ	●近畿地方整備局が独自に整備しているGISデータを使用する。データの履歴管理も可能とする。 ●インターネットでWMSとして公開しているサービスを使用する。例) 国土数値情報 等
調査レイヤ	●災害時に発生する情報、時々刻々と変化する情報等、「短時間の間に更新を繰り返す」ことが想定される情報を取り扱う。本システムにおいて調査レイヤとして取り扱う情報を以下に示す。 ・TEC-FORCEの位置情報 ・TEC-FORCEによる現地調査結果 ・資機材の位置、諸元情報 ・CCTVの位置情報 ●基本的なファイル形式はマップシート(KML)とする。 ●データの履歴管理も可能とする。

以下に、電子防災情報システムをPCのブラウザで表示した場合の地図画面のイメージを示す。左側のレイヤー設定メニューで表示するレイヤを切替える事ができる。

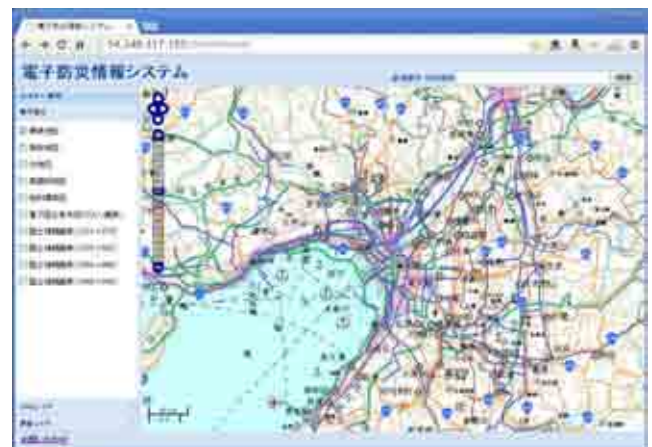


図-5 電子防災情報システム地図画面イメージ

(2) TEC-FORCEからの情報集約

TEC-FORCE隊員がタブレット端末からアップロードする被災箇所・被災状況調査結果は、パブリッククラウドを利用して構築したデータ共有サーバに集約される。データ共有サーバに集約されるデータの形式は、テキストデータは、KML形式、写真等の画像データは、JPG形式で所定のフォルダに保存される。データ共有サーバ上では、Webサイトとしてのデザイン情報を一切保持せず、Webサイトとしてのデザイン情報は、アプリケーションサーバ側で準備する仕組みを採用した。この仕組みを採用することで、データとアプリケーションとの独立性を確保し、同じデータを使用して異なるアプリケーションを作成することが可能となる。例えば、「TEC-FORCE

隊員の位置だけを表示するアプリケーション」を作成したい組織と「調査結果をExcelの帳票形式に出力するアプリケーション」を作成したい組織は、互いのアプリケーションに影響を及ぼすことなく、アプリケーションを作成することができる。将来的に他機関にデータを公開し、他機関側のシステムの地図上にTEC-FORCEの調査位置を表示したいという要望にも、電子防災情報システム側に変更を加えることなく実現することが可能となる。以下に、TEC-FORCEからの情報集約のイメージを示す。

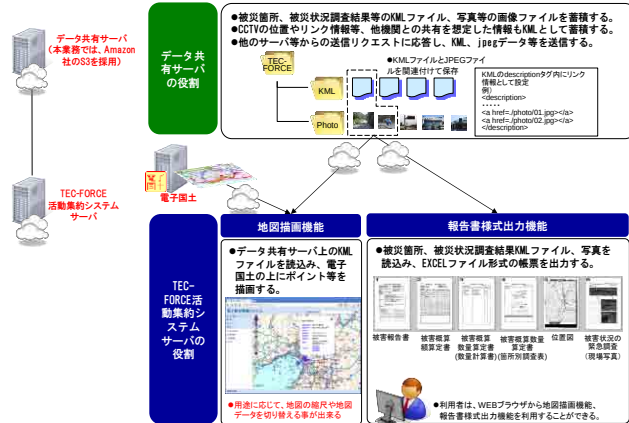


図-6 TEC-FORCEからの情報集約イメージ

(3) Webアプリケーションの開発

本システムの構築においては、TEC-FORCE隊員から集約した情報を元に、データ共有サーバに蓄積された情報を利用して「電子防災情報システムの地図上に現地調査結果を表示するWebアプリケーション」と「現地調査結果を所定の様式に整形してExcelファイルとして出力するWebアプリケーション」を開発した。

特に現地調査結果の表示については、サーバー側セキュリティの関係でポップアップ禁止等、ユーザインターフェースの制約条件が存在したが、ライブラリの活用等のコーディングを工夫することで改善を図った。

これらのWebアプリケーションは、データ共有サーバを参照できる環境であれば、省内のネットワーク内でもインターネット上にもサーバを設置することができ、非常に拡張性に優れた仕組みであるといえる。図-7、図-8にそれぞれのWebアプリケーションのイメージを示す。



図-7 電子防災情報システム調査箇所表示イメージ

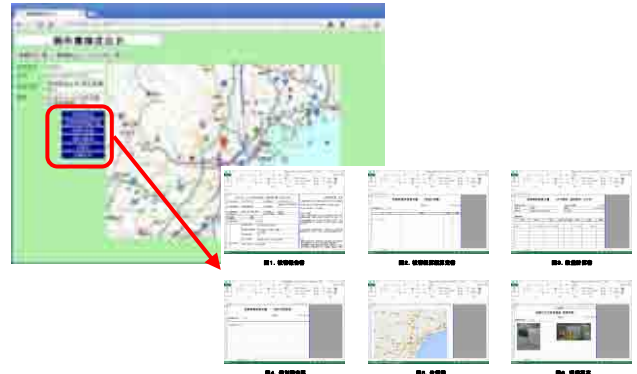


図-8 調査結果帳票出力アプリケーションの画面イメージ

6. 今後の課題と展望

タブレット端末用アプリのユーザビリティを向上するため、TEC-FORCE隊員によるフィールドでの試験を実施し、改良を継続して実施する必要がある。また、より汎用性を高めるために、iOS用アプリの開発も進める必要がある。

一方、Webアプリケーションにおいては、パブリッククラウドを用いて認証された利用者だけが利用可能な環境を構築したが、実運用に向けては、データ共有サーバやアプリケーションサーバ等を省内に設置するか、その場合のセキュリティ対策の考え方をどのように整理するか、他機関との情報共有をどのように推進するか等の課題を解決していく必要がある。

今年度から、国土地理院においても電子防災情報システムの開発が行われることから、国土地理院と連携し、総合的で、より実用的な電子防災情報システムを構築するため、これらの課題をひとつひとつ解決し、一日も早く災害時における被災情報の収集・共有の迅速・正確化を図れるよう取り組んでいきたい。

参考文献

- 1) 国土交通省南海トラフ巨大地震対策計画中間とりまとめ
:<http://www.mlit.go.jp/report/press/mizukokudo03_hh_000673.html>
- 2) 電子国土ポータル:< <http://portal.cyberjapan.jp/>>
- 3) 有富孝一: No.20 大規模災害発生時における地理空間情報の活用による災害情報の共有
:<<http://www.kkr.mlit.go.jp/plan/happyu/theses/2013/05.html>>

南海トラフ巨大地震にかかる 近畿地方地域対策計画の策定

森田 誠¹・吉村 敏²

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

²近畿地方整備局 企画部 防災課（〒540-8586 大阪市中央区大手前 1-5-44）

我が国においては、21 世紀前半に南海トラフ沿いで大規模な地震が発生することが懸念されている。国土交通省は、この「南海トラフ巨大地震」に対し、総力を挙げて取り組む「国土交通省南海トラフ巨大地震対策計画」の検討を進めてきた。近畿地方においても、近畿地方を所管する国土交通省の外局及び地方支分部局が検討を進め、2014 年 4 月 1 日「南海トラフ巨大地震対策計画 近畿地方地域対策計画（第 1 版）」を策定したところである。本論文は、この「南海トラフ巨大地震対策計画 近畿地方地域対策計画（第 1 版）」の策定経過並びに計画の内容について報告を行うものである。

キーワード 南海トラフ 巨大地震 防災計画 排水計画 道路啓開 航路啓開

1.背景

2011 年 3 月 11 日に発生した、東日本大震災の教訓を踏まえ、「国難」ともいうべき大規模災害を意識した計画検討が進められてきた。

当該地域においては、21 世紀前半に南海トラフ沿いで大規模な地震が発生することが懸念されており、この南海トラフの巨大地震が、最大クラスの規模で発生した場合には、東日本大震災を超える甚大な人的・物的被害が発生することはほぼ確実な状況である。

そこで、中央防災会議防災対策推進検討会議は、南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループを設置・検討を進め。同グループは、最新の科学的知見等に基づき、2013 年 5 月に「南海トラフ巨大地震対策について（最終報告）」を公表した。

これを受け、国土交通省では、2013 年 7 月 1 日に「国土交通省南海トラフ巨大地震・首都直下地震対策本部」及び「対策計画策定ワーキンググループ」を設置し、改めて巨大地震への対策計画の検討進めることとなった。

2.検討経過

2013 年 7 月 1 日

国土交通省は、「国土交通省南海トラフ巨大地震・首都直下地震対策本部（以下、対策本部という）」を設置

2013 年 8 月 22 日

対策本部は、「国土交通省南海トラフ巨大地震対策計画中間とりまとめ」を公表

2013 年 12 月 6 日

近畿地方を所管する国土交通省の外局及び地方支分部局（以下、地方支分部局等という）は、100 を超える関係機関が参加する「近畿地方地域対策計画策定連絡会（第 1 回）」を開催

2014 年 1 月 30 日

「近畿地方地域対策計画策定連絡会（第 2 回）」

2014 年 2 月 24 日

「近畿地方地域対策計画策定連絡会（第 3 回）」

2014 年 3 月 14 日

地方支分部局等は、「近畿地方地域対策計画（案）」をとりまとめ国土交通省へ提出

2014 年 4 月 1 日

「近畿地方地域対策計画（第 1 版）」策定

3.近畿地方地域対策計画策定連絡会

近畿地方地域対策計画（以下、本計画という）の策定主体である地方支分部局等は、関係省庁、関係府県市、公共機関等の104の協力機関が参加する「国土交通省南海トラフ巨大地震対策計画近畿地方地域対策計画策定連絡会（以下、連絡会という）」を開催し意見交換を行いながら検討を進めてきた。アドバイザーとして、学識経験者であり「中央防災会議防災対策推進検討会議」の委員であり、「南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ」の主査を務められる関西大学の河田恵昭教授を迎えて行われた。（写真-1）

4.近畿地方地域対策計画の概要

(1) 対策計画の意義

本計画は、南海トラフ巨大地震による近畿地方の危機に備えるべく、多くの社会資本の整備・管理や交通政策、海上における人命・財産の保護等を所管し、地方支分部局等の総力を挙げて取り組むべきリアリティのある対策をまとめるものである。

(2)被害想定と5つの深刻な事態

被害想定については、中央防災会議公表による南海トラフ巨大地震の外力及び被害を基本にしつつ、府県が独自に公表している被害を考慮し、より大きな被害を採用することで、深刻な事態を想定した。

これらの想定される外力と被害を地図上で重ね合わせ、近畿地方における被害の全容を俯瞰し、計画を策定するにあたり、先ず取り組むべき課題として、次の5つの深刻な事態をとりまとめた。

5つの深刻な事態（図-1）

- ①紀伊半島沿岸部等における津波
- ②大阪平野における津波
- ③密集市街地における家屋倒壊／火災
- ④公共交通等における重大な事故
- ⑤コンビナートにおける火災／油流出

(3)取り組むべき対策

本計画において取り組むべき対策は、“応急活動計画”と“戦略的に推進する対策”の2本立てとしている。

① 応急活動計画

地震発生からの時間軸を念頭に置き、東日本大震災の教訓や実際の対応も参考にしつつ、巨大地震発生直後から概ね7日～10日目までの間を中心に、国土交通省として緊急的に実施すべき主要な応急活動並びに当該活動を円滑に進めるためにあらかじめ平時から準備しておくべき事項に焦点を絞って記載している。

応急活動計画の検討にあたっては、発災直後からの各機関の動きを時間経過で整理するため、時系列推移（タイムライン）を作成し、関係機関との災害対応の流れを確認した。（図-2）

②戦略的に推進する対策

巨大地震による揺れ・津波・土砂災害・地盤沈下・液状化・火災等による甚大な人的・物的被害を軽減するため、国土交通省として取り組むべき予防的な対策として、大きく①応急活動計画を円滑に進めるために必要な対策並びに②被害を軽減するために必要な対策について、中長期的な視点も踏まえつつ記載している。



写真-1 近畿地方地域対策計画策定連絡会の様子



図-1 5つの深刻な事態



図-2 時系列推移（タイムライン）

4.応急活動計画の検討

先に述べた近畿地方における5つの深刻な事態に対し、各機関が取り組むべき具体的な応急活動計画の検討を行った。表-1に検討した応急活動計画に関する検討項目とその整理内容を取りまとめた。

特に、第1版では、特に発災直後～72時間の救命・救助の応急活動が卓越する時間帯に重点を置いた記載となっており、この時間帯では特に自衛隊等や警察、消防といった機関の活動が重要となることから、情報共有が図られた内容については、応急活動計画の中に盛り込んでいる。

検討した応急活動計画については、5つの深刻な事態ごとに被害の様相と緊急対応の内容を取りまとめるとともに（図-3、4）、発災直後から、段階的な時間経過を想定した取りまとめもあわせて行っている。（図-5、6）

5.まとめ

本計画は、南海トラフ巨大地震に対して、一人でも多くの人命を救うとともに、被害の拡大の防止・軽減を図るため、「近畿地方地域対策計画（第1版）」を策定。今後、この計画に基づき、応急活動体制の充実・強化を図るとともに、被害を軽減するために必要な対策を戦略的に推進するとともに、関係機関と連携した防災訓練を実施し、訓練を通じて得られた課題や関係機関の応急活動計画の検討の進捗状況等に応じて、適宜計画を改定する予定である。

近畿地方地域対策計画（第1版）は下記HPでご覧頂くことができます。

近畿地方地域対策計画（近畿地方整備局HP）

http://www.kkr.mlit.go.jp/plan/nantora_chiikitaisaku/index.htm

なお、本論文は、著者の前所属である企画部防災課での業務成果を取りまとめたものである。

表-1 応急活動計画に関する検討項目と整理内容

項目	整理内容
情報収集・共有に関する関係機関との連携	国土交通省所管ヘリに加え、関係機関のヘリによる調査を想定したヘリルート図を作成。CCTV映像による被害状況把握方法を整理 また、現状の共有方法を整理するとともに、防災情報システムを利用した場合の情報の共有イメージを整理
紀伊半島沿岸部等における津波に対する総合啓開による応急活動計画	道路啓開による救命救活動部隊の早期進出の支援等について整理
大阪平野における津波退位するの緊急排水計画	大阪平野に津波が到達するまでの間の避難誘導や水門操作などの被害の拡大を防ぐ活動や、津波到達後の早期救助のための排水計画について整理
密集市街地における家屋倒壊／火災に対する救命救急活動の支援	倒壊家屋等にいる生存者の救命救助や火災の延焼防止のために消火の早期着手に向けた支援内容を整理
公共交通等における重大な事故に対する安全の確保	鉄道の緊急停止や航空の一時閉鎖、避難誘導などによる、利用者の安全確保策について整理
石油コンビナートにおける火災／油流出に対する応急活動計画	被害状況の把握、被害拡大の防止、被災や油流出の状況に応じた消火や油の防除に関する活動内容を整理



図-3 地域対策計画の概要（①紀伊半島沿岸部等における津波）



図-4 地域対策計画の概要（②大阪平野における津波）



図-5 応急活動の概要（発災直後）



図-6 応急活動の概要（津波注意報解除後）

平成25年台風18号における淀川水系ダム群の 統合操作について

松田 政裕¹・竹澤 秀史²

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

²（独）水資源機構 関西支社 施設管理課 （〒540-0005 大阪府大阪市中央区上町A番12号）。

淀川ダム統合管理事務所では、淀川水系の7つのダム群を統合操作することで、洪水時における効果的な洪水流量の低減を図っている。平成25年台風18号においては、瀬田川洗堰の全閉操作および淀川水系の7つのすべてのダムで洪水調節（防災操作）を実施するだけでなく、天ヶ瀬ダムおよび日吉ダムでは管理開始以降初めての異常洪水時防災操作を実施することとなった。一方、木津川流域の5ダムでは、ダム下流の浸水被害軽減のためにダムの貯留を通常の洪水調節操作よりも増やす操作をしつつ、堤防が危険な状態にあった桂川の水位低下のために放流量をさらに減らして貯留を増やし、三川合流点の水位を低下させる統合操作を実施した。これらの結果、甚大な被害の発生を防ぐことができたと考えられる。

キーワード 淀川水系ダム群、統合操作、三川合流点

1. 台風18号について

9月13日3時に小笠原諸島近海で発生した台風第18号は、発達しながら日本の南海上に北上し、14日9時に強風域の半径が500kmを超えて大型の台風となった。

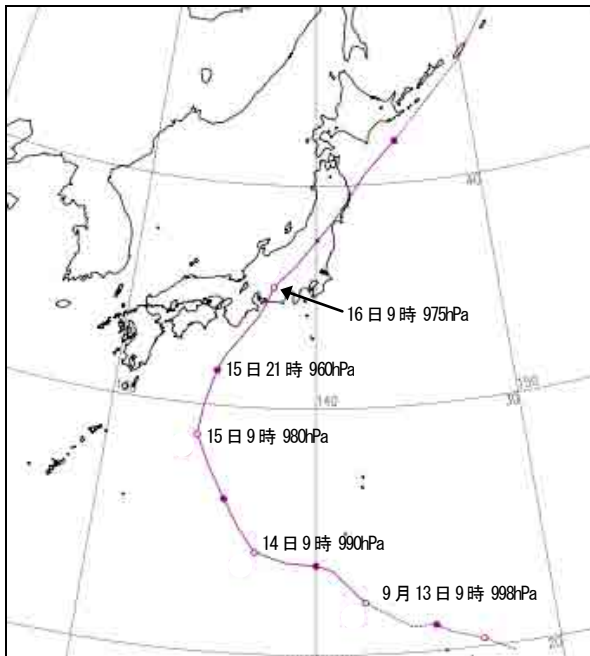


図-1 台風18号の経路図（気象庁提供資料（一部加筆））

近畿地方では台風の接近・通過に伴って、前線や台風周辺から流れ込む湿った空気と台風に伴う雨雲の影響か

ら、雨域が居座り、長時間にわたり強い降雨をもたらした。

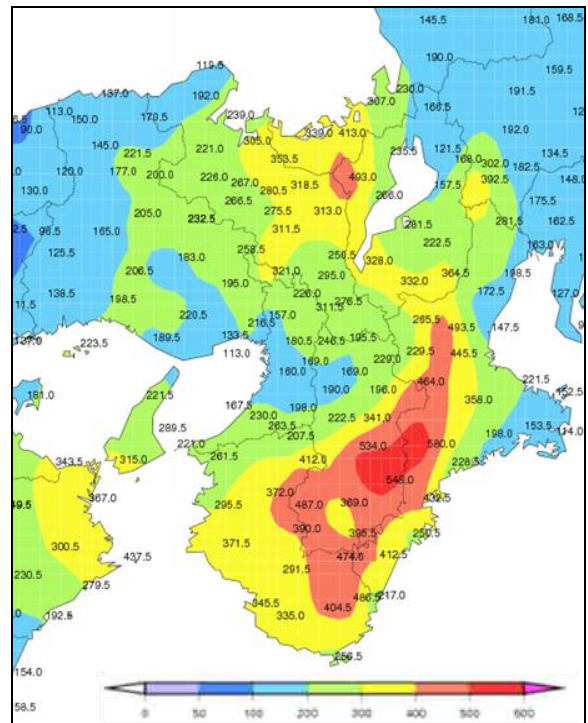


図-2 等雨量線図（9月14日21時～16日24時）

（気象庁提供資料）

16日5時5分には、気象庁が京都府、滋賀県及び福井県に運用開始後初めて大雨特別警報を発表した。

表-1 各ダムにおける出水と洪水調節（防災操作）の状況

管理者	河川名	ダム名	流域面積 (km ²)	流域平均累 計雨量(mm)	最大調節時 流入量 (m ³ /s)	ダムでの最 大調節量 (m ³ /s)	最大調節時 放流量 (m ³ /s)	貯め込み量 (万m ³)
国土交通省	宇治川	天ヶ瀬ダム	352	300	1,360	500	860	870
水資源機構	木津川	高山ダム	615	290	1,580	1,130	450	2,370
	木津川	青蓮寺ダム	100	368	500	330	170	500
	木津川	室生ダム	136	226	330	250	80	400
	木津川	布目ダム	75	252	200	150	50	270
	木津川	比奈知ダム	76	440	320	250	70	590
	桂川	日吉ダム	290	345	1,690	1,540	150	4,460

