

大規模災害発生直後の災害対応における 技術支援上の課題について

中野 啓¹・臼井義幸²

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

²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)

平成23年の東日本大震災、台風12号の災害対応の反省を踏まえ、東海・東南海・南海地震、及び上町断層帯地震発生時に想定される緊急災害対策派遣隊(TEC-FORCE)等の活動計画(素案)を作成するため、想定すべき被災規模を設定できるよう、道路の位置、延長・幅員・車線数、河川の位置、延長などの主要施設情報を地理情報システムに整理した。これを基礎資料として地震時における各主要施設の被災状況を想定し、災害発生時の現地調査活動に必要な総人員数を算出し、他地方整備局等(北海道開発局含む)からのTEC-FORCE支援(受け入れ)人数を算定し、様々な課題整理¹⁾を行った。

キーワード 大災害、地震、被害調査、災害派遣、TEC-FORCE

1. 背景

2011年3月11日に発生した東日本大震災は、未曾有の被害をもたらした。また同年9月台風12号では、降り始めからの総降水量が1,000ミリを超す記録的な大雨となり、紀伊半島を中心に大規模な土砂災害が発生した。

世界やアジア周辺地域における、ここ数年の自然災害を振り返ると、今後、より巨大でより強力な自然災害が発生する可能性は否定できない。

内閣府中央防災会議において、早急な防災対策の見直しが唱えられており、対応の遅れ防止のため、可能なことから少しでも早く具体化する必要がある。特に巨大地震、津波、火山、大洪水等への対応が課題となっており、近畿地方における地震現象の中でも、南海トラフ巨大地震、首都(上町断層帯)直下地震などに対する対応が考えられている^{2,3)}。

そこで、近畿地方整備局企画部防災課及び近畿技術事務所防災・技術課は本論文において、東海・東南海・南海地震及び上町断層帯地震の地震発生直後の想定被害における災害対応について、具体的な災害対策支援上の課題を整理した。

2. 目的

近畿地方整備局(以下「近畿地整」という)管内では、東海・東南海・南海地震や上町断層帯地震等の大規模地震の発生が予想されている。現状では緊急災害対策派遣隊(以下「TEC-FORCE」という)等の活動する

人員数や車両等が具体的に決まっていない。

そこで、東海・東南海・南海地震(以下、条件aという)及び、上町断層帯地震(以下、条件bという)を想定した具体的なTEC-FORCEの派遣計画(素案)を作成した。素案では他地方整備局等(北海道開発局含む。以下「他地整等」という)への応援要請人数(総延べ人数と初動7日間)を計算している。

また、東日本大震災等を踏まえ、近畿技術事務所が近畿地方整備局被災時の移設先(本局庁舎の代替施設)となったときに、災害対策本部代替機能の確保やTEC-FORCEによる活動拠点を担うために必要な資機材や設備等について、初動7日間対応における当事務所の機能負荷が最大となる想定地震(条件b)における状況を想定し、課題整理を行った。

(1) これまでの経緯

平成20年度に、TEC-FORCE活動に関する携帯マニュアル等が整備されている(近畿地整企画部)。

また、既往災害におけるTEC-FORCE派遣・受け入れの課題について、それぞれ東日本大震災における派遣実績、H23台風12号時における受け入れ実績があり、TEC-FORCE報告会や同アンケート結果からも問題点や課題等が出ている。

特に、人数、期間、派遣先、活動拠点の決定などの災害発生初期に混乱をきたしたため、初動期にいかにも混乱をきたさずにTEC-FORCE活動(派遣・受け入れ)を行うかが重要な課題となっている。

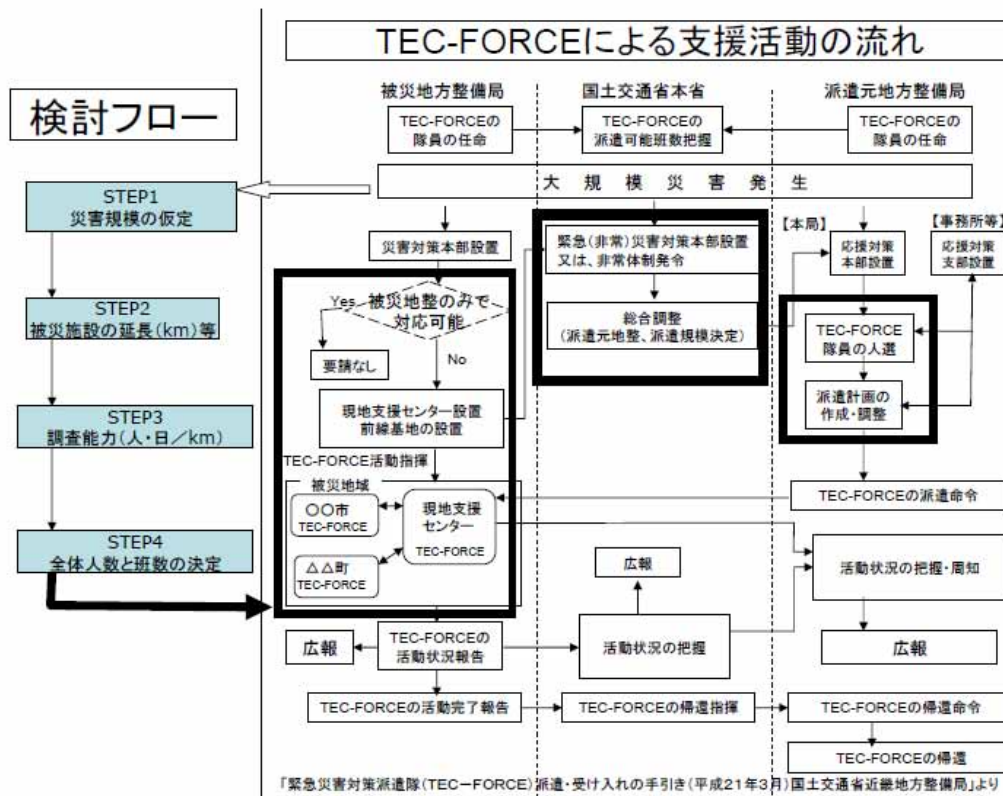


図 1 検討フロー

被害状況調査を実施する際、調査対象が多岐にわたり、広範囲であればあるほど、被害状況調査のとりまとめに時間を要するという問題があり、これを解決するため、公共土木施設の諸元に関する管理情報を可能な限り詳細にデータベース化し、一元管理することが重要な課題となっている。

また、近畿技術事務所及び淀川ダム統合管理事務所が近畿地方整備局被災時の移設先（本局庁舎の代替施設）に、定められており（近畿地方整備局防災業務計画、平成18年4月改定）、近畿技術事務所は防災センター（仮称）を計画中である。これを踏まえ、TEC-FORCEの受け入れを考慮し、屋内空間、ライフライン停止時の課題抽出、屋外空間のファシリティマネジメント、情報通信基盤についての課題整理が必要となっている。

以上の経緯・課題等を踏まえ、将来発生する大規模地震時に備えるべき課題について、具体的な災害対策支援上の課題を示す。

3. 検討概要

(1) 検討フロー

TEC-FORCEによる支援活動について、派遣計画（素案）を作成するため、被災地整としての派遣規模を算定するため、図1のフローにより検討を行った（図1）。

(2) 被災規模の想定（STEP1～2）

発災後約1週間程度に見込まれるTEC-FORCE

E等の支援組織規模を試算するにあたり、地理情報システム(GIS)により整理した、主要な公共土木施設等の位置情報を元に、被災規模を設定した。

論文紙面の都合から、成果の一部であるが、河川、道路に関する被害想定（案）を示す。

a) 河川に関する被害想定（案）

河川施設の被害（堤防決壊、沈下、法崩れ等）を算出するにあたっては、国土技術政策総合研究所資料第646号土木施設災害調査速報244頁を参考に次の手順で算出した。

- (ア) 東日本大震災における東北地整管内の直轄河川の被害総数（1195箇所）を被災属性別に整理する。
- (イ) 東北地整管内の直轄区間の総延長（631.5km）で(ア)を割り、河川延長1kmあたりの被災率を被災属性別に算出する。
- (ウ) 近畿地整管内のすべての河川（普通河川、準用河川含む）の位置と延長を地図上で調査し、(イ)の被災率を乗じて河川別・被災属性別の被害の想定を行う。

対象は、震度6弱以上の震度がある行政区域内にある河川について試算を行った（表1）。

この結果より、全体で、2万箇所以上の大きな被害が想定され、堤防の流出・決壊等の重大な被災が約50箇所起こり、その半数は一級水系（直轄及び指定区間）となった。

表 1 河川別・被災属性別想定被災箇所数

属性	河川延長 (km)	被災箇所 総数	堤防流失・ 決壊	堤防沈下	堤防のり崩 れ(すべり、 はらみだし)	堤防クラック	護岸被災 (クラック等)	液状化	堰・樋門・排 水機場等の 被災	その他
一般・準用	5,247	10,017	14	1,316	614	4,523	1,713	212	912	713
1級直轄	1,534	3,041	15	399	190	1,341	517	76	281	222
1級指定区	2,680	5,134	9	674	317	2,312	877	112	467	366
2級河川	2,260	4,349	15	569	268	1,950	743	96	398	310
合計	11,720	22,541	53	2,958	1,389	10,126	3,850	496	2,058	1,611

表 2 道路別・被害属性別の想定（道路閉塞）

対象地域	対象箇所数	箇所数
兵庫県、大阪府内 の緊急輸送道路	364	15
和歌山県内 全路線を対象	5,112	204

表 3 津波により浸水する道路の延長（緊急輸送道路）

対象地域	浸水延長km
兵庫県、大阪府の緊急 輸送道路	1,452
和歌山県内の全路線	1,414

b) 道路に関する被害想定（案）

道路施設の被害については、致命的と考えられる道路閉塞、津波による浸水被害と仮定した。

道路閉塞は、土砂災害による閉塞であると仮定し、「震度 6 弱以上の行政区画にある土砂災害危険箇所の 4% が被災する。」とした場合の道路閉塞箇所数について試算した。

「4%」の根拠は、国土交通省が平成 23 年 5 月に「東日本大震災における土砂災害対策への対応について」を公表しており、全体の 90% の調査が終わった時点の数値「土砂災害危険箇所の点検状況（5 / 27）」より算出した⁴⁾。具体的には青森県から静岡県に渡る 17 都県の「要詳細点検」箇所数（1,132）を「点検済みの危険箇所数」の総数（31,103）で割ったものである。

兵庫県、大阪府について緊急輸送道路、和歌山県については全路線を対象として計算した結果、約 15 箇所の道路閉塞箇所が想定される（表 2）。

対象としている土砂災害危険箇所は 0.5 ha 以上の大きなものを対象としている。小さなものも含めると全体数量は、約 5 倍の数量になる。

特に、和歌山県内においては、約 200 箇所以上想定され、先遣班(地上)及び被災状況調査班については、車両を中心とした陸上調査が困難となる可能性があるため、被災調査のルート探索には特に留意する必要がある。

次に、津波による浸水被害の想定にあたっては、緊急輸送道路及び和歌山県内の全路線を対象に、津波による浸水エリアを地理情報システムによる標高データ及び内閣府中央防災会議東南海南海地震に関する専門調査会での津波高さの計算結果（H15.12）を元に、最大の津波高を約 10 km 四方毎に抽出し、朔望平均満潮位（HWL）時に護岸背後地へそのまま湛水すると仮定して（標高 11 m）被害の想定を行った（表 3）。

兵庫、大阪府は緊急輸送道路のみでも約 1,400 km が浸水する結果となった。和歌山県については、一般道路を含めて約 1,400 km が浸水し、主要道路が沿岸部に集中していることを踏まえると、初動、応急時の道路啓開が大きな課題である。

c) 想定災害規模の計算結果概要

主な想定被害状況は、次の通りとなった。

- 和歌山県については、広範囲で土砂災害が発生し、道路閉塞が発生する。
- 孤立集落が広範囲で発生する。特に和歌山県では、災害時要援護者施設付近で大規模な土砂災害が約 30 箇所発生し道路啓開等の優先度が高まる。
- 沿岸部に津波が襲来することにより、主要幹線道路が沿岸部に集中する和歌山県については、道路が寸断され、特に田辺以南については仮復旧が済む約 7 日目までは、車両による支援が行える可能性が低い。
- また、土砂災害危険箇所が多く、大規模な崩落による道路閉塞箇所が約 220 箇所想定されるため、迂回路の確保も難しい状況であると想定する。
- 道路については、和歌山県内の沿岸部で、約 1400 km の路線が津波浸水する。緊急輸送道路網の点検、孤立集落へのアクセス道路の確保（道路啓開、橋梁応急復旧）の需要が高まる。
- 河川施設については、津波による流出・決壊箇所が約 50 箇所想定される。従って、特に津波浸水域内にある構造物、震度 6 弱以上地域にある構造物についての点検需要が高まる（被災箇所は法河川について約 12,000 箇所程度と想定する）。
- 広範囲で通信回線の断線が想定されるため、衛星通信設備の需要が高まる。

(3) TEC - FORCE 活動人員数の算定 (STEP 3 ~ 4)

発災後約1週間程度に見込まれる災害初期における組織的な被災状況調査 (TEC - FORCE 活動) の活動人員数を算定するため、(2)における被災状況から、既往のTEC - FORCE 活動実績を踏まえ、単位数量あたりの調査能力を設定し、それらに必要となる総人員数を試算した。

併せて、他地整等からのTEC - FORCE 支援 (受入れ) 人数も試算した。特に、条件aにおいては、被災地整が複数となるため、必要人員等が課題となる。

a) 東日本大震災を踏まえたTEC - FORCE 等の単位数量あたり調査能力の設定 (STEP 3)

TEC - FORCE 活動等の支援活動計画を作成にあたっては、既往災害による派遣等の実績を踏まえる必要がある。

平成20年度河川局がとりまとめた調査能力 (作業効率原単位) と東日本大震災の実績値等の比較を行い、調査能力 (作業効率原単位) を設定し、災害初期の現地調査活動に必要な総人員数を試算した (表4)。

b) TEC - FORCE 等の活動組織規模の試算 (STEP 4)

東海・東南海・南海地震時 (条件a)、上町断層帯地震時 (条件b) における被害想定 (STEP 1 ~ 2) と、前項a)の調査能力より、近畿地整管内全体で必要とされるTEC - FORCE 等支援組織規模を試算した (表5、表6)。

(4) 他地整等への応援要請人員 (案)

近畿地整における確保要員、災害対策機械の配備状況等を踏まえ、他地整等へのTEC - FORCE 等の活動組織規模を試算した。

条件aにおいては、被災地整が太平洋側の複数にわたるため、日本海側の地整 (北海道開発局、北陸地整) を主体とした要請が必要となる (図2)。

また、被災後初動7日間の他地整等応援必要人員は、初動7日間で優先すべき調査項目、必要延べ人員、他地整等のTEC - FORCE 隊員の登録状況を考慮して、各地整等の登録隊員数の半数を要請することとした。

その結果、条件aにおいては、必要総延べ人員623名、うち初動7日間は近畿地整14名、北海道開発局と北陸地整からの応援は181名、合計で195名となった (表7)。

条件bにおいては、全方向から支援が可能となる (図3)。また、被災後初動7日間の他地整等応援必要人員は、条件aと同様に計算し、必要総延べ人員1719名、うち初動7日間は近畿地整14名、他地整等からの応援は1,010名、合計で1,024名となった (表8)。

表4 TEC - FORCE の調査能力

項番	名称	作業効率の原単位
1	先遣班 (地上)	114.4km/班・日
2	情報通信班 (衛星通信車)	1箇所/班・日
3	情報通信班 (Ku-SAT)	3基/班・日
4	被災状況調査班 現地調査グループ (河川)	9.1km/班・日
5	被災状況調査班 現地調査グループ (道路 車両)	114.4km/班・日
6	被災状況調査班 現地調査グループ (道路 徒歩)	6.9km/班・日
7	被災状況調査班 現地調査グループ (砂防)	66箇所/班・日
8	被災状況調査班 現地調査グループ (港湾)	1箇所/班・日
9	応急対策班 (対策本部車)	1箇所/班・日
10	応急対策班 (排水ポンプ車)	1箇所/班・日
11	応急対策班 (照明車)	1箇所/班・日
12	応急対策班 (土のう造成機)	1箇所/班・日
13	応急対策班 (応急組立橋)	1/16箇所/班・日

表5 TEC - FORCE 等の活動組織規模 (条件a)

TEC-FORCE班名称	必要班数	人数/班	支援組織規模 (人)
先遣班 (ヘリ)	2	2	4
先遣班 (地上)	5	3	15
現地支援班 (総合司令部)	1	9	9
現地支援班 (府県司令部)	3	大阪・兵庫 (2名) 和歌山 (3名)	7
情報通信班 (衛星通信車)	9	1	9
情報通信班 (Ku-SAT)	7	2	14
高度技術指導班	1	4	4
被災状況調査班 (河川)	9	4	36
被災状況調査班 (道路)	4 (車両) 20 (徒歩)	3 (車両) 4 (徒歩)	92
被災状況調査班 (砂防)	13	4	52
被災状況調査班 (港湾)	9	4	36
被災状況調査班 (下水)	-	1~2名	2
応急対策班 (対策本部車)	11	3	33
応急対策班 (排水ポンプ車)	52	4	208
応急対策班 (照明車)	39	2	78
応急対策班 (土のう造成機)	5	3	15
応急対策班 (応急組立橋)	3	3	9
合計			623

表 6 TEC - FORCE等の活動組織規模(条件b)

TEC-FORCE班名称	必要班数	人数/班	支援組織規模(人)
先遣班(ヘリ)	1	2	2
先遣班(地上)	0	3	0
現地支援班(総合司令部)	1	18	18
現地支援班(府県司令部)	2	大阪・兵庫(3名)	6
情報通信班(衛星通信車)	20	1	20
情報通信班(Ku-SAT)	16	2	32
高度技術指導班	1	4	4
被災状況調査班(河川)	46	4	184
被災状況調査班(道路)	81	4	324
被災状況調査班(砂防)	8	4	32
被災状況調査班(港湾)	2	4	8
被災状況調査班(下水)	-	1~2名	2
応急対策班(対策本部車)	28	3	84
応急対策班(排水ポンプ車)	173	4	692
応急対策班(照明車)	124	2	248
応急対策班(土のう造成機)	10	3	30
応急対策班(応急組立橋)	11	3	33
合計			1719

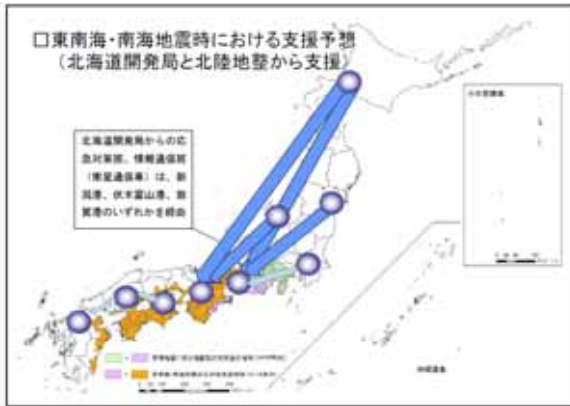


図 2 条件a(東海、東南海、南海地震)における支援イメージ

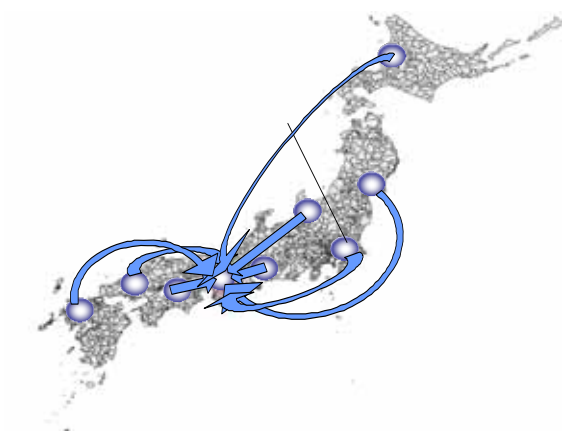


図 3 条件b(上町断層帯地震)における支援イメージ

(4) 近畿技術事務所における防災拠点機能(本部代替機能、中継拠点機能)の試算

条件bにおける本局庁舎の本部代替機能及び他地整等からのTEC - FORCEの受け入れを考慮し、現地支

援センターへ派遣するための中継拠点機能を整理した。具体的には、屋内空間、ライフライン停止時の検討、屋外空間の有効活用、発電設備についての課題整理を行った。

a) 屋内空間の利用可能スペース

本部代替機能、中継機能を担う空間として、4 m²/人の密度で、諸室の配置関係に配慮し、最大211名の人員の執務スペースを確保する案を作成した。

b) ライフライン停止による基礎資源の見直し検討

既往の業務継続計画で想定する3日分から7日分の備蓄への見直し案(211名分、概算金額の算定)と簡易トイレ等の試算を行った。

c) 屋外空間の有効活用

災害対策用機械の効率の配置により、最大約140台の駐車スペースと、災害用ヘリコプター発着場1箇所を確保する構内配置計画を作成した。

また、大阪府における広域防災拠点の一つである山田池公園(後方広域活動拠点⁹⁾)方面へのアクセス道路の概略設計を行った。

d) 発電設備の課題整理

71名×3班体制(3交代制)の場合、既設発電機の電源容量の範囲内で災害対応が可能と考えられる。ただし、連続稼働時間については、1時間あたり発電効率が20.8リットルであり、既設発電機(燃料タンク1,200リットル)では57.8時間しか稼働できない。72時間(3日)使用するためには約1,500リットル、7日間使用するためには3,500リットルの容量が必要となる。または、自然エネルギー(太陽光、太陽熱、風力等)を用いた発電設備の設置が望ましい。

4. 結論

東海・東南海・南海地震(条件a)、上町断層帯地震(条件b)発生時におけるTEC - FORCE要請人数(総延べ人数と初動7日間)を、各班別に算出することができた。

また、近畿技術事務所における防災拠点機能の受け入れ可能最大許容量(211名)における課題、屋外空間の有効活用を確認できた。

5. 今後の課題

本論文で机上の被害想定における支援組織規模等を試算できた。今後も継続して、大規模災害発生時に対応した防災技術力の向上に努め、計画的に地整間の調整を行い、各活動拠点において各班別の広域的かつ機動的な活動が迅速に出来る準備が必要である。

謝辞：

近畿技術事務所防災・技術課有富係長をはじめ関係各位の皆様方には有意義なアドバイスを頂き、誠に厚くお礼申し上げます。

表 7 他地整等に要請が必要となるTEC - FORCE等の活動組織規模 (条件a、初動7日間)

TEC-FORCE班名称	必要班数	人数/班	支援組織規模(人)	対応案				適用
				(初日)	2日～7日目	7日目以降対応に変更	地整以外の対応	
先遣班(ヘリ)	2	2	4	4				近畿地方整備局職員が対応(～発災から24時間)
先遣班(地上)	5	3	15	15				支部間応援から5名動員(もしくは2名体制の調査に変更)。近畿地方整備局職員が対応(～発災から24時間)
現地支援班(総合司令部)	1	9	9		9			開発局3名,北陸地整3名,近畿整3名
現地支援班(府県司令部)	3	大阪・兵庫(2名) 和歌山(3名)	7		7			
情報通信班(衛星通信用)	9	1	9		9			
情報通信班(Ku-SAT)	7	2	14		14			
高度技術指導班	1	4	4				4	国総研、土研へ要請する。
被災状況調査班(河川)	9	4	36		36			
被災状況調査班(道路)	4(車両) 20(徒歩)	3(車両) 4(徒歩)	92		92			
被災状況調査班(砂防)	13	4	52		20	32		道路の調査を優先してシフトする。
被災状況調査班(港湾)	9	4	36		8	28		太平洋側(13港)のみ7日以内対応、大阪湾内を8日目以降対応,港湾技術研究所への依頼も検討。
被災状況調査班(下水)	-	1～2名	2				2	専門家を1～2名要請
応急対策班(対策本部車)	11	3	33			33		先遣班、被災状況調査班の報告により、適宜数量を調整する。
応急対策班(排水ポンプ車)	52	4	208			208		
応急対策班(照明車)	39	2	78			78		
応急対策班(土のう造成機)	5	3	15			15		
応急対策班(応急組立橋)	3	3	9			9		
合計			623	19	195	403	6	

表 8 他地整等に要請が必要となるTEC - FORCE等の活動組織規模 (条件b、初動7日間)

TEC-FORCE班名称	必要班数	人数/班	支援組織規模(人)	対応案				適用
				(初日)	2日～7日目	7日目以降対応に変更	地整以外の対応	
先遣班(ヘリ)	1	2	2	2				近畿地方整備局職員が対応(～発災から24時間)
先遣班(地上)	0	3	0					
現地支援班(総合司令部)	1	18	18		18			開発局3名,北陸地整3名,近畿整3名
現地支援班(府県司令部)	2	大阪・兵庫(3名)	6		6			
情報通信班(衛星通信用)	20	1	20		20			
情報通信班(Ku-SAT)	16	2	32		32			
高度技術指導班	1	4	4				4	国総研、土研へ要請する。
被災状況調査班(河川)	46	4	184		184			(注)CASE1.2(震度6弱以上の府県管理区間。)
被災状況調査班(道路)	81	4	324		324			(注)CASE2(震度6弱以上の幅員11m以上の全路線。)
被災状況調査班(砂防)	8	4	32		32			(注)CASE1(震度6弱以上かつ主要な箇所。)
被災状況調査班(港湾)	2	4	8		8			太平洋側(13港)のみ7日以内対応、大阪湾内を8日目以降対応,港湾技術研究所への依頼も検討。
被災状況調査班(下水)	-	1～2名	2				2	専門家を1～2名要請
応急対策班(対策本部車)	28	3	84		42	42		全要請数の半数について7日までに要請
応急対策班(排水ポンプ車)	173	4	692		230	462		全要請数の1/3について7日までに要請
応急対策班(照明車)	124	2	248		125	123		全要請数の半数について7日までに要請
応急対策班(土のう造成機)	10	3	30			15		被災状況調査班の報告を待ってから派遣
応急対策班(応急組立橋)	11	3	33			33		被災状況調査班の報告を待ってから派遣
合計			1719	2	1021	675	6	

参考文献：

1) 大規模災害時支援計画等資料作成業務、近畿地方整備局近畿技術事務所、平成24年3月

2) 内閣府中央防災会議：防災対策推進検討会議 中間報告について【報告事項】等、平成24年3月、

<http://www.bousai.go.jp/chubu/30/index.html> (2012.2.入手)

3) 内閣府中央防災会議(東南海・南海地震に関する専門部会)：中部圏・近畿圏直下地震対策、平成20年12月5日、記者発表資料、

http://www.bousai.go.jp/jishin/chubu/nankai/index_chukin.html (2012.2.入手)

4) 国土交通省HP(今後の土砂災害を考える会)：資料4-1、東日本大震災における土砂災害対策への対応について、

http://www.mlit.go.jp/river/sabo/kongo_dosyasaigai.html (2012.2.入手)

5) 内閣府、国土交通省近畿地方整備局：広域防災体制の現状把握、平成14年3月6日、

<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubu/keihan/1/20020306shiryu-2.pdf> (2012.2.入手)

紀伊半島大水害の災害対策における 映像監視機能の確保について

温水 啓介¹

¹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)

平成23年9月3日に紀伊半島を通過した台風12号により奈良県や和歌山県で多大な被害が発生した。土砂崩れや河川の氾濫により民家が倒壊し、多くの人命が失われた。また、土砂崩れにより発生した河道閉塞で下流にある多数の民家が危険にさらされた。

カメラによる河道閉塞箇所の監視を行うことで、土砂崩れを事前に検知して住民の避難を行い被害を縮小するため近畿地方整備局で行った映像監視機能の確保について紹介する。

キーワード 河道閉塞, 映像監視, 台風12号, Ku-SAT

1. はじめに

平成23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、映像監視対応を行った。

映像監視対応を行った箇所及び、一部の被災現場を下記のとおり記載する。土砂崩れ現場を図-1、河道閉塞箇所(赤谷地区)を図-2に示す。



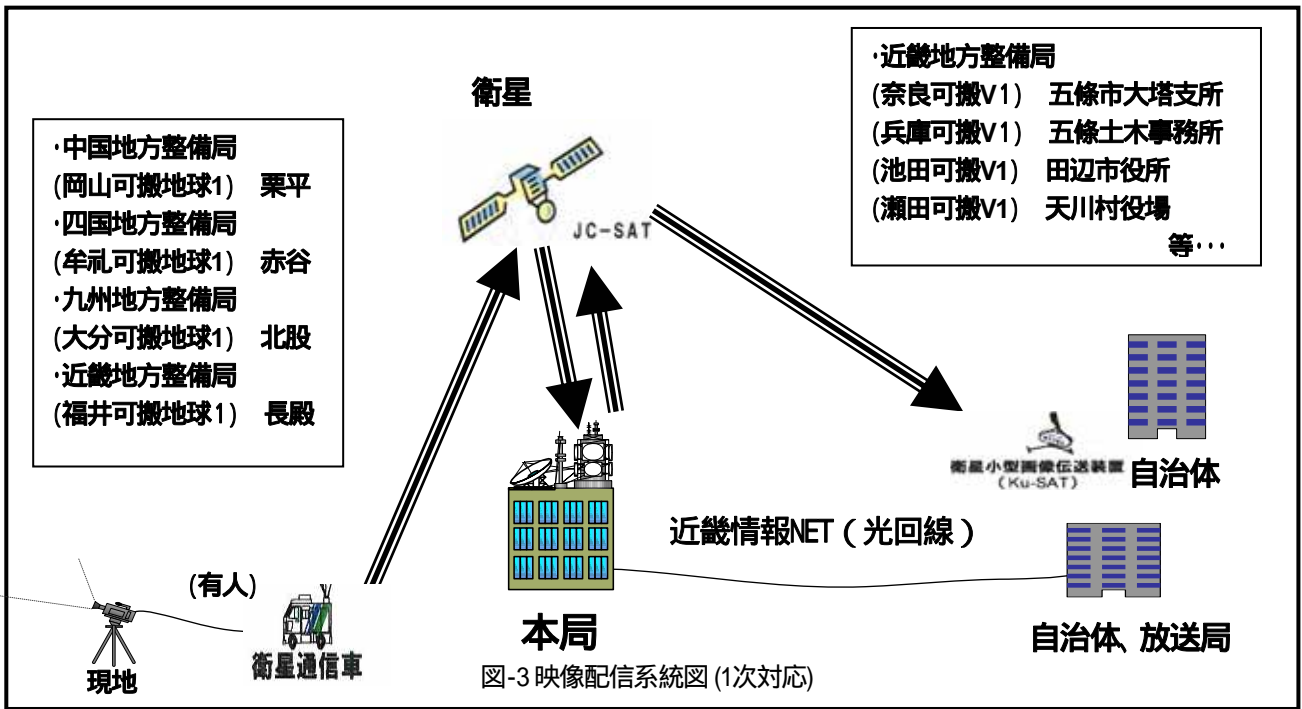
図-2 河道閉塞箇所(赤谷地区)



図-1 土砂崩れ現場

2. 対応の概要

河道閉塞箇所の監視を行うために、一次対応で機動性に長けた衛星通信車を現場へ派遣し、土石流発生 of 監視を行い本局、本省、自治体への映像配信を行うことで情報提供を行った。二次対応では、衛星通信車からKu-SATへ切替を行うことで、省電力化及び無人監視が行える環境を整えた。最後に、恒久化対策として通信回線を有線化することで画質の向上及びカメラ用支柱の建柱を行いカメラの固定化を行った。また、遠隔制御機能(ズーム、ワイパー、角度調整)の追加及び、強風対策を行うことで長期監視を行える体制を整えた。



3. 対応の詳細

(1) 1次対応

発災後、衛星通信車を河道閉塞箇所5箇所（赤谷下流、長殿下流、栗平下流、北股河道閉塞箇所、熊野下流）へ派遣し、映像による河道閉塞箇所下流の監視（流量、濁水、土砂流）を行い崩壊の前兆の把握を行った。

衛星通信車での映像伝送は、全国で使用可能な映像チャンネル6ch中の5chを近畿地方整備局で使用し現地映像を近畿地方整備局まで伝送、マスコミや関係自治体等へ配信を行った。衛星通信車の映像は近畿地方整備局の衛星受信装置では、同時に2chしか受信できないため、他の地方整備局の衛星受信装置で受信し、映像を受信した地方整備局から光ファイバを利用し映像配信を行うことで、映像監視を実施した。映像配信システム図(1次対応)を図-3、河道閉塞箇所監視用衛星通信車の設置状況(北股)を図-4に示す。

その後、奈良県、和歌山県へ近畿情報ネットワーク（近畿地方整備局と自治体を接続する光ファイバネットワーク）または多重無線にて映像配信を行い、五條市役所大塔支所、十津川村役場、野迫川村役場、田辺市役所、五條土木事務所工務第二課へKu-SATを設置し、自治体へ映像提供を行った。あわせて、放送局（NHK及び民放5社）、ホームページを通じてインターネット配信にて映像提供を行っている。初動対応で機動性の高い衛星通信車用いることで、発災直後からの被災状況や二次災害への警戒を迅速に行うことができた。自治体向け映像配信用Ku-SATの設置状況を図-5、自治体での映像監視状況を図-6に示す。



図-4 衛星通信車設置状況（北股）



図-5 自治体向け映像配信用Ku-SAT設置状況

(五條土木事務所工務第二課)



図-6 自治体での映像配監視状況 (五條土木工務二課)



図-8 投光器を設置した固定カメラ(栗平)

(2)2次対応

現場の衛星通信車での映像配信について、通信、電力等のインフラが被災し未復旧の段階において、職員の安全確保及び省力化を図るため順次、衛星通信車からKu-SATへの切替を行い、また常時現場に作業員を配置して監視していた体制から無人化運用体制に切替を行った。赤谷、長殿、栗平、熊野について河道閉塞箇所、越流箇所、湛水池の状況、越流状況、湧水状況の監視を行うためKu-SAT、電源確保のため仮設発電機をあわせて設置した。

河道閉塞箇所の地面は強固でないためカメラ用支柱の建設が困難なので、単管足場にてカメラ架台を組み、また、屋外(風雨の中)でのKu-SATの運用を可能とするため、物置倉庫を現場へ搬入し、倉庫内に通信機器を設置して運用を行った。

夜間監視を行うため、暗視撮影機能を持ったカメラを設置し、合わせて投光器(夜間切替タイマー付)を用いることで、より高品質な夜間映像を配信できるようにした。カメラ架台を組んだ固定カメラ設置状況を図-7、投光器を設置した固定カメラを図-8に示す。

Ku-SATや物置倉庫を現場に運搬するために、現地の土木関係業者の協力を得て、クローラダンプによる機材搬入を行った。

また、Ku-SATのパラボラアンテナの積雪による回線断を防止するための対策として、パラボラアンテナの裏面に電熱線とアルミホイルを組み合わせたヒータの設置を行い、設定温度以下になるとヒータが入るように調整して融雪を行うよう工夫を行った。

さらに、Ku-SATを設置して映像配信を行っている自治体に対して、同時に複数の映像配信を行うために、近畿地方整備局本局に映像4分割合成装置を導入して、Ku-SAT1台につき4箇所の映像を配信できるようにした。

機材の運搬状況を図-9、Ku-SAT(融雪ヒーター設置済み)を図-10、4分割合成映像を図-11、映像配信系統図(2次対応)を図-12に示す。



図-7 固定カメラ設置状況(長殿)



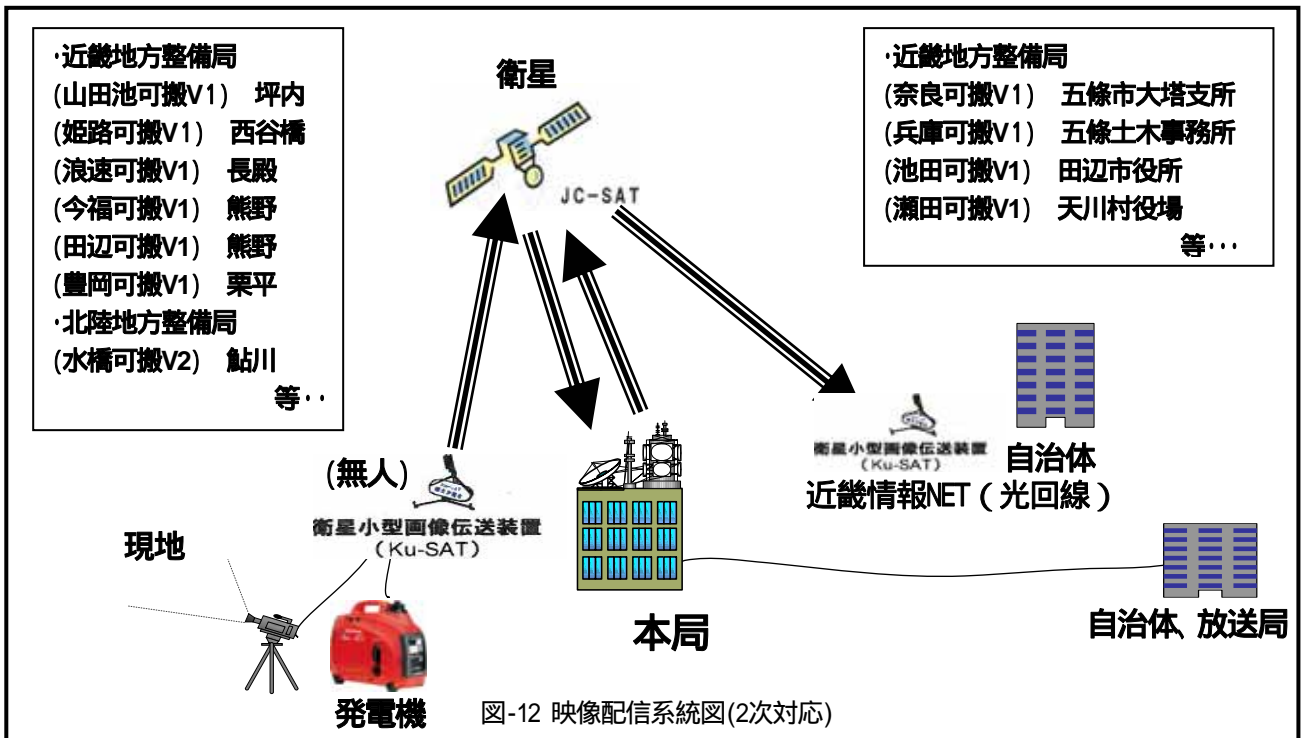
図-9 クローラダンプによる機材運搬状況



図-10 Ku-SAT (融雪ヒーター設置済み)



図-11 4分割合成映像 (栗平、長殿、北股、赤谷)



(3)監視カメラの恒久化対策

恒久化対策として、河道閉塞箇所の中で、今後、土砂崩れを起こす危険性がある箇所にカメラ用支柱の設置、関西電力の復電、ケーブルテレビ会社のサービスエリアの復旧にあわせ、電源商用の引き込み、事業者回線にて通信を行うことで、安定した映像配信ができるようにすすめている。通信回線が衛星回線から事業者回線(有線)になることで伝送容量が増加するため、高画質の映像伝送が可能になる。さらに、遠隔制御装置を取りつけることで、カメラの遠隔操作が可能になり監視機能の向上を進めている。河道閉塞現場は、風の強い箇所が多いため、強風対策として、アンカーボルトで設備の固定を行った。また、足場が悪く、Ku-SATの設置が困難な場所では、カメラ~Ku-SAT間のケーブルの延長を行い監視対応を行った。強風対策状況を図-13、恒久化対策後の系統図を図-14に示す。

近畿地方整備局本局 災害対策本部では、映像の

常時監視及び録画を行い、災害現場に変化があった場合に迅速な対応ができるように24時間監視体制をしいている。



図-13 強風対策状況

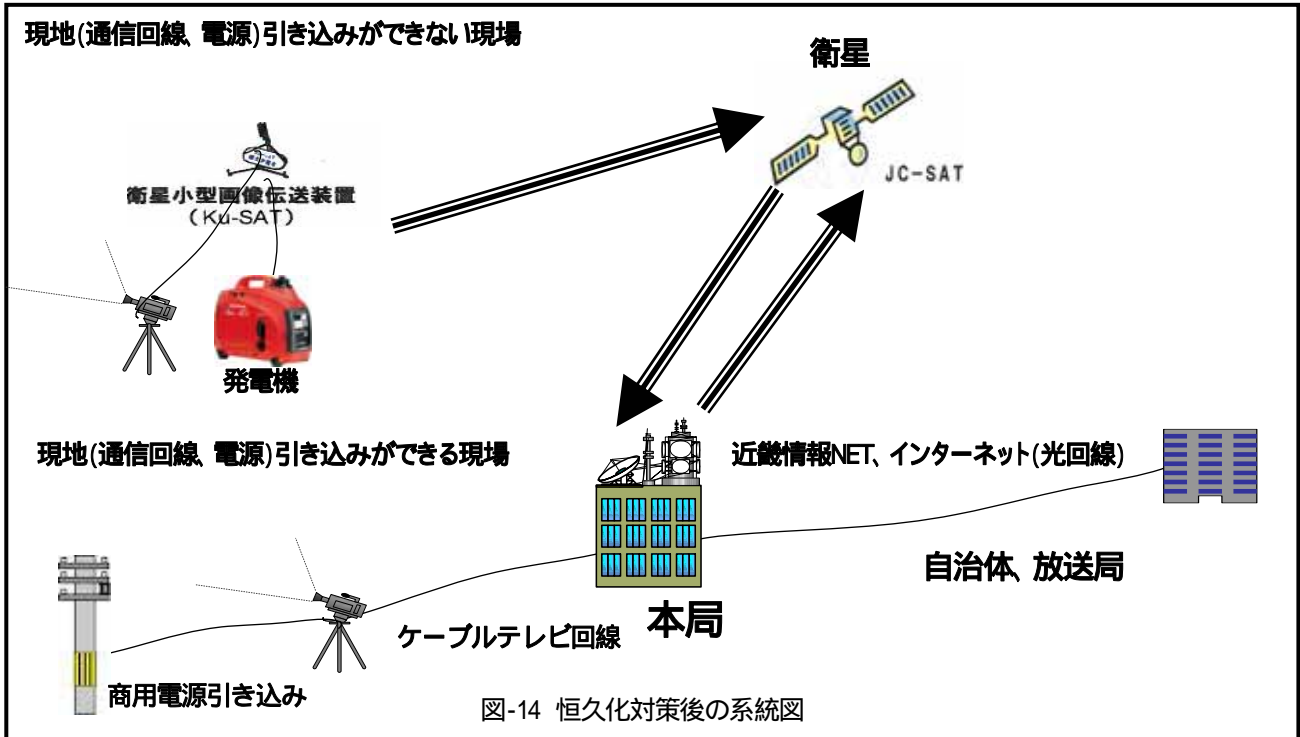


図-14 恒久化対策後の系統図

4. 考察

今回のような大規模災害においては、二次災害防止の観点から映像監視を行っている。災害発生時から地域住民、災害復旧人員への安全を目的に、河道閉塞箇所の下流河川等の監視を行い、二次災害の発生時には迅速な避難、対応がとれるよう災害発生時から映像提供を行ってきた。現場の状況が把握できていくにつれ、ニーズ、監視目的が変化していくため、監視カメラの配置が難しかったが、初期対応、中期対応、恒久化対策と各段階で現状の災害用機器をうまく利用し、映像の集配信ができた。