※：貯め込み量は、流入量が洪水量に達した時点の貯水量から最大貯水量までの貯水量を示す。

2. 淀川水系のダムにおける洪水対応の概要

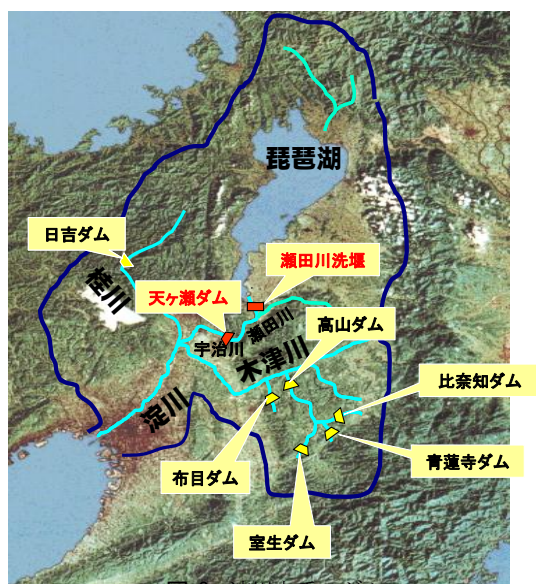


図-3 淀川水系のダム

台風18号の降雨により、淀川水系では、大規模な出水となった。特に日吉ダムでは計画最大流入量を上回る流入量を記録し、管理開始以降最大の洪水調節（防災操作）を実施したほか、布目ダムでは管理開始以降、最大の流入量を記録した。

近畿地方整備局および独立行政法人水資源機構の管理する7ダムでは、洪水調節を実施し、ダム下流河川の水位低減および洪水被害軽減を図った。

特に天ヶ瀬ダムおよび日吉ダムでは、異常洪水時防災操作（ダムの容量を最大限活用して洪水を貯留する操作）を行い、下流への流量を低減した。また、木津川上流ダム群では、5ダムの連携操作により名張川及び淀川本川の水位低下に努めた。

各ダムでの洪水調節状況は表-1のとおりである。

3. 淀川水系ダム群の統合操作

(1) 統合操作の概要（既往のルール）

淀川ダム統合管理事務所は、洪水時に淀川水系の水資源機構が管理する6ダム（日吉、高山、青蓮寺、室生、比奈知、布目ダム）に対して、淀川ダム統合管理事務所からの指示（以下、「統管指示」という。）により統合操作を実施できることになっている。その具体的内容は下記①から⑥のとおりである。

①下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作

各ダムの下流において、ダムが本則操作通りの放流を実施することにより浸水被害が発生する場合、かつ、ダムの洪水調節容量に余裕がある場合は、本則操作の放流量よりも更に減量することで下流の水位低減を行う。この余裕がある場合とは、放流量の減量操作を行っても、ダムの洪水調節容量において使用する容量が〇割以内に収まると予測された時とする。（〇には、ダム毎に設定した数値が入る。）

②流入量増加に伴う本則操作への移行

上記①の操作を実施中において、その後に実測雨量が予測雨量に反して多くなり、使用した容量が〇割を超える見込みとなった場合は、本則操作（操作規則等に定められた操作）に戻す操作を実施する。（〇には、ダム毎に設定した数値が入る。）

③本則操作移行中または移行後の変更操作

上記②の操作中または操作後において降雨が終了し、更に、流入量のピークも過ぎた時に、現在放流している量よりも減量が可能である場合、サーチャージ水位に収まる範囲内で一定量放流を行う。

④ただし書き操作の実施

上記②の操作後、異常洪水時防災操作（ただし書き操作）開始水位を超えサーチャージ水位に達すると予測されたときは、異常洪水時防災操作を実施する。

⑤異常洪水時防災操作途中からの定量放流操作の移行

上記④の操作を実施中に降雨が終了し、流入量のピークが過ぎた時に、操作途中から一定量放流への操作へ移行してもサーチャージ水位を超えないと予想されるときは、一定量放流へ移行する。

⑥後期放流操作

後期放流実施中に二山洪水が予想されるときに、かつ

最大放流量を限度として後期放流を行っても二山目洪水までに洪水時制限水位まで貯水位の低下ができないと予想される場合、下流に支障のない範囲内で放流する。

(2) 平成25年台風18号における統合操作とその効果

1) 天ヶ瀬ダム

天ヶ瀬ダムの流域では、1時間雨量で最大流域平均37mm、降り始めからの総雨量は300mmを観測した。天ヶ瀬ダムは、上流の瀬田川洗堰にとっては41年ぶりとなる全閉操作の実施など、瀬田川洗堰と連携して洪水調節を実施したが、それでもなお最大流入量は毎秒約1,360立方メートルに達した。

天ヶ瀬ダムでは流域全体の安全を確保するため、ゲート操作を行うことにより、最大流入時には下流の河川へ流す水量を毎秒約860立方メートルとし、毎秒約500立方メートルの流量を低減した。

その後、天ヶ瀬ダムは異常洪水時防災操作を実施することとなったが、ダム下流の河川水位が高かったことから、下流の状況を見ながら当該操作の開始を遅らせ、また、できる限りの貯留を行う統合操作を実施した。この統合操作により、通常の異常洪水時防災操作と比較して、最大で毎秒約50立方メートルの流量を低減させた。

その結果、天ヶ瀬ダムは洪水期間中、約870万立方メートル（京セラドーム大阪約7杯分）を貯留し、ダムの設計上の満水位である洪水時満水位78.50mに約30cmまで迫る78.18mまで貯水位が上昇したものの、宇治川および三川合流点の水位低下に寄与したものと推定される。

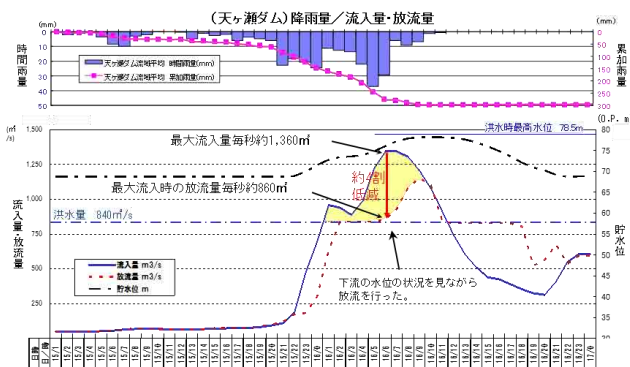


図-4 天ヶ瀬ダムの洪水状況図

2) 日吉ダム

日吉ダムの流域では、1時間雨量で最大流域平均雨量34mm、降り始めからの総雨量は345mmを観測した。この降雨により日吉ダムへの最大流入量は毎秒約1,690立方メートルに達し、日吉ダム管理開始（平成10年）以降最大の流入量を記録した。

日吉ダムでは、洪水初期において、強い降雨が継続する見込みであったことから、前述の(1)①「下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作」の統合操作を実施せずに、通常の洪水調節を実施することとした。

日吉ダムでは、流域全体の安全を確保するためのゲ-

ート操作を行うことにより、最大流入時には下流の河川へ流す水量を毎秒約150立方メートルとし、毎秒約1,540立方メートルの流量を低減した。

その後も強い降雨及び大きな流入量が継続し異常洪水時防災操作に至ったが、統管指示により、当該操作の開始を約2時間遅らせ、できる限りの貯留を行う統合操作を実施した。この統合操作により、通常の異常洪水時防災操作と比較して、最大で毎秒約180立方メートルの流量を低減させた。

その結果、この洪水期間中、日吉ダムは約4,460万立方メートル（京セラドーム大阪約37杯分）の水をダムに貯留し、サーチャージ水位201.00mを超える201.87mまで貯水位が上昇（参考：設計洪水水位203.70m）したものの、ダム下流の嵐山付近では桂川の水位を低下させ、浸水戸数も208戸から93戸に低減させる効果があったと推定される。

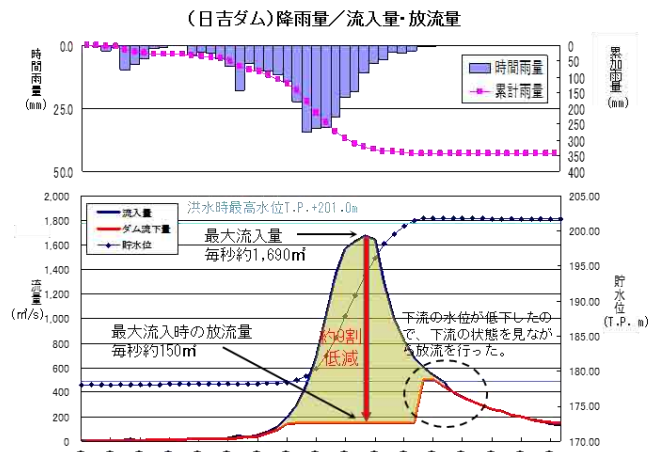
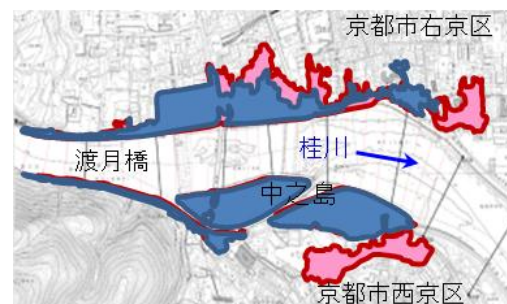


図-5 日吉ダムの洪水状況図



■ 台風18号洪水による浸水範囲
■ ダムの効果により浸水を防止した範囲

図-6 嵐山地区における日吉ダムによる浸水範囲の低減効果

また、最大400mにわたって越流した桂川右岸7k付近の堤防が100m決壊したと仮定すると、約980ha、約13,000世帯が浸水していたと推定される。

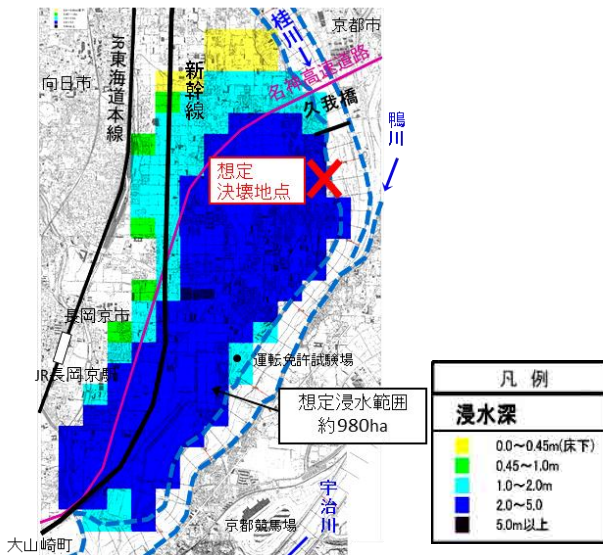


図-7 桂川右岸7km付近の想定浸水範囲

3) 名張川3ダム（比奈知、青蓮寺、室生ダム）

名張川3ダムの流域では、1時間雨量で流域最大33mm、降り始めからの総雨量は青蓮寺ダムで368mm、室生ダムで226mm、比奈知ダムで440mmを観測した。

名張川3ダムでは、洪水初期において、強い降雨が継続する見込みであったが、洪水調節容量に余裕があったことから、名張川での浸水被害の防止のために前述の

(1) ①「下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作」の統管指示による統合操作を実施した。比奈知ダムでは通常の洪水調節時の放流量毎秒300立方メートルに対し毎秒200立方メートルの放流を、同様に青蓮寺ダムでは毎秒450立方メートルに対し毎秒300立方メートルの放流を、室生ダムでは毎秒300立方メートルに対し毎秒170立方メートルの放流を行い、下流の名張地点の水位を低下させ、はん濫危険水位を上回ることを防いだ。

その後、桂川では水位が計画高水位を超えるなど危険な状態となったことから、既往の統合操作ルールにはない三川合流点の水位低下を目的とした統合操作が必要となった。そのため、その後も降雨が継続する見込みであったが、ダムの空容量に注意しつつ、比奈知ダムではさらに毎秒40立方メートルまで、青蓮寺では毎秒170立方メートルまで、室生ダムでは毎秒50立方メートルまで放流量を低減させることで、下流の高山ダムの流入量低減を図り、布目川の布目ダムとともに、三川合流点の水位低下のための統合操作を実施した。

その結果、名張川3ダムで約1,170万立方メートル（京セラドーム大阪約10杯分）をダムに貯留し、ダム下流の名張地点の水位を約70cm低下させるとともに、三川合流点の水位低下に寄与したものと推定される。

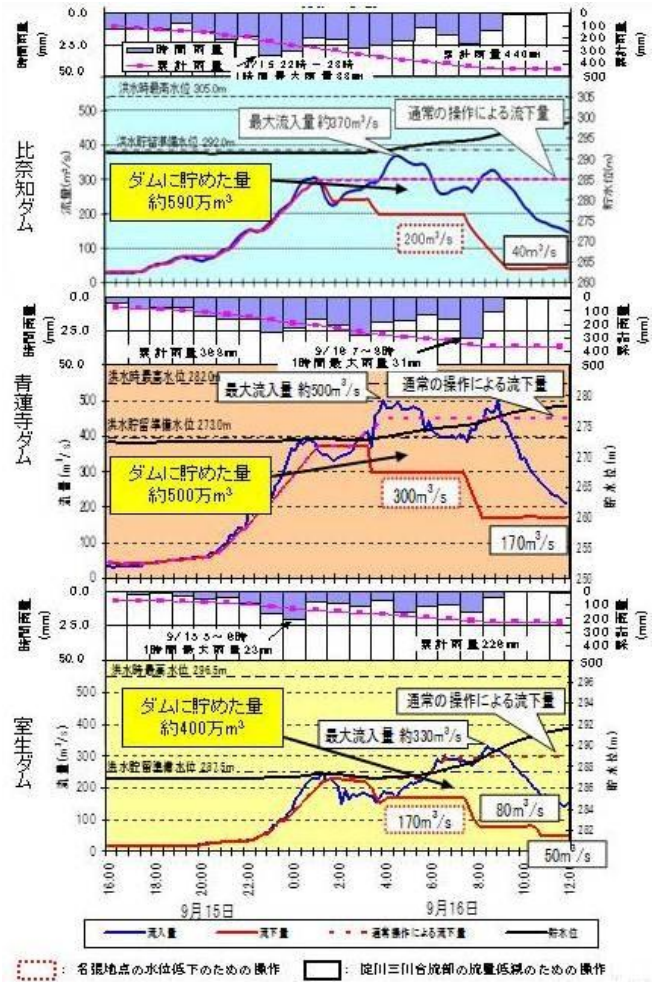


図-8 名張川3ダムの洪水状況図

4) 布目ダム

布目ダムの流域では、1時間の雨量が流域最大33mm、降り始めからの総雨量は252mmを観測した。

布目ダムでは、洪水初期において、強い降雨が継続する見込みであったが、洪水調節容量に余裕があったことから、ダム下流の興ヶ原（おくがはら）地点の浸水被害防止のために前述の(1) ①「下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作」の統管指示による統合操作を実施した。

布目ダムでは、最大流入量が管理開始（平成4年）以降最大となる毎秒約200立方メートルに達し、通常の洪水調節時の放流量毎秒110立方メートルに対し毎秒80立方メートルの放流を行い、ダム下流の浸水被害を回避した。

その後、名張川3ダムと同様に、さらに毎秒20立方メートルまで放流量を低減させることで、三川合流点の水位低下のための統合操作を実施した。

その結果、布目ダムで、590万立方メートル（京セラドーム大阪約5杯分）をダムに貯留し、ダム下流の興ヶ原（おくがはら）地点では、水位を約1.3m低下させるとともに三川合流点の水位低下に寄与したものと推定される。

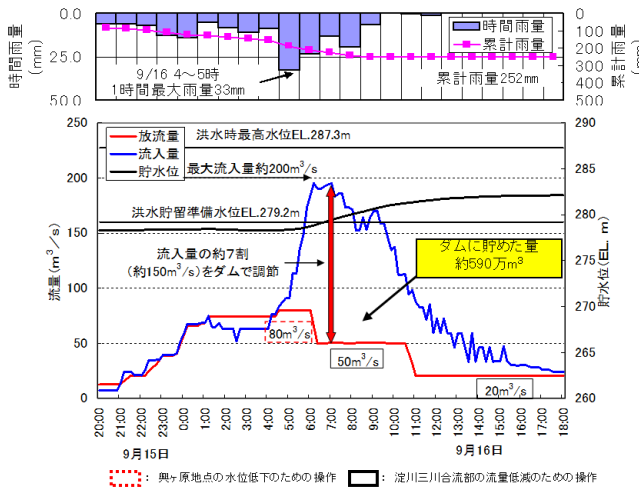


図-9 布目ダムの洪水状況図

5) 高山ダム

高山ダムの流域では、1時間雨量で流域最大22mm、降り始めからの総雨量は290mmを観測した。

高山ダムでは、洪水初期において、強い降雨が継続する見込みであったが、洪水調節容量に余裕があったことから、ダム下流の有市地点の浸水被害軽減のために前述の(1)①「下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作」の統管指示による統合操作を実施した。

高山ダムは通常の洪水調節時の放流量毎秒1,370立方メートルに対し毎秒600立方メートルの放流を行い、ダム下流の浸水被害軽減に寄与した。

その後、上流の名張川3ダムと連携し、他の木津川流域のダムと同様に、さらに毎秒450立方メートルまで放流量を低減させることで、三川合流点の水位低下のための統合操作を実施した。

その結果、高山ダムでは、約2,370万立方メートル（京セラドーム大阪約20杯分）をダムに貯留し、ダム下流の有市地点では、水位を約1.1m低下させるとともに、木津川流域の5ダムでは、この連携した統合操作により、16日9時時点において、5ダムへの流入量合計毎秒約2,840立方メートルに対して、毎秒約2,020立方メートルを貯留し、三川合流点の水位低下に寄与したものと推定される。

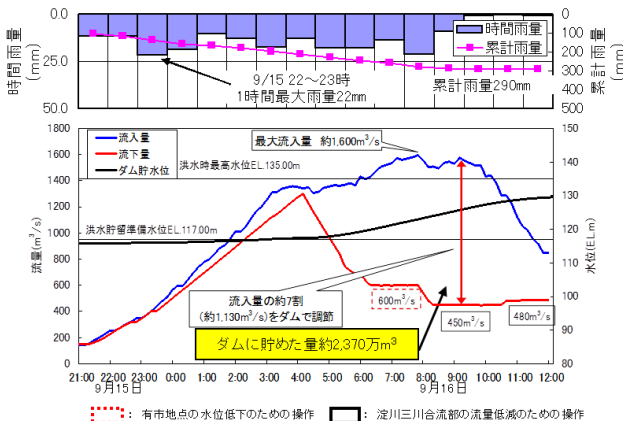


図-10 高山ダムの洪水状況図

日吉ダムをはじめとした淀川水系の7つのダムを統合操作することにより、効率的に洪水を貯留するとともに、瀬田川洗堰の全閉操作により、桂川の越水箇所の水位を少なくとも数十cmは下げることができたと考えられる。もし、ダム等による洪水調節がなければ、堤防上を越水する水深は実際より、さらに数十cm高くなることになり、そのような状態では土のう積みも困難であり、堤防が決壊していた可能性も推察される。

これらの淀川水系ダム群の統合操作により、桂川における堤防の決壊という甚大な被害の発生を辛くも防ぐことができたと考えられる。

なお、今回の統合操作は、前述の(1)①「下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作」の統管指示による統合操作に加えて、三川合流点の水位を低下させるために、上流ダム群が最大限効果を発揮できるようさらに貯留を増やす統管指示を行ったものである。この統合操作は、降雨予測や空容量に基づきダム放流量をトライアル計算により決定するなど、非常に難しい判断を要する操作であった。

4. 統合操作の課題

既往の統合操作のルールは、ダム下流の浸水被害軽減を目的としたルールであり、三川合流点の水位低下を目的としたルールとなっていない。

そのため、既往の統合操作ルールを参考に、三川合流点の水位低減を目的としたルールを追加で定める必要がある。ルールは今後定めることとするが、特に留意するポイントを下記に示す。

- ・既往のルールで定めた放流量よりさらに放流量を減らし貯留を増やすことになるので、その後の降雨予測やダムの空容量に十分留意する必要がある。
- ・各ダムから三川合流点までの流下時間を考慮した統合操作開始タイミングを検討する必要がある。
- ・統合操作中に想定以上の貯留となった場合に、操作規則等で定められた操作に戻す必要があるため、その時間を考慮した統合操作中止タイミングを検討する必要がある。
- ・取り扱う情報量が相当増加するため、訓練等を通じて職員の習熟が必要である。

地形情報を利用した豪雨時の 深層崩壊に対する危険斜面抽出手法の提案

伊藤 真一¹・小田 和広²

¹大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

²大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

近年、局所突発的な集中豪雨や大型の台風の増加に伴い、各地で土砂災害が頻発している。地球温暖化の影響から、今後も土砂災害の増加が予測される。したがって、将来的な防災計画の策定のためにも、土砂災害の危険性が高い斜面をあらかじめ抽出しておくことは重要である。そのためには、危険斜面を簡便かつ効率的に抽出できる新たな手法の開発が求められる。

本稿では、複数の解析手法を組み合わせることで土砂災害に対する危険斜面抽出手法を提案する。近年、社会的問題となっている深層崩壊に着目し、この提案手法を地形情報から得られたデータに適用した。その結果、深層崩壊に対する危険斜面の抽出が可能であることを明らかにした。

キーワード 深層崩壊、豪雨、斜面防災

1. はじめに

国土の7割以上が山地で構成されている我が国では、毎年各地で降雨による土砂災害が発生している¹⁾²⁾。地球温暖化の影響から、局所的かつ突発的な集中豪雨や大型な台風の発生件数が増加しており、それに伴う土砂災害の増加が危惧されている。したがって、土砂災害防止対策は我が国における社会的命題であるといえる。しかし、我が国には斜面が無数に存在し、防災に費やすことができる時間や費用には限度があるため、全ての斜面に対する調査・対策は困難である。ゆえに、まず、防災対策の第一段階として、土砂災害発生の危険性が高い斜面（以下、危険斜面と呼ぶ）をあらかじめ抽出しておくことが重要である。