5. 今後の課題

紀伊半島大水害の災害対応を行って、課題の一つとして近畿地方整備局と他府県とのネットワークの整備不足が挙げられる。災害発生時に被災現場から近畿地方整備局までの映像配信は速やかに行うことができたが、その映像を他府県に配信する際、同時に配信できる映像数が限られており情報共有できる画面数が映像源に対して少ない状況であった。限られた回線数の中で多くの映像を送信するために、映像4分割合成装置の導入を行い1回線で4映像を伝送できるシステムの構築と映像を必要に応じて切り替えるなどして対応を行った。平成23年度末に他府県への映像配信数を増やす作業を行っており、近畿地方整備局から他府県向けの映像配信数は十分な数(整備前3画面 整備後約100画面の中から府県で選択)が確保できたといえる。しかし、

他機関から近畿地整へ向けての映像配信数は未だ少ないままである。今後、他機関と相互情報共有を行うためのネットワーク設備の整備の必要性が挙げられる。

また、現場設備の問題として、まずKu-SATの経年劣化による故障率の高さや(約30%)、保守期間終了により修理対応が困難なため、Ku-SATの機器更新をしていく必要がある。安定した電源供給を行う為、商用化を行っていくが停電対策、回線の構築が今後の課題として残る。次に、災害現場でKu-SATの長時間運用を行う際に燃料補給の問題が挙げられる。発災直後、現場に可搬型発電機を設置する際、小容量の燃料タンクを使用するが、2~3日に一回燃料補給を行う必要があり、交換を行うために人手が必要となる。対策としては、複数連結できるタンクを用いることで、長時間運用を行うことができ燃料交換に必要な人手を大幅に減らすことができる。また、小型燃料タンクを複数使用することで、現場までの運搬が簡単に行うことができる。次に、監視カメラについて、夜間監視機能を持ったカメラを設置していたが、夜間に吹雪いたとき光が雪に反射して監視できない状態に陥ることがあった。この対策として、霰除去機能を持ったカメラを用いれば、通常時の背景映像を記憶し、雪や霧等の見通しを悪化させる要因を大幅に除去することができるので、このような状況でも監視が可能であると考えられる。

前文で挙げた課題について対策していくことで、今後災害が発生したとき迅速な対応がとれると考えられる。

平成 23 年台風 12 号による深層崩壊の メカニズムに関する検討

木下篤彦¹・北川眞一¹

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

平成 23 年の台風 12 号により発生した深層崩壊について、栗平、長殿、赤谷、坪内の各地区について地表踏査と土質試験等を実施し、そのメカニズムについて検討した。

斜面上部では過去に土塊の移動があり、斜面下部では急傾斜の不連続面が側壁方向と滑落崖方向の 2 方向に発達してクサビ状に交差している共通点があり、豪雨時に地下水を深部まで到達でき地下水が集中しやすいことが分かった。また、土質試験結果ではせん断抵抗角()が 28°～40°と高く、リングせん断試験結果では崩壊面に過剰間隙水圧の発生していることが分かった。

キーワード 深層崩壊，地質構造，すべり面せん断試験，過剰間隙水圧

1. はじめに

平成 23 年台風 12 号により、紀伊半島で多数の深層崩壊が発生した。紀伊半島には、白亜系四万十帯の堆積岩類が広く分布している。台風 12 号による深層崩壊の多くは、流れ盤である北側斜面で発生しており、層理面等の地質構造が崩壊の素因のひとつであった可能性が高い。

これまでの研究では、崩壊の地形・地質的要因に関するもの(例えば、岩松・下川¹⁾、寺戸²⁾；千木良³⁾)、地下水に関するもの(例えば、恩田ら⁴⁾、八反地⁵⁾、地頭蘭ら⁶⁾)が主体であったが、統一的な視点で事例を比較する研究は実施されていない。深層崩壊のメカニズムを議論するためには、同様の条件で発生した事例において共通点を見出し、深層崩壊に関連性の高い構造や現象を整理する必要がある。

そこで本稿では、台風 12 号で発生した深層崩壊を対象に、現地調査や地形判読を行い、深層崩壊斜面に共通の地質構造を明らかにした。また、滑落崖面に付着している破碎試料を採取し土質試験を行い、土質特性や間隙水圧の挙動から深層崩壊の発生メカニズムについて考察を行った。

2. 対象地域

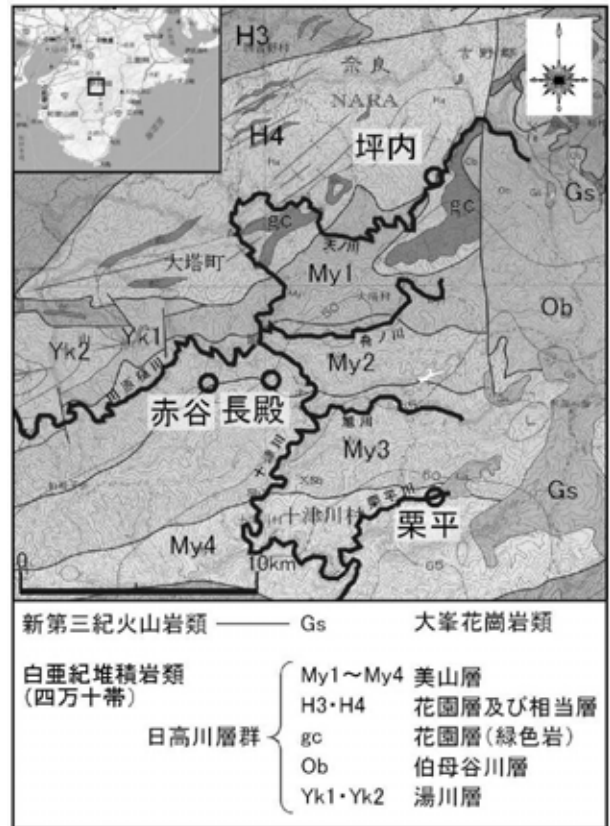


図-1 調査位置図および地質図

調査位置を図-1 に示す。対象地域は、台風 23 号によ

り大規模な深層崩壊が発生し、河道を閉塞した奈良県五條市大塔町赤谷，十津川村長殿，栗平，天川村坪内の4箇所である。地質は、白亜系四万十帯である日高川層群が分布している。赤谷・長殿・栗平は、主にチャート，緑色岩類，砂岩頁岩互層で構成されている。坪内は、赤色凝灰岩や凝灰質角礫岩からなる塩基性岩類，頁岩層で構成される。

3. 調査方法

(1) 地質構造の調査方法

深層崩壊の素因と考えられる地質構造を明らかにするために、地表踏査，ポアホールカメラによる孔壁観察を行った。

地表踏査では、崩壊斜面周辺の岩相，走向傾斜，節理面について調査し，特に滑落崖や側壁などの崩壊ブロックを形成する不連続面（層理面や節理面，破断面等）の傾斜方向の計測や露岩状態の観察を行った。滑落崖や側壁に擦痕が残されている場合は，電子スピン共鳴（Electron Spin Resonance，以下 ESR）を用いて，擦痕の形成年代を測定した。ESR は，断層粘土や変質岩の年代測定に用いられている手法である（例えば，福地⁷⁾）。

ポアホールカメラは，奈良県吉野土木事務所により坪内で実施されたボーリング孔を使用し，岩盤内部の亀裂や破断面を抽出した。

(2) 土質特性の調査方法

深層崩壊の崩壊面の土質特性を把握するために，以下の2つの力学試験を実施した。

ボーリングコアの崩壊面の不攪乱試料を対象にした繰り返し定体積一面せん断試験

現地滑落面から採取した乱した試料を対象にした応力制御型リングせん断試験（クリープ試験）

の試験は，崩壊後の現状斜面の安定度評価に必要なすべり面材料のせん断強度を計測することを目的に，坪内地区の径径 86mm ボーリングコアで崩壊面と判断された試料を用い一面せん断試験を実施した。攪乱された崩土と岩盤との境界面付近のレキ混り土状コアを試験対象とした。試験方法は，眞弓ら⁸⁾，木下ら⁹⁾の方法を参考に，同一試験供試体を用いて定体積繰り返し一面せん断試験を複数の垂直応力条件下で実施し，大変形を受けたすべり面材料の残留強度に相当する土質強度を求めた。せん断速度は，0.1mm/min とした。

の試験は，長殿，赤谷，坪内地区の3地区の滑落崖面に付着している破碎土壌を採取して乱した試料を用い，応力制御型非排水リングせん断試験を実施した。

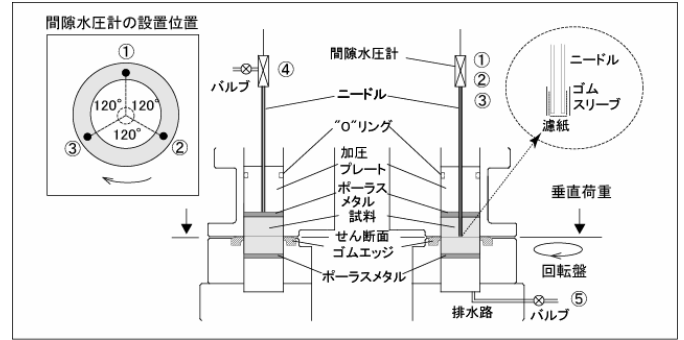


図-2 せん断箱の構造と間隙水圧計測方法の模式図

試料の粒度試験およびコンシステンシー試験も併せて実施した。斜面のすべり面における応力条件を考慮し，土塊重量が作用するせん断応力を一定制御させ，3次クリープ的に変位が進行する過程における間隙水圧挙動を把握し，崩壊機構の検討を行った。

せん断試験に用いる試験機は，図-2 に示す。改良型非排水リングせん断試験機を用いた。

120°離れた位置に等間隔で設置した3本のニードルを介して3カ所（センサー ， ， ）で間隙水圧を計測し，供試体上面（センサー ）および，間隙水圧載荷側の水圧（センサー ）も計測した。

せん断速度は，5mm/min とした。

4. 調査結果

(1) 深層崩壊発生斜面の地質構造

a) 赤谷地区

赤谷の深層崩壊は，斜面長約 1,030m，幅約 420m，比高差約 610m の規模である（図-3）。赤谷は，尾根部の風化層を移動層とする上部ブロック，斜面下部の凹部が崩落した下部ブロック，滑落崖の2次的崩壊となった拡大ブロックの3つに区分される。

左側壁の崩壊幅が大きく変化する地点では，崩壊地内側から外側に土塊が押し出されている状況（写真-1）があり，上部ブロックの土塊が下部ブロックに一時的に乗り上げた可能性がある。

地層の走向は，左側壁と溪岸部では西北西 - 東南東方向，40～60°北傾斜が多いが，冠頭部では北東 - 南西方向，40～50°北傾斜で，斜面に対して流れ盤となっている。これらの方向は，左側壁と冠頭部滑落崖の方向に一致する。特に左側壁の砂岩優勢層には亀裂や節理が発達し，滑落崖と同じ方向の走向傾斜で急崖を形成して不安定岩塊となっている。

斜面下部の滑落崖は，2方向の不連続面が交差して形成されている。1つは北北西 - 南南東方向で55°北西傾斜の節理や破断面で，2つ目は左側壁方向の西北西 - 東南東方向で東傾斜の砂岩層である（図-3）。

崩壊発生前の地形を見ると、稜線直下の緩傾斜面に二重稜線や地すべり地形が判読されており、緩みゾーンが形成され、地表水も浸透しやすかったと考えられる。また、崩壊前の斜面下部は、2つの不連続面がクサビ状に交差して地下水が集中しやすく、深部まで地下水が到達できる水文地質構造となっていた。

b) 長殿地区

崩壊規模は、斜面長約 680m、幅約 350m、比高差約 400m である。長殿は、崩壊発生前は、稜線直下の緩斜面に二重稜線や地すべり地形があり、緩斜面の縁辺部には崩壊地形が判読されていたことから、稜線直下の緩斜面はクリープ等による岩盤の緩みゾーンが形成されていたと考えられる。

長殿で発生した深層崩壊は 3つのブロックを形成している。上部ブロックは、稜線から斜面中腹部にまで及ぶ風化層が崩壊したブロックである。下部ブロックは、斜面下部の凹地形部で未風化岩盤の滑落崖からなり上部ブロックよりもやや幅広いブロックである。更に滑落崖の2次崩壊の拡大ブロックに区分される。

地層の走向傾斜は一定ではないが、大局的な地層構造は、北東-南西方向の走向で 20°北西傾斜、北西-南東方向の走向で 62°南西傾斜の2方向が卓越し、斜面に対して流れ盤構造である(図-4)。北西-南東の層理面の方向は、崩壊の側壁方向に一致する。

側壁や滑落崖で観察される節理や破断面は、北西-南東方向~北北西-南南東方向で 62°南西傾斜(写真-2)が最も多く、次いで南北方向で鉛直および東西方向で 40~60°の北傾斜が卓越する。

長殿は、側壁方向と滑落崖方向の2方向の急傾斜の不連続面が交差し、緩傾斜の層理面との組み合わせによる不連続面から滑落崖が形成されていたと考えられる。岩盤面には北西方向の擦痕が認められた。

c) 栗平地区

深層崩壊の規模は、斜面長約 850m、幅約 600m、比高差約 460m であった。崩壊は 3つのブロックを形成している。上部ブロックは、主稜線を頭部としやや上流側へ移動したブロックである。下部ブロックは、上部ブロックのほぼ中央に位置する遷急線を頭部とし、下流側へ移動したブロックである。更に、上部と下部ブロックの右側壁から頭部を覆う形で尾根部から崩壊した拡大ブロックに区分される。

左側壁の斜面中部から対岸には砂岩層、斜面中部に砂岩頁岩互層の頁岩優勢層、稜線下には凝灰質頁岩層が分布している(図-5)。上部ブロックは、風化した凝灰質頁岩が移動層となっている一方、下部ブロックの

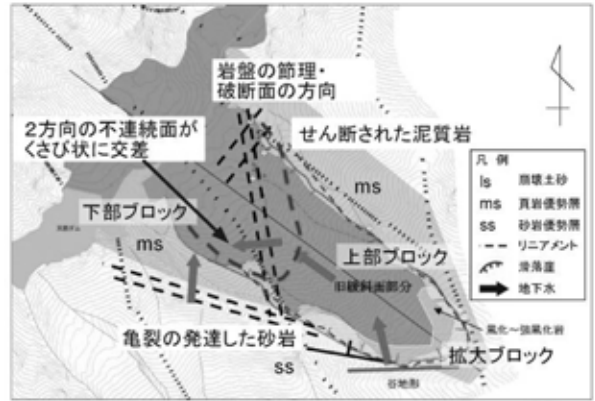


図-3 赤谷地区の地質概要図



写真-1 赤谷地区の左側壁に乗り上げる土塊

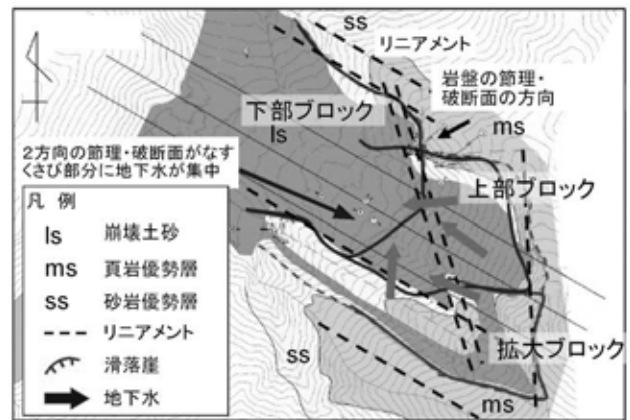


図-4 長殿地区の地質概要図



写真-2 長殿地区の斜面下部の直線的な岩盤の滑落崖

滑落崖は、未風化岩盤で形成されている。

層理面は、東西および西北西 - 東南東方向の走向で、 $20 \sim 33^\circ$ の北傾斜が卓越し、斜面に対して流れ盤構造となっている。側壁や滑落崖で観察された節理や破断面は、北北東 - 南南西の走向で 60° 西傾斜、西北西 - 東南東の走向で 60° 北傾斜が卓越している。2つの節理の方向は、前者が右側壁方向に一致し、後者は尾根の滑落崖の方向に一致しており、2方向の不連続面が交差して滑落崖が形成されている（写真-3）。

滑落崖面では、北方向の擦痕が確認できた。右側壁では、節理面に沿って風化部が滑落している状況が確認できた。滑落部頂部の凹地には成層した水中堆積物があることから、崩壊発生前に、尾根部に凹地形が形成され、水等がたまりやすい地質的に緩みゾーンが形成されていたと考えられる。

d) 坪内地区

坪内の深層崩壊は、天ノ川右岸の水衝部に位置し、斜面長約 400m、幅約 360m、比高差約 180m の規模である。崩壊した土砂は、南東方向に崩落し、一時的に河道を閉塞した。

ポアホールカメラにより基盤の地質構造を把握した結果、地層の走向傾斜は一定せず、流れ盤となっていない。左側壁では、層理面の走向が北東 - 南西方向、 18° 北西傾斜で斜面に対して受け盤構造となる（図-6）。一方、中央では北東 - 南西方向、 10° 東傾斜で流れ盤となる。右側壁では西北西 - 東南東の走向となり、 25° 前後で東と西傾斜で変化が大きい。

節理や破断面は、左側壁では東西方向、 10° 南傾斜が卓越し、右側壁で北北東 - 南南西方向、 20° 東傾斜、西北西 - 東南東方向、 27° 北傾斜となっている。中央では、東西方向、 26° 北傾斜である。節理や破断面は、傾斜方向が $10 \sim 27^\circ$ で崩壊地内に傾斜し流れ盤構造を有している。層理面よりも節理や破断面が崩壊の素因となっている。

(2) 滑落崖擦痕の年代

滑落崖の擦痕の年代測定結果を表-1 に示す。

表-1 滑落崖の年代測定結果

箇所	形成年代	
赤谷	587,600	775,900
	$\pm 63,300$ 年	$\pm 83,600$ 年
栗平	1,005,500	1,596,700
	$\pm 44,200$ 年	$\pm 70,300$ 年
長殿	225,900	554,200
	$\pm 8,700$ 年	$\pm 21,400$ 年

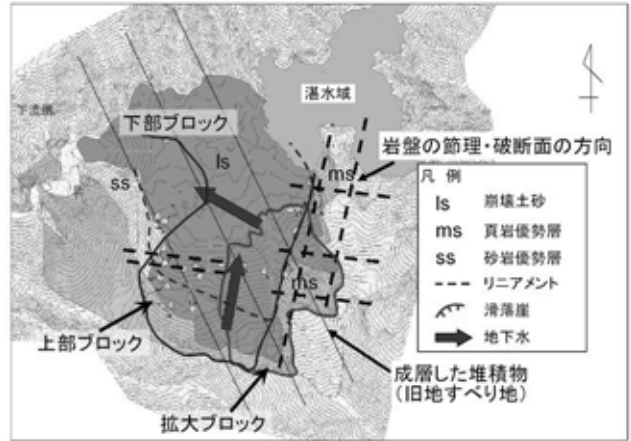


図-5 栗平地区の地質概要図

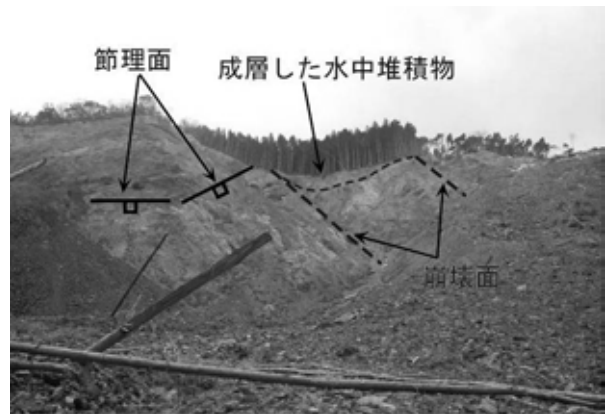


写真-3 栗平地区の右側壁の旧地すべり滑落崖

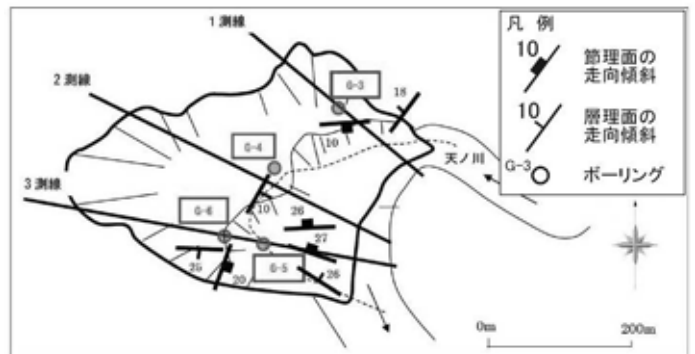


図-6 坪内地区の調査平面図

20 万～50 万年前となった長殿の滑落崖が最も新しかった。一方、栗平が最も古く 100～150 万年前となった。いずれも第四紀更新世頃に形成された古い破断面であると考えられる。

(3) 土質特性

坪内のボーリングコアを利用した崩壊面のすべり面せん断試験結果によるせん断抵抗角を、表-2 に示す。すべり面せん断抵抗角()が $28^\circ \sim 40^\circ$ の間である。

赤谷、長殿、坪内の滑落崖破碎土の粒土分布を図-7 に示す。3 地区とも同様の粒度分布（粘土含有率 $22 \sim 26\%$ ）、コンシステンシー特性（ $IP=21 \sim 24$ ）を示す。

表-2 すべり面せん断試験結果

ボーリング No.	測定区間	せん断抵抗角 (°)
G-3	GL-18.559 ~ 56.520m	31.1 ~ 36.1
G-4	GL-29.143 ~ 61.068m	28.1 ~ 32.0
G-5	GL-21.946 ~ 36.892m	29.9 ~ 35.9
G-6	GL-21.601 ~ 47.071m	35.9 ~ 39.3