ところで、土砂災害の発生要因には素因（地形、地質等）と誘因（降雨、地震等）がある。誘因は発生時期や発生場所、発生規模等の予測が困難である。したがって、まずは素因を基に、危険斜面を抽出しておくことが実務上有効である。そのためには、土砂災害の危険性が高い素因を有する斜面を抽出できる新たな机上判定手法の開発が求められる。この机上判定手法が広く普及するには、簡易で低コスト、かつ効率的な手法が望ましい。さらに、無数の斜面が存在する我が国で適用するためには、大量のデータを処理できる手法でなくてはならない。

上述の条件を満たしうる机上判定手法として、従来、数多くの危険斜面抽出手法が提案されてきた³⁾⁴⁾。これらの手法は、人口知能技術や統計学的手法を道路防災総

点検のデータに適用することで危険斜面抽出を試みているが、解析結果の精度が低いことや、結果が使用者の主観的な判断に左右されること等の問題点を有している。

筆者らは、様々な土砂災害に対する危険斜面を抽出するために、定性的なクラスタリングを可能とする自己組織化マップ⁵⁾（Self-Organizing Map）（以下、SOMと呼ぶ）と判別分析手法の一種である数量化Ⅱ類⁶⁾を併用した手法を提案してきた。そして、この手法に道路防災総点検のデータを適用することで、表層崩壊や落石に対する危険斜面の抽出を可能としてきた⁷⁾。

本稿では、SOMと数量化Ⅱ類に加えて、定量的なクラスタリングを可能とする非階層的クラスタ分析⁸⁾を組み合わせることで新たな危険斜面抽出手法（以下、提案手法と呼ぶ）を提案する。さらに、様々な土砂災害に対する危険斜面抽出手法の開発のために、近年、社会的問題となっている深層崩壊⁹⁾を研究対象とした。深層崩壊は大規模で一気に崩壊に至るため、交通ネットワークの機能低下から人的被害まで多大な損失を引き起こす。さらに、河道閉塞による天然ダムの形成や崩壊土砂の土石流化等の二次災害の危険度も高い。ゆえに、本稿では、深層崩壊に対する提案手法の適用性の検証を目的とする。ところで、深層崩壊が問題となる地域では詳細な地質情報が得られない場合が多い。この問題点を解消するために、本稿では、もう一方の代表的な素因である地形に着目した。すなわち、地形図等から得られる情報を数値データに変換し、提案手法へ適用する。これにより、深層崩壊に対する提案手法の適用性の検証を試みる。

2. 解析手法

(1) 自己組織化マップ（Self-Organizing Map）

SOM⁹⁾は競合学習型ニューラルネットワークの一種であり、入力層と出力層の2層から構成される。SOMは高次元のベクトル集団を2次元マップ上に写像する（図-1参照）。図-1に示すように、特徴が類似しているベクトル集団はマップ上の近い位置に配置され、特徴が類似していないベクトル集団は遠い位置に配置される。これにより、定性的な判断を促し、クラスターを視覚的に捉えやすいという長所を有している。しかし、SOMには短所も存在する。SOMによるクラスタリングは定性的な判断となるため、使用者によってクラスタリング結果に差異が生じる可能性がある。例えば、図-2に示すように、ある使用者は白丸で囲まれた領域をクラスターとするが、別の使用者は黒丸で囲まれた領域をクラスターと判断する場合がある。このような使用者によるクラスタリング結果の差異は、客観的な判断が求められる机上判定においては大きな問題であるといえる。

(2) 非階層的クラスター分析

SOM以外のクラスタリング手法として統計学的手法の一種であるクラスター分析⁹⁾が挙げられる。クラスター分析は、階層的クラスター分析と非階層的クラスター分析に大別される。非階層的クラスター分析は、階層的クラスター分析と比較して、計算方法の詳細な設定は不可能であるが、短時間での計算が可能であるという長所を有しており、膨大なデータに対して有効である。ゆえに、土砂災害に対する机上判定手法としては非階層的クラスター分析の方が有用であると判断し、本稿では、非階層的クラスター分析（以下、クラスター分析と呼ぶ）を用いる。クラスター分析は計算によって、各ベクトル集団のクラスターを決定できる。すなわち、定量的なクラスタリングが可能である。しかし、クラスター分析も短所を有している。クラスター分析は、クラスター数をあらかじめ決定する必要があるが、このクラスター数に誤りがあると、クラスター分析の結果は意味をなさない。したがって、正確なクラスター数の決定が必要である。

(3) 数量化Ⅱ類

数量化Ⅱ類⁹⁾は、数量化理論の中で、カテゴリデータである説明変数によってカテゴリデータである目的変数を取り扱う手法である。本手法は主に判別分析に用いられる。すなわち、数量化Ⅱ類は、1つの集団を2群に分割する際、その集団に属する各ベクトル集団が2群のうちのいずれに属するかという目的変数を推定する。数量化Ⅱ類によって、カテゴリデータである説明変数は全て数量化され、その数量化された値はカテゴリスコアと呼ばれる。あるベクトル集団に該当するカテゴリ

スコアの総和がそのベクトル集団のサンプルスコアとなる。このサンプルスコアと1群と2群の境界の値である判別の中点を比較することで、目的変数はいずれの群に属するかを定量的に推定できる（図-3参照）。

(4) 提案手法

本稿では、SOMとクラスター分析、数量化Ⅱ類を組み合わせた手法を提案する。提案手法のフローを図-4に示す。まず、抽出した崩壊斜面をSOMに適用し、視覚的にクラスター数を決定する。次に、SOMを用いて決定したクラスター数をクラスター分析に入力し、定量的なクラスタリングを行う。そして、クラスター分析の結果をSOMのマップ上にプロットする。ここで、このクラスター数の決定に誤りがあれば、図-5に示すように、クラスター分析の結果はSOMのマップと合致しない。その際は、クラスター数を変更し、再度クラスター分析に適用する。この手順を繰り返すことで、図-6に示すような、最もSOMのマップと合致するクラスターが得られる。このクラスターは、SOMとクラスター分析を併用して得られたクラスターであるので、最も客観的に決定されたクラスターであるといえる。次に、得られた崩壊斜面のクラスターに非崩壊斜面を合わせて複数の抽出基準を作成する。そして、抽出基準毎に数量化Ⅱ類をそれぞれ適用することで、危険斜面を抽出する。最後に、数量化Ⅱ類のサンプルスコアと判別の中点を用いて、抽出された危険斜面の順位付けを行う。

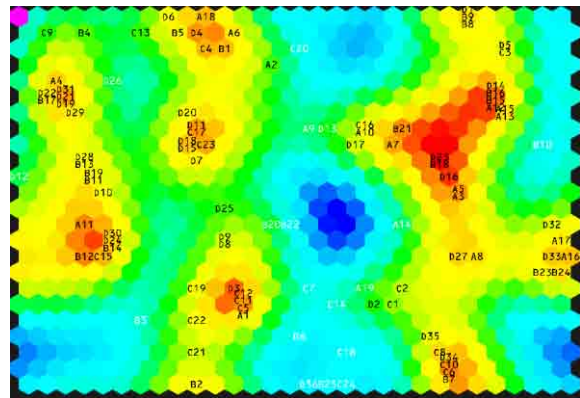


図-1 SOMのマップ

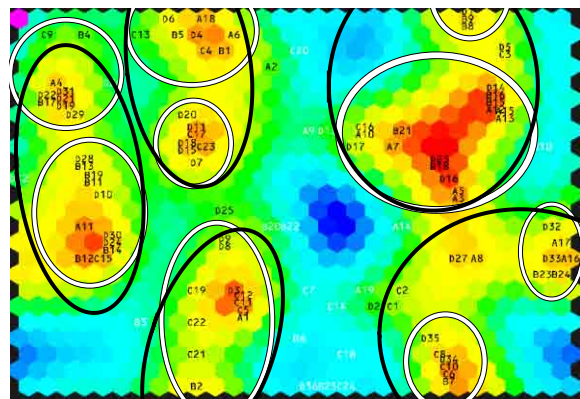


図-2 使用者によるクラスタリング結果の差異

従来、数量化Ⅱ類のみを用いて危険斜面を抽出する机上判定手法は提案されていた³⁾。しかし、数量化Ⅱ類のみを用いた手法では各崩壊斜面の素因の特徴を考慮できない。すなわち、全ての崩壊斜面と非崩壊斜面を合わせて数量化Ⅱ類に適用すると、各崩壊斜面が有している素因の特徴の影響が相対的に小さくなり、解析結果の精度は低下する。それに対して、提案手法は、まず、崩壊斜面のクラスタリングを行い、同一のクラスター内に含まれる崩壊斜面の素因の特徴を統一する。そして、得られた抽出基準毎に数量化Ⅱ類を適用することで、各クラスターの崩壊斜面と類似した特徴を有する危険斜面の抽出が可能となる。

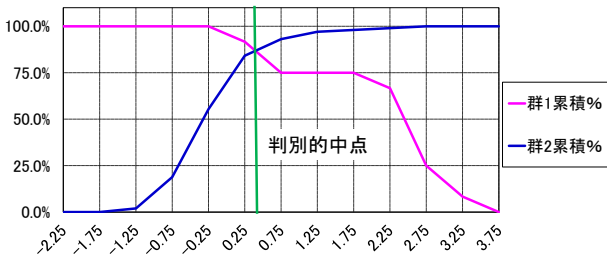


図-3 数量化Ⅱ類の累積判別グラフ

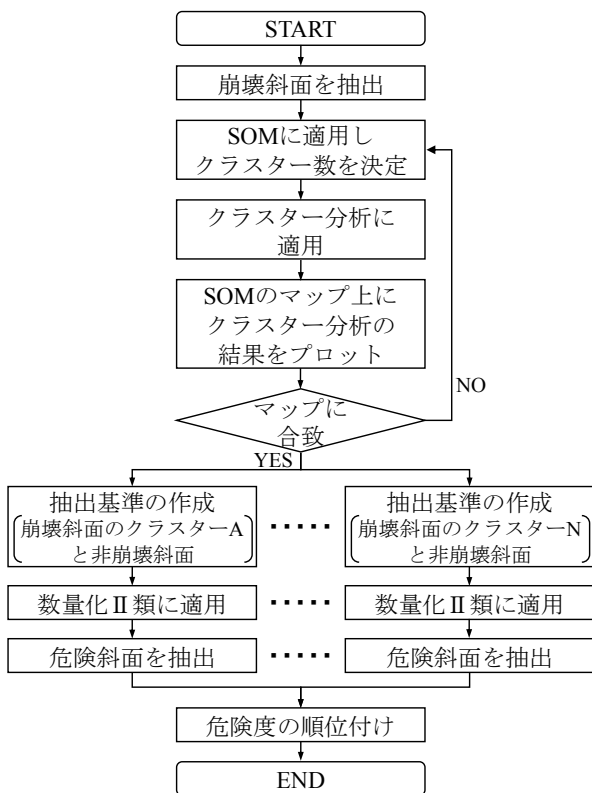


図-4 提案手法のフロー

また、提案手法によって、危険斜面が多数抽出されることが予想される。現場での適用性を考慮すると、危険度の順位付けは必須である。すなわち、危険斜面が膨大に抽出されたとしても、順位付けが行われていれば、危険度の高い斜面からの調査・対策が可能である。ところで、提案手法では複数の抽出基準が作成される。抽出基準毎でカテゴリースコアや判別的中点は異なるので、単純に斜面のサンプルスコアの大きさを比較し、順位付けを行うことはできない。しかし、抽出基準が異なる場合であっても、サンプルスコアと判別的中点の差の比較は可能である。判別的中点は各斜面の崩壊・非崩壊を推定する境界の値（図-3参照）である。このことから、サンプルスコアと判別的中点の差は、各斜面の土砂災害に対する危険度を示していると考えられる。したがって、サンプルスコアと判別的中点の差を比較することで、提案手法によって抽出された危険斜面の順位付けを行うことができる。

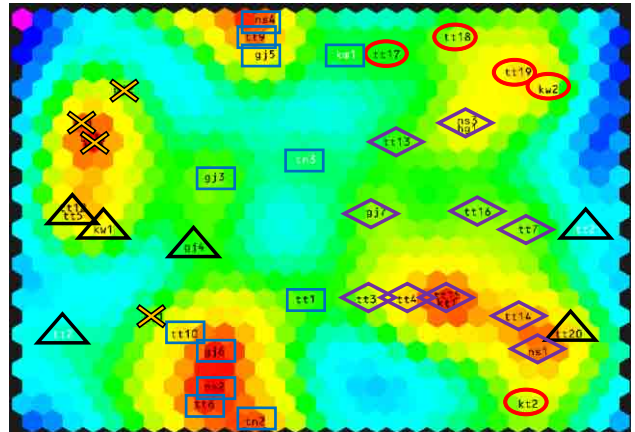


図-5 誤ったクラスター数（クラスター数：5）
を入力した場合のクラスタリング結果

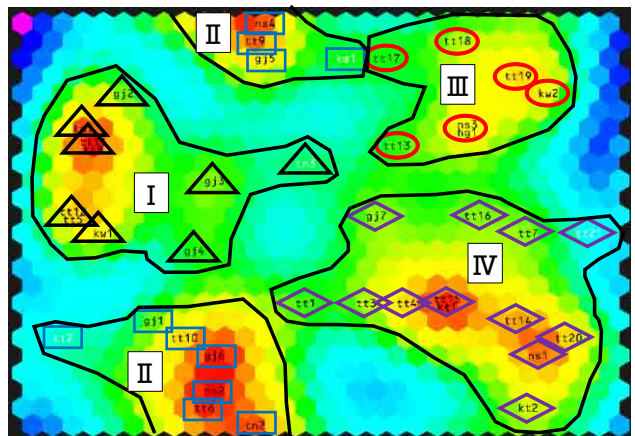


図-6 正しいクラスター数（クラスター数：4）
を入力した場合のクラスタリング結果

3. 地形情報のカテゴリーデータ化

地形情報を提案手法に適用するためには、地形図等から得られる情報をカテゴリーデータに変換する必要がある。本稿では、地理情報システム（Geographic Information System）を用いて、変換を行った。検討対象斜面は台風12号によって深層崩壊が発生した奈良県内のとある地域の斜面を用いている。まず、図-7に示すように、縮尺1/5000の地形図上に尾根筋と谷筋の線を引く。緑線が尾根筋、赤線が谷筋、青線が川、橙色の部分崩壊斜面を示している。ここで、尾根筋で囲まれた領域が一つの集水域となるので、この集水域を一つの斜面とする。これにより、101ヶ所の非崩壊斜面が抽出できた。また、崩壊斜面に関しては、台風12号によって実際に深層崩壊が発生した奈良県内の41ヶ所の斜面を用いている。

表-1に本稿で用いた斜面評価指標とそれに対するカテゴリーデータを示している。各斜面評価指標の定義については既往の論文¹⁰⁾に記載している。このデータ（崩壊斜面41ヶ所、非崩壊斜面101ヶ所）を用いて、深層崩壊に対する提案手法の適用性を検証する。

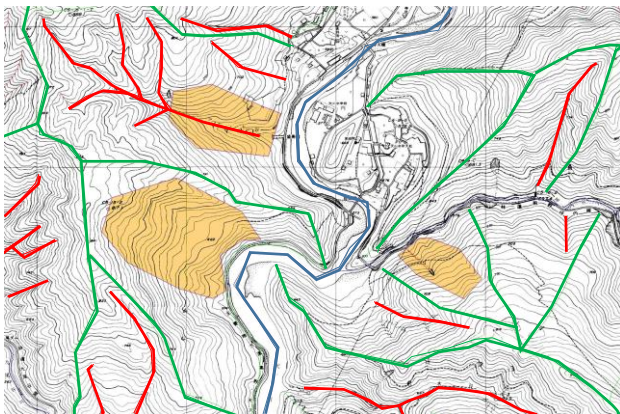


図-7 地理情報システムの適用例

表-1 斜面評価指標とカテゴリーデータ

斜面評価指標		カテゴリー データ	斜面評価指標	カテゴリー データ	
谷密度	0	0	0次谷地形	該当しない	0
	0～0.003	0.333		該当する	1
	0.003～0.005	0.666	滑落崖	該当しない	0
	0.005～	1		該当する	1
川or谷	谷	0	遷急線	該当しない	0
	川	1		該当する	1
攻撃斜面	該当しない	0	遷緩線	該当しない	0
	該当する	1		該当する	1
乱れ地形	該当しない	0	傾斜	$\theta < 25$	0
	該当する	1		$25 < \theta < 30$	0.25
逆地形	該当しない	0		$30 < \theta < 35$	0.5
	該当する	1		$35 < \theta < 40$	0.75
多段式地形	該当しない	0		$40 < \theta$	1
	該当する	1			

4. 解析結果

(1) 崩壊斜面のクラスタリング結果

まず、地理情報システムを用いて得られた41ヶ所の崩壊斜面のクラスタリングを行う。SOMとクラスター分析を併用して得られた崩壊斜面のクラスタリング結果を図-8に示す。図-8の結果から、SOMのマップとクラスター分析の結果は合致している。ゆえに、この4つのクラスターが最も正確なクラスターであると判断できる。各クラスター内に含まれる崩壊斜面の斜面評価指標に対する分布状況を表-2に示す。

クラスター①に含まれる崩壊斜面は12ヶ所である。特徴としては、遷急線と遷緩線が全ての斜面で該当し、0次谷地形や滑落崖の該当率も高い。しかし、多くの斜面の水は谷に流れ込み、攻撃斜面は該当していない。

クラスター②に含まれる崩壊斜面は12ヶ所である。特徴としては、全ての斜面の水が直接川に流れ込み、攻撃斜面も多く斜面で該当している。しかし、0次谷地形以外の典型的な地すべり地形は概ね該当していない。

クラスター③に含まれる崩壊斜面は8ヶ所である。特徴としては、クラスター①と同様に、斜面の水が谷に流れ込み、攻撃斜面は該当していない。さらに、遷急線や遷緩線の該当率も、他の3つのクラスターと比較して、低いことがわかる。しかし、多段式地形を除く典型的な地すべり地形は、クラスター①やクラスター②よりも多く該当している。

クラスター④に含まれる崩壊斜面は9ヶ所である。特徴としては、全ての斜面評価指標が概ね該当している。このことから、4つのクラスターの中で、最も深層崩壊に対する危険性が高いクラスターであるといえる。

以上のようにして、崩壊斜面を特徴毎に4つのクラスターに分類することができた。

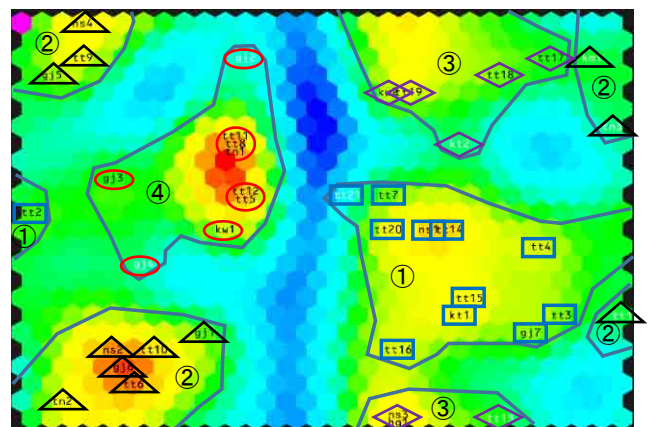


図-8 SOMとクラスター分析を用いた崩壊斜面のクラスタリング結果

表-2 各クラスターに含まれる崩壊斜面の斜面評価指標
に対する分布状況

(a) クラスター①

斜面評価指標		該当数	斜面評価指標		該当数
谷密度	0	0	0次谷地形	該当しない	2
	0~0.003	4		該当する	10
	0.003~0.005	5	滑落崖	該当しない	1
	0.005~	3		該当する	11
川or谷	谷	11	遷急線	該当しない	0
	川	1		該当する	12
攻撃斜面	該当しない	12	遷緩線	該当しない	0
	該当する	0		該当する	12
乱れ地形	該当しない	7	傾斜	0<25	1
	該当する	5		25<θ<30	5
逆地形	該当しない	8		30<θ<35	4
	該当する	4		35<θ<40	2
多段式地形	該当しない	4		40<θ	0
	該当する	8			

(b) クラスター②

斜面評価指標		該当数	斜面評価指標		該当数
谷密度	0	2	0次谷地形	該当しない	0
	0~0.003	4		該当する	12
	0.003~0.005	4	滑落崖	該当しない	2
	0.005~	2		該当する	10
川or谷	谷	0	遷急線	該当しない	3
	川	12		該当する	9
攻撃斜面	該当しない	3	遷緩線	該当しない	4
	該当する	9		該当する	8
乱れ地形	該当しない	10	傾斜	0<25	2
	該当する	2		25<θ<30	4
逆地形	該当しない	11		30<θ<35	3
	該当する	1		35<θ<40	3
多段式地形	該当しない	11		40<θ	0
	該当する	1			

(c) クラスター③

斜面評価指標		該当数	斜面評価指標		該当数
谷密度	0	1	0次谷地形	該当しない	0
	0~0.003	6		該当する	8
	0.003~0.005	1	滑落崖	該当しない	1
	0.005~	0		該当する	7
川or谷	谷	8	遷急線	該当しない	4
	川	0		該当する	4
攻撃斜面	該当しない	8	遷緩線	該当しない	8
	該当する	0		該当する	0
乱れ地形	該当しない	3	傾斜	0<25	0
	該当する	5		25<θ<30	4
逆地形	該当しない	2		30<θ<35	3
	該当する	6		35<θ<40	1
多段式地形	該当しない	7		40<θ	0
	該当する	1			