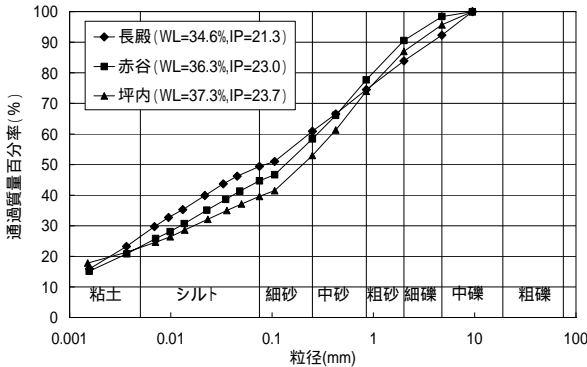


図-7 3地区の滑落面から採取した土の粒度分布

長殿地区の滑落崖に付着する破碎土のリング断試験の結果を図-8に示す。せん断変位が発生した直後には、間隙水圧計で100kPa近い負の間隙水圧が計測され、正圧よりも負圧が卓越している。その後は、正の間隙水圧が激しく変化し、最大300kN/m²に達する過剰間隙水圧が発生した。特に、34×10³sec以降では、数度にわたり大きな過剰間隙水圧が発生している。

また、試験終了後のせん断面には、試験開始時には存在しない細粒分が薄層を形成する状況が確認された。すなわち粒子破碎により徐々に崩壊面周囲に細粒分が凝集し、これが難透水となって正の過剰間隙水圧を増大することとなったと考えられる。

この現象は、地すべりのすべり面粘土の試験で正の間隙水圧のピークが規則的に発生する現象とは異なっており、深層崩壊の崩壊面と地すべりのすべり面とは異なる土質特性を有していると考えられる。

5. 考察

(1) 地質的規制面と地下水流動

栗平、長殿、赤谷の深層崩壊について、以下の地形・地質的特徴に関する共通点を確認できた。

深層崩壊は、上部ブロックと下部ブロックに大きく区分できる。上部ブロックは尾根部の強風化層の移動層であり、下部ブロックは崩壊前の斜面下

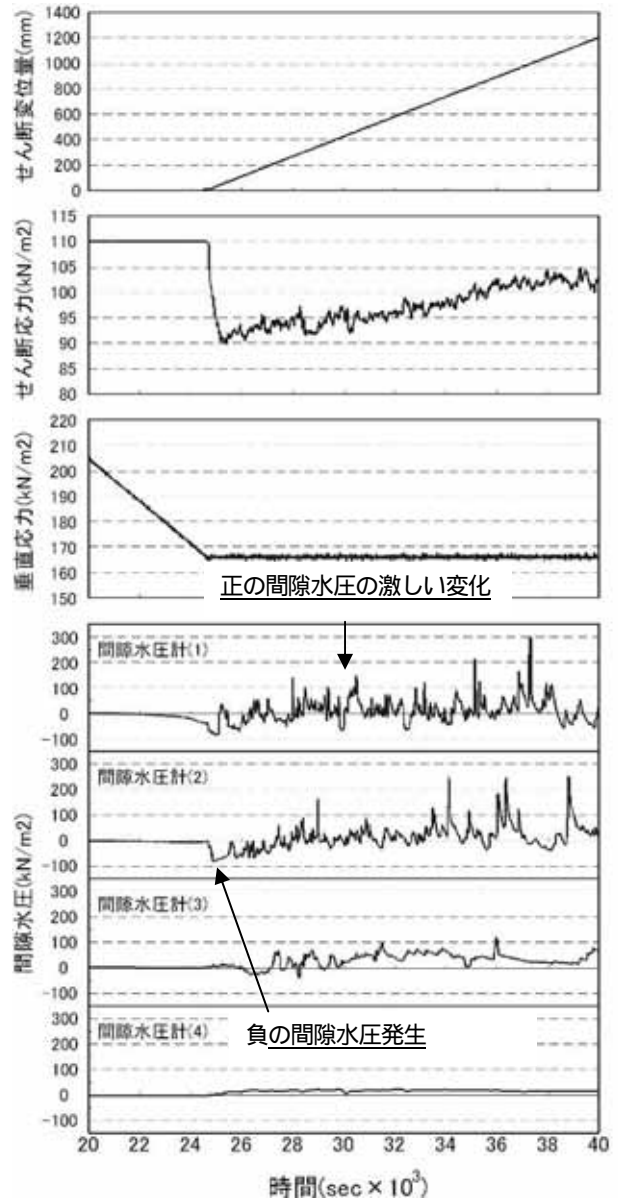


図-8 リングせん断試験結果（長殿の例）

部の凹部で岩盤の滑落崖からなる。上部ブロックでは、強風化層が厚く形成され崩壊前にも活動履歴があり、亀裂の発達した砂岩やクリープ変形した泥質岩により斜面全体に緩みゾーンが形成され、地下水が容易に浸透しやすい条件であった。

下部ブロックでは、側壁や下部ブロック滑落崖と同じ方向の不連続面が発達し、2方向の不連続面がクサビ状に交差していた。また、基盤の泥質岩には、低角度の不連続面が発達していることから、崩壊前にはこれらの不連続面が組み合わさりクサビ状となった不安定岩塊が形成されていた。

このような地質的規制面により、地下水がクサビ部分に集中しやすく、深部まで到達しやすい水文地質構造が形成されていたと考えられる。

(2) 深層崩壊の発生メカニズム

調査結果から、調査地の深層崩壊は地下水の集中しやすい水文地質構造であることが明らかになった。しかし、崩壊面の土質特性から考察すると、せん断抵抗角()が $28^{\circ} \sim 40^{\circ}$ と高く、また、崩壊発生前には、崩壊面としての連続性にも乏しいため、通常の地下水圧では岩盤が破断して深層崩壊に至る現象には成り得ない。しかし、リングせん断試験結果では、崩壊面に過剰間隙水圧の発生している。このような現象が実斜面内でも起こるとすれば、深層崩壊発生メカニズムを説明できる可能性がある。現時点で考えられる深層崩壊発生メカニズムは次のとおりである(図-10)。

上部斜面には岩盤の緩みゾーンが形成され、地表水が浸透しやすい状態となっていた。

豪雨が連続すると、地下水が縦方向の節理や破断面に沿って深部まで到達する、あるいは周辺から不連続面を通して地下水が深部まで供給される。下部斜面では2方向の不連続面がクサビ状に交差し基盤内が集水形となっているため、このクサビ部分に地下水が賦存され、高い水圧が形成される。深層まで到達した地下水により、深部の岩盤の低角度の不連続面に所々、高い間隙水圧が生じる。この状態で上部斜面の移動土塊が下部斜面に載荷することで、下部斜面の岩盤に過剰間隙水圧が形成され、深部の低角度の不連続面が破断される。下部斜面の崩壊面が移動により細粒化することで、更に高い過剰間隙水圧が形成されて深層崩壊が発生するメカニズムが考えられる。

6. おわりに

台風12号で発生した深層崩壊について、地質構造および土質特性から、以下のことが判明した。

斜面上部では過去に土塊の移動があり、地表水が浸透しやすく今回の深層崩壊で再活動していた。斜面下部では、不連続面が側壁方向と滑落崖方向の2方向に発達して両者がクサビ状に交差している。この縦方向の不連続面が地下水を集中させやすく、深部まで容易に地下水が到達できたことが深層崩壊を発生させた素因と考えられる。

崩壊面のせん断抵抗角が $28 \sim 40^{\circ}$ の間で、リングせん断試験結果で過剰間隙水圧のピークがランダム発生することから、地すべりのすべり面と崩壊面とは土質特性が異なると想定される。

過剰間隙水圧発生が深層崩壊発生メカニズムを解明する鍵となる可能性が高く、今後は誘因となる地下水の分布や岩盤に発達する低角度のせん断面強度等の

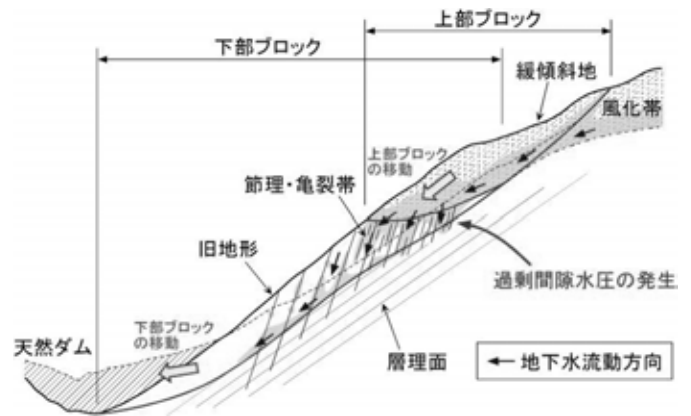


図-10 深層崩壊発生メカニズムイメージ(断面図)

詳細調査、過剰間隙水圧の発生を明らかにして、深層崩壊発生メカニズムの研究をさらに進める予定である。

謝辞：奈良県吉野土木事務所には、坪内の調査孔においてボアホールカメラ観測の許可を頂き、またコアの一部を試料として提供いただいた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1)岩松 暉・下川悦郎：片状岩のクリープ性大規模崩壊，地質学論集，28，p.67-76，1986
- 2)寺戸恒夫：四国島における大規模崩壊地形の分布と地域特性，地質学論集，28，p.221 - 232，1986
- 3)千木良雅弘：巨大崩壊発生の地質的要因と土砂生産 - 赤石山地の堆積岩の崩壊例 - ，電力中央研究所・研究報告，U88064，1989
- 4)恩田裕一・小松陽介・辻村真貴・藤原淳一：降雨流出ピークの遅れ時間の違いからみた崩壊発生時刻予知の可能性，砂防学会誌，51-5，p.48-52，1999
- 5)八反地 剛：降雨を起因とする深層崩壊の特徴 - 崩壊土量と遅れ時間の関係，砂防学会誌，55-6，p.74-77，2003
- 6)地頭菌 隆・下川悦郎：1997年鹿児島県出水市針原川流域で発生した深層崩壊の水文地形学的検討，砂防学会誌，51-4，p.21-26，1998
- 7)福地達郎：ESR法による断層活動年代測定 - その原理と実線 - ，第63回深田研談話会，pp45，2004
- 8)木下篤彦・山口真司・山崎孝成・柴崎達也・小島健・吉松弘行(2009)：2004年新潟県中越地震により大滑動した地すべりのすべり面の土質特性に関する研究．日本地すべり学会誌，Vol.45，No.6，pp.418-427
- 9)眞弓孝之・柴崎達也・山崎孝成(2003)：すべり面せん断試験によるすべり面のせん断強度評価．日本地すべり学会誌，Vol.40，No.4，pp.273-282

東日本大震災・台風12号への取組と海洋環境整備船が抱える課題

高木 誠¹

¹近畿地方整備局 和歌山港湾事務所 海洋環境課 (〒640-8404 和歌山県和歌山市湊青岸)

和歌山港湾事務所に配備されている海洋環境整備船「海和歌丸」は、2011年1月の就航後、5月から6月にかけて東日本大震災時に大量に流出した海面浮遊物の回収を行うべく東北沿岸（岩手県から宮城県北部にかけての地域）への派遣、さらに9月に紀伊半島周辺へ大きな被害をもたらした台風12号、15号通過後に流出した海面浮遊物の回収などを実施した。本報告では、回収状況の報告並びに取り組んだ事によって浮かび上がった課題について報告する。

キーワード 海洋環境整備船・東日本大震災・台風12号

1. 東日本大震災による浮遊物回収支援

2011年3月11日に発生した東日本大震災にかかる津波の影響等により、東北地方の太平洋沿岸海上には大量の漁具・浮遊物等が漂流し船舶の航行障害や環境に影響を与えた。

今回の震災に関わる海洋環境整備船の派遣について、第1陣として他地方整備局所属の2隻が4月下旬から5月下旬にかけて仙台湾沿岸海域へ派遣された。引き続き第2陣として和歌山港湾事務所所属の「海和歌丸」及び他地方整備局所属の1隻が派遣されることになった。なお、「海和歌丸」については宮城県仙台塩釜港を基地港とした他の3隻とは異なり、岩手県大船渡港を基地港として5月下旬から6月下旬にかけて約一ヶ月間浮遊物回収支援を実施することになった。



図-1 海和歌丸 浮遊物回収支援海域



図-2 海洋環境整備船『海和歌丸』

(1) 派遣要請から決定まで

東日本大震災による津波等で海上に残った大量の浮遊物については、洋上を航行する船舶の大きな障害になるだけでなく岸壁等の港湾施設の早期利用再開への大きな妨げとなることから、一刻も早く回収しなければならなかった。

そのため、東北地方の太平洋沿岸を管轄する第二管区海上保安本部長から東北地方整備局長へ漂流物揚収にかかる業務協力要請があった。

これを受け国土交通大臣から、海洋環境整備船を保有する地方整備局のうち近畿（他は関東、中部及び四国）の各地方整備局へ、「海洋環境整備事業の実施及び地方整備局組織規則第140条第6項に基づく管轄区域定めにかかわらず行う事業の指定」を行い、船舶を派遣する地方整備局が事業実施局となって三陸沿岸海域及び仙台湾周辺の漂流物を回収することになった。

(2) 海洋環境整備船の回航

基地港となる岩手県大船渡港への回航は、回航期間の短縮等を考慮して、東北地方への作業船の回航に熟知し

ている民間の会社により行うこととした。しかし、基地港である和歌山下津港から東北地方への船舶回航には大きな問題があった。1つめは船形である。浮遊物の回収を行うことを主たる目的とした海洋環境整備船はその能力を最大限発揮できるよう双胴構造の船舶となっている。その代わり一般の船舶と比べ対波性能に劣り外洋の航行にはあまり適さない。2つめは原発問題である。その関係から福島沖を沿岸部を大きく離れ航行する必要が生じた。結果、緊急避難的措置としての海事局の指導もあり、30哩沖を迂回することになった。そのため安全対策として航行している最寄りの海上保安部へ航行状況を伝える等連絡を密にとることとし、出港準備後の5月17日和歌山下津港を出港し、途中給油のための寄港を行いながら5月20日大船渡港へ到着した。

(3) 浮遊物回収について

「海和歌丸」による浮遊物回収支援は5月22日から開始した。浮遊物回収は本船の他に支援船（ガット船）を1隻配備し、計2隻による回収に行った。回収方法は通常実施している方法と同様で、浮遊物の方向へ船舶を低速航行させ双胴部中央部からコンテナへ回収する方法と、流木等の大きな浮遊物については、装備されているクレーンによって回収し船内へ収容する。回収した浮遊物は、基地港にて陸上クレーンを用い陸揚げを行い、浮遊物の種類毎に分別し仮置きを行った。



図-4 浮遊物陸揚げ状況

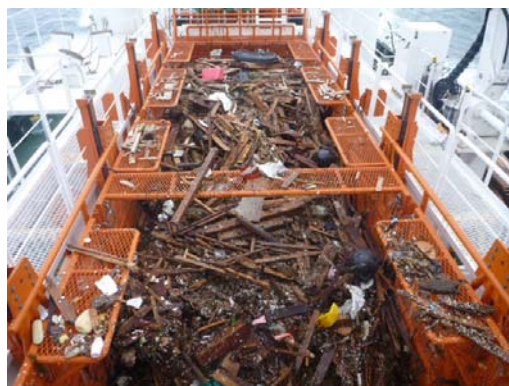


図-3 浮遊物回収状況

(4) 浮遊物回収における後方支援等について

「海和歌丸」による浮遊物回収支援を行うにあたり、船舶を稼働させるため必要な燃料、水の調達や乗組員の宿泊場所の確保の手配等が必要であった。今回の支援については、前述のとおり船舶派遣局である近畿地方整備局において全て実施することになったため、乗組員の他に調達の契約等に携わる職員が船舶に先だって現地入りし、調達等を実施した。また、船舶係留場所について事前に調整を行っていたが震災にて発生した瓦礫等の仮置き場所となっており、係留場所へ向かう交通条件が非常に悪いなど、船舶の係留を行うのに困難な場所であった。そのため到着後、調整を行い他の岸壁を係留場所として使用することができた。その他現地において船体にトラブルが発生したが、基地港である大船渡港周辺に対応が可能な業者がおらず、宮城県の業者を手配せざるを得ないなどの状況もあった。

(5) 浮遊物回収物、回収量について

浮遊物回収支援を計22日間行った結果、「海和歌丸」では約370m³（45Lゴミ袋約8,000袋）を回収した。回収物の内訳ではほぼ木材であったが、流木の他に倒壊した木造建物の残骸等が相当数含まれており、本地震における被害の大きさを見る事ができる。その他の回収物として、電柱や家庭の流し台、漁具などである。

2. 台風12号通過後における浮遊物回収

2011年9月に近畿地方を襲った台風12号は、特に紀伊半島に甚大な被害をもたらした。その中、豪雨等により発生した浮遊物が海上を大量に漂流したため、台風の通過後より担務海域において回収作業を行った。本項目では、通常の回収作業の他に沿岸自治体からの協力要請による捜索・回収についても報告する。



図-5 『海和歌丸』担務海域

(1) 回収状況

9月5日より図-5に示す担務海域内で回収作業を実施した。浮遊物については、木材、草類が中心であるが、うち木材は回収支援時とは異なり、流木が中心である。回収方法は、同様にコンテナへの回収、船体へ設置されているクレーンを使用して回収を行った。台風通過後2日間（9月5日、6日）の回収量は220m³となった。

その後、いったん回収業務を中断したが9月8日以降、再開し引き続き浮遊物回収を行った結果、9月の月間回収量は654m³となった。この回収量は過去10年間における1ヶ月当たり回収量の最大を記録した。また、年間回収量の3分の2をこの1ヶ月間に回収した事になり、いかに今回の台風が浮遊物を漂流させたかが分かる。



図-6 海上浮遊状況



図-7 浮遊物回収状況



図-8 回収陸揚げ後仮置き状況

(2) 沿岸自治体からの協力依頼

9月5日より浮遊物の回収作業を実施していたが、9月7日より浮遊物回収をいったん中断し、和歌山県からの協力依頼による、日高川流域の施設より流出した漂流物について、担務海域内での捜索を実施した。捜索は9月7日、

8日の両日において、「海和歌丸」で回収したもの、他の船舶が回収したものを引き継いだものを含め、4頭を引き渡した。

3. 課題について

2011年4月から東北地方で1ヶ月間に実施したの浮遊物回収支援、台風通過後における浮遊物の大量回収を行った。結果、年間960m³という回収量となった。その中で今後の課題となる部分について紹介する。

(1) 派遣準備について

海洋環境整備船は、担務海域にて活動することを考慮していたため、派遣が決定した後の段階で海図等の航海に必要なもの、被災地へ向かう事を前提とした食料、飲用水など用品を準備したが東日本大震災後であり品物が不足し、直ちに調達できないものもあった。そのため、日頃より事前準備が必要と思われる。

(2) 情報収集について

今回、「海和歌丸」は他の船舶と異なる地域に派遣され、回収支援を行った。その結果、情報がない、または入りづらい状況が生まれた。後方支援については現地に職員を派遣し、現地での洋上漂流物の情報についてが少なかったため、船舶を航行しながらの搜索となった。

4. まとめ

(1) 東日本大震災による浮遊物回収支援

通常浮遊物の回収を行っている紀伊水道、大阪湾と条件が大きく異なる海域での回収となった。外洋であるため波高やうねりなどで回収が難しい状況であり、後方支援についても被災地での活動であったため想定と異なる状況もあったが、船舶乗組員、後方支援を実施した職員の尽力により1ヶ月間にわたる浮遊物回収支援を完了した。

(2) 台風12号通過後における浮遊物回収

台風通過後の回収となったが、基地港周辺での大量浮遊物であったため、回収と陸揚げを繰り返すことにより複数回の回収が可能であった。また、周辺自治体の協力要請による浮遊物の搜索を行いつつ着実に浮遊物回収を実施した。

(3) さいごに

海洋環境整備船「海和歌丸」は、海洋環境の保全と航行船舶の安全確保を目的に、今後も「～紀の国からきれいな海をめざして～」をモットーとして海洋環境整備事業を行ってまいりますのでご協力よろしくお願いたします。

平成23年台風12号災害における猿谷ダムの対応について

小林 正

近畿地方整備局 紀の川ダム統合管理事務所 猿谷ダム管理支所（〒637-0408奈良県五條市大塔町辻堂1-3）

平成23年台風12号がもたらした降雨により猿谷ダムでは総流入量が過去最大量を記録し、流域では甚大な被害が発生した。このような未曾有の災害により猿谷ダムでは様々な問題に直面した。

本報告は、未曾有の災害に直面しダム管理の現場における対応で苦慮した点を確認し、今後のより効果的なダム管理のあり方に資することを目的とする。

キーワード 災害，防災，ダム管理

1. 猿谷ダムの概要

猿谷ダムは十津川・紀の川総合開発事業に基づき、十津川から紀の川への水供給のため熊野川上流に昭和33年に完成した利水ダムである。紀伊平野へ流域変更を行って不特定用水の補給を行い（分水量最大16.7m³/s）、主にかんがい用水として紀伊平野10,720haに利用されている。また、分水の落差（ダムの水面から発電所下流の約300m）を利用して水力発電（西吉野第一，西吉野第二発電所）も行っている。

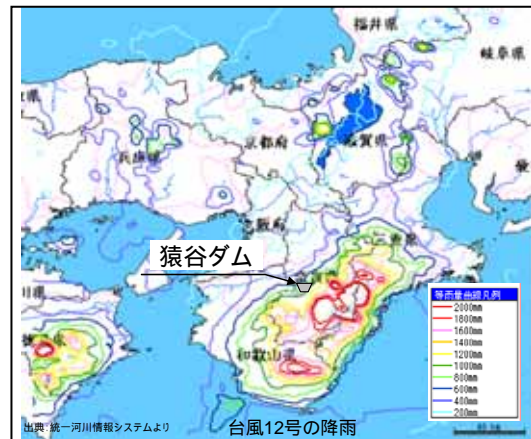


図-1 台風12号降雨の等雨量曲線

2. 平成23年台風12号の概要

平成23年9月3日10時頃に高知県東部に上陸した台風12号はゆっくりと北上を続け、四国地方、中国地方を縦断し、4日未明に日本海へ進んだ。

台風が大型で、台風の進路が高気圧により遮られたことで、台風の動きが遅くなったため、長時間にわたり台風周辺の非常に湿った空気が流れ込み、西日本から北日本にかけて、山沿いを中心に広い範囲で記録的な大雨となった。