(d) クラスター④

斜面評価指標		該当数	斜面評価指標		該当数
谷密度	0	2	0次谷地形	該当しない	0
	0~0.003	3		該当する	9
	0.003~0.005	3	滑落崖	該当しない	1
	0.005~	1		該当する	8
川or谷	谷	0	遷急線	該当しない	0
	川	9		該当する	9
攻撃斜面	該当しない	0	遷緩線	該当しない	0
	該当する	9		該当する	9
乱れ地形	該当しない	3	傾斜	0<25	1
	該当する	6		25<θ<30	5
逆地形	該当しない	0		30<θ<35	3
	該当する	9		35<θ<40	0
多段式地形	該当しない	2		40<θ	0
	該当する	7			

(2) 数量化Ⅱ類の適用

次に、各クラスターの崩壊斜面に対して非崩壊斜面を合わせて4つの抽出基準を作成し、数量化Ⅱ類に適用した。各抽出基準の数量化Ⅱ類の推定結果を表-3に示す。

表-3の結果から、非崩壊斜面の中で崩壊と推定された斜面は抽出基準Aから10ヶ所、抽出基準Bから11ヶ所、抽出基準Cから12ヶ所、抽出基準Dからは0ヶ所である。本稿では、非崩壊斜面の中で崩壊と推定された斜面を深層崩壊に対する危険斜面としている。これは、非崩壊斜面の中でも、崩壊と推定された斜面は非崩壊と推定された斜面よりも、同程度の降雨が発生した場合に深層崩壊に対する危険性が高いと考えられるためである。表-3の結果を重ね合わせた最終的な推定結果を表-4に示す。この最終的な推定結果は、表-3の推定結果を単純に足し合わせた結果とは多少異なる。これは、複数の抽出基準で崩

表-3 数量化Ⅱ類による推定結果

(a) 抽出基準 A (クラスター①と非崩壊斜面)

		実績群	
		崩壊	非崩壊
推定群	崩壊	11	10
	非崩壊	1	91

(b) 抽出基準 B (クラスター②と非崩壊斜面)

		実績群	
		崩壊	非崩壊
推定群	崩壊	11	11
	非崩壊	1	90

(c) 抽出基準 C (クラスター③と非崩壊斜面)

		実績群	
		崩壊	非崩壊
推定群	崩壊	7	12
	非崩壊	1	89

(d) 抽出基準 D (クラスター④と非崩壊斜面)

		実績群	
		崩壊	非崩壊
推定群	崩壊	9	0
	非崩壊	0	101

表-4 最終的な推定結果

		実績群	
		崩壊	非崩壊
推定群	崩壊	38	31
	非崩壊	3	70

壊と推定された斜面が存在することが原因である。例えば、ある斜面Cが抽出基準Aと抽出基準Cで崩壊と推定された場合、その斜面Cは1つの斜面であるにも関わらず、表-3の結果では2つの斜面としてカウントされている。このような重複を除去して得られた結果が、表-4に示す最終的な推定結果である。表-4の結果から、提案手法を用いて抽出された危険斜面は合計31ヶ所である。

(3) 危険度の順位付け

数量化Ⅱ類のサンプルスコアと判別的中点の差を用いて、抽出された31ヶ所の危険斜面の順位付けを行った。危険斜面の中で、深層崩壊に対する危険度が高かった斜面の写真を写真-1に示す。写真-1の斜面は、非常に急斜面であり、基盤岩が剥き出しになっている。また、この基盤岩は非常に脆弱であり、所々で湧水が確認された（写真-2参照）。さらに、写真-1の斜面の向かい側に位置する斜面は台風12号によって深層崩壊が発生している。このことから、提案手法を用いて危険度が高いと推定された斜面は、深層崩壊発生の可能性が十分考えられる。したがって、提案手法は深層崩壊に対する危険斜面抽出手法として有効であるといえる。



写真-1 提案手法によって抽出された危険斜面



写真-2 危険斜面における脆弱な基盤岩

5. 結語

本稿では、SOMとクラスター分析、数量化Ⅱ類を組み合わせた危険斜面抽出手法を提案し、深層崩壊に対する提案手法の適用性を検証した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 提案手法では、SOMとクラスター分析を併用することで、より正確なクラスタリングが可能となった。
- (2) 提案手法では、数量化Ⅱ類のサンプルスコアと判別的中点の差を用いることで、抽出された危険斜面の順位付けが可能となった。
- (3) 地理情報システムを用いて、地形情報をカテゴリーデータに変換することができた。さらに、それらのカテゴリーデータに提案手法を適用することで、深層崩壊に対する危険斜面を抽出できた。

謝辞：本研究は、新都市社会技術融合創造研究会における「ゲリラ豪雨に対応した道路のり面監視方法に関する研究（H25-）」の成果の一部を活用して行われたものである。貴重なサポートをいただいた関係者各位に誠意を表す。

参考文献

- 1) 公益社団法人地盤工学会：平成 23 年台風 12 号による紀伊半島における地盤災害調査報告書，2011.
- 2) 石川芳治他：2013 年 10 月 16 日台風 26 号による伊豆大島土砂災害，砂防学会誌，pp61-72，2014.
- 3) 沖村孝，杉本博：統計学的手法による自然斜面崩壊の研究，土木学会論文集，第 290 号，pp89-97，1979.
- 4) 大加戸彩香，小山倫史，丸木義文，中井卓巳，大西有三：自己組織化マップによる道路斜面点検データの有効活用に関する研究，斜面・のり面の維持管理と防災マネジメントに関するシンポジウム，pp1-6，2011.
- 5) 大北正昭他：自己組織化マップとそのツール，シュプリングー・ジャパン，pp1-53，2008.
- 6) 菅民郎，藤越康祝：質的データの判別分析数量化Ⅱ類，現代数学者，pp1-191，2011.
- 7) 小田和広，伊藤真一：SOM と数量化Ⅱ類を組み合わせた道路斜面の安定度評価手法の提案，平成 25 年度近畿地方整備局研究発表会，2013.
- 8) 村瀬洋一，高田洋，廣瀬毅士：SPSS による多変量解析，オーム社，pp273-298，2012.
- 9) 千木良雅弘：深層崩壊—どこが崩れるのか—，近未来社，pp1-193，2013.
- 10) Shinichi Ito, Kazuhiro Oda, Keigo Koizumi: A Method for Risk Assessment to Deep-Seated Catastrophic Landslides caused by Heavy Rain based on Artificial Intelligence and Mathematical Statistics, *The 24th International Ocean and Polar Engineering Conference*, Korea, 2014

舞鶴港における将来計画を見据えた岸壁の老朽化対策に関する技術的検討について

川端 稔教¹

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

舞鶴港第2ふ頭地区岸壁（水深-9m、施設延長330m）は、ケーソン式岸壁70mと栈橋式岸壁260mから構成されており、特に栈橋式岸壁のうち176mは、1929年から1938年に築造された既設重力式岸壁の前面にコンクリートウェル（※1956年から1958年施工）を脚柱とした横栈橋を採用している。他方、当該岸壁は、市街地に近く利便性が良いことから近年はクルーズ等の旅客船バースとしての利用も多く、港湾計画では、水深-10mの位置付けがなされており、将来の増深計画への対応も見据えた形での老朽化対策に関する技術的検討が必要となった。

キーワード 設計、老朽化対策、予防保全

1. はじめに

舞鶴港（図-1）は、本州日本海側のほぼ中央に位置する重要港湾で、京都府北部の地域開発拠点として、また近畿の日本海側の門戸港として重要な役割を担っており、その歴史は古く、1898年軍港の建設に着手して以来、海軍基地として整備され栄えている。

また、今回の対象施設となる「舞鶴港第2ふ頭地区岸壁（水深-9m）330m」は、西港地区に位置している。西港地区は、商港として発展し、1908年から1913年にかけて第1ふ頭地区を埋立完成させて以来、昭和初期から太平洋戦争直前まで当時の朝鮮・満州との対外貿易で物資の交流が盛んに行われてきた。

対象施設は、第2ふ頭地区として1929年から1938年にかけて整備され、現在もその当時築造された重力式岸壁を土留め護岸として利用し、昭和1956年から1958年年台に延長176mをコンクリートウェル杭（以下「コンクリートウェル部」という）による栈橋式構造により築造し、現在56年が経過している状況である。またこの他にも対象施設の84mは鋼管杭（以下「栈橋部」という）による栈橋式構造で増深改良、70mを重力式構造（以下「ケーソン部」という）で延伸し、現在、水深-9m、延長330m、岸壁2バースとして、完成自動車、紙・パルプ、セメント等を取り扱い利用されている。

他方、当該岸壁は、市街地に近く利便性が良いことから近年はクルーズ等の旅客船バースとしての利用も多く、外航・内航クルーズ需要に対応するため、港湾計画では、昨年（2014年12月）旅客船埠頭として水深-10m、



図-1 舞鶴港全景

延長330mの岸壁1バースとして計画決定されたところである。

このような状況から、これら老朽化した構造物を適切に評価した上で老朽化対策を実施し、更には、港湾計画の変更により、将来計画を見据えた形での検討を行うことが必要となった。

本稿では、施設の現況調査結果に基づく施設の変状及び劣化状態に関する評価の扱い、対策工の選定に至るまでの検討プロセス及び技術的課題とその対応等について報告する。

2. 基本設計の設計方針

(1) 設計する上での適用基準

港湾施設を維持していくには、港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾（以下「港湾基準」という）や港湾の施設の維持管理技術マニュアル²⁾に基づき、自然状況、利用状況や将来計画、重要度、施設の構造形式や構成する部材の構造特性などに基づき、適切に維持していく必要がある。

また、維持管理は、施設を構成する構造物又は部材が保有する性能が要求されるレベルを下回ることのないように、維持管理計画に定める供用期間において継続して実施すべきものとなっている。

しかし、老朽化対策を実施する場合、通常、設計当時の基準を満たすように実施するが、杭の打ち替え等構造に影響が出る場合は現行基準を満たすよう設計する等、施設の置かれている状況に応じて実施する必要がある。

このため、今回老朽化対策の実施にあたり、以下の3点に注目して検討を行った。

- ① 施設は、これまで増深・延伸を行うため経過年数の異なる複数の構造物によって構成されている。
- ② 施設中央部に位置するコンクリートウェル杭は、築造後56年を経過する等、老朽化の懸念がある。
- ③ 現在、貨物を取り扱っているが、将来旅客船ふ頭として、増深する計画がある。

今回対象施設は、ケーソン部（本体部：築造後30年）70m、コンクリートウェル部（本体部：築造後56年）176m、栈橋部（本体部：築造後23年及び44年）84mと3つの構造形式の区間から構成され、それぞれ設計年度が違いうことから、同一施設内で複数の港湾基準に基づき設計されている状況にある。

このため、維持管理を行うにあたっては、補修を実施する場合は、それぞれの整備年度の基準に基づいて行う等、施設として同一の港湾基準を用いて維持管理を行えない状況となっている。



図-2 舞鶴港第2ふ頭地区全景

一方、今回の老朽化対策を行う際に、岸壁の更新が施設の大部分を占めるようならば、施設を運用しやすくするため、岸壁全体に現行基準を適用することを含め検討することを提案した。

また、対象施設は、事業採択後に将来増深する計画が策定され、本設計においても将来増深した場合に手戻りが発生しないようにする必要がある。

以上より、今後の維持管理を見据えて同一施設を同一の基準で管理し、かつ将来計画を見据えた場合でも手戻りがないよう老朽化対策を実施するとして、施設を現行基準の要求性能を満たすように設計することとした。

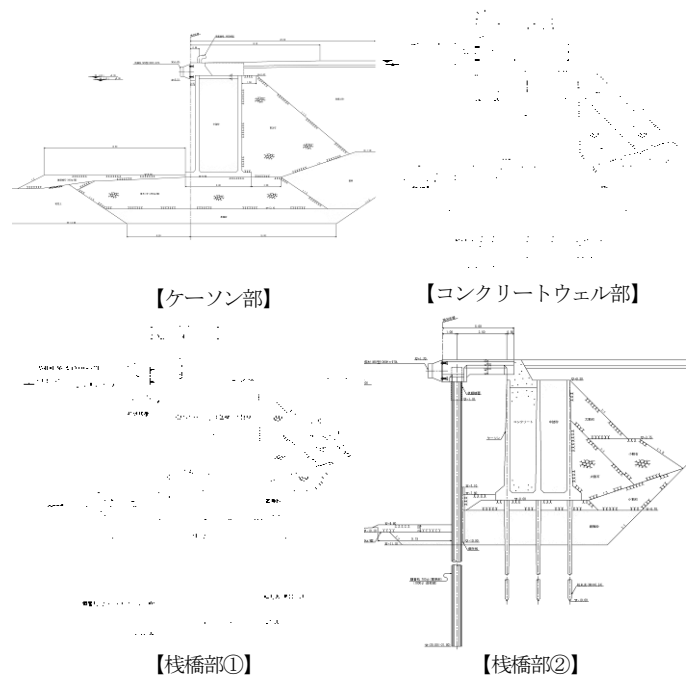


図-3 舞鶴港第2ふ頭地区断面

(2) 施設の現況評価

対象施設は、施設箇所や部材でも整備年度が異なるため、各施設毎に評価ができるように現況調査を実施し、施設の健全度評価を実施した。

なお、今回の調査では、測量（水準測量、法線移動量測量）、現地調査（空洞化調査、目視調査、潜水目視調査、鉄筋腐食調査、コンクリート劣化調査、肉厚測定、電位測定、陽極消耗量調査）を実施した。

a) 潜水目視調査結果

潜水目視調査を実施したが、当初、外観に大きな変状等は確認されなかった。しかし、施設の一部が50年以上を経過しているため詳細な調査が必要と判断し、付着物を部分的に除去し、表面の劣化・損傷状況等を更に詳細に点検することとした。その結果、コンクリートウェル杭において、貫通孔や錆汁並びに粗骨材の露出が多数見つかかり、また粗骨材露出箇所付近のコンクリートは非常に脆くなっている状態で、コンクリートウェル杭が局所的に劣化していることが判明した。

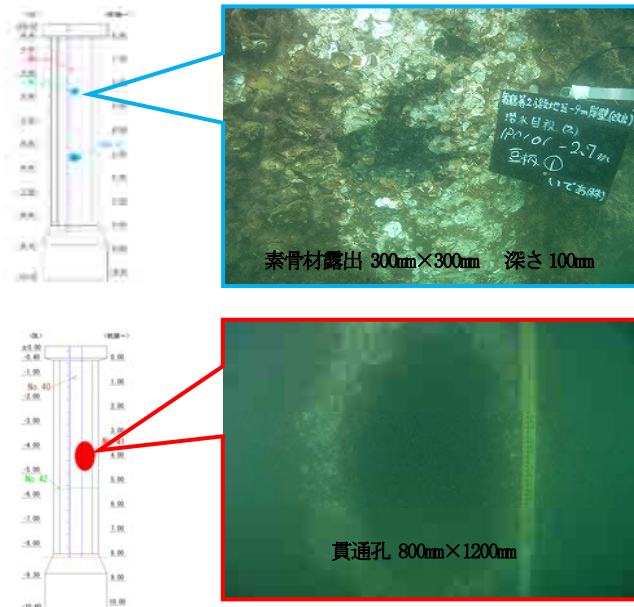


図4 コンクリートウェル杭状況

b) 鉄筋腐食調査結果

はつり試験による鉄筋腐食調査では、コンクリートウェル部で、梁に腐食が確認されたが、栈橋部では、ほぼ確認されなかった。一方、非破壊試験による自然電位測定では、今回の調査箇所全てで90%以上の確率で腐食ありの結果となった。

また栈橋下面の一部では鉄筋が露出している箇所が確認された。



【コンクリートウェル部】

【栈橋部】



栈橋下面部の鉄筋露出状況

図5 鉄筋腐食調査状況

c) コンクリート劣化調査

圧縮強度試験の結果、全ての箇所 $24\text{N}/\text{mm}^2$ を下回る箇所はなく、コンクリートは健全な状態であることが判明した。

また中性化試験の結果も、当面の間は、中性化による腐食が生じる恐れはないと判定された。

塩分含有量試験の結果、多くの箇所で腐食発生限界塩化物イオン濃度 $2.0\text{kg}/\text{m}^3$ を上回っており、鉄筋の腐食が進行し易い環境にあることが判明したが、L.W.L.以下では、酸素の供給が極めて少ないため、塩分濃度は高くても、鉄筋が腐食する可能性は低いと判断した。

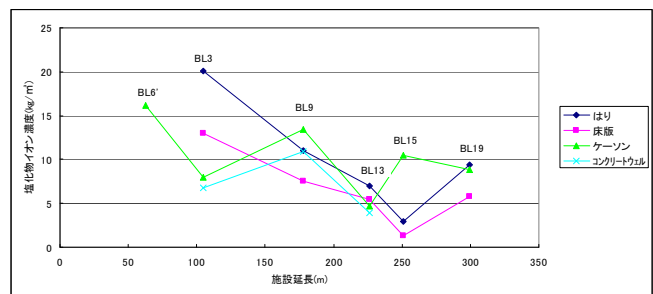


表-1 塩化物含有量分布

(3) 調査結果まとめ

ケーソン部、コンクリートウェル部、栈橋部において現況調査結果からそれぞれ現況評価を実施した。

a) ケーソン部

ケーソン本体は、築造後30年を経過しているが、大きな変状はなく、良好な状態であった。

一方、エプロン部における空洞化調査を実施したところ空洞化が確認される等施設の一部に老朽化対策を実施する必要があることが判明した。

b) コンクリートウェル部

コンクリートウェル杭に $800\text{mm} \times 1200\text{mm}$ の貫通孔が見つかる等早急な対策が求められる状況にあることが判明した。

またコンクリートウェル杭の圧縮強度試験結果は十分な強度を示していたものの、陥没箇所や粗骨材露出箇所が多数見つか、施設の健全度評価をどのように取り扱うかが重要なポイントとなった。

他方、築造後76年を経過している土留め護岸は、外観も大きな変状等は見つからず、塩化物は高い値を示しているものの圧縮試験の結果も十分な強度を有していたため、健全な状態であると判断した。

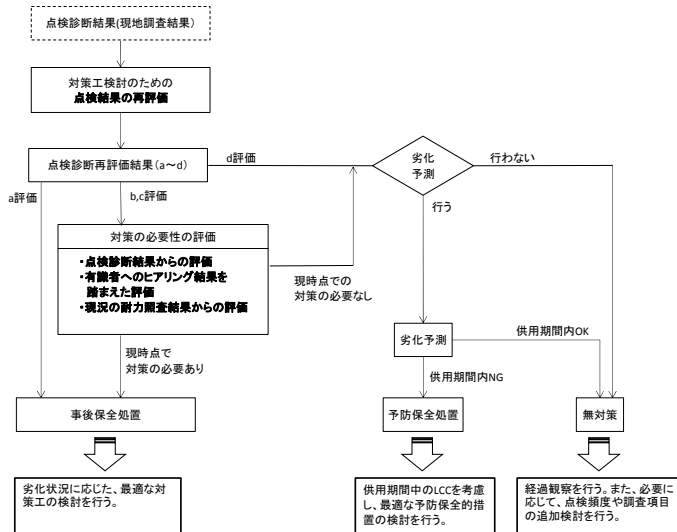
c) 栈橋部

栈橋下面部の一部で鉄筋が露出し離れている状況が確認されたが、鋼管杭は健全な状態であり、施設全体としては比較的健全な状態であった。また、塩化物イオン濃度が高いことから老朽化対策として予防保全処置が必要であると判明した。また、土留め護岸はコンクリートウェル部と同様で問題なかった。

3. 対策工の選定

(1) 検討プロセス

対策工の選定に当たり、現地調査結果を元に対策工検討のための点検結果の再評価を実施し、その点検診断再評価結果に基づきそれぞれ部材ごとにa～d評価をつけ、劣化状況に応じた、最適な対策工の検討を実施した。



劣化度判定	部位・部材の状態
a	部材の性能が著しく低下している状態
b	部材の性能が低下している状態
c	部材の性能低下はないが、変状が発生している状態
d	変状が認められない状態

表-2 検討フロー

(2) 技術的課題と対応策

コンクリートウェル部におけるコンクリートウェル杭の取扱いが非常に難しい状況であった。当初、コンクリートウェル杭は、圧縮試験は問題ない結果であったため、健全であると評価することが妥当ではないかと考えた。

しかし、全杭にて潜水目視調査を追加し付着物を除去して杭の状態を確認したところ、コンクリートウェル部に大規模な貫通孔が確認され、現状で耐力を有していない状況が確認されたこと、かつ陥没箇所や粗骨材露出箇所が随所で確認され、その付近は特に脆くなっている状況が確認されていることから、コンクリートウェル杭は非常に劣化が進行している状況ではないかと考えた。

一方、コンクリートウェル杭は他に事例もなく、またコンクリートウェル杭を評価するマニュアル等はない。このため評価の妥当性をどうするかが問題となった。

このため、有識者へヒアリングを実施し、杭の評価の妥当性を確認した上で、適切な評価を行えるようにした。

その結果、コンクリートウェル杭は築造後50年以上経

過したコンクリート構造物で、老朽化により脆くなっている箇所がある。また、現在変状がない箇所でも、貫通孔の箇所のように、外力が働いた際に大きな変状に進行する可能性も考えられること。また、粗骨材露出箇所では、錆汁の露出状況やかぶり不足により杭中の鉄筋が腐食し、既に残存耐力を有していない可能性が高いことが考えられたため、部材としての評価をa評価とし事後保全処置が必要であると判断した。

また、岸壁の中央に位置し、施設全延長の5割近くを占める重要な構造区間であるため、これらの状況を勘案した結果、施設の性能が低下している状態であると判断し、コンクリートウェル部全体の評価をA評価（施設の性能が低下している状態）とした。