特に紀伊半島では記録的な大雨となり、紀伊半島の中ほどに位置する猿谷ダムでも流域で約111時間にわたり降雨が継続し、累計約950mmの降雨があった。今回の台風12号での出水で1,000m³/sを超える2山の洪水（過去第3, 4位の洪水量）を記録し、猿谷ダムへの総流入量が過去最大となる202百万m³を記録した。

3. 台風時の猿谷ダムの状況と対応結果

平成23年台風12号により猿谷ダムでは様々な問題に直面した。

(1) アクセスルートの寸断

猿谷ダムへアクセスするには五條市街地より国道168号を利用するが、台風による降雨の影響で土砂崩れが発生し、通行が不可能となった。このことにより約半日間交代要員の派遣が不可能となった。そのため猿谷ダム管理所でダム操作にあたっている職員が長時間にわたりダム操作に従事することとなったが、適切にダム操作を行った。

(2)ダム下流道路の寸断

ダム下流道路では4箇所において地滑りや道路の法肩崩壊により道路が寸断される事態となった。このことにより数日間ダム下流の河川状況を確認できなかった。

現在でものダム下流道路が一部通行止めとなっているが、迂回路を通じてダム下流河川状況の確認を行っている。

(3)ダム上流での河道閉塞

猿谷ダム上流にある^{ツアラ}九尾ダムの上流で地滑りによる河道閉塞が確認され、大規模な天然ダムが形成されているとの情報が入った。万が一天然ダムが決壊すれば、段波が九尾ダムを越え、猿谷ダムへ押し寄せることが想定された。

河道閉塞に関する情報についてさまざまな情報が飛び交い、猿谷ダム上流の各地区では避難指示が出されていたが、猿谷ダムではダム下流への対応として可能な限り、段波を受け入れることとした。また、猿谷ダムでダム操作を行う職員の安全については、別の職員を段波監視のため上流の高台に配置し、段波が確認できれば、無線連絡により、猿谷ダムへ危険を知らせ、操作職員をすぐさま退避させることができる体制を構築した。

4. 結論

猿谷ダム管理支所は山間部に所在しており、アクセスルートが少なくまた、迂回路についても脆弱である。そのため災害時には孤立する可能性が高いと考えられる。アクセスルートが寸断してしまえば交代要員が到着するまでダム操作者が長時間操作に従事する可能性も考えられる。今回の洪水時においてダム操作にあたり機器等のトラブルはなく、適切に操作できたが、例えばダムコンピューター、クレストゲートや水位計に不具合が発生した際には応援要員の派遣の必要性も考えられる。また、ダム下流道路においても道路法肩崩落や土石流によって道路が寸断されたことから、巡視実施のタイミングによっては巡視者が災害に巻き込まれて孤立したり、生命の危険も考えられる。

今回の災害でダム上流の本川で河道閉塞が発生し、非常に緊迫した状況となった。河道閉塞に関する情報について様々な情報が飛び交い、猿谷ダム上流の各地区では避難指示が出されていたが、猿谷ダムでは得られる情報からすぐさま待避できる体制を整えながら、ダム下流に対して可能な限りの対応を行った。幸い天然ダムの決壊には至らず、徐々に天然ダムは解消され、段波による被害の発生は免れた。

5. 今後の課題

猿谷ダム管理支所は、豪雨時には非常に厳しい状況に置かれる可能性が高いと考えられる。そのような状況下で、最悪の事態が発生した場合でも適切に対応できる体制を確保することが必要である。そのため、平時から、準備・想定をしておくことが必要であると痛感した。迂回路の確認については非常に重要であるが、猿谷ダムが山間部に存在するため、全ての道が寸断される可能性も非常に高いと考えられる。そのため、降雨開始以前より、時間的余裕をもち、人員を配することも重要であると感じた。

ダム放流前後の巡視の際にも、巡視者の安全を確保しつつ適切な巡視を実施するために平時から準備・想定をしておくことが必要であると感じた。今回の経験で巡視中に孤立する可能性が考えられたので、巡視時には複数の連絡手段、飲料水や備蓄食糧などを携行しておくべきであると感じた。また、本川上流で天然ダムが形成され、天然ダム決壊の恐れが考えられた。このことによりダム本体に壊滅的な被害を回避するための方策を予め構築しておく必要があると認識した。

また、道路寸断により巡視が実施できないときには警報局舎による警報がさらに重要度を増すと考えられるが、住民からは豪雨時には警報が聞き取りにくいとの意見も寄せられた。ダムや気象に関する情報は自動電話受付やインターネットなどで入手できるが、高齢化社会を迎え情報弱者へのより効果的な情報提供手法も課題として考えられる。

近年、過去に例を見ない自然災害に見舞われる事態が多発している状況で、いかなる状況においても適切にダム操作を実施できるような体制を確立していくことが課題である。そのため、今回の台風12号災害における現場での対応を振り返り、問題点を抽出し、今後のより効果的なダム管理のあり方を検討していく必要がある。

平成23年9月台風12号による出水について

塩山 敦¹・ 梅本 英雄²

¹近畿地方整備局 紀南河川国道事務所 調査第一課 (〒646-0003和歌山県田辺市中万呂142)

²近畿地方整備局 紀南河川国道事務所 調査第一課 (〒646-0003和歌山県田辺市中万呂142)

平成23年9月台風12号により、和歌山県、三重県と奈良県にまたがる熊野川では計画規模を遙かに超える未曾有の洪水に見舞われた。

洪水は熊野川本川の堤防及び支川相野谷川の輪中堤を越水するに至り、新宮市および紀宝町で大規模な浸水被害等が発生、相野谷川の輪中堤の一部である特殊堤が転倒するなど甚大な被害が発生した。

本発表では今回、紀南河川国道事務所が実施した災害対応について報告するものである。

キーワード 大災害, 出水, 被災

1. 気象概要

8月25日にマリアナ諸島の西の海上で発生した台風12号は、発達しながらゆっくりとした速さで北上し、9月2日には暴風域を伴ったまま北上して四国地方に接近し、高知県東部に上陸した。

台風が大型で、さらに動きが遅かったため、長期間にわたって台風周辺の非常に湿った空気が流れ込み、西日本から北日本にかけて、山沿いを中心に広い範囲で記録的な大雨となり、熊野川流域における流域平均総雨量は8月31日から9月5日の間で1401mmを記録した。

熊野川流域の各観測所の総雨量は、北山川流域の坂本ダムで2484mmと最も多く、池原ダム、大沼雨量観測所、七色ダム、小森ダムが1802mm～1199mmを記録した。

次いで、赤木川流域の小口雨量観測所が1681mm、熊野川流域の二津野ダム、風屋ダム、平谷雨量観測所が1578mm～1012mm、西川流域の小坪瀬雨量観測所で1345mm、相野谷川流域の桐原2雨量観測所が912mm、平尾井雨量観測所が804mm、市田川流域の新宮雨量観測所で834mmの降雨量を記録した。



図 - 1 熊野川流域位置図



図 - 2 熊野川流域図

2. 出水状況

台風12号の出水により熊野川本川では、水位が上昇し基準点である相賀地点でピーク水位がT.P+18.77m(4日2時50分)を記録し、直轄管理区間の成川地点においてもピーク水位がT.P+10.68m(4日3時50分)を記録し、計画高水位(T.P+8.053m)を上回る水位を記録した。

支川相野谷川の高岡地点においてもピーク水位が

T.P+10.52m (3日20時10分)を記録し,計画高水位(T.P+4.566m)を遙かに上回る水位となった。

紀宝町は,高岡地区に2日11時20分,大里地区に13時30分,鮎田地区に22時30分第一避難判断水位情報を発表し,その後,3日4時50分に鮎田・高岡・大里地区に第二避難判断水位情報を発表した。

紀宝町は,紀宝町高岡地区に2日17時00分に避難勧告を発令し,3日5時45分に避難指示が発令した。大里地区では3日1時00分に避難勧告,3日5時45分に避難指示(一部の地域)を発令した。鮎田地区では3日2時40分に避難勧告,3日5時45分に避難指示を発令した。鶴殿地区では3日2時40分に避難勧告,3日8時45分に避難指示(一部の地域)を発令した。成川地区では3日2時40分に避難勧告,3日8時45分に避難指示(一部の地域)を発令した。

新宮市は,新宮市相筋地区において,3日20時40分避難指示を発令し,船町,池田,阿須賀地区等に3日22時33分避難指示を発令し,23時45分には旧新宮市内全域に避難指示を発令した。

熊野川の直轄管理区間には新宮市に市田川水門,紀宝町に鮎田水門があり,紀南河川国道事務所が新宮市と紀宝町に操作を委託し,新宮市と紀宝町が操作員を派遣している。この出水により市田川では,熊野川本川の水位上昇に伴い,操作員が市田川水門を2日18時25分に全閉し,排水ポンプにて水位の低下に努め,4日9時48分に市田川水門を全開した。また,鮎田水門においても,操作員が2日13時32分に鮎田水門を全閉し,排水ポンプを稼働させたが,3日20時35分に鮎田水門を全開した後,排水ポンプが水没した。

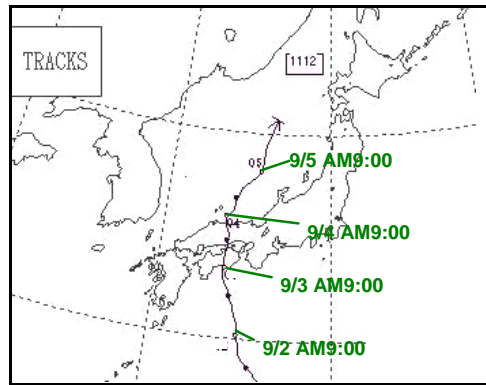


図 - 3 台風12号経路

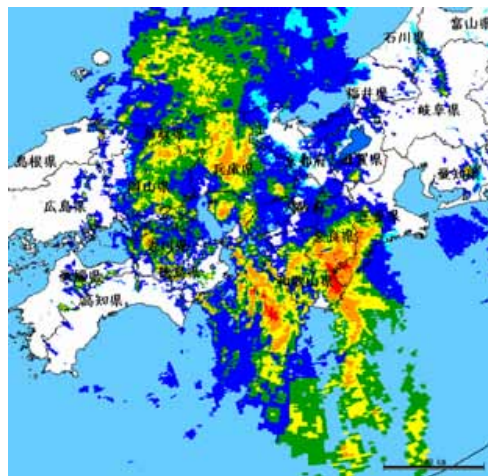


図 - 3 レーダ雨量(9月3日16時点)

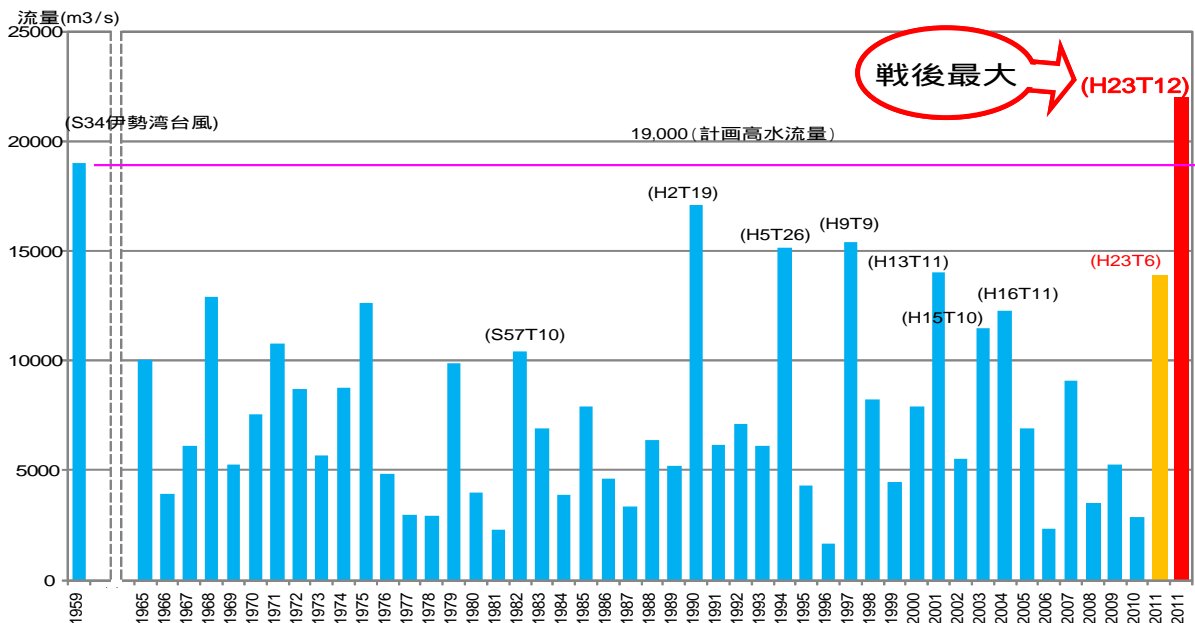


図 3 熊野川の過去の出水比較

- 1 1989,1991~1993,1996~2006のデータは水文水質データベースより引用。
- 2 その他のデータについては,流量年表等のデータより引用。
- 3 1959の流量は流出計算値による。
- 4 流量の表示は主要出水によるものを記載。
- 5 台風12号については暫定値であり,今後変更になる場合がある。
- 6 欠測 1983~1984,2000,2006

3. 被害状況

浸水戸数は、新宮市で約2,500戸にのぼった。また、紀宝町では約650戸が浸水し、このうち約190戸は水没するに至った。

浸水面積は、新宮市で約140haであった。紀宝町では約290haであった。

堤防の越水箇所は熊野川本川で7箇所、支川相野谷川においては全川で自己流堤及び輪中堤が完全に越水し、輪中堤の特殊堤が一部倒壊した。

また、鮎田水門のポンプ場、管理棟（1F）が水没し、水門の稼働に必要な発電機が破損したため、水門の操作および排水ポンプの稼働が不可能な状態となった。

その他の河川管理施設においてもCCTVや水位観測所が水没し、遠方監視が出来なくなり、水位データに欠測が生じた。

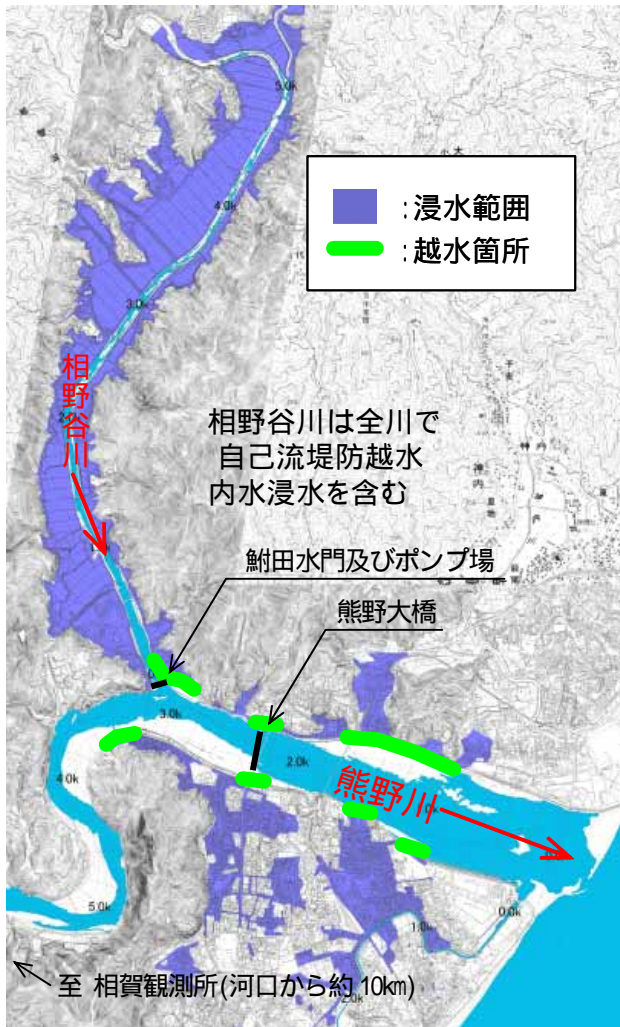


図 4 浸水範囲・越水箇所

4. 被害の要因

(1) 超過洪水

熊野川の河川整備基本方針の流量は $19,000\text{m}^3/\text{s}$ であるが、本出水の流量は $22,000\text{m}^3/\text{s}$ （暫定値）以上であり、

約1.16倍の出水であった。

そのため水位の上昇が著しく、熊野川本川3.2kpでは水位がT.P.+13.8m(痕跡水位)まで上昇した。この地点のH.W.LはT.P.+9.5、計画堤防高はT.P.+11.5であることから、今回の出水の大きさがうかがえる。

支川相野谷川では、自己流堤はもとより輪中堤高T.P.+9.4mを超えるT.P.+14.0m(痕跡水位)まで水位が上昇した。このため、沿川にあった家屋はことごとく水没した。

(2) 構造令に適合しない橋梁

熊野川本川には和歌山県新宮市と三重県南牟婁郡紀宝町に跨る橋梁があるが、構造令に適合しておらず、これが流水を阻害し、両地区で越水するに至った。



写真 1 橋梁付近状況

(3) 水門及びポンプ場の水没

熊野川本川と支川相野谷川の合流点には水門が設けられており、排水ポンプは $11.0\text{m}^3/\text{s}$ の排水能力があったが、これらの稼働に必要な発電機が洪水により水没し稼働不可能な状態となった。



写真 2 水没した鮎田水門のポンプ場

5. 応急復旧

出水による水防警報は9月4日の夜に解除されたが、翌5日には応急復旧工事に着手した。

また、9月9日にはTEC-FROCEによる被災状況調査が開始され、災害申請に必要な情報の収集が行われた。

堤防法崩れや護岸崩壊箇所の袋詰め玉石等の設置による応急復旧が9月15～22日に完了した。

今回の出水により特に被害が大きかった特殊堤の転倒箇所でも鋼矢板二重締切による応急復旧が完了したのは被災から約1ヶ月後の10月4日であった。



写真 3 特殊堤転倒状況



写真 4 鋼矢板二重締切

6. 災害復旧

(1) 熊野川本川

熊野川本川では被災箇所の現況復旧の他、水位低下を目的とした河道掘削による再度災害防止、計画堤防高を満たさない堤防の改修、相筋地区の既設堤防の法面保護が災害復旧の主な内容である。

河道掘削は熊野川本川のみならず支川相野谷川の水位も低下することから、広範囲にわたり再度災害を防止するが、相筋地区の掘削対象となる川原については、過去に川原の中に川原町と呼ばれた町があった事や、世界遺産に登録されている熊野速玉大社の神事にも利用されている事などから、掘削範囲等について地元関係者と協議中である。

(2) 支川相野谷川

輪中堤の倒壊や法崩れがあったため、堤防調査委員会にて堤防の被災のメカニズムについての解析を行っており、結果を受ける予定である。

また、紀宝町、三重県と近畿地方整備局で「まちづくりをふまえた相野谷川周辺災害復旧のあり方（骨子）」を取りまとめた。この中では、輪中堤の天端に余裕高としてのパラペットを設ける事などが盛り込まれているが、骨子は住民の意見を聞いて、今後も協議を重ね地元の合意の上、対策を実施する。

(3) 河川管理施設

直轄管理区間の河川管理施設については、従前の状態に復旧し、鮎田排水機場は耐水化を図る。

なお、樋門や陸閘の開閉機器はほぼ全てが修理中であり開閉は手動で行わなければならない。また、鮎田水門も仮設発電機の容量の関係で1門ずつしか開閉できない状況のため、これらの操作には時間を要することから例年よりも早い段階での水防活動を行う必要がある。

(4) その他

計画を超える出水が発生した場合でも、河川管理施設や観測機器が機能するための整備が必要と考えられる。

特に流量観測については、観測箇所が掘込み河道の河岸にあり背後地は急斜面の山である。流量観測は浮子の投下と観測が必要であり、これは人力による作業となるため、作業員の安全確保が大きな問題となる。

7. 結論

平成23年台風12号は河川整備基本方針の流量を大幅に超える出水をもたらし、被害も甚大なものであった。

被災直後の応急復旧から今日まで災害復旧事業を推進しており、今後も災害復旧事業の早期完成を目指し、地元住民や地元自治体と協力して事業を進める。

謝辞：応急復旧工事、災害申請、河川激甚災害対策特別緊急事業申請、業務発注、工事発注には多くのマンパワーが必要であったため、地元等業者の協力や近畿地方整備局本局および各事務所からの応援を受けた。この場を借りて感謝の意を表する。

台風12号による 河道閉塞緊急対策工事に関連した一報告 ～地域社会の早期復興を願って～

平井 正剛¹・藤井 厚企²

¹株式会社大林組 熊野川緊急対策工事事務所 (〒649-2103和歌山県西牟婁郡上富田町生馬316-29)

²近畿地方整備局 紀伊山地砂防事務所 (〒637-0002 奈良県五條市三在町1681)

2011年9月初旬に日本列島に上陸した台風12号により、特に台風を中心から東側に位置した紀伊半島において未曾有の豪雨をもたらされた。この豪雨により、紀伊山地の各所において膨大かつ甚大な土砂災害が発生した。特に、奈良県および和歌山県において大規模な深層崩壊に伴う河道閉塞（天然ダム）が5ヶ所で形成され、連日マスコミで報道されたことは記憶に新しい。