以上から、コンクリートウェル杭については、コンクリートウェル杭を利用した構造検討を検討したが、杭自体の残存耐力を有していない可能性が高いこと、また他に事例もなく今後の維持管理を行いにくいことも含め比較検討を行った結果、部分的な補修対策ではなく、抜本的な対策により補修を行う必要があると判断できたため、撤去・更新することとした。

なお、ケーソン部では空洞化箇所について事後保全処置を実施し、栈橋部では、栈橋上部工において、供用期間中のLCCを考慮し、スパン別に対策工法を検討し経済的な対策工法を検討することとした。

(3) 技術的検討結果

今回、コンクリートウェル部について、コンクリートウェル杭を利用した構造検討を実施したが、コンクリートウェル杭自体の残存耐力を有していないこと、また他に事例もなく今後の維持管理を行いにくいことも含め比較検討を行った結果、部分的な補修対策ではなく、抜本的な対策により補修を行う必要があると判断できたため、撤去・更新することとし、コンクリートウェル部についても鋼管杭での栈橋式構造を採用することとした。

なお、ケーソン部は、背後を軽量盛土での置換、栈橋部は、栈橋上部工に対して変状対策（ひび割れに対する表面処理や剥離・剥落に対する断面修復）や塩化物イオン対策として電気防食工法を行う等の予防保全処置の他、前面深層混合処理及び背後の軽量盛土で既存不適格への対策を行うこととした。

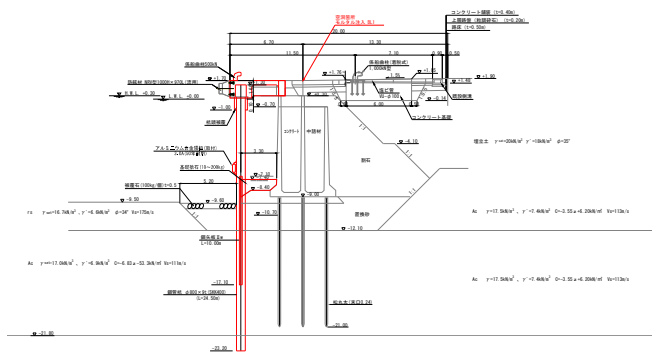


図-6 老朽化対策断面（コンクリートウェル部）

4. 将来計画の確認

通常、岸壁の設計において岸壁前面を増深する場合岸壁前面の土砂等が撤去されることから、岸壁の安定性が悪くなり対策を講じる必要がある。

しかし、本岸壁は現在貨物を取り扱っているが、将来計画では旅客船埠頭としての利用となるため、増深した場合、利用条件が変更され、上載荷重が30KNから10KNへと変わることとなる。

このため、各断面において岸壁の安定性を確認したところ増深した場合でも、特に対策を行わなくても問題ないことが判明した。

よって、今回の老朽化対策を実施することで、将来の安定性も問題ないことが確認できた。

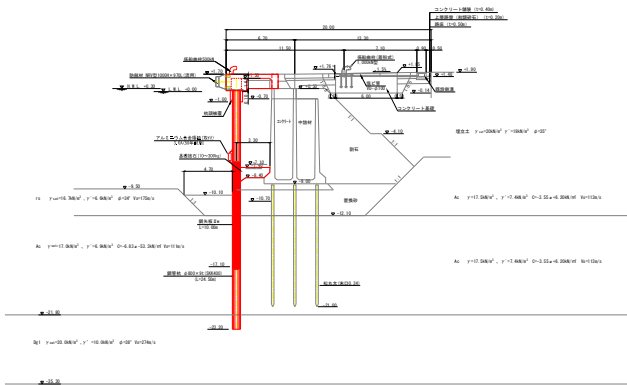


図-7 増深時断面（コンクリートウェル部）

5. おわりに

今回、コンクリートウェル杭を用いた栈橋式構造は他に事例もなく、その技術的評価を判断する手法はない。一方でこのように事例のない構造物を評価していくことは今後もあるため、類似の実績を増やしていき、かつ最新の知見を踏まえ、その知見を反映できるものは反映する等、評価やその対策を行う際に他の施設へもフィードバックしていけるようにしていく必要がある。

今回、コンクリートウェル杭においては、杭の調査結果から、施設の評価を再検討し、その健全度について有識者の意見も踏まえつつ検討を実施した。港湾における老朽化対策は今後も増えていくことから、今後事例のない施設でも、検討プロセスを整理した上で今回のフローに必要に応じて更新しながらよりよい結論が導けるように、また、最新の知見を考慮しながら評価していけるようにする必要がある。

また、老朽化対策事業としては、予防保全計画に基づき実施していく必要がある。このため、現況評価を詳細かつ適切に実施していく必要がある。

6. 参考文献

- 1) (社) 日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成19年7月
- 2) (財) 沿岸技術研究センター；港湾の施設の維持管理技術マニュアル 平成19年10月

地震時の破壊的衝撃動の特徴と 地震直前予知の実用化について

前原 博¹・櫻井 春輔²

¹地球システム総合研究所 上席研究員（〒604-8106 京都市中京区丸木材木町671,エクレール御池707号）

²神戸大学都市安全研究センター 内陸直下型地震における耐震問題研究会代表（〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1）

“海震で船舶が損壊するときの波は粗密波である,という海震の常識が忘れられている.”のキャッチフレーズの下に,海震関連の現象を調べ,兵庫県南部地震での橋脚の特徴的な破壊事例等を紹介し,その破壊原因を見直して,過去2ヵ年本研究発表会等で報告してきた.その結果,地震時の破壊的な衝撃動の存在と特徴をかなり明らかにできた.さらに破壊事例を紹介し考察を加えて,地震時衝撃動の特徴を整理する.この問題の波動はまだ地震計で捉えられていないので早急に捉える目的と,減災の基本事項である地震直前予知の実用化について述べる.

キーワード 地震時衝撃動, 衝撃破壊, 地震直前予知, 地震予報, 電磁波, 地下天気図

1. はじめに

地震時の強烈な衝撃的震動については,まだ地震計で把握されていないので,その正確な正体は不明である.兵庫県南部地震の直後に構造物の衝撃的な破壊について注目¹⁾されたが,その後この話題は下火になった.

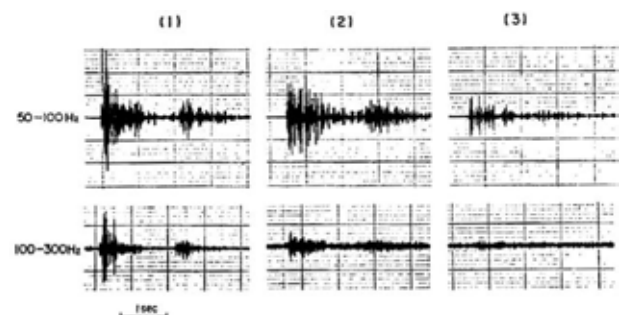
しかし船舶工学の専門家から,冒頭の要旨で述べたキャッチフレーズの前半が指摘されて,過去2ヵ年本研究発表会等で,海震の現象と,兵庫県南部地震での橋脚の衝撃破壊的な事例と住民の証言等を紹介する中で,このフレーズが形成され定着した.過年度の発表では地震時の衝撃的震動(以下衝撃波という)の存在を明らかにし,その特徴的な破壊事例の要点を紹介してきた^{2,7)}.

本論文では,海震現象から得られた資料と知見を整理し,橋脚の数多くある特殊な破壊事例の中から,特色がある事例を選択し考察を補足して,破壊状態から見た地震時衝撃波の特徴を述べる.そして,問題の強烈な衝撃波は簡単には計測できないので,その正体を早急に把握するには,地震直前予知を実現させ,計器を震源断層付近に配置して観測する必要がある.一方,防災と減災の分野では,地震直前予知は必須の事項なのに,あまり取り上げられていない.そこで最近得られた有用な地震予知の手法を紹介し,実用化に向けての展望を述べる.

2. 海震現象が示す地震時衝撃波の特徴

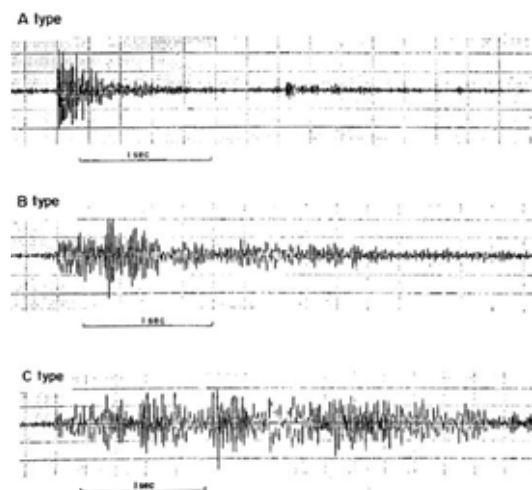
以前に報告した海震現象に関する資料の内,重要な図

表を本文にも再掲する.図-1と図-2は茂木先生達によるハイドロホンでの観測(伊豆半島東方沖地震,M6.7,1980)の周波数帯別観測例と波形の拡大図である^{6,7,8,9)}.



(1) 浅発型, (2) 中間深さ型, (3) 深発型

図-1 海震の観測波形・周波数帯別同時観測の例^{6,7,8,9)}



A 浅発型, B 中間深さ型, C 深発型, 横棒長さ=1秒

図-2 海震の観測波形・3分類の波の拡大例^{7,8,9)}

表-1 海震の体験例^{3,7,12,14)} (昭和8年三陸地震, 1933. 3. 3)

	船 名	トン数	状 況
1	もんてびあ丸	9,700	エンジンの racing のような強い振動 4 分間。
2	小 倉 丸	7,270	激動、3 分間。
3	摩 耶 丸	3,145	激動、3 分間。全速でエンジンを後退したよう。
4	平 安 丸	11,500	上下の激動、5 分間、羅針盤が跳び出すかと思うほど。
5	得 無 丸	220	強烈な振動、1 分間。
6	誠 進 丸	50	上下の激動、5 分間、船が折れるかと思うほど。
7	東 星 丸	5,484	激動、3 分間。2 秒、その後 2 回の微動。 (余震)
8	光 洋 丸	8,000	強い上下動、3 分間。 (余震)

表-2 海震による損壊例^{7,12,14,15)}

	日 付	船 舶	場 所	状 態
1	1894.7.23 (明治 27 年)	ドイツの帆船 エンリエツ号	ノルウェイの ロフ オテン諸島沖	強烈な海震(2 分間) 約 2 時間後に沈没
2	1952.11.5 (昭和 27 年)	米国貨物船 8000GT	カムチャツカ沖	M8.25~8.4 の地震、ハチ ユミシグの両側に亀裂 (横浜で修理)
3	1969.2.28 (昭和 44 年)	タンカー 32,500T	ジブラルタル沖 西方 450km 水深 4900m	M8.0 の地震、船殻補強材 座屈、航海機器全損、バ イブ系破損
4	1995.1.17 (平成 7 年)	フェリーおおさか (9,000T 級)	播磨灘沖 (震央距離約 28km) 水深 30m	M7.2 の地震、強烈な上下 震動、収げ掛け部のシャン ディア 2 個落下

この図-1、図-2は余震時に約一千例観測された内の、数少ない貴重な公表波形記録の一部で、浅発型・中間深さ型・深発型の3種類がある。これらの波が観測船を突き上げている¹⁰⁾

雑音が多いとの理由で、周波数分析はされていない¹⁾ため、波形図から卓越周期は60~70Hz, 120~140Hzと推定した^{2,3,6,7)}。このような周波数の地震波は普通の強震計では記録できない。そして重要な現象として、本震に先行して生じた群発地震ではこれらの波は観測されなかった¹⁰⁾

表-1は昭和三陸地震(M8.1, 1933)での海震の体験記録である。本震でも余震でも強烈な震動を長い時間受けている^{3,7,12,14)}。他にも海震の体験記録は多く伝えられており^{12,13)}、海震の威力はかなり強い事がわかる。しかし海震で船本体が破壊した例は国内にはなく、国外での損壊例に、兵庫県南部地震でフェリーのシャンデリア2個が落下した例を加え、表-2に海震による損壊例を纏めた^{7, 12, 14, 15)}。まれに海震が大型船を損壊する事を示している。

図-3は兵庫県南部地震時の明石海峡付近のフェリーの位置図^{5,6,7,16)}で、その中のあさぎり丸とクイーンダイヤモンド号の詳しい位置図を図-4に示す^{3,6,7)}。両船は海震の衝撃を2度受けており、2度目の方が衝撃力が大きい¹⁷⁾。クイーンダイヤモンド号での2度目の衝撃は、本船が大きく翻弄された時に受けている¹⁷⁾。当時の気象は無風状態なので、大型船を翻弄した波は、海岸が本震で揺れ起きた表面波が伝わり船を翻弄し、その時鉛直衝撃波を受けたと解釈し、この地震での津波の波源域を推定した図-5^{6,7,18)}から平均波速を求め、離岸距離から到達時間を求めると約3分後となる^{6,7)}。この時間差はあさぎり丸で2度目の衝撃を受ける迄に行った点検¹⁷⁾の時間に馴染む値である。鉛直衝撃波は本震の約3分後に生じている。



図-3 フェリーの位置図^{5,6,7,16)} (明石海峡付近地震発生時, 部分を編集)



☆ 震央、A 野島断層、B 須磨断層

図-4 クイーンダイヤモンド号とあさぎり丸の位置図^{3,6,7)}



図-5 波源域の推定図^{6,7,18)} (波速の推定測線を記入, 部分を編集)

3. 橋脚の破壊状態が示す地震時衝撃波の特徴

地震時衝撃波による橋脚の破壊状態には、引張破壊と圧縮破壊の2種類がある。図-6は両方の破壊形態が生じた区間の構造の横断面図である^{3,19)}。同じ橋脚番号で独立したコンクリート柱二本(山側,海側)が、上部工の桁の剛な横梁を支え、柱の横断方向幅は1mに統一してある。

図-7はコンクリート柱の先端が引張破壊をした代表例(神P465・山側)^{23,67)}で、柱の鉄筋籠が露出し、内部コンクリートが跳び出して、向こうが透けて見える。図-8(a)(神P472・海側)^{23,67,19)}ではコンクリートがなくなった所まで横桁が落下している。しかし柱片面の鉄筋が裸で直立している。

この状態はこの破壊が起きた時に、水平力は働いてな

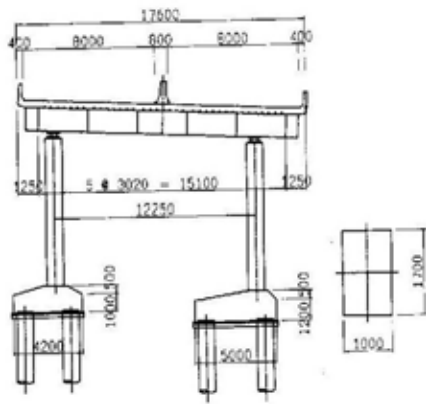


図-6 橋脚(二本柱区間)の横断面^{3,19)}



神 P465(山側柱)^{2,3,6,7)}
図-7 引張破壊の代表例

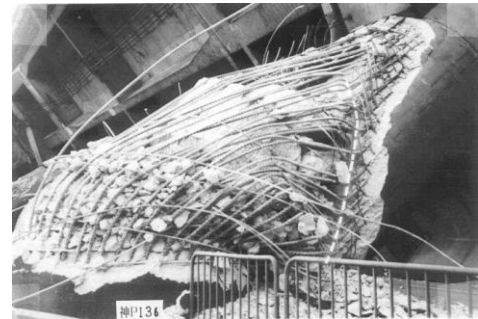


鉄筋が全周の外側に座屈
図-9 ビルツ橋脚の特殊破壊・神 P133^{7,20)}



↑ (b) 神 P472(山側柱)³⁾
← (a) 神 P472(海側柱)^{2,3,6,7,19)}

図-8 引張と軸圧縮破壊



引張域迄鉄筋の直角クビレが分布(白色破線)
図-10 ビルツ橋脚の特殊破壊・神 P136^{5,6,7,21)}



図-11 神 P150, 圧縮破壊だが裸鉄筋直立²¹⁾

いことを示している。図-7や図-8(a)の破壊状態を爆裂破壊と呼ぶことにした。図-8(b)は同じ神P472橋脚の山側柱基部が圧縮破壊をした状況である。同じ橋脚番号の位置で山側と海側で異なる破壊形態が生じている。このような破壊状況は水平震動では生じない。強力な破壊力を持つ鉛直波動・衝撃波の存在を証明している³⁾。

図-9と図-10はビルツ橋脚の倒壊17基(神P126～P142)の中で、倒壊後柱の長さが短くなった4基中2基の破壊部の鉄筋の状況を示す。図-9は神P133橋脚の状況で鉄筋は全周に亘り外側に座屈している^{7,20)}。柱は軸方向に座滅破壊し、鉄筋は外側に提灯座屈した後に、北側に倒れている事を示す。図-10は神P136橋脚の状況で、倒れた状態の引張域迄鉄筋に直角クビレが分布している^{5,6,7,21)}。その部分に白色破線を付けている。この状況は倒壊前に、柱が鉄筋のクビレ線に沿った面で、軸圧縮によるせん断破壊を生じズレ落ちた事を示している。他の2基も柱が北西方向にズレ落ちており、この4基の軸圧縮破壊が、17基分が北側に倒壊する直接の原因になっている⁷⁾。

橋脚の時刻暦応答解析の結果は、主震動に対して鉄筋の塑性率は3程度²²⁾なので、損傷度は大きい柱は自立していた筈である。付近の住民の証言によると、主震動が治まった後で見た時計は5時48分で、その後階下に降りようとした時に大音響を聞いている¹⁷⁾。この大音響は鉛直衝撃波による柱の破壊と解釈すれば、時間的な経過も前章で述べた海震での現象と整合する。

裸鉄筋が直立している状況の橋脚の破壊は、別の場所でも生じており、その一例を図-11(神P150)²¹⁾に示す。この破壊の形態は圧縮破壊だが先端の鉄筋が直立している。この状態が生じるには、突き上げ荷重状態で横梁側面部にある、柱の主筋を巻いていた帯筋を切断し、次の瞬間に下向き荷重状態になり、柱を圧縮破壊したと解釈される。一方、神戸大学海事科学部構内の大型コンクリート蓋の反転と書棚ロッカーの飛び跳ね現象から、地表面の鉛直速度は2.2～2.4 m/s が得られている²³⁾。

図-1(1)の様な波が、粒子速度2 m/sでコンクリートの柱下面に入射すると、図-8(a)の様に上端が飛び散る考察が文献³⁾にしてある。図-7や図-11も含め、高周波の衝撃波でないとこうした状態は生じないと推察される。

平面的に見ると、橋脚の柱に対し強烈な力が局所的に働いており、非線形波動のソリトン(孤立波)の特徴を表していると思われる。地震時の衝撃波に関する現象には、発生原因は元よりその性質や正体等、安全対策上課題になる多くの未解明の事柄が残されている。

4. 地震直前予知の実用化の展望

(1) 電磁波伝播異常観測法の発達

兵庫県南部地震を契機として電磁波の伝播異常の観測から地震予測法が発達した。その代表的なものの三方法に仮の呼び名を付け、a.串田法^{24,25)}、b.森谷法²⁶⁾、c.早川法²⁷⁾と呼ぶことにし、各方法の概略を極簡単に紹介する。

図-12²⁶⁾に串田法と森谷法の概況と主な雑音源を示す。この両方法とも発信局の電波を直接受信しない場所で観測する形態(見通し域外観測)をしている。図-13に串田法(FM波)の観測波形の例を示す^{24,25)}。串田法は流星観測の補助的観測法から発展した方法で、この分野の観測の先駆けをなしている。FM局の周波数より100kHz程ずらして受信周波数を設定すると基線にいろんな変化が生じる。

図-14に森谷法(VHF波)の観測波形の例を示す²⁶⁾。森谷法では見通し域外観測地点で、発信局の周波数に設定しておく、散乱波(地震エコー)が観測される。

早川法(VLF, ULF波)は成層圏以下で反射を繰り返して伝わる電波(オメガ波)の、夜間の平均振幅の変化を観測し、振幅の変化を標準偏差 σ の度合いで評価する。その観測データの例を図-15に示す²⁷⁾。各観測法の形態の特徴を表-1に、地震の推定法の要点を表-2に纏めている。串田法と早川法では会員制の地震情報が発信されている。

(2) 地下天気図(RTM法)

前節の例とは原理が異なり、長尾教授等により最近できた地震予測の手法に、図-16に示す地下天気図(RTM法)がある^{28,29,30)}。この方法は中小地震の発生状況を、地域R、時刻T、大きさM別に指標化し、その積の値を地図上に示して地下天気図と名付けている。これは多数の地震計が全国に配置され、それらが連続観測されるようになり作られた新しい予測方法である。

この方法の特徴は地震活動の活性度が高いとRTM値が正(赤色系)になり、低いと負(青色系)になり、通常は0で、その程度を地図上に示している。能登半島地震(M6.9, 2007)での例を図-16(a), (b)に示す³⁰⁾。地震は本震の前に通常静穏期があり、その特性を捉え本震の発生時期・場所・大きさを予測する。本震の震央は静穏度が大きい範囲の端に普通生じる。

(3) 加速器の運転管理が地震直前予知をしている例

高エネルギー加速器研究機構(KEK, つくば市)では粒子を互いに反対方向に加速し、1点で衝突させ素粒子の跳び出し状況を観察している。その加速器は延長が約3kmある。太陽や月の引力、潮汐の影響および気圧の大変動によって地殻が変形する。図-17に加速器の周長の変化をフーリエ分析した例を示す³¹⁾。中央の赤矢印の位置が潮汐の影響を示し、その変動量は約20 μ mである。