本稿は、上記5ヶ所のうち和歌山県田辺市の熊野地区で発生した河道閉塞に対する緊急対策工事において実施した、施工上の工夫、地域貢献に向けた取り組み、周辺環境保全に向けた取り組みについて報告するものである。

キーワード 災害復旧、深層崩壊、河道閉塞、地域貢献、現地発生材の有効利用

1. 熊野地区で発生した災害の概要

2011年の台風12号により、和歌山県日置川水系の熊野川周辺は、8月31日から9月5日にわたり総雨量1,300mmを超える豪雨に見舞われた。この豪雨により、田辺市熊野地区において深層崩壊（規模：約410万 m^3 ）が発生し、崩壊斜面の直下では崩積土により河道が閉塞され、2ヶ所で湛水池が形成された。また、崩壊土砂による土石流が下流域の集落を襲い、住宅や生活道路などを破壊し、死者2名、行方不明者1名の大惨事となった。図-1に台風12号による大規模な河道閉塞の発生箇所を、写真-1に熊野地区で発生した災害の状況をそれぞれ示す。

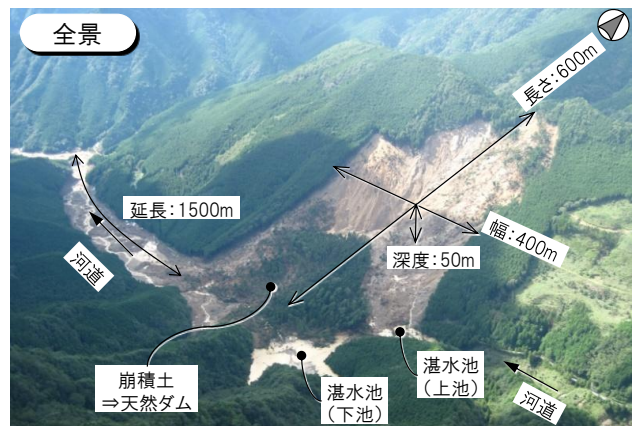


図-1 台風12号による大規模な河道閉塞の発生箇所



写真-1 熊野地区で発生した災害

2. 緊急対策工事の概要

9月6日に国土交通省近畿地方整備局にて河道閉塞が確認された後、9日に(社)日本建設業連合会(以下、日建連と記す)への支援要請があり、日建連での調整を経て、13日より(株)大林組が当該地区の緊急対策工事に着手することになった。

災害発生後の降雨により河道閉塞箇所が決壊することで二次災害を発生させる可能性があったため、迅速な対応が求められた。

当工事は、天然ダム決壊の可能性をなくし、引き続き、洗掘による浸食を防止するため天然ダム上に開水路(落差工・流路工)を設置するものである。図-2に現場全体平面図、図-3に工事施工フローを示す。



図-2 現場全体平面図

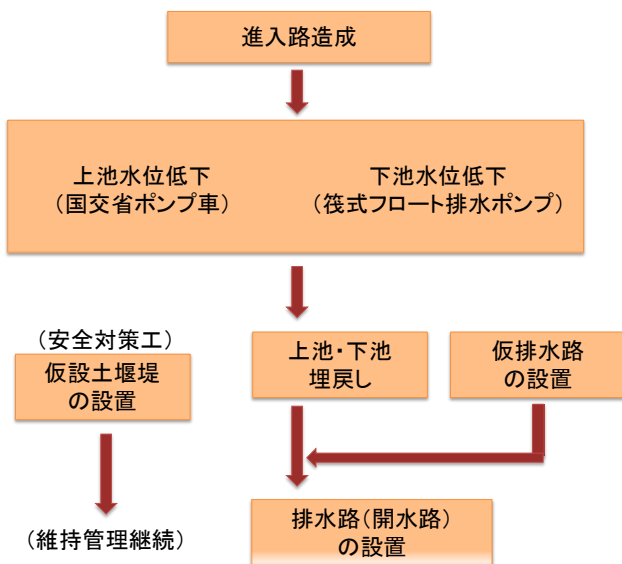


図-3 工事施工フロー

(1) 当地区における災害復旧の基本方針

被災状況や現地の施工条件を踏まえ、早急に応急排水路を構築することで、湛水池の水位上昇による越流水を

安全に流下させることが最優先課題とされ、以下の基本方針が確認された。

a) 排水路の計画規模

当該水路の流域面積が1.2km²と比較的小さく、かつ、応急対策仕様と恒久対策仕様で施工に要する期間に大差がないことから、恒久対策仕様(超過確率年降雨:100年)として計画する。

b) 排水路の構造

材料調達が極めて困難な施工条件のため、可能な限り現地発生材を流用した水路構造を計画・施工する。

上記基本方針を踏まえ、排水路の構造として、現地の崩積土内の転石を中詰材として利用でき、かつ、崩積土上に構築してもある程度の変形に追従できる「鋼製枠」を採用することとした。

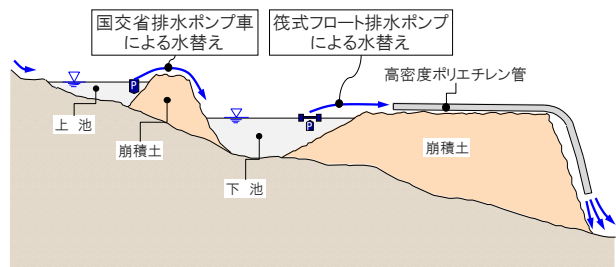
c) 仮排水路の構造

応急排水路(鋼製枠)の構築に先立ち、当該施工に干渉しない平面位置に仮排水路を設置する必要がある。応急対策仕様(超過確率年降雨:2年)として計画し、構造は仮設のため吹付けモルタル(t=50mm、ラス無し)とした。

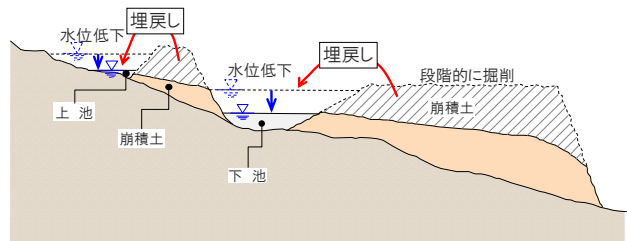
(2) 工事内容と施工手順

図-4に当該工事の概要と施工手順を、写真-2に施工状況をそれぞれ示す。

《STEP①: 上池→下池→崩積土下流側への水替え》



《STEP②: 崩積土天端の整地と湛水池の埋戻し》



《STEP③: 応急排水路の構築》

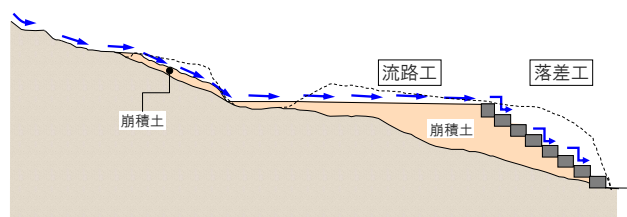


図-4 緊急対策工事の概要と施工手順

《STEP①-1：上池からの水替え（国交省排水ポンプ車）》



当該工事では、水位を低下させた上で湛水池を埋戻すとともに、熊野川の水を安全に流下させるために、応急排水路（鋼製枠による流路工および落差工）を設置した。

上池から下池への水替えには、国土交通省中国地方整備局より緊急調達された「排水ポンプ車」を使用した。また、下池から崩積土下流側への水替えには、崩積土上で排水ポンプ車のトラフィカビリティーが確保できなかったため、クローラダンプで運搬可能、かつ、水位低下に追従して連続運転が可能な「筏式フロート排水ポンプ」を使用した。表-1に当該工事で使用した排水ポンプの仕様を示す。

《STEP①-2：下池からの水替え（筏式フロート排水ポンプ）》



表-1 排水ポンプの仕様

適用箇所	種類	諸元	ポンプ台数
上池 ↓ 下池	国交省 排水ポンプ車	30m ³ /min (高揚程)	12台
下池 ↓ 崩積土 下流側	筏式フロート 排水ポンプ	20m ³ /min (高揚程)	8台

《STEP②：下池の埋戻し》



3. 施工上の工夫

(1) 排水能力確保のための工夫

9月27日から11月27日までの期間で、排水ポンプによる湛水池の水替えを行った。

この間、定期的な動力源（発電機）への燃料供給に加え、水位低下に伴って湛水池内に出現した立木や倒木を、湛水池内にゴムボートを浮かべて人力で撤去することで、継続かつ安定してポンプを稼働させた。これにより、排水能力の確保はもとより、返納時のポンプ類修理費を極力抑えることができた。

当該作業中にも度重なる降雨があった（特に、11月18～19日にかけて累積260mm程度の降雨があった）ものの、これらの工夫により、ポンプ排水による水位低下量として、上池で0.1～0.7m/day、下池で0.1～1.1m/dayを確保することができた。

《STEP③：応急排水路の構築（鋼製枠）》



(2) 湛水池の埋戻し作業における工夫

水替えを概ね完了させてから、湛水池の埋戻しを行った（上池：約5,000m³、下池：約27,000m³）。

この時、上池において池底には高含水比の軟弱土が堆積していたため、土砂搬入のためのクローラダンプのトラフィカビリティーを確保することが困難な場面があった。そのため、セメントによる地盤改良や現地の倒木を敷き並べるなどして臨機応変に対応したというのが実状である。写真-3に上池の埋戻し状況を示す。

《仮排水路（吹付けモルタル）》



写真-2 施工状況



写真-3 上池埋戻し状況

(3) 鋼製枠中詰材の生産性向上

着工時点では、現地の崩積土から岩塊を分別し、バックホウ搭載の大型ブレイカにより破碎することで鋼製枠中詰材（割栗石）を製造していたが、生産効率が低いため当該工程がクリティカルパスとなって工程遅延に繋がることが懸念された。

そのため、現地に十分な施工ヤードを確保できる状態となった時点で、生産能力の高い岩塊破碎機「ジョークラッシュャ」を投入した。これにより、当初約40m³/dayであった生産効率を約90m³/dayに向上させ、工程遅延リスクを回避できた。写真-4にジョークラッシュャによる鋼製枠中詰材の製造状況、写真-5に鋼製枠組立状況を示す。



写真-4 ジョークラッシュャによる鋼製枠中詰材の製造状況



写真-5 鋼製枠組立状況

4. 地域貢献に向けた取り組み

(1) 地元説明会の開催

建設工事を進めるにあたって地域住民の方々のご理解とご協力が必要なことは言うまでもない。特に当該工事は、ほとんどが私有地内での作業となるため、なおさらであった。

そのため、当該工事を進めるに際して、国土交通省主催で、3回の地元説明会が開催された。表-2に地元説明会の概要を示す。これらを通じて、工事へのご理解とご協力を頂き、円滑に工事を進めることができた。

表-2 地元説明会の概要

	開催日時	議事
第一回	2011年10月5日	工事施工計画の説明
第二回	2011年12月15日	施工・土地使用に関する同意 被災現地での工事説明
第三回	2012年 2月15日	残土処理の土地利用

(2) 地元からの要望への対応

a) 警戒区域の早期解除

災害発生時点より、崩壊発生箇所の下流域は「警戒区域」に指定され、地元住民を含む一般者の立ち入りが禁止されていた。第一回説明会の場で、「正月は熊野で迎えたい。警戒区域を年内で解除できるようにしてほしい。」との強い要望が寄せられた。

早期解除のためには、資機材の搬入ルートを確認することが重要となる。幸いなことに土砂崩落や土石流による被害の少ない上流側から当該現場へアクセスするルートがあったものの、当該ルートには、幅員が狭い上に災害発生時の豪雨により路肩が損傷した箇所があった。現地乗り込み時より地元協力会社とともに地元行政機関と良好な関係を築いていたことから、道路管理者である和歌山県との協議も円滑に進み、早期に0.45m³のバックホウを現場に搬入できる状態とすることができた。

ただし、当該ルート沿いには特別養護施設が存在していることから、工事車両を通行させる際には、事前に連絡調整することで、第三者災害の防止に細心の注意を払った。写真-6に上流側一般道路状況を示す。



写真-6 上流側一般道路

(左：路肩損傷部、右：幅員狭小部)

上記の取り組みをはじめとした工程の短縮により、2011年11末日までに湛水池の埋戻しを完了させ、12月3日午前9時に警戒区域を解除することができた。

b) 生活道路の仮復旧

崩壊発生箇所の下流域では、警戒区域の解除後も土石流の影響により生活道路が寸断されていたことから、「自宅まで車で行けるようにしてほしい。」との要望が寄せられた。

そのため、関係者間で土地使用に係る同意書を取り交わした上で、当該工事で発生する残土を下流域に搬出しながら、車の往来が可能な仮設道路を整備した。

さらに、下方斜面が流されて容易に住宅に入りにくい箇所に仮設昇降設備を整備するなど、地域貢献に向けた取り組みを可能な限り実施した。

写真-7に当該工事で実施した地域貢献の一例を示す。

《生活道路の仮復旧》



《仮設昇降設備》



写真-7 地域貢献の一例

5. 周辺環境保全に向けた取り組み

当現場は天然ダム（崩積土）上に排水路を施工しており、掘削法面（勾配1：1.5）、排水路を埋戻した後にで

きた緩斜面がある。これらをそのまま放置しておくことと降雨等により、通常の地山以上にガリ侵食が進行することからその防止策として法面保護が必要不可欠である。

今回の災害では、杉の植林地となっていた斜面が崩壊したため、当該工事ヤードから多量の倒木を含む伐採材が発生し、現場に仮置きされている。

これらは産業廃棄物として処分されるのが一般的であるが、伐採材とはいえ地元の産業で生産された資源であること、中間処理場までの運搬距離が長いこと運搬費が嵩むことを考慮して、当該現場では建設資材として有効利用することとした。

具体的には、現場内で伐採材をチップ化した上で発酵処理することで緑化資材（植生基材）を製造し、当該工事で発生した法面の保護（緑化）に用いることとした。なお、早期発酵および資材としての高品質化を目的として、チップ材を膨軟化処理（圧縮されたチップを急激に減圧することで繊維を破裂・破碎）するとともに、自然由来の発酵促進剤を添加することとしている。

写真-8に木材破砕機による伐採材のチップ化状況、図-5に当該現場で実施する伐採材有効利用のフローを示す。



写真-8 木材破砕機による伐採材チップ化



図-5 伐採材有効利用のフロー

6. まとめ

当該工事を通じて、得られた知見を以下にまとめる。

- 災害復旧工事では、詳細な施工計画を立案する余裕はない。そのため、刻々と変化する現場の状況に応じて、工事中の安全性を確保しながら、適切かつ迅速に対応していくことが重要である。
- 当該工事の各段階で実施した地元説明会をはじめとしたコミュニケーションおよび地域貢献により、地元のご理解とご協力を得ることができ、工事を円滑に進めることができた。
特に災害復旧工事においては、工事関係者も地元の一員であるという意識を持って工事を進めることが重要である。
- 近畿地方整備局は、災害発生の直後より、専用ホームページ¹⁾にて工事の進捗状況を情報発信し続けることで、地元の方々を安心させるとともに、アカウントビリティを果たした。この点は今後の災害復旧工事の模範とすべきである。

本稿が、今後の防災に向けた一助となれば幸いである。また、今後とも、被災された地域の一日も早い復興に向けて、微力ながら尽力する所存である。

謝辞：当該工事を進める上でご尽力いただきました田辺市建設局および田辺市大塔行政局の皆様、ならびに、工事に多大なご理解とご協力を頂きました熊野地区役員の皆様に厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省近畿地方整備局台風 12 号被災地関連情報ホームページ：<http://www.kkr.mlit.go.jp/typhoon12/index.php>

平成23年台風12号による河道閉塞箇所 ダム湖の水位予測に関する検討

北川真一¹・木下篤彦¹

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

豪雨により天然ダムが発生した流域ではその後の降雨によって水位が上昇し、越流により決壊が生じる可能性があることから、リスク管理としての貯水池の水位予測を行う必要がある。天然ダム発生後の実績水文データの少ない状況において、比較的短期間で天然ダムへの流入量を予測する流出解析法として、平成23年台風12号災害では貯留関数法が用いられた。

本検討では12号台風で天然ダムが発生した5箇所について降雨流出特性を検討し、比較的損失雨量が大きいこと、降雨規模が大きいほど損失雨量の割合が小さくなること等の降雨・流出特性を把握した。また、その特性を踏まえて水位予測手法としての貯留関数法の適性を検討した。

貯留関数法は天然ダム上流からの流入量を予測する手法として比較的適性は高いものの、損失降雨の割合が大きい流域等に対しては適性が低いという結果となった。さらに、貯留関数法の適性が低い箇所に対してはニューラルネットワークによる水位予測モデルを構築し、その適性が高いことが明らかとなった。

キーワード 天然ダム，流出解析，貯留関数法，ニューラルネットワーク

1. はじめに

天然ダムの水位予測では、災害発生直後のように実績の水文データの少ない状況の中で、短期間に構築できる精度の高い流出予測モデルを構築する必要がある。

平成23年台風12号による天然ダム発生後は貯留関数法により天然ダムへの流入量を予測し、貯水池の水位を求めたが、実績水文データが少ないため、水位の予測精度が低く、地元への警報情報提供を行う上で問題となっていた。

本検討では天然ダムへの流入量の予測精度向上のため、台風12号後の実績水位及び実績降雨データを用いて、各天然ダムの降雨流出特性を把握するとともに、貯留関数法のパラメータ設定を適正化した。また、貯留関数法の適性の低い流域に対し短時間で予測モデルの構築が可能なニューラルネットワークによる流入量予測法を構築し、その適性を検討した。

2. 天然ダム発生流域の損失雨量の特性

天然ダムへの流入量予測を行う上で、湛水池に流入



図-1 検討対象箇所位置図

せず、深層地下水となる損失雨量は天然ダムへの流入量を予測する上で重要な要素であることから、まず、実績水位データから各天然ダムの流域を対象に洪水毎の損失雨量を算定した。

損失雨量を求めるには、各降雨イベントの総流出量（天然ダムへの流入量）を求める必要がある。天然ダムへの流入量は、1時間毎の水位変動量から推定することとしたが、図-2の天然ダム周辺の水収支の概念図に示すように、天然ダムの湛水容量の変動は漏水量の影響を受ける。このため、まず無降雨期の貯水池の減水量から堤体周辺の漏水量を推定し、毎時の水位変動量による湛水容量の差分と漏水量の合計値を各時刻の天然ダムへの流入量とした。また、漏水量がダムの水位に応じて変化している箇所についてはそれを考慮して推定した。

なお、実測水位データのうち湛水が天然ダムを越流しているものや欠測がある降雨イベントについては、実績の流入量データとしての精度が低いため、損失雨量の算定対象外とした。

上記の方法で求めた総流出量を流域面積で除して流出高(mm)とし、総雨量(mm)との比率を流出率と定義した。なお、各流域の流出特性は損失率=(1-流出率)で表現するものとした。

各降雨イベントの損失率と総雨量との関係を図-3に示す。降雨損失率は60%より大きな降雨イベントがその多くを占め、どの天然ダムの流域でも総雨量が大きいほど損失率が小さくなる傾向を示している。また、北股のように200mm程度の比較的規模の大きい降雨イベントでも小規模降雨時と同様に90%程度の損失率となっている流域もあれば、長殿のように降雨規模によって損失率が大きく変化するなど、損失雨量の特性は流域により大きく異なる。

これらの各天然ダムの損失が大きいこと、降雨規模により損失率が異なること、各天然ダム間で損失降雨が異なる特性を考慮して水位を予測する必要がある。

3. 貯留関数法による天然ダム流入量の再現性

流域内の貯留効果の顕著な流域に対し、降雨と流出の関係性を非線形で表現できる流出解析法として貯留関数法は河川計画等において広く用いられている。

この貯留関数法は台風12号後の出水時の降雨予測における天然ダムへの流入量予測に用いられた。各天然ダムの台風12号後の実績水位及び実績降雨データを用いて再現計算を行う。

貯留関数法は式(1)の運動方程式と式(2)の連続式により流量を求めるものである¹⁾⁻⁴⁾。

$$s = Kq^p \quad (1)$$

$$R_e - q = \frac{ds}{dt} \quad (2)$$

なお、上式の K, P は定数、 s は流域内の貯留高(mm)、 q は流出高(mm)、 R_e は有効雨量(mm)である。ただし、 R_e は、 $R < R_{sa}$ の場合、

$$R_e = R \cdot f \quad (3)$$

R_{sa} R の場合、

$$R_e = R \cdot 1.0 \quad (4)$$

R_{sa} は飽和雨量(mm)、 R は雨量(mm)、 f は一次流出率である。

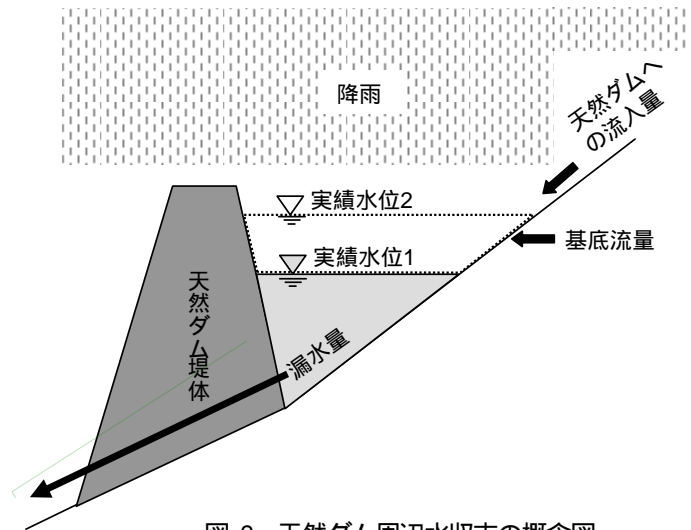


図-2 天然ダム周辺水収支の概念図

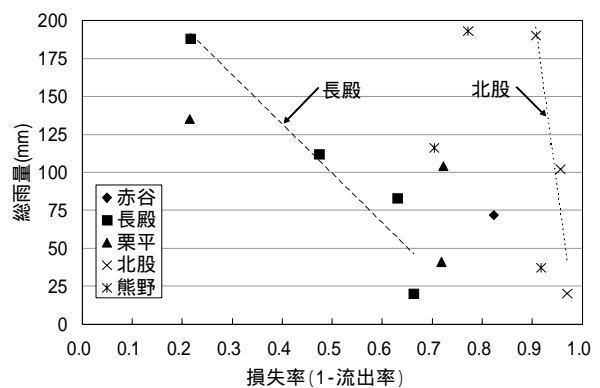


図-3 総雨量と損失率の関係

本検討では第2章に示した各天然ダム流域の損失特性を踏まえ、 R_e を設定するとともに、天然ダムへの流入量波形の再現性を向上させるためのパラメータを検討した。

貯留関数法のパラメータのうち k については中小河

川計画の手引き⁵⁾に準じて式(5)で求めた値とし、 ρ は1/3とした。

$$k = 43.4C \cdot L^3 \cdot i^{-3} \quad (5)$$

式(1)の C はリザーブ定数(自然流域0.12)、 L は流域主流路長(km)、 i は主流路平均勾配である。

飽和雨量 R_{∞} については損出雨量と同じ意味であり再現する降雨イベントの総雨量から総流出量を差し引いた値とし、一次流出率 f についてはトライアルで実際の天然ダム流入量の波形に近いものを採用することとした。