図-18は台風時(21号, 2002.10.1)の気圧と周長の変化の

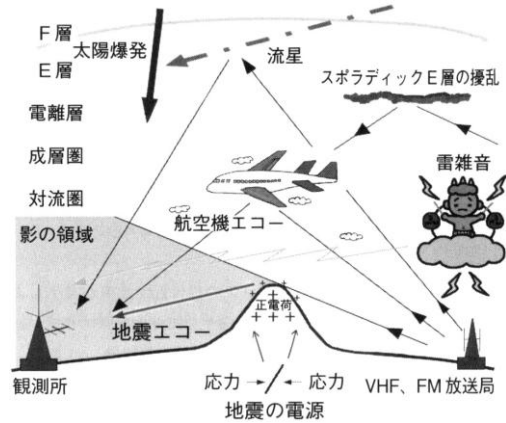
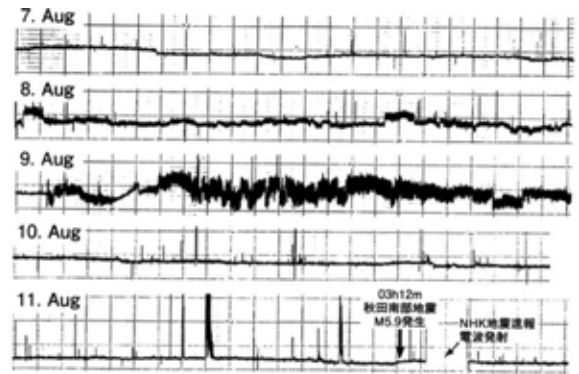


図-12 電磁波観測法の概況と主な雑音源²⁶⁾



1996年8月11日発生、秋田内陸南部地震M5.9の際の前兆観測例(BF変動に基線幅増大BTが加わった前兆変動例)

図-13 串田法の観測波形の例^{24,25)}

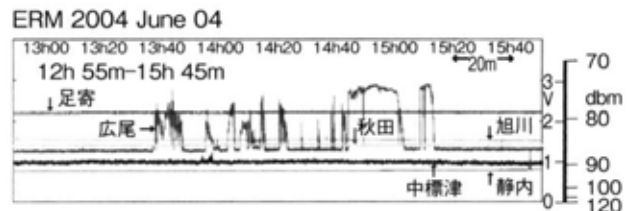


図-14 森谷法の観測波形の例²⁶⁾



図-15 早川法の観測データの例²⁷⁾

表-3 代表的な電磁波観測法と形態の特徴^{24,27)}

観測方法(呼称)	電波帯域	観測法の基本的な形態・特徴
a. 串田法	VHF (FM)	・センターチューニングメーター(設定周波数±300kHz)とペンレコーダーを用いた観測。 ・基線の変化(BF, PBF, BT等の前兆)。 ・前兆期(発現・極大・収束)→静穏期→地震。
b. 森谷法	VHF (FM)	・地震散乱波(エコー)の観測(目標局周波数)。 ・前兆期(発現・断続・収束)→静穏期→地震。
c. 早川法	VLF (オメガ波) [ULF]	・夜間平均振幅の変化。 ・異常振幅の検出(2 σ , 3 σ)

・いずれも深さ約30km以深、M5.0程度以上(陸域)の地震を対象。

表-4 代表的な電磁波観測法の地震発生推定法²⁴⁻²⁷⁾

観測方法(呼称)	地震発生の標準的推定法			備考
	位置	規模	時期	
a. 串田法	・対象候補局の受信可能領域の重複部	・PBFの継続時間計(Tm)からMを推定(Tmの値と震源断層長L[km])	・発現・極大・収束・静穏の特微期間相互の経験比例式から算定	・a., b.の観測は発信局の見通し領域外の観測。 ・a.はBTの発現・収束時刻から地震発生時刻を推定
b. 森谷法	・対象局と受信局間の対象局側領域	・地震エコーの発現時間計Teから揺れの震度階Iを推定	・収束後(静穏期)は0~9日	・b.は北海道地域で発達した方法
c. 早川法	・対象局と受信局間の受信領域の重複部	・2σ超→M5以上 ・3σ超→M6以上	・異常検出日から5~13日後	・c.は近距離地震の震央推定を目指しULFの3成分観測を一部で実施

・3観測法とも海域地震では影響度の減衰と発信局難から精度が低下(Mで0.5~1.0程低下)。

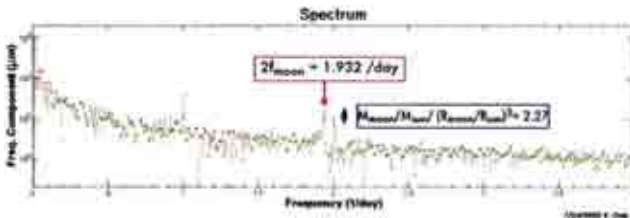


図-17 加速器の周長変化のフーリエ分析³¹⁾

関係を示した図である³¹⁾。気圧が約40 hpa変化した時、周長は約0.25mm変化している。潮汐の影響の10倍以上の影響が出て、ピークを過ぎて加速器の運転を停止(約200μm変動)している。

このような経験から、気圧変動や潮汐の影響は事前の情報から影響量が予測できるが、予測を超える事が時々生じる。加速器の加速軌道が変わると衝突予定位置が狂い、よい観測ができないので、軌道周長管理で既定値を超えると運転を停止する。この予測していない原因による運転停止をすればらくして地震が起きる。すなわちこの運転停止が事実上の地震直前予測を兼ねている³¹⁾。

図-19は周長変化量から周期的変動量を除き、2方向成分に分け変位の変化を示した図である³¹⁾。地表の変位状況を表しており、細かくは不規則なブラウン運動をしている。大まかにはある方向に優勢な変位をしている。

地震観測所では普通延長100m程で地殻のひずみを観測しているが、それからは地震の直前予測はできていない。計測単位当たりの測定方法は似た精度なので、両者の違いは測定長さの違いが計測精度に反映していると思われる。有用な超高精度の地殻ひずみの計測は、加速器の直径程の長さで計測すればできる事を図-19は示している。それに加え地震予測のノウハウをKEKでは蓄積している。この予測法は従来の地震学での地震直前予測の定義とは趣が違い、その観測地点で有害な地震の揺れがあるかないかを判断する。しかし工学的にはその経験の有用性を活かす事が望まれる。

(4) 実現が望まれる地震直前予測

以上に述べた電磁波観測法、地下天気図(RTM法)、

2007年、能登半島の地震(M:6.9)

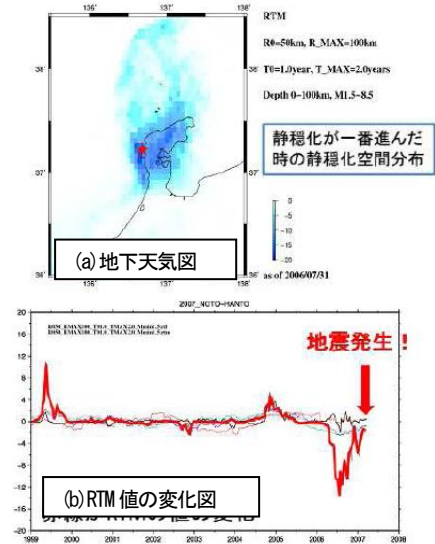


図-16 地下天気図とRTM法の例³¹⁾

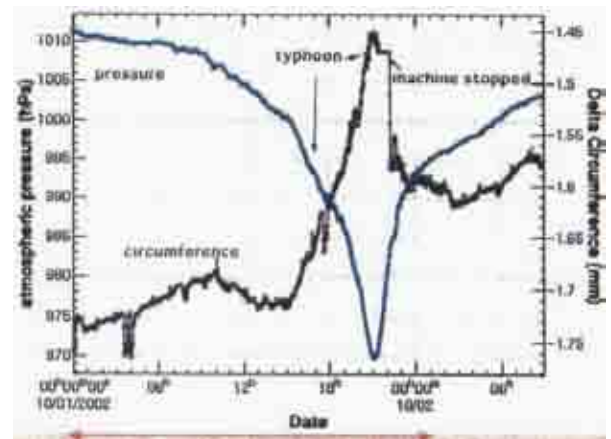


図-18 台風による気圧と周長変化の推移³¹⁾

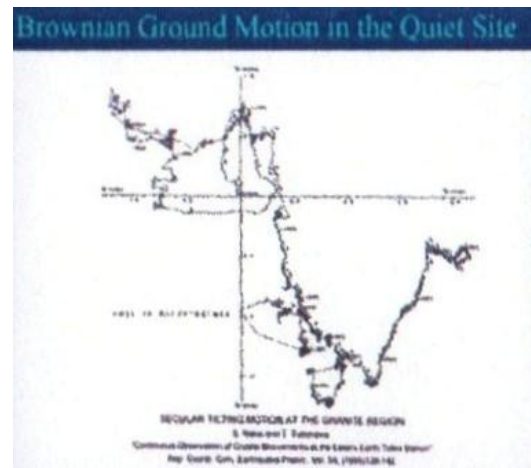


図-19 地表変位の状況³¹⁾

KEKの加速器運転実務の経験(地表変位状況図)等の地震予測の方法は、いずれも地震の直前予測方法を経験的に蓄積したもので決定論的に地震の予知をするものではない。またそれぞれに特有のまぎらわしい現象や未解明の

領域を抱えている。しかしこれらの3種類の方法はその原理が異なり、異なる3種類の方法を組み合わせると、結果が一致すればこれまでの予測精度を大きく改善できると考えられる³²⁾。また新たに開発されている手法³³⁾やGPSのデータを活用すると信頼性がより高くなる。

さらに超高精度のひずみ観測地点を、東海から九州にかけて何ヶ所か設ければ、地殻変動の状況を検証でき、南海巨大地震での大地震領域の連動の評価もできると思われる³⁴⁾。それができると地震予知情報(予報)が天気予報と同じように扱われる時代が到来する。

5. まとめ

本文の3章で述べた、地震時の強烈な衝撃波は、本物のキラパルスであるが、冒頭の要旨で述べた通り、海震の常識が地震の専門家のみならず、言論界や世間一般からも忘れられ、その正体はまだ掴まれていない。シビアアクシデントに対して安全な対策を講じるには、早急にその正体を把握しなくてはならない。そのためにも地震予知を実現させ、有効な観測態勢をしく必要がある。

2012年8月に内閣府から公表された南海トラフ地震の被害予測では、死者の総数は32万人で、その内の23万人強が津波による死者数である。この数は地震後10分以内に2割しか避難の開始をしなかった場合である。10分以内に全員が避難をした場合は約1/5、4万人強まで減少できるとされている。

この予測死者数の差から地震予知が実現すれば19万人の生命が助かることになる。さらに建物による死者数の軽減を加味すれば、20万人以上の生命を救えることになる。しかしながら、防災訓練などに安全対策の要諦であるべき地震予知の情報を、活かす配慮は少しもされていない。こうした状況は早急に改善しなくてはならない。

国による地震の直前予知は広域的には行われていないので、人命を救い被害を軽減するには、関係する地域が行動を起こし³⁴⁾、南海巨大地震に対する直前予知を実現することが望まれる。

参考文献

- 1) 地震予知総合研究振興会：材料・構造物の衝撃的破壊現象とその防止に関する調査 報告書、平成8年度科学技術振興調整費、平成9年3月。
- 2) 前原博、櫻井春輔：構造物の特徴的な地震時破壊例と関連事象による新しい見解、土木学会関西支部 平成24年度年次学術講演会、I-48、平成24年6月。
- 3) 前原博、櫻井春輔：構造物の地震時衝撃破壊の代表例について、国交省近畿地整局 平成24年度研究発表会、防災・保全部門No.19、平成24年7月。[HPよりDL可]
- 4) 前原博、櫻井春輔：高架橋の柱の典型的な地震時衝撃破壊事例、第47回地盤工学研究発表会、745、2012年7月。
- 5) 前原博、櫻井春輔：兵庫県南部地震でのピルツ橋区間の倒壊原因の見直し、土木学会関西支部 平成25年度年次学術講

- 演会、I-30、平成25年6月。
- 6) 前原博、櫻井春輔、園田恵一郎：地震時の破壊的な粗密波の存在と橋脚の破壊原因の見直し、安全工学シンポジウム2013、GS3-2、平成25年7月。
- 7) 前原博、櫻井春輔：海震と証言による橋脚の地震時破壊原因の見直し、国交省近畿地整局 平成25年度研究発表会、防災・保全部門No.13、平成25年7月。[HPよりDL可]
- 8) 茂木清夫、望月裕峰：1980年伊豆半島東方沖地震の震源直上でのハイドロホンによる高周波震動の観測とそれによる地震断層の位置の推定、東京大学地震研究所彙報、Vol.55-4、pp1017-1041、Fig.7(1)、15、1981.3。
- 9) Kiyoo Mogi：Experimental Rock Mechanics, CRC Press, pp267, 2006.11。
- 10) 茂木清夫：地震予知を考える、岩波新書、pp84、1998.12。
- 11) 東大附属図書館地震研究所図書室の回答：ノイズが多いため詳細分析せず(茂木望月氏に問合せ結果)、5/07/2012。
- 12) 佐藤孫七：海震の話、気象、pp6-9、1968.2。
- 13) 佐藤孫七：海震・体験あれこれ、気象、pp26-28、1978.1。
- 14) 馬場栄一・広島大学名誉教授(船舶工学)より提供の資料。
- 15) 大阪フェリー協会：窮して通ず、阪神大震災フェリー対策協議会活動記録、pp64,69-70、平成8年1月。
- 16) 神戸海運監理部運輸部運輸管理官：平成7年1月17日5時46分「そのとき旅客船は…」アンケート報告、pp3,22、平成7年8月。
- 17) 園田恵一郎、小林治俊、長野圭：兵庫県南部地震一初期上下動の証言について、大阪市立大学工学部紀要・震災特別号 別刷、pp189-260、1997.1。
- 18) 鳥羽徳太郎：1995年兵庫県南部地震津波の規模および波源域、pp461-466、地震 第2集第49巻(1997)。
- 19) 園田恵一郎、前原博、櫻井春輔：都市直下型大地震での公共構造物の被害の特徴一阪神大震災からの教訓一、安全工学シンポジウム2014、GS6-2、平成26年7月(投稿中)。
- 20) 阪神高速道路株式会社：震災資料保管庫 震災状況写真集(橋脚) No.13より該当部分を複写編集。
- 21) 前原博収蔵の写真資料。
- 22) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて一震災復旧工事誌一、pp191、平成9年9月。
- 23) 西岡俊久：衝撃的地震力による構造要素の動的破壊に対する基礎研究、神戸商船大学震災研究会研究報告 第2号、pp273-295、1997.1。
- 24) 串田嘉男：地震予報に挑む、PHP新書、2000年9月。
- 25) 串田嘉男：地震予報、PHP新書、2012年11月。
- 26) 森谷武男：地震予報のできる時代へ、青灯社、2009.11。
- 27) 早川正士：地震は予知できる、KKベストセラーズ、2011.12。
- 28) Nagao, T., A. Takeuchi and K. Nakamura：A new algorithm for the detection of seismic quiescence: introduction of the RTM algorithm, a modified RTL algorithm, Earth Planets Space, 63, 315-324, 2011。
- 29) 長尾年恭：次の南海トラフ沿いの地震は超巨大地震か～見えてきた地震像と地震予知研究の最前線～、ひょうご科学技術協会、第31回ひょうご科学技術トピックスセミナー講演資料、平成25年11月。
- 30) 長尾年恭：地下天気図一RTM法および関連する技術一、東海大学地震予知研究センターHP、2012.3。
- 31) 吉岡正和：大型加速器計画と岩盤工学、建設工学研究所、岩盤工学講演会資料、2009年2月。
- 32) 前原博、櫻井春輔：地震予知の実施例の紹介と実用化に関する展望、土木学会関西支部 平成26年度年次学術講演会、I-38、平成26年5月。
- 33) 日本地震学会地震予知検討委員会編：地震予知の科学、東京大学出版会、2007年5月。
- 34) 佃為成：東北地方太平洋沖地震は“予知”できなかったのか、ソフトバンククリエイティブ、p186、2011年6月。

横拘束PCケーブルが破断した既設橋の 載荷試験に基づく健全度評価

松本 俊輔¹

¹近畿地方整備局 姫路河川国道事務所 工務第二課 (〒670-0947 兵庫県姫路市北条1-250)

E-mail: matsumoto-s92ri@kkr.mlit.go.jp

国道27号に架橋され供用後53年が経過した2径間単純プレテンT桁橋で、横拘束PCケーブルの破断が確認された。破断による橋全体の剛性低下によって、主桁の一体化が失われているかどうか、主桁まで影響が出るのかが懸念された。

橋梁ドクターに診断を受けた結果、応力頻度測定、載荷試験を実施することとなり、解析を組み合わせた評価手法により、横拘束PCケーブルの破断の影響が大きくないことが分かった。

本稿では、載荷試験及び解析を組み合わせた今回の確認手法の有効性及び確認結果について報告する。

キーワード 健全度評価、応力頻度測定、実橋載荷試験

1. はじめに

本橋は、日交通量が20,000台を超える直轄国道に架橋され供用後53年経過する2径間単純プレテンT桁橋である(図-1)。本橋は、定期点検(橋梁の長寿命化修繕計画に基づき実施される概ね5年間隔の点検)の際に、横桁の断面欠損及び横拘束PCケーブルの破断が確認された(写真-1)。この損傷によって横拘束PCケーブルによる拘束効果が期待できず橋梁の健全性に懸念が生じた。対策の実施にあたっては高度な判断や専門的な知見が必要と判断されたため、学識経験者(以下「橋梁ドクター」という。)による緊急診断及び指導を受け調査を実施するとともに対策案を策定した。

本稿では、橋梁ドクターの診断結果及び対策立案のために実施した応力頻度測定及び載荷試験並びにこれら実測値と解析とを組み合わせた健全性評価等について報告する。

2. 橋梁ドクター診断

橋梁ドクターによる緊急診断の結果、横拘束PCケーブルの破断については、本橋の主桁には顕著な損傷は見られず比較的健全であるとともに、主桁は床板によって一体化されており横拘束PCケーブルの破断による影響が小さいことから緊急的な措置の実施は見送ることとなった。一方、本橋は道路橋示方書のB活荷重に対応しておらず、今後の補強補修の対策立案のため、応力頻度測

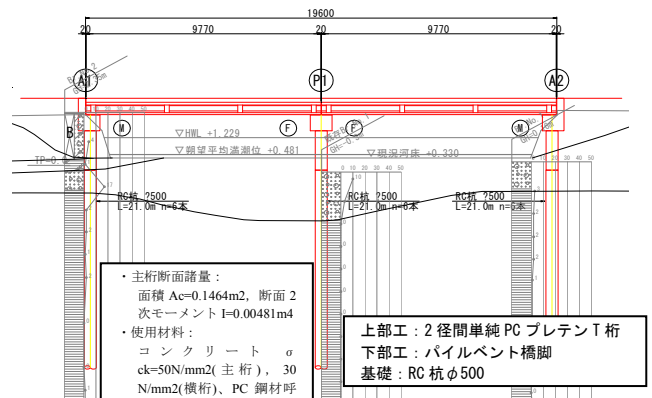


図-1 対象橋梁概要



写真-1 横桁及びPCケーブルの破断状況

定及び載荷試験を実施するとともに、これら実測値による評価に加えて、実測値と解析値とを組み合わせる手法を用いて、橋梁の健全性の評価を実施することとなった。

3. 載荷試験概要及び計測方法

既設橋梁の実応力度計測は、供用中の道路橋であっても通過交通に全く影響を与えることなく計測できる応力頻度測定と、一般交通を一時的に止めて計測する実載荷

応力測定がある。前者は、通常の使用状態において発生する応力の繰り返しをそのピーク値や振れ幅の分布として捉えようとするものである。これにより、現供用荷重下において、活荷重に伴い主桁に発生する引張応力度が部材の許容応力度に対して余裕があるか否かを判断することができる。

応力頻度測定では発生応力が計測されるのみであり、それに対応する車両重量は不明である。そこで、本調査では25t吊ラフタークレーンを用いた実載荷応力測定も合わせて実施する。これにより、既知荷重による発生応力の状態を把握することが可能で設計計算による応力度と実応力度を対比することができる。なお、応力頻度測定要領¹⁾に準じて実載荷応力測定は、静的及び動的載荷試験を実施する。写真-2に静的載荷試験状況を示す。

図-2に計測箇所を示す。計測箇所は、本橋が単純桁であることから支間中央部とする。また、既存プレテンT桁にマイクロクラック等の発生も考えられる。そのため、通常用いられるコンクリート用ひずみゲージ(以下「通常ひずみゲージ」という。)では、その影響を含めた計測が困難となる可能性がある。そこで、通常ひずみゲージに加えて、計測ストロークが大きくマクロ的なひずみ計測が可能である計測器(以下「ひずみ計測器」という。)の両者を用いて計測を行う。図-3にひずみ計測器の概要を、写真-3に設置状況を示す。