図-4, 5, 6に示すようにほとんどの天然ダム流入量の波形再現例で $f=0.1 \sim 0.2$ 程度とすることで再現精度が高くなり、また、計算時間間隔 t については、一般的に計算時間間隔が短いほど精度は高くなるが、図-8 ~ 10に示すように $t=60\text{min}$ と 10min では流入量とそれから求まる天然ダムの水位を求めたところ、両者の精度の差は大きいこと明らかとなった。

図-4, 5に示した実際の天然ダム流入量波形と貯留関数法による再現計算結果を比較すると、ピーク周辺時間のみ流量が大きく急激に変化するのに対し、貯留関数法による洪水波形は緩やかに変化している。

その他の降雨イベントの再現結果でも、実際の洪水波形の変動が緩やかなものについては実際の洪水波形をよく再現できているものが多いが、図-7に示すように二つのピークをもつ降雨波形の場合は再現性が低い結果となった。

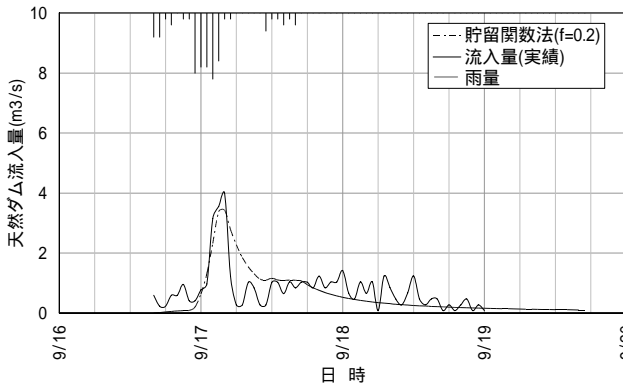


図-4 貯留関数法による流入量波形再現の例(赤谷)

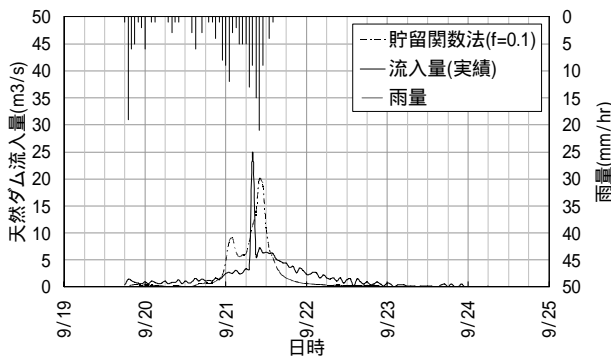


図-5 貯留関数法による流入量波形再現の例(長殿)

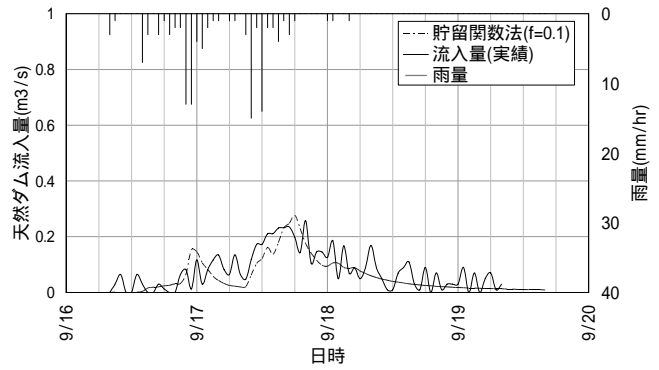


図-6 貯留関数法による流入量波形再現の例(熊野)

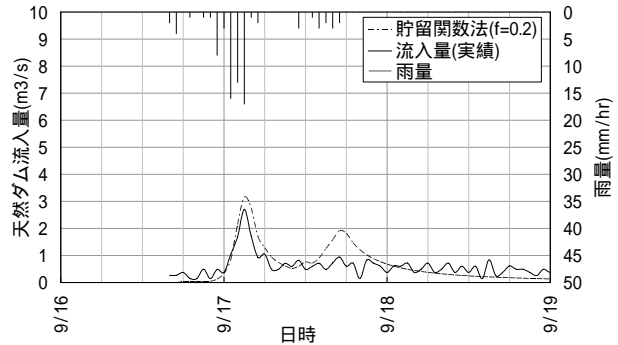


図-7 二山降雨の流入量波形再現の例(長殿)

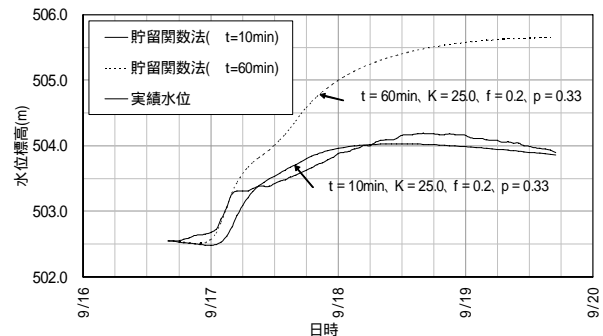


図-8 貯留関数法による水位再現の例(赤谷)

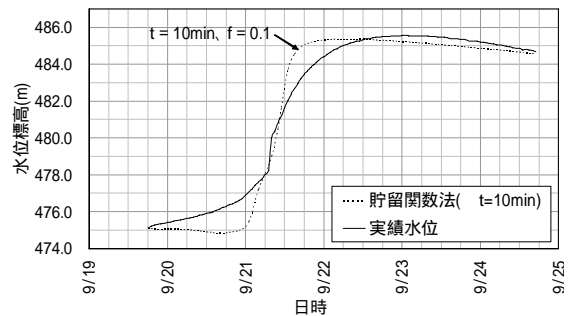


図-9 貯留関数法による水位再現の例(長殿)

また、洪水波形から求めた水位変動の再現性を確認したところ、図-9のように水位上昇時に1.5~2.0mの水位差が生じているものの、最高水位は再現できており、貯留関数法でもパラメータ設定を適正化することで天然ダムの水位予測に適応可能と考えられる。

しかし、また、図-10に示す水位再現例のように北股のような損失雨量の大きい流域では、特に再現性が低いことが明らかとなった。

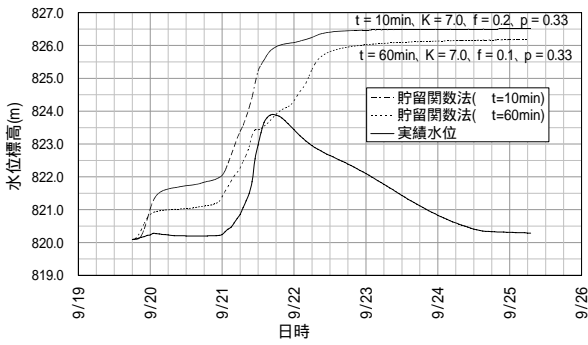


図-10 貯留関数法による水位再現の例(北股)

このように、貯留関数法による天然ダムへの流入量の再現性が低い流域に対し、比較的短期間で予測モデルの構築が可能なニューラルネットワークを用いた流入量予測法を検討し、その再現性を確認するものとした。

4. ニューラルネットワークによる水位予測

(1) ニューラルネットワークの概要

ニューラルネットワーク(以下NNと記述)とは、人間の脳を模式化・定式化したものであり、一定の学習を行うことで、NNはそのパターンを認識し、入力された情報に対して、過去の学習パターンより妥当な回答を出力するというモデルである。

図-11はそのニューラルネットワークの最小単位であるニューロンの仕組みを模式化したものである。ニューロンとは神経細胞を意味しており、あるニューロンに情報が入力されると、結合係数によって情報量を増減させ、ニューロンに入る情報量が決定する。各ニューロンには閾値と呼ばれる情報量の基準があり、この基準を超えると次のニューロンに情報を伝達する。

ニューロンに入る情報量は結合係数によって変化し、この値を妥当な値とすることで、目的に合致した予測モデルを構築することができ⁶⁾、日流量予測等に適用された事例がある⁷⁾⁻⁹⁾。

図-12は3層階層型と呼ばれる簡易なNNの構造を示している。図中の印がニューロンにあたる。まず、データを入力層に配置されたニューロンに入力し、その情報が中間層のニューロンに伝達され、出力層に出力される。

例えば、降雨データで天然ダムへの流入量を予測する場合、短期降雨指標、長期降雨指標等を入力し(入力層)、脳(複雑な神経回路)によって過去の経験の掘り起こしや思考を行い(中間層)、最終的に流量等を定める(出力層)。このような判断を数値モデルとして検討し、妥当な結合係数(w, W)を算定するものである。図-13に入力データ、結合係数、出力値の例を示す。

結合係数を設定して、出力層を求めた場合に、出力

層の理想値(教師データ)との差が大きい場合はNNモデルの精度を向上させる必要がある。そのためには、結合係数(w, W)を変化させ、教師データとの誤差が小さくなるように出力層から入力層に向かって修正を加える。

このような計算の流れを図に示すと図-14のようになり、出力値が許容誤差以下になるか設定した学習回数に達するかどちらかで計算を終了し、そのときの結合係数が最終的な予測モデルとなる。

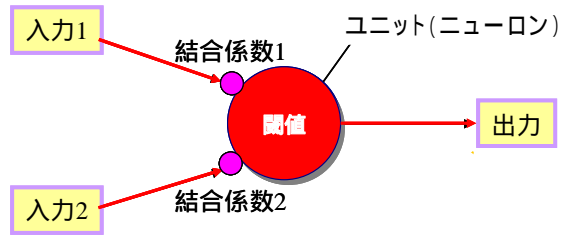


図-11 ニューロンモデル

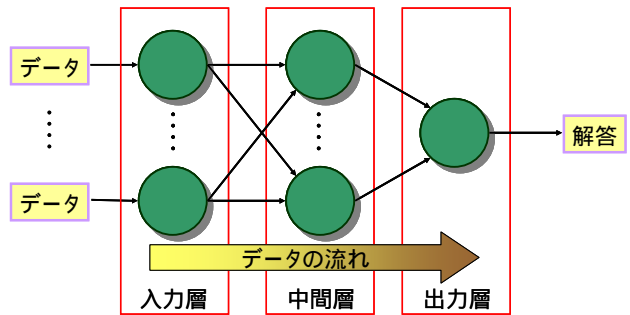


図-12 ニューラルネットワークの構造(3層階層型)

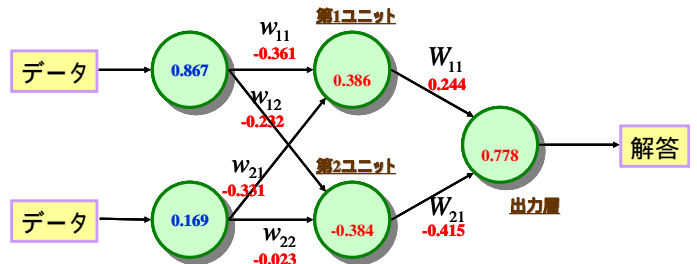


図-13 入力データと結合係数・出力値の例

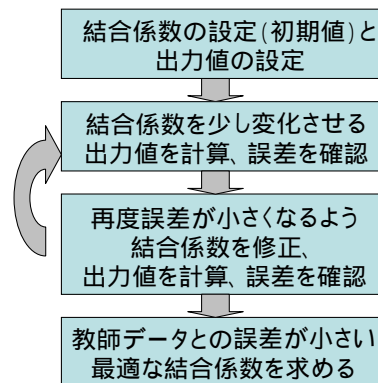


図-14 NNのモデル構築の流れ

(2) NN による天然ダム流入高予測モデル

北股, 長殿の実績雨量, 水位データを基に流入高の教師データを作成し, 入力層を2~3の半減期の異なる実効雨量やn時間遅れ実効雨量として, NNにより流入高(mm/hr)を求める予測モデルを構築した。

なお, NNの中間層の数は入力層(予測に用いる降雨指標の数)の2倍とし, モデル構築時の教師データの学習の回数(繰り返し計算)は10万回とした。

また, 学習期間は台風15号前後の出水時のみの期間のデータとする場合と1ヶ月程度の無降雨を含む期間のデータとする場合の予想モデルについても検討し, 予測値と教師データとの寄与率を求めた。

図-15と図-16に北股の再現モデルの計算例を示す。図-15は9月中旬~10月下旬の全ての期間の水位と流入高データを用いて計算したモデルであり, 図-16は9月20日前後の台風15号時の期間のデータでモデルを構築し, それにより全期間の降雨データを用いて流入高を再現したものである。

どちらも教師データと予測値の寄与率は0.9以上であり, 精度的にも問題はないが, 学習に使用していないデータ期間についても再現精度が高いという点で, 図-15のモデルの方が汎用性は高いといえる。

次に長殿の再現計算例を図-17に示す。学習データの期間を全期間とした場合でも, 教師データに対する寄与率は0.5程度と低く, 流出のピークを十分再現できていないことがわかる。

(3) NN による天然ダムの水位予測モデル

NNにより予測モデルを構築する場合, 流入量を予測するのではなく, 直接天然ダムの水位を教師データとすることも考えられる。

そこで, NNによる再現性の高かった北股を対象に, 2~3の半減期等の異なる実効雨量を入力データとし, 天然ダムの水位を教師データとするモデルを構築した。

図-18に水位の再現例を示す教師データと水位予測値の寄与率は0.9を超えており, 精度の高いモデルを構築することができた。また, 図-19に示すように流出高を教師データとするモデルでは再現性の低かった長殿(図-17)でも良好な再現結果を得た。

実用性を考慮し, 北股のデータを用いて9月までの水位データを教師データとして, 10月以降の水位を再現したものを図-20に示す。

10月15日前後のピーク水位は再現できているものの, 無降雨期については9月の最低水位以下には水位が下がらないという結果となった。

これは, モデル構築の際にない水位以下の値を出力しないような学習をしているためである。

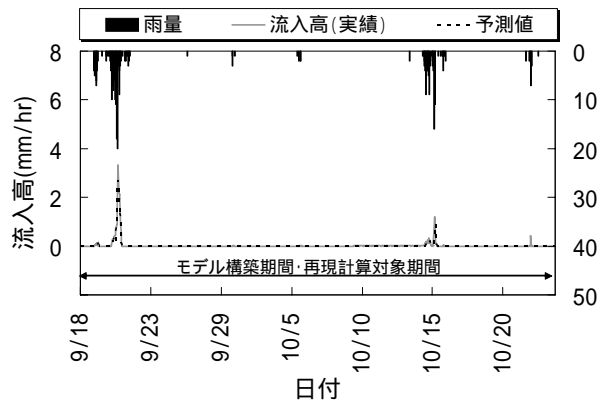


図-15 NNによる北股の流入高計算モデルの例 (教師データ:全期間, 寄与率0.919)

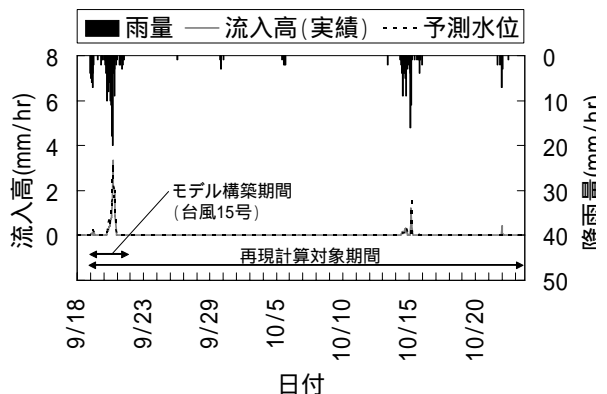


図-16 NNによる北股の流入高予測モデルの例 (教師データ:台風15号時前後のみ, 寄与率0.903)

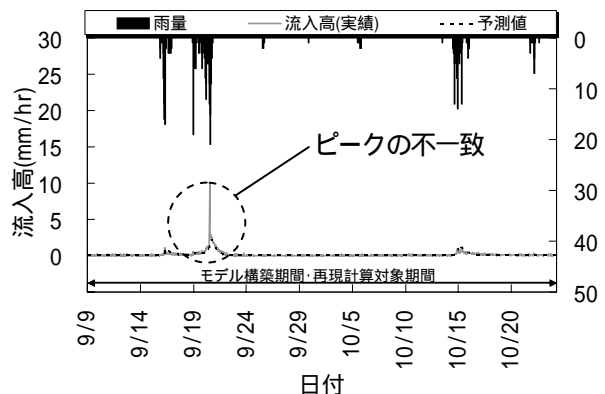


図-17 NNによる長殿の流入高予測モデルの例 (教師データ:全期間, 寄与率0.516)

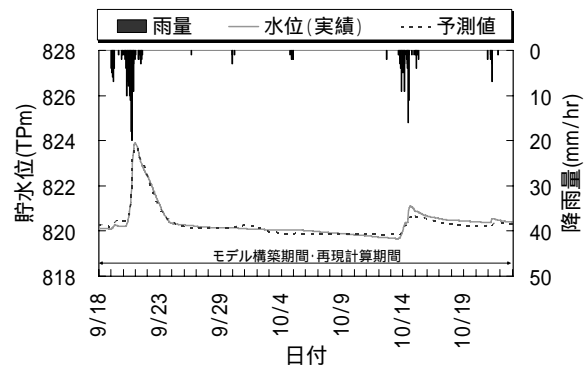


図-18 NNによる北股の水位予測モデルの例 (教師データ:全期間, 寄与率0.874)

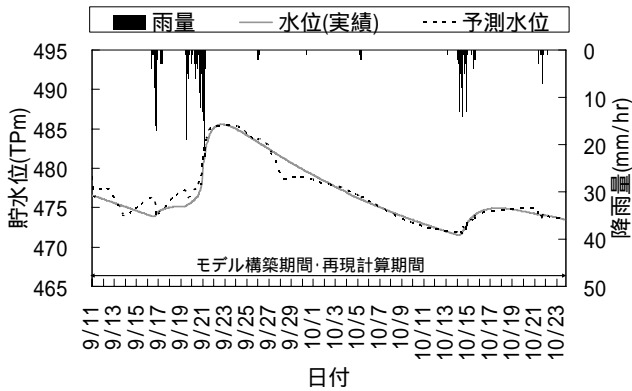


図-19 NNによる長殿の水位予測モデルの例
(教師データ：全期間，寄与率0.956)

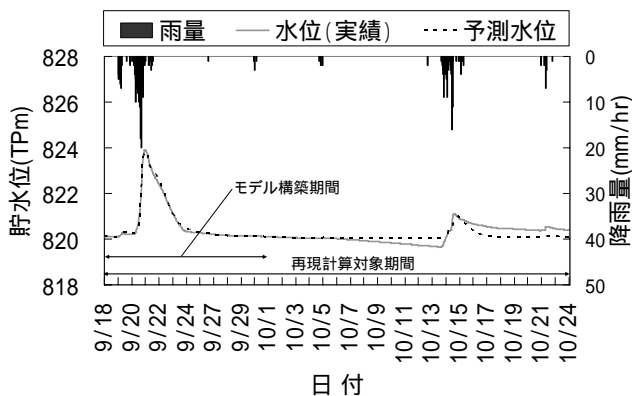


図-20 NNによる北股の水位予測モデルの例
(教師データ：9月末まで，再現期間：10月)

5. おわりに

本検討では天然ダム発生流域の水位予測精度向上のため，流出特性把握と貯留関数法とNNによる天然ダムへの流入量波形や水位変動の再現性の検討を行い，以下のような結果を得た。

- 1) 検討対象の損失雨量の割合は60%以上の降雨イベントが多く，中には200mmと比較的大きな降雨でも90%の損失率となっているものもある。
- 2) どの流域でも損失率は総雨量が大きいほど損失雨量は小さくなる傾向にあるものの，流域間の損失雨量特性の差が大きい。
- 3) 前述した各流域の損失雨量の特性を踏まえてパラメータ設定を行えば，貯留関数法による流入量波形の再現性が高くなるが，鋭敏なピークをもつ洪水波形や二つのピークを持つ降雨波形では適合性が低く，また，損失率の大きい北股等では再現精度が低い。
- 4) 貯留関数法による洪水波形の再現性が低い流域についても，NNを使用することで精度の高い流入量予測

モデルを構築することができる。

5) NNによる予測モデルのうち，水位を学習させたモデルでは学習期間の水位以下とならないという課題がある。

以上のような結果から，天然ダム発生流域の水位予測では，実績の天然ダム流入量データを整理し，流域の損失特性を十分把握することが，適切なパラメータ設定を行う上で最重要事項といえる。天然ダムの水位予測法として貯留関数法は適性が比較的高い流域もあるものの，適性が低い流域も存在するため，天然ダムの降雨時の水位予測手法は，貯留関数法やNNといった複数の予測モデルを使い分けることで，様々な流出特性の全く異なる流域に対応できる可能性がある。