写真-2 静的載荷試験状況

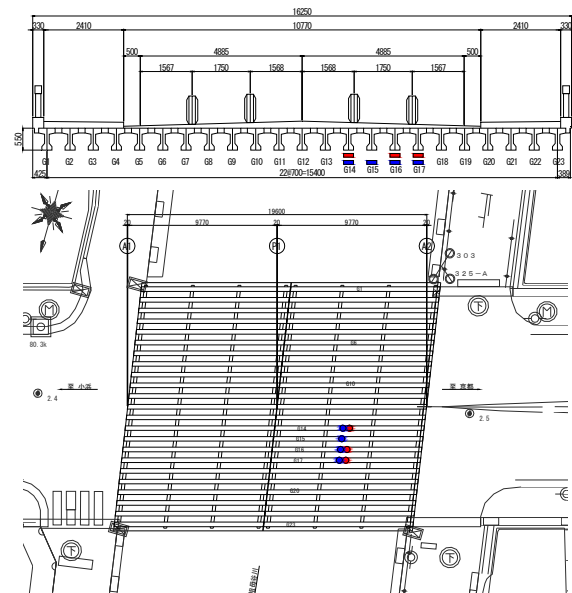


図-2 計測箇所図

4. 載荷試験結果

(1) 静的及び動的載荷試験結果

表-1には、静的及び動的載荷試験計測結果一覧を、図-4及び図-5にひずみ時刻歴を示す。なお、これらの値は、計測結果に対しローパスフィルター処理を行い計測時の高周波成分を除去したデータから算出している。ひずみ計測器は、図-3に示したとおり、主桁下フランジより下方(50mm)に設置している。そのため、実際、主桁下縁に発生しているひずみは、この距離分を主桁中立軸からの補正を行い算出している。表-1より、ひずみ計測器及び通常ひずみゲージにより計測された値は、1.25倍程度の相違はあるが大きなばらつきはない。また、静的載荷試験結果による最大ひずみと、動的載荷試験結果の最大ひずみの割合は、1.3~1.9程度であり、設計で想定する衝撃係数 $i=1.3$ よりも大きくなっている。これは、本橋前後の道路縦断勾配の影響により、橋梁進入時に必要以上の衝撃が作用しているものと考えられる。

さらに、ひずみ計測器とひずみゲージによる計測値のばらつきは、動的載荷では若干見受けられるが、静的載荷では概ね同様の値となっている。よって、当初懸念されたマイクロクラック等の影響は少ないと判断した。

(2) 応力頻度測定結果

図-6に計測期間中に通行車両により発生する最大ひず

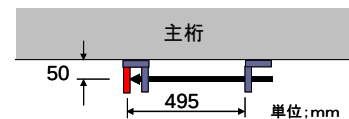


図-3 ひずみ計測器概要



写真-3 計測器の設置状況

表-1 静的及び動的載荷試験計測結果一覧

車輛靜的載荷試験測定結果一覧表(動的/靜的)					
使用ゲージ	径間	測点	動的載荷 最大値 ϵ_{dyna} (μ)	靜的載荷 最大値 ϵ_{sta} (μ)	$\epsilon_{dyna} / \epsilon_{sta}$
ひずみ計測器	P1-A2径間	G14	47.8	32	1.49
		G16	67.0	34	1.97
		G17	67.0	43	1.56
通常ひずみゲージ		G14	42.0	31	1.35
		G15	38.3	27	1.42
		G16	53.0	27	1.96
		G17	54.0	34	1.59

み発生前後のひずみ時刻歴を示す。なお、応力頻度測定は、72時間連続で実施しており計測結果には温度変化に伴う影響が含まれる。このため、計測結果は、計測期間中の温度変化の影響を除外し、活荷重による既設主桁の応力度のみとして整理を行う。表-2に各測定結果のうちひずみ量が最も大きい応力頻度測定結果に対する現況主桁応力度の照査結果を示す。表-2左部のとおり、B活荷重の載荷時は、死荷重応力 σ_D と活荷重応力 σ_L の合成応力度が許容応力度の範囲を超えていることがわかる。一方、表-2右部のとおり、活荷重応力を応力頻度測定結果（発生最大応力度 σ_{max} ）に置き換えた場合には、合成応力度が許容応力度の範囲に収まることが確認でき、現況交通の実応力レベルでは許容値以下に収まることが確認できる。

5. 上部構造の健全性評価方法

実橋載荷試験の結果、本橋の通行車両により発生する応力度は、設計許容値内に収まっていることが確認された。しかし、端横桁の損傷及びPC鋼棒の破断により、主桁への分配効果が低下していることが懸念される。

そこで、既存上部構造に対して格子解析を実施し、横桁の損傷度合が主桁発生応力度に及ぼす影響を評価することを試みる。なお、解析では載荷試験をもとに横桁剛性をパラメータとし、現況の横桁損傷度合と主桁発生応力を比較することで分配効果が本橋構造にどの程度影響しているかを確認する。

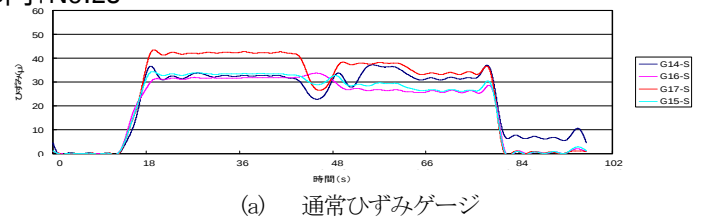
6. 解析方法及び条件

再現解析は、静的載荷試験及び動的載荷試験に基づき実施し、試験結果と再現解析結果を対比することで健全性を評価する。図-7に、再現解析における荷重入力位置を示す。荷重位置は、静的載荷試験時及び動的載荷試験で実際に25tラフタークレーンを載荷した位置とする。

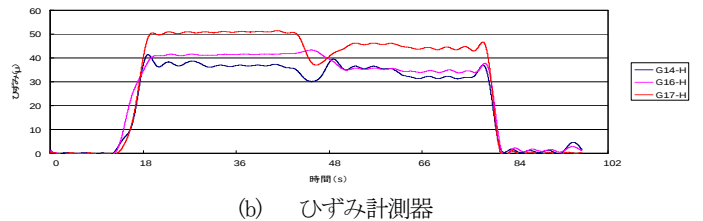
7. 再現解析による評価結果

表-3に、静的載荷試験及び動的より得られた最大ひずみによる発生応力度と解析により算出した設計応力度を示す。表より、設計応力度と発生応力度には大きな相違がなく、概ね値が合致していることがわかる。また、静的載荷試験結果と設計計算結果（衝撃なし）との比較においても、動的載荷試験結果と設計計算結果（衝撃係数 $i=1.3$ ）との比較においても同様に大きな相違がなく、再現解析が概ね正しく実施されていることが確認できる。

ここで、現橋の損傷状況として主桁はひび割れ等の損傷がない一方で、横桁は、写真-1に示すように、多くの箇所断面欠損や鋼材の腐食が生じている。横桁の断面欠損や鋼材の腐食は、構造上、横方向の剛性低下につながることから、損傷度が大きいほど主桁がたわみ易くな

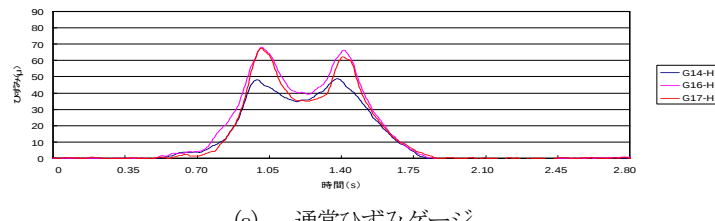


(a) 通常ひずみゲージ

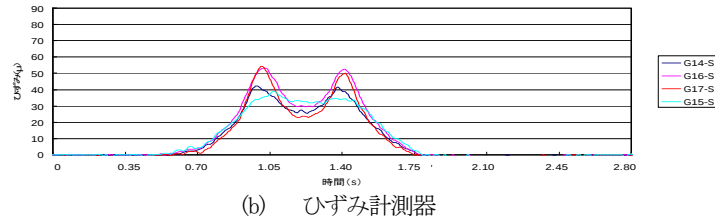


(b) ひずみ計測器

図-4 静的載荷試験ひずみ時刻歴



(a) 通常ひずみゲージ



(b) ひずみ計測器

図-5 動的載荷試験ひずみ時刻歴

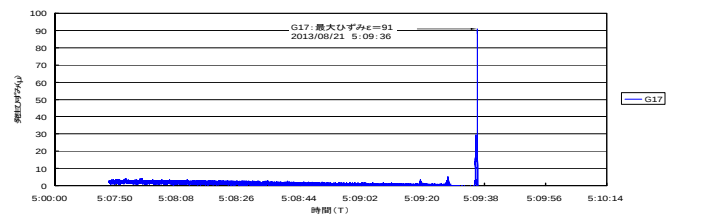


図-6 最大ひずみ発生前後のひずみ時刻歴(ひずみ計測器)

表-2 現況主桁応力度の照査結果(応力頻度測定)

B活荷重による設計計算結果に基づく応力度照査								載荷試験結果に基づく応力度照査			
適用ゲージ	対象桁	許容引張 応力度 (N/mm ²) σ_s	許容圧縮 応力度 (N/mm ²) σ_c	設計死荷重 応力度 (N/mm ²) σ_D	設計活荷重 応力度 (N/mm ²) σ_L	設計合成応 力度 (N/mm ²) $\sigma = \sigma_D + \sigma_L$	設計活荷 重に対する 判定	発生最大引 張応力度 (N/mm ²) σ_{max}	発生合成応 力度 (N/mm ²) $\sigma = \sigma_D + \sigma_{max}$	発生活荷 重に対する 判定	発生活荷重 と設計活 荷重の比 率 %
ひずみ計測器	G14	-1.8	16.0	6.11	-10.07	-3.96	NG	-6.6	-0.49	OK	65.5
	G15	-1.8	16.0	6.08	-10.13	-4.05	NG	-	-	-	-
	G16	-1.8	16.0	6.02	-9.94	-3.92	NG	-7.0	-0.9	OK	70.1
	G17	-1.8	16.0	5.94	-9.63	-3.69	NG	-7.0	-1.1	OK	72.6
通常ひずみ ゲージ	G14	-1.8	16.0	6.11	-10.07	-3.96	NG	-3.6	2.5	OK	35.7
	G15	-1.8	16.0	6.08	-10.13	-4.05	NG	-3.9	2.2	OK	38.1
	G16	-1.8	16.0	6.02	-9.94	-3.92	NG	-4.2	1.9	OK	41.8
	G17	-1.8	16.0	5.94	-9.63	-3.69	NG	-4.1	1.8	OK	42.8



図-7 再現解析における荷重入力位置

表-3 静的載荷試験及び動的載荷試験による発生応力度と解析により算出した設計応力度

25t吊ラフタークレーン(静的載荷(衝撃なし))による設計計算結果に基づく応力度照査							載荷試験結果に基づく応力度照査						
適用ゲージ	対象桁	許容引張 応力度 (N/mm ²) σ_a	許容圧縮 応力度 (N/mm ²) σ_s	設計死荷重 応力度 (N/mm ²) σ_D	設計活荷重 応力度 (N/mm ²) σ_L	設計合成応力 度 (N/mm ²) $\sigma = \sigma_D + \sigma_L$	設計活荷 重に対する 判定	発生最大引 張応力度 (N/mm ²) σ_{max}	発生合成応力 度 (N/mm ²) $\sigma = \sigma_D + \sigma_{max}$	発生活荷 重に対する 判定	適用ゲージ	対象桁	許容引張 応力度 (N/mm ²) σ_a
ひずみ計測器	G14	-1.8	16.0	6.11	-1.17	4.94	OK	-1.08	5.05	OK	ひずみ計測器	G14	-1.8
	G15	-1.8	16.0	6.08	-1.18	4.90	OK	-	-	-		G15	-1.8
	G16	-1.8	16.0	6.02	-1.21	4.81	OK	-1.12	4.90	OK		G16	-1.8
	G17	-1.8	16.0	5.94	-1.23	4.71	OK	-1.42	5.25	OK		G17	-1.8
	G14	-1.8	16.0	6.11	-1.17	4.94	OK	-0.88	4.82	OK		G14	-1.8
通常ひずみゲージ	G15	-1.8	16.0	6.08	-1.18	4.90	OK	-0.89	5.19	OK	通常ひずみゲージ	G15	-1.8
	G16	-1.8	16.0	6.02	-1.21	4.81	OK	-0.89	5.19	OK		G16	-1.8
	G17	-1.8	16.0	5.94	-1.23	4.71	OK	-1.12	4.82	OK		G17	-1.8
	G14	-1.8	16.0	6.11	-1.17	4.94	OK	-0.88	4.82	OK		G14	-1.8
	G15	-1.8	16.0	6.08	-1.18	4.90	OK	-0.89	5.19	OK		G15	-1.8

と考えられる。

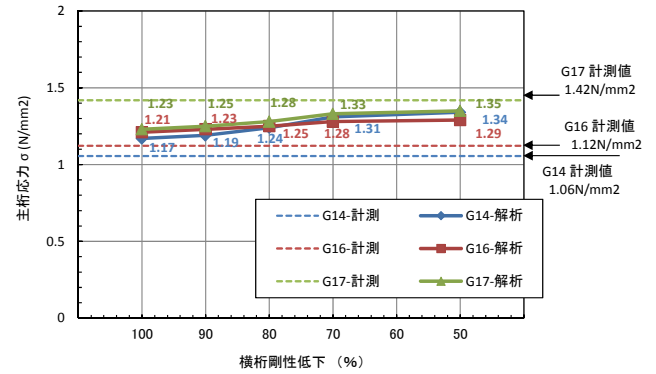
そこで、横桁剛性をパラメータとして、剛性低下させたとき、主桁に発生する応力度の変化を確認する。図-8に解析結果を示す。これより、横桁剛性を低下させるほど、主桁に生じる応力が大きくなることが確認できるが、その影響は極めて小さい。なお、G17においては、横桁剛性に係らず解析値を上回った応力度が発生している。しかし、その値は小さく15%程度の相違である。仮に、横桁損傷が橋梁全体の安全性に大きく影響を与えているのであれば、計測結果は、解析結果よりも全体的に応力度が大きくなる傾向を示すが、各桁ともに概ね同等の結果となっている。この要因は、本橋の構造的特徴によるものが大きいと考えられる。本橋は橋長に比べ、幅員方向の幅が大きく荷重の伝達方向が橋軸方向に卓越することから、横桁分配効果が小さくなっていることが考えられる。また、本橋の桁高は $h=0.55m$ と低く版構造に極めて近い構造であり、横桁による荷重分配によらず主桁自体の剛性による抵抗が卓越しているものと考えられる。そこで、本橋の桁高を $h=1.3m$ (BG-24の桁高相当)とするケースにて同様に横桁剛性を変化させた場合の解析を実施する。図-9に結果を示す。この結果からも確認できるように、桁高がある程度高くなれば横桁の荷重分配効果は顕著となること分る。

以上のことから、本橋に生じている横桁の損傷は、橋梁全体の安定性を欠く要因となっていないと判断できる。

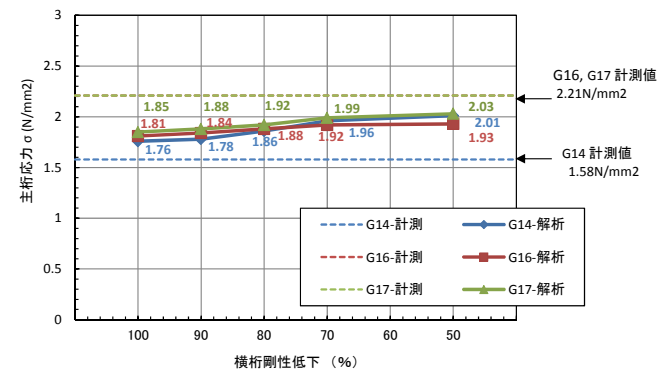
8. おわりに

本稿では、横拘束PCケーブルが破断した2径間単純プレテンT桁橋に対して、実橋載荷試験を実施した。この結果、通行車両にともない発生する応力度は、設計許容値内であることが確認できた。また、健全度評価として、横桁の損傷に伴う応力分配効果への影響を実橋載荷試験及び解析をもとに実施した。その結果、本橋の場合、横拘束PCケーブル破断及び横桁損傷の影響は主桁発生応力度に顕著な影響を及ぼしておらず、主桁補強等の必要性が低いことが確認できた。今回実施した健全度評価手法を活用することにより、既設橋の損傷程度の評価精度の向上が期待できる。

謝辞：本検討にあたり、橋梁ドクターの松井繁之大阪大学名誉教授には、現地診断等を通じて、橋梁の健全度評価、載荷試験手法、計測結果処理方法、解析結果評価手

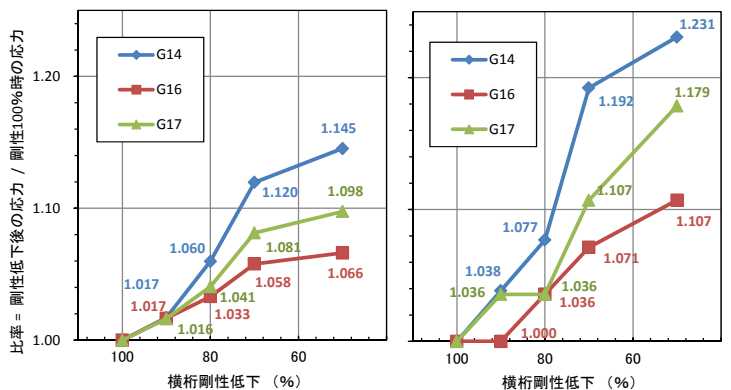


(a) 静的試験の再現解析結果



(b) 動的試験の再現解析結果

図-8 横桁剛性と主桁応力の関係



(a) 桁高 550mm

(b) 桁高 1300mm

図-9 横桁剛性低下の影響評価

法等についてご助言をいただきました。ここに感謝の意を表します。

*本稿は、筆者が福知山河川国道事務所在職時に携った業務に関するものである。

参考文献

- 1) 応力頻度測定要領(案) 財)道路保全センター H8.3

冬期交通確保に向けた除雪の効率化について

能登 眞澄

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雪害対策の実態を基にして、降雪等による冬期交通の課題を抽出し、効率的な除雪を行うことを目的とした、除雪機械による除雪計画、配備計画を検討した。また、除雪機械の現在位置の把握を行うシステムの試行を行い、有効性の検討を行った。

キーワード 冬期交通確保、雪害対策、機械除雪

1. はじめに

滋賀国道事務所（以後、滋賀国道とする）は、滋賀県内の国道1号、8号、21号、161号の約271kmにかかる道路延長を管理している。冬期においては、北部の福井県との県境峠道では降雪量が多く、南部の三重県・京都府との県境峠道では降雪量は少ないものの路面凍結が懸念されるなど、多数の積雪による車両の立ち往生（以後、スタックとする。）やスリップ事故が発生するおそれがある。

また、今後、滋賀国道ではバイパスなどの事業により交通量の増加などが予想されることから、冬期交通の確保には確実かつ効率的な除雪が求められている。

2. 滋賀国道管内の除雪状況について

現在、滋賀国道では道路管理延長271kmを3出張所で6工区（各出張所毎に2工区）に分け、38台の除雪機械で凍結防止剤散布及び除雪作業を行っている。また、降雪が多い北部の国道8号と国道161号において、道路勾配が急な区間は消雪のための散水融雪設備を設置している(図2-1)。

一般的に路面の凍結及び積雪に対しては、凍結防止、初期除雪、圧雪除雪、拡幅除雪の流れで除雪作業を行っている(表1-1)。

表1-1 除雪機械の用途一覧表

除雪内容	除雪機械
凍結防止	凍結防止剤散布車
初期除雪(新雪除雪)	除雪トラック、除雪グレーダ
圧雪除雪	除雪グレーダ
拡幅除雪	ロータリー除雪車

路面の凍結に対しては凍結防止剤散布車による凍結防止剤の散布を行い路面凍結の防止を行う（凍結防止）。降雪初期においては、除雪トラックおよび除雪グレーダによって、路面に降り積もった新雪の除雪を行うとともに

に、凍結防止剤の散布により凍結防止・融雪を行う（初期除雪）。降雪中期以降は降り積もった雪が通行車両のタイヤ荷重によって繰り返し圧縮された状態（圧雪）になる。圧雪は凍結防止剤や除雪トラックによる除雪が困難となるため、除雪グレーダにて圧雪を掻き取る除雪を行う（圧雪除雪）。除雪により路側へよせられた雪により発生した雪堤に対しては、ロータリー除雪車により車道幅員の拡幅を行う（拡幅除雪）。また、橋梁部、曲線部等の凍結しやすい部分に対して凍結防止重点区間を指定し重点的に凍結防止剤の散布を行っている。



図2-1 滋賀国道管内図



写真2-1 除雪状況(左:凍結防止, 右:新雪除雪)

3. 冬期交通確保における課題及び分析

(1) 降雪による交通への影響

近年、強い降雪により大規模な通行止めが発生している。近畿において降雪による大規模な通行止めの事例としては、2011年1月30日から31日にかけて、福井県の敦賀市から越前市（旧武生市）にかけての豪雪が挙げられる。この短時間の集中的な降雪により、国道8号においてスタックが発生した。このスタックにより、通行不能となり、上下線ともに約19時間程度、通行止めとなった。



写真3-1 滞留状況（国道8号南越前町大谷）

滋賀国道管内においては、国道161号福井県境付近の国境地区（以後、国境地区とする）（図2-1）で2013年2月23日に、大型車両のスタックによって約2時間の通行止めが発生した。

同じく国道161号志賀バイパス（図2-1）においても、2013年1月18日に、大型車両が1車線を塞ぐような状態でスタックし、交通に大きな影響を与えた。



写真3-2 スタック対応状況（国道161号国境地区）

(2) スタック発生原因の分析

滋賀国道管内におけるスタックは、2011年度と2012年度において、合計24件発生しており、主に国境地区と志賀バイパスで発生している。本分析においては、通行止めが発生したスタックに着目し、スタック要因の分析を行った。

スタック発生の要因として、①道路縦断勾配、②路面の積雪状況、③車種が大きく影響していると推測される。

①縦断勾配については、4%以上の箇所スタックしている（図3-1）。これは、道路構造令の解説と運用において、凍結路面では4%を超えると大型車で登坂不能車両が増加する¹⁾との記述と一致している。

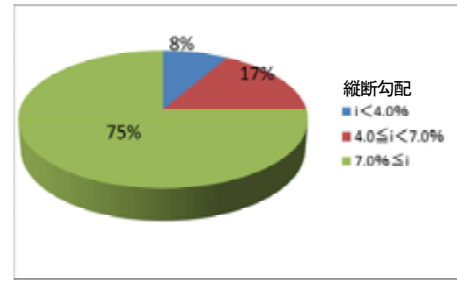


図3-1 道路縦断勾配によるスタック発生の割合

②路面の積雪状況については、スタック発生時の降雪状況に着目すると、ある程度積雪した後に、強い降雪が生じ、散水融雪設備の設計降雪強度を超えた場合にスタックが発生している（図3-2）。これは、降雪により生じた積雪が除雪もしくは消雪が不十分な状態で、強い降雪が降ったことが要因として考えられる。

③車両については、大型車両がスタックにより通行止めを引き起こしている（表3-1）。これは、大型車両が一旦スタックすると自力では動くことが出来ず、除雪・牽引車両が到着するまで脱出することが困難になるためと考えられる。

以上より、スタック対策としては、スタック発生後に対応するのではなく、スタック発生を回避するように管理することが重要となる。縦断勾配が急な箇所を速やかに除雪するとともに、短時間で集中的な降雪に対しても新雪の状態で除雪を行う。そのためには、効率的な除雪機械の配備と運用が必要となる。

表3-1 スタックによる通行止め状況（2013、2014年）

路線・箇所	車種	年月日	路面状況		タイヤ	縦断勾配	散水施設
R161国境	トラック	H25.2.23	積雪	10cm	スタッドレス	7.6%	有り
R161国境	トラック	H25.2.23	積雪	10cm	スタッドレス	7.6%	有り
R161国境	トレーラー	H25.2.23	積雪	10cm	スタッドレス	4.2%	有り

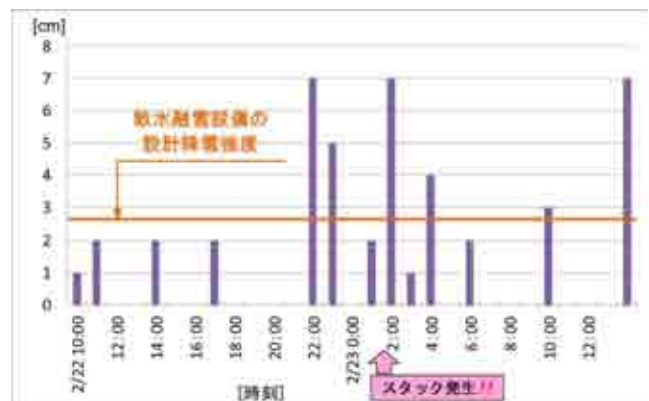


図3-2 スタック発生時における降雪量

(2) 降雪・凍結による事故の分析

前述で説明したスタック以外に降雪による交通への影響として、スリップ事故等への影響が考えられる、一般的には橋梁部や曲線部などの道路条件で発生することが

多いとされていることから、橋梁部及び曲線部等を主に降雪による事故への影響の分析を行った。

滋賀国道管内において、過去6年間に発生した事故のうち、冬期における積雪・凍結が原因と推定される事故を下記の条件で抽出した。

- ・発生時期が冬期（11月～3月）である。
- ・路面状態が積雪もしくは凍結である。
- ・交通事故を起こした当事者の法令上の違反が、ハンドル操作・ブレーキ操作・安全速度に関する安全運転義務違反に分類される。

6年間の総事故件数11,716件のうち、上記の条件に該当する69件について、①縦断勾配、②道路構造（橋梁部）、③平面線形に着目して分析を行った。

①縦断勾配については、スタック発生の境である4%未満と4%以上で比較したところ縦断勾配による事故の違いの傾向は見られなかった。これは縦断勾配が急な区間は散水設備を設置しており、その効果により事故率の違いがないと推測される（図3-3）。

②道路構造（橋梁部）については、コンクリート橋の事故率が低く、土工部と鋼橋が同程度の事故率の傾向となっていた。コンクリート橋および鋼橋については、凍結防止重点区間として、重点的に凍結防止剤を散布しているため、事故率が土工部と同等もしくは低くなっていると推測される（図3-4）。

③平面線形が急な曲線部についても、事故率が高い傾向は見られなかった。これも橋梁部と同様に事故の危険性が高いと思われる曲線部は、凍結防止重点区間として、凍結防止剤の重点的な散布が行われており、その効果であると推測される（図3-5）。

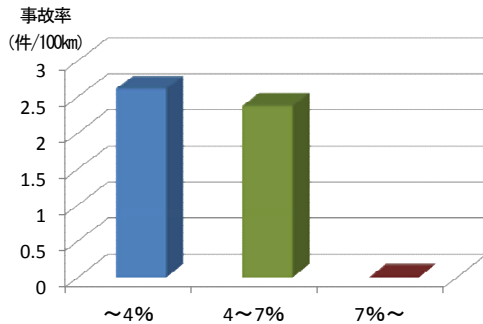


図3-3 単位距離あたりにおける

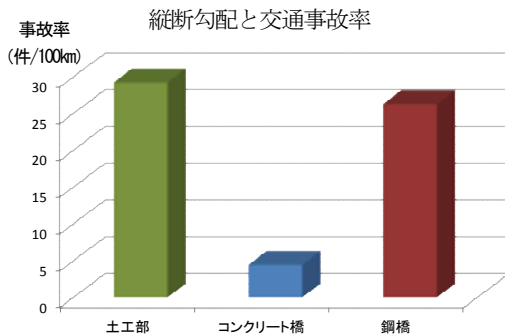


図3-4 単位距離あたりにおける
道路構造（橋梁・土工）別の交通事故率

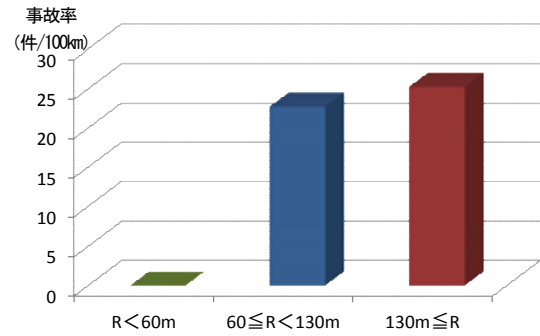


図3-5 単位距離あたりにおける
平面曲線半径と交通事故率

また、散水融雪設備の切れ目についても、一般的に事故が多いと言われているが、事故は発生しているものの、データ数が少ないため事故が多いとは言い切れなかった。

以上より、一般に冬期の事故等が多いと言われている勾配部、橋梁部、曲線部等において、事故の発生が多い傾向が見られなかった。これは、散水設備の融雪効果や重点的な凍結防止剤散布の効果と推定できる。

(3) 除雪体制現状の分析

除雪作業は、滋賀国道が保有する除雪機械を除雪作業受注者に貸与し除雪作業を行っている。

除雪作業に使用する機械は①除雪トラック、②除雪グレーダ、③ロータリー除雪車等の特殊機械であり、この操作には、特殊な操作技術や豊富な経験が必要となる。



写真3-3 除雪状況(除雪グレーダ)

①除雪トラックは、除雪機械の中で最も機動性が高く、新雪除雪の主な機械として使用されている。一般のトラックをベースとした車両であり、走行は操作しやすい。しかし、車体前部に装備されたフロントプラウは、横幅が広い対向車線へのはみ出しや、民家への排雪を回避するためのプラウの角度の調整が必要となり、その調整には経験が必要である。

②除雪グレーダは、除雪トラックに比べて機動性に劣るが路面整正（圧雪除去）能力が高い機械である。土工用グレーダをベースとした建設機械であり、操作が複雑であり操作に熟練を要する（写真3-4）。また、除雪の操作は土をならすグレーダとは違い、圧雪をブレードにより掻き取るため、ブレードの圧力操作や、圧力による車両の浮き上がりを制御するなどの操作が必要であり、

特殊な操作技術を要する。

③ロータリー除雪車は、走行しながら雪堤を切り崩し、掻き込んだ雪を遠方へ投雪する機械である。土工用には無い機械のため、除雪作業の豊富な経験を要する。

除雪作業においては、前述のような特殊操作や経験が必要となるが、特殊機械を操作できるオペレータの高齢化、若手オペレータの技術力不足により、今後オペレータの減少することが懸念される。特に除雪グレーダの運転オペレータの減少が危ぶまれている(図3-6)。これらの懸念を取り除くには、除雪機械操作の自動化や、運転を行いやすい除雪機械への機種変更が考えられる。



写真34 除雪グレーダ運転席

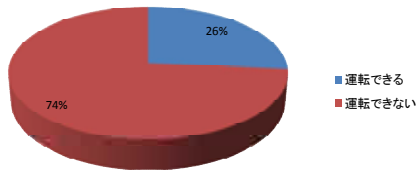


図3-8 全オペレータ内の除雪グレーダ運転可能オペレータの割合

4. 効率的な除雪の検討

(1) 効率的な除雪に向けての検討

効率的な除雪を考える上で、①除雪作業の実態把握、②スタック対策の検討、③事故の発生回避の検討が重要となる。

①除雪作業の実態としては、除雪機械位置情報把握システム（「5. (1) システム概要・試行内容」にて詳述）より、除雪機械の実走速度を把握した。また、除雪オペレータへのヒアリングを実施し、実際の除雪工程を確認、「オペレータの人数不足」や、「交差点や家屋連担区間に雪を路肩に置くことができない」等の除雪作業の課題の抽出を行った。

②スタック対策は、降雪強度が強く道路勾配が4%以上の箇所において多く発生していることから、初期除雪の重点化および豪雪時における急勾配区間の除雪運用体制（実作業体制）の見直しを検討した。

③事故の発生回避に関しては、現状でも事故回避のために凍結防止重点区間を設定した除雪運用を行っている

ため、現時点で発生箇所や要因を明確に特定することは困難である。よって、本検討では考慮せず、現在の運用を引き続き行うこととした。

(2) 除雪計画の立案

スタック発生回避及び除雪作業における課題を解決するため、除雪計画の見直し、配備計画の見直し、豪雪時のスタック対策の検討を行った。

a)除雪計画の見直し（初期除雪の重点化）

除雪作業は通常、凍結防止剤の散布、初期除雪（新雪除雪）、圧雪除雪、拡幅除雪の順で行われる。

凍結防止剤の散布は前述のとおり現在の運用で行うこととし、初期除雪・圧雪除雪に関しては、路面に積雪した場合にすぐに除雪し、極力圧雪を発生させない運用が理想である。この運用を実施するためには、車両速度の速い除雪機械による除雪を行なわなければならないことから、除雪スピードの向上を図る必要がある。

初期除雪は、除雪トラック及び除雪グレーダにて行っている。これら除雪機械の実走速度は計測により、除雪トラックの機動性が高いことが判明していることから（表4-1）、現在配備されている除雪グレーダの一部を除雪トラックに機種変更し、初期除雪をスピード向上し、初期除雪の重点化に行う計画とした。

表4-1 除雪機械の平均車両速度（実走速度）

	凍結防止剤 散布車	除雪 トラック	除雪 グレーダ
平均車両速度 (km/h)	31	25	15

ただし、除雪グレーダを除雪トラックに変更した場合、除雪グレーダの台数が減るため圧雪除去への能力低下が懸念される。特に路面整正装置（トラックグレーダ）の装着されていない除雪トラックでは、圧雪除去機能そのものが無く、圧雪除去への対応ができない。



写真4-1 除雪トラック（路面整正装置）

そのため、除雪トラックに路面整正装置を装着し（写真4-1）、新雪除雪とともにこまめな圧雪除去を行う事で、圧雪路面の発生を少なくし、圧雪除雪の作業を最小限に抑える計画とした。

また、路面整正装置の操作に関しては、自動制御（オートトラックグレーダ）とすることにより、除雪グレーダに比べて容易に操作できるため、減少傾向にある熟練オペレータに対する対策としても効果が期待できる。

b) 配備計画の見直し（適切な機械の配備）

現況の除雪運用体制・機械の配備状況の確認を行い、除雪機械の配備計画の見直しの検討を行った。一例として長浜工区の配備計画の見直し内容の説明を次に行う。

現在、長浜工区（工区延長L=43.8km）は、工区を2区間に分けた除雪運用を基本としており、回送区間（除雪作業を行わずに走行するのみの区間）による作業ロスが発生し、除雪機械による除雪で10cm程度の積雪が路面に残る配備計画となっていた（図4-1 上図）。

現在の配備計画を次の4項目の内容を中心として見直しの検討を行い、5cmの残雪以内で路面管理が行える配備計画の立案を行った。（図4-1 下図）

- ① 初期除雪を重点とし、除雪トラック2台を除雪トラック2台に機種変更 → **除雪速度の向上**
- ② 作業ロスの解消のため、除雪ルートの変更 → **ルートの適正化**
- ③ 圧雪除雪の対応として、除雪トラックに路面整正装置を装備 → **圧雪発生防止**
- ④ 交差点や家屋連担区間への対応として、除雪トラックにアングリングブラウを装備 → **地域条件に合った除雪作業**

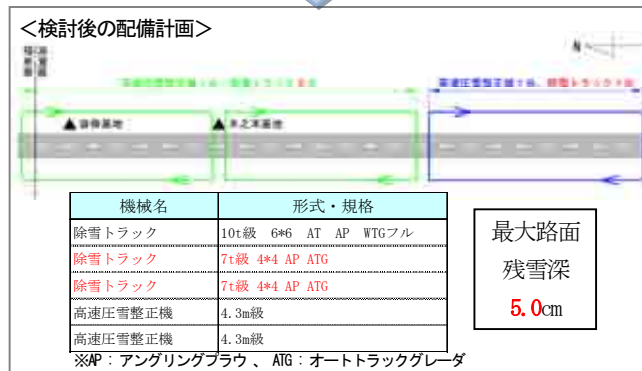
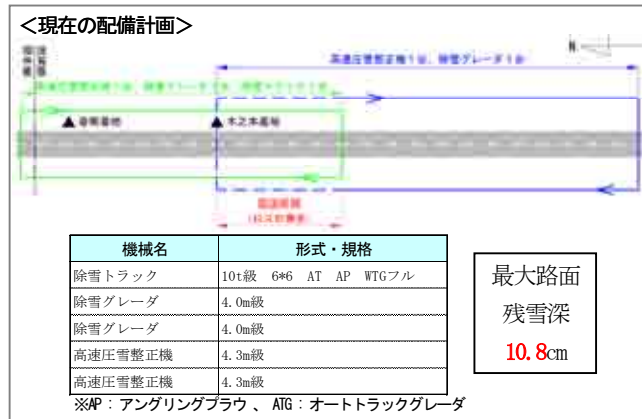


図4-1 除雪機械配備計画および除雪効果の比較（長浜工区）

(3) 豪雪時のスタック対策（集中的な除雪）

国道161号高島工区は福井県へアクセスするための主要な路線である。特に国境地区は降雪量も多く8%以上の急勾配区間がありスタック発生箇所である。これらのことから豪雪時のスタック対策の検討を行った。

現在、高島工区は今津基地から北部、南部の2区間に分け除雪運用を行っている（図4-2 上図）。これは、国境基地には大型の除雪機械の転回スペースが無こと、凍結防止剤の積込装置が高島工区では今津基地のみに有り国境基地には無いことから、国境基地が活用出来ない状態であるため、高島工区の中央付近にある今津基地を主とした配備計画としていた。

しかし、スタック対策のため急勾配区間の集中的な除雪を行う必要から、国境基地に大型除雪機械の転回スペースの確保及び、凍結防止剤の積込み装置を設置する改修を行うこととした。このことにより、除雪機械の常時配備と凍結防止剤の積込みが可能となり、豪雪時においても急勾配区間の集中的・迅速な除雪作業が可能となった（図4-2 下図）。

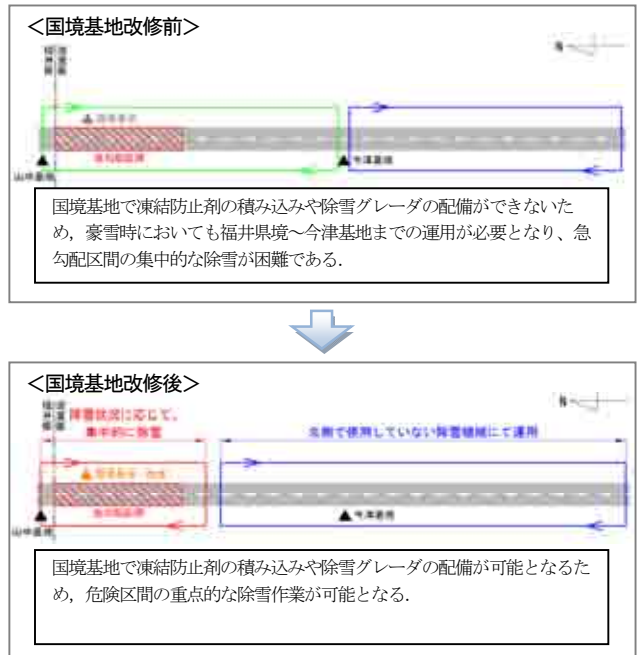


図4-2 集中的な除雪運用（高島工区）

5. 除雪機械位置情報把握システムの試行について

(1) システムの概要と試行内容

除雪機械位置情報把握システム（以後、位置把握STとする）は、GPSの位置情報により、稼働している除雪機械の位置情報及び進行方向を一般 http の地図上で閲覧できるシステムであり、位置情報が3～5分おきに自動更新される（図5-1）。また、各除雪機械の稼働履歴の確認も可能な、市販のシステムである。GPS位置情報取得のための車載端末機器はリースで、車体に簡単に

取り付けが可能である(写真 5-1)。

2013年度の冬期期間において、28台の除雪機械に位置把握STを設置し、除雪作業の高度化と効率化について検討を行った。



図5-1 位置把握ST画面



写真5-1 位置把握ST車載端末機器

(2) 位置把握STに対する意見

位置把握STについて、道路管理者および除雪作業受注者にアンケート調査を実施した。アンケート結果は、次の通りである(図5-2)(図5-3)。

a)道路管理者

- ・現在位置が一覧で把握でき、除雪指示の参考になる。
- ・今までは除雪作業受注者に除雪機械の位置を電話にて確認をしていたが、その手間が無くなった。

b)除雪作業受注者

- ・今までは除雪機械オペレータへ電話し位置を確認していたが、その手間がなくなり除雪作業に専念できる。
- ・現在位置が地図上でわかるため、基地への帰着時間が予想でき、散布剤の積込み準備が事前にでき作業がスムーズになった。

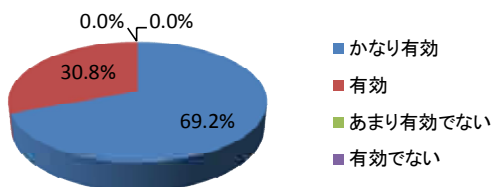


図5-2 位置把握STの有効性のアンケート結果

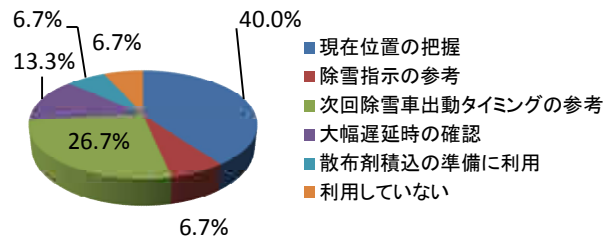


図5-3 位置把握STの活用方法のアンケート結果

(3) システム試行の考察

試行では、システムの安定性は位置情報の消失(通信切断)等の問題もなくリアルタイムで位置把握が出来た。

システムの活用と効果としては、除雪機械の現在位置や移動時間の把握により、除雪機械の位置確認の電話が省力化となり除雪作業上での効率化や安全面の向上が図れた。また、除雪の指示時の判断材料としての活用や、凍結防止剤積み込み準備が事前にでき時間の短縮を図ることができた。

今後の活用の可能性として、急な局所的な降雪に対して、各除雪機械の位置情報から、除雪機械の配備、除雪ルート等の指示が適切に行うことができ、効率的で迅速な除雪が行え冬期路面管理に有効に活用が可能と考える。

6. おわりに

滋賀国道管内における効率的な除雪を目的とした除雪計画及び配備計画の検討を行った。積雪を速やかに除雪する初期除雪の重点化、除雪グレーダから除雪トラップへの機種変更、作業ロスを解消するための除雪ルートの見直しを行い、適切な除雪計画・配備計画の検討を行った。

今後、この検討内容を実際の除雪作業で運用し、除雪効果の確認を行うとともに、この計画の運用で新たに抽出される課題について、配備計画にフィードバックを行い、さらなる効率化を検討する必要がある。

除雪機械の位置情報の活用については、今後も試行を続けて行い、効率化の検討を行うべきと考える。

また、今回除雪に関するコスト縮減についても検討を行ったが、確実なコスト縮減項目が見つからなかった。今後は管理レベルをどこに設定するのかを現地で試しつつコスト縮減の検討を行う必要があると考える。

参考文献

- 1)道路構造令の解説と運用, 社団法人日本道路協会, H16.2
- 2)2005 除雪・防雪ハンドブック(除雪編), 社団法人日本建設機械化協会, H16.12
- 3)除雪機械技術ハンドブック, 社団法人日本建設機械化協会, H19.12
- 4)岩崎工業株式会社HP <http://www.iwasaki-kogyo.co.jp/>