NNによる水位予測モデルの場合，貯留関数法と同様に比較的短期間でモデルを構築できるメリットもあるが，土砂の堆積等により貯水池の形状が変更となった場合は，精度が低下するが，変更された池の形状で別途学習用の教師データを作成しモデルを再構築するなど，工夫次第で対応可能となる。

今後は天然ダム堤体周辺の漏水やダムへの流入量を直接計測して水位予測に関連するデータを計測することで水位予測精度を向上させることが望まれる。

参考文献

- 1) 建設省河川局：建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編，1997
- 2) 角屋睦，永井明博：流出解析手法(その10)貯留法—貯留関数法による洪水流出解析—，農業土木学会誌，Vol.30，No.10，1980
- 3) 木村俊晃：貯留関数法，河鍋書店，1975
- 4) 加藤英郎，上野亮介：洪水流出に対する森林の効果を考慮した流出解析の一手法 貯留関数法の適用事例，砂防学会誌，Vol.57，No.4，pp.26-32，2004
- 5) 中小河川計画検討会：中小河川計画の手引き(案)～洪水防衛計画を中心として～，1999
- 6) 矢川元基：ニューラルネットワーク，賠風館，1992
- 7) 藤間総，外山かおり，大坂忠史：ファジィ・ニューラルネットワークを用いた洪水流出実時間予測，水工学論文集，第42巻，pp.173-178，1997
- 8) 長尾正志，田沢孝和，佐野正嗣，鈴木正人：「ニューラルネットワークと情報量基準による渇水期日流量予測の研究」，水工学論文集，第40巻，pp.359-364，1996
- 9) 阿部清明，菊池英明，古川浩平，塩月善晴：ニューラルネットワークによる流出解析手法(日流量)に関する研究，土木学会論文集，No.658/ -52，pp.1-13，2000

(主) 養父宍粟線 道路防災事業について

森本 祐二

兵庫県 但馬県民局 養父土木事務所 道路保全課 (〒667-0022 兵庫県養父市八鹿町下網場 320)

兵庫県養父市大屋町明延地内を通る(主)養父宍粟線において、道路法面对策として設置している擁壁の亀裂や既設アンカーの破断等が確認された。そこで、その原因を調査・把握するため、2006年度より調査ボーリング孔に歪計・孔内傾斜計・地下水位計を設置し、法面の変状を継続して観測を行っている。これまで豪雨・長雨時にアンカーが破断しているため、ハード対策として集水井工・集水ボーリング工及びアンカー工を行った。またソフト対策として、降水量による通行規制を行う基準を定めた他、地表変動をリアルタイムに把握できる伸縮計による自動観測システムを構築し、早急に通行規制を行えるようにしている。今後は現在対象としている法面の上方斜面を含む斜面全体の安定確保のため、他部署と連携し対策を検討していく。

キーワード 地すべり, 地下水排除, グラウンドアンカー, 通行規制基準, 伸縮計

1. はじめに

養父土木事務所管内で継続して調査を行っている(主)養父宍粟線の明延地区道路法面の経緯及び現況について報告する。

表 1-1 に、本論文の概要を示す。詳細は次頁以降を参照。

表 1-1 概要

検証項目	検証結果	参照項目
現況	<ul style="list-style-type: none"> 道路法面の法枠, 擁壁に亀裂や本体の倒壊が認められる。 A 測線周辺の既設アンカーが破損(アンカー材の飛び抜け: 11本/76本)。 	2.(1)
観測結果	<ul style="list-style-type: none"> 降水量 - 孔内水位 - ひずみ累積には相関が認められる。 過去に連続雨量 200mm 記録時及び融雪期にアンカーが飛び抜けている。 	2.(2)
対応策	<ul style="list-style-type: none"> アンカーの飛び出し抑制のため防護ネットを法面表面に敷設(応急対策)。 連続降水量による一時的な交通規制基準の設定。 リアルタイムでの法面変位把握システム構築(地表伸縮計による自動観測システム)。 地下水排除工による法面への地下水流入抑制。 抑止工は, 上方斜面の安定度が小康状態以上と確認された段階で行うべき。 	3. 4.

1995(平成7)年に(主)養父宍粟線のバイパスとして開通した大屋町明延地区道路法面には、法枠工・アンカー工・擁壁工が施され、法面の安定を図っていた。

その後、ブロック積擁壁に開口亀裂の発生、擁壁前面水路の破損、一部アンカーの破断が確認されたことから、法面の変状把握を目的とした調査(パイプひずみ計・地下水位計・孔内傾斜計)を、2006(平成18)年度から継続している。なお、法面上方に広がる緩斜面内の墓地や旧鉱山住宅跡地、自然学校キャンプ場にも亀裂等の変状が確認されることから、上記の法面と並行して現地調査を行っている。

2006(平成18)年度～現在までの調査・対策経緯一覧を表 1-2 に示す。



図 1-1 位置図 1)

表 1-2 調査・対策経緯一覧

年度	調査目的等	結果等
2006	アンカー飛び抜けや擁壁の亀裂等が確認されるため、調査を実施（A 測線）。	上方斜面まですべり面が広がる不安定土塊の存在が疑われたため、追加調査の必要性が生じた。
2007	深層を含む移動土塊の状態・規模把握（新規調査孔設置） 既設アンカーの飛び抜け防止等、当面の対応策の検討。	不安定土塊対策に、集水井+井内集水ボーリングを選定。
2008	深層すべりを含む移動土塊の状態把握（新規調査孔設置） 隣接斜面の現況把握（他のブロック存在の有無を把握） 防止工法の検討。	A ブロック以外の変動は不明瞭。 集水井+井内集水ボーリング実施後、継続観測を行い、その結果を基にした最終的な対応策を検討する。
2009	対策工（集水井+井内集水ボーリング工）の詳細設計。	拡大ブロックと A ブロックとの相関は不明瞭。 A ブロック内の地下水低減および後背斜面から流下してくる地下水低減を目的とする工法を検討。
2010	後背斜面（拡大ブロック）の現況把握。 A ブロックの現況把握。	ひずみや孔内傾斜計に変動あり。 A ブロックは降水量との相関あり。
2011	既設調査孔の継続観測。 アンカー飛び抜けに対する応急策。 道路法面の監視システムの構築。 破損したアンカーの補完案検討。	A ブロックは降水量との相関が明瞭。 防護ネットをアンカー頭部に敷設。 地表伸縮計による自動観測システムの構築。 地下水排除工（集水井 + 井内集水ボーリング）の実施。 既設法枠内に受圧板+アンカー工を施工。 破断アンカーの補完、計画の一部先行実施

2. 概要

(1) 道路法面内に見られる変状履歴

法面で見られる代表的な変状履歴として、以下のものが挙げられる。

- ・ A 測線付近のアンカー飛び抜け。
- ・ 既設アンカーの受圧板沈下。
- ・ 擁壁の開口亀裂や本体の傾倒。
- ・ 擁壁前面水路の破損（補修済み）。
- ・ 墓地内の亀裂。

特に、平成 23 年 5 月の豪雨から約 1 週間後に飛び抜けたアンカーは、歩道を乗り越え車道中央付近まで達していた（図 2-1）。

15m 程度の飛び出し。

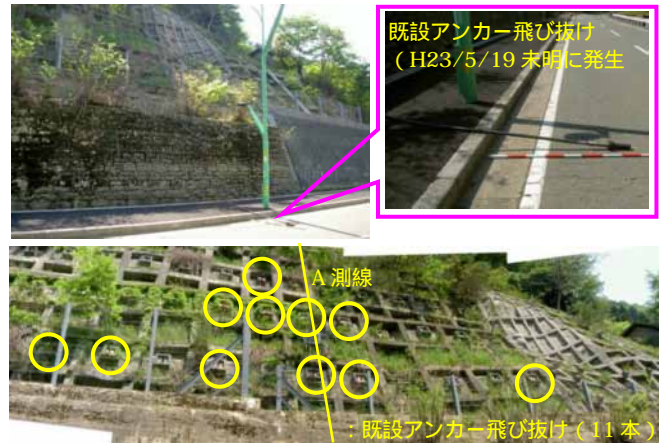


図 2-1 アンカー飛び抜け状況

(2) 観測結果

経年調査で得られた観測結果を図 2-2 に示す。

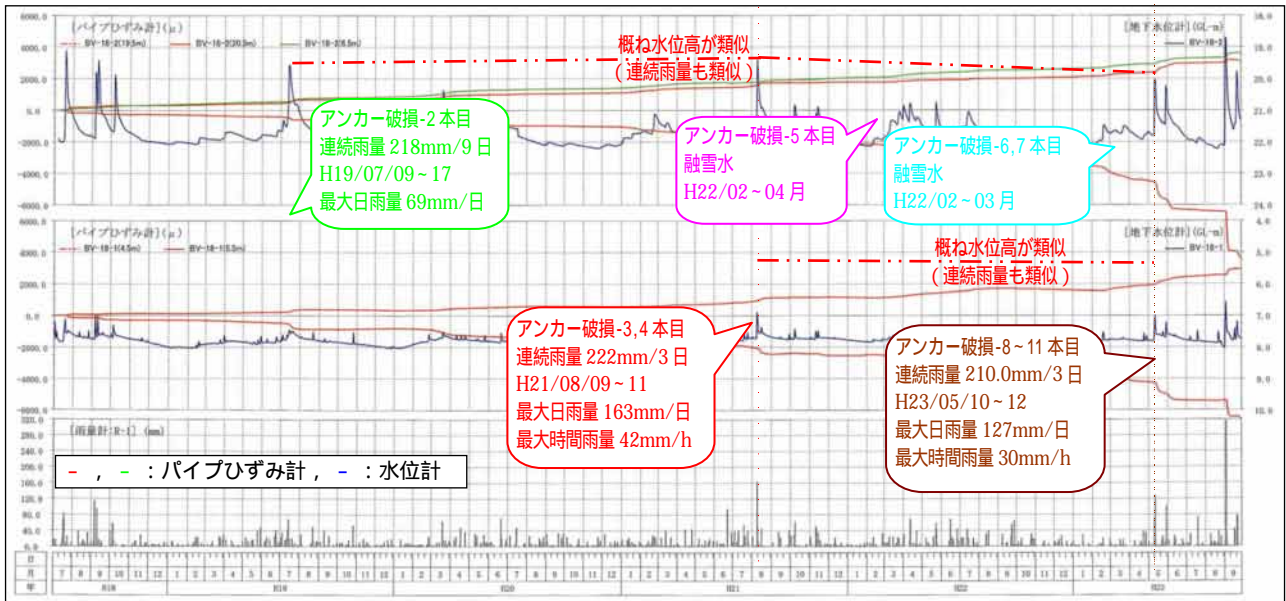


図 2-2 A 測線観測結果図 (BV-18-1, BV-18-2)

ひずみ累積 - 地下水位には明瞭な相関が確認される。

連続降水量 200mm 以上、および融雪期には、ひずみ累積量が大きくなる。

その影響を受け、一部の既設アンカーが飛び抜ける事象が発生している。

H18 年観測以降、水位変動幅に差異はあるものの、全孔で降水量との相関が確認される。

H23/09/03 の台風 12 号による豪雨では、半数以上の調査孔で過去最高水位を観測。

それに伴う急激なひずみ累積も確認されている (アンカー飛び抜けには至っていない)。

地下水位低下スピードは上昇時に比べて緩やかである。

そのため、豪雨等に伴う急激なひずみ累積傾向の収束 (小康状態) には、時間を要する (概ね 1~2 週間程度)。

以上のことから、地下水の上昇が道路法面および既設アンカーに悪影響を与えていると言える。

3. 対応策

(1) 応急対策

豪雨に伴うひずみの急激な累積が現在も進行中
豪雨時には不安定化に至る。

急激な土塊の滑動は抑制されている

アンカーへの負荷が非常に大きい (限界状態) 以上のことから、現状のままではアンカーが飛び出す等の事故が再発する可能性は否定できない。

万一再発すれば、県道利用者へ非常に大きな影響を与えるため、応急策として法面全体に既存アンカーの飛び出しを抑制する防護ネットを敷設した。

(2) 交通規制

今後斜面の変動に伴う既設アンカーの新たな飛び抜けや、擁壁の倒壊等の変状が発生する可能性は否定できないため、法面の安定が確認されるまで、道路利用者の安全を確保することが重要課題である。

そこで、仮に崩土及び擁壁の倒壊、アンカー飛び抜け等の変状が起きた場合でも、第三者に被害が及ばないように、降水量による通行規制を行う基準を設けた。

これまでにアンカーの飛び抜けが発生した降水量 (連続 200mm 以上) を、法面が不安定となる値と考えた場合、交通規制基準となる降水量は、安全性を考慮し、その値より低い値で設定する必要がある。

そこで、連続雨量 200mm の 7 割に達した時点で規制を行うという考えと、アンカーが抜けなかった過

去最高の連続雨量が 140mm であった観測記録から、交通規制基準として連続雨量 140mm を採用した。また短時間豪雨による急激な地下水位上昇に伴い、法面が不安定化する可能性もあるため、時間雨量による通行規制基準も設定した。過去の降雨実績と、夕立等で規制基準を超えることがないように、規制基準を連続する 2 時間の平均雨量によるものとし、その値は年に 1 ~ 2 回起こりうる値として、平均雨量 20mm とした。

なお交通規制時には、交通誘導員及びバリケードをバイパス前後に配置し、旧道へ迂回させる。

規制解除時期については、最高水位形成時期が各孔で豪雨直後から数日程度の期間を要することから、豪雨から 1 週間以上経過した段階で観測データ及び現地の確認を行った後に判断する。

(3) 地表伸縮計

既設アンカーの破損が集中しているエリア(A 測線付近)では、アンカー機能(土塊の抑止力)が失われたことによる浅層土塊の不安定化が危惧された。

このため、土塊の不安定化をリアルタイムに把握し、早急な交通規制を行う必要があるが、ひずみ計では対応が難しいため、地表伸縮計による自動観測システムを構築した。(図 3-1)さらにシステムでは、地表伸縮計の変動量に基づく対応基準を設け、基準の変動量に応じ担当者に自動でメールが送信されるように設定し法面の変動に注意している。

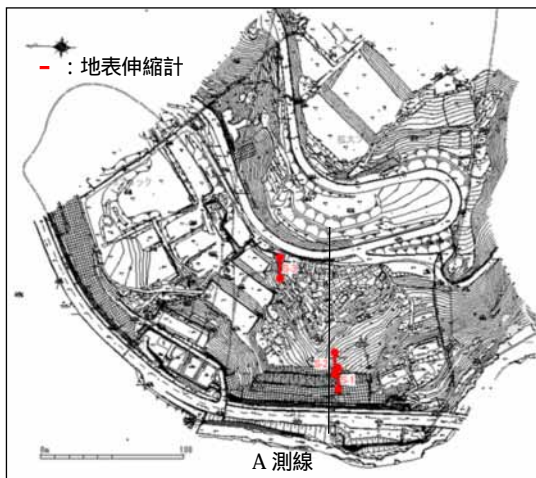


図 3-1 地表伸縮計配置平面図

(4) 地下水排除工およびアンカー工

降水及び融雪による地下水の上昇が道路法面の不安定化に大きく起因していることから、道路法面のすべり面に関与している地下水排除および上方斜面からの地下水流入を低減させることを目的とした地下水排除工事を行った。(図 3-2)

地下水排除工事では、集水井 2 基 (L=29.0m, L=41.5m), 集水ボーリング (総延長 2,785m), 排水ボーリング (総延長 154m) を施工した。集水ボーリングは各井内に 3 段階の高さに分けて施工しているが、いずれのボーリング孔においても地下水の湧出を確認しており、一定の地下水排除効果が期待できる。地下水排除工事完成から半年余りが経過したが、常に排水ボーリング孔から一定量の水が排出されており、歪計の数値も小康状態になっていることから、法面の安定に寄与している。しかし、過去にアンカーが抜けたような雨が降っていないため、豪雨時等における水位上昇幅の抑制や、ひずみとの整合性が現時点では確認できていない。そのため、今後も継続して調査観測を行い、地下水排除工事の効果を検証しつつ、抑止工の検討・施工を進めていく。

また、飛び抜けたアンカー 11 本の欠損した抑止力の補完及び今後必要となるアンカーの先行打設を目的とした一部のアンカー工事を実施した。アンカーの仕様に関しては、最終計画緊張力への対応が可能となるよう、既設アンカーより大きなものを採用している。

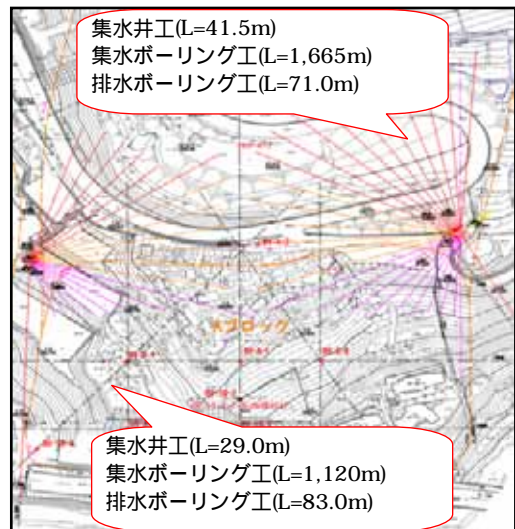


図 3-2 地下水排除工配置平面図

4. 今後の方針

(1) 上方斜面を含めた安定度の検討

現在、上方斜面に設置された観測孔では、緩やかではあるが、ひずみが累積傾向を示しており、舗装面や擁壁等の構造物にも開口亀裂等の変状が確認されている。また、リフトオフ試験の結果によると、道路法面の既設アンカー本体に、機能の限界に近い荷重がかかっていることが判っている。

上方斜面の不安定化が、現在対策中の道路法面に大きな影響を与えていると考えた場合、当該道路法面への恒久的な対策である抑止工は、上方斜面が小康状態以上の安定度を保持していると判断された段階で行うのが適当である。

しかし、現在の調査観測体制では、上方斜面の動きに関する情報量が圧倒的に不足しているため、動いている方向や深さ等については、あくまでも推測でしかない。上方斜面の実態を詳細に把握するためには、より広範囲を対象とした地形測量の実施、調査観測孔の増設等、調査及び対策工の全体計画の見直しが必要となる。(図4-1)

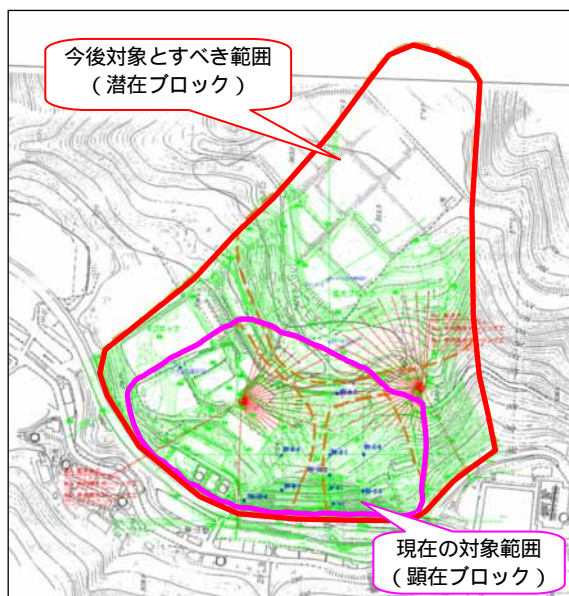


図4-1 全体計画概要図

(2) 最後に

これまでに確認された道路法面の变状に対し、ソフト対策として調査ボーリング孔を利用したパイプ歪計・地下水位計・孔内傾斜計による継続調査、降水量による通行規制を行う基準の設定、地表の伸縮量がリアルタイムに把握できる自動観測システムの構築を行い、事前に通行規制できる体制をとるとともに、ハード対策として地下水排除工事(集水井工・集水ボーリング工)、アンカー工事、防護ネット設置を実施してきた。

しかし、調査を進める中で、これまで想定していた対象範囲だけでなく、より大きな範囲に対して調査及び対策をしていかなければならない必要性が出てきている。現在は道路法面に焦点をあてて対策を進めているが、道路の安全確保のためには、さらに上方の斜面を含む斜面全体への対策を検討し、実施していく必要がある。そのためには、道路管理の所管課だけでなく、地すべり事業の所管課との連携をはかり、異なる視点からの要対策事項をまとめ、それぞれの分野毎の対策を検討・実施していく必要がある。

今後は道路保全の観点から、抑止工としてのアンカー工事を進めていく予定をしているが、同時に地すべり事業の所管課とともに地すべりに対する対策も検討・実施し、道路利用者及び周辺住民の安全確保に努めていく。

参考資料

- 1) Mapion(兵庫県) 一部加筆
<http://www.mapion.co.jp/html/map/web/admi28.html>

津波時に命を繋ぐセーフティルーム

谷川 順彦

財団法人兵庫県住宅建築総合センター ひょうご住まいサポートセンター

(〒650-0044神戸市中央区東川崎町1-1-3)

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、阪神淡路大震災の建物倒壊による圧死とは異なり、津波から逃げ遅れた多くの人々の命が失われた。その後、高台移転や住宅の中高層RC化など様々な復興計画・提案がなされているが、現地での被災者生活再建に主眼をおいた場合、住宅宅地のかさ上げ、避難路の確保等の面的整備とともに、万が一、想定を超える津波が襲ってきた際に、まず個々の命を救うという視点も必要と考える。これは、兵庫県でも同様である。そこで、津波発生時における、避難に遅れた県民のための救命装置としてのセーフティルームの設置に関する検討について報告する。

キーワード 津波, 避難, 住宅, セーフティルーム

1. 東日本大震災における被害

(1) 被害の概要

平成 23 年 3 月 11 日(金)14 時 46 分頃三陸沖深さ約 24km で発生した M (マグニチュード) 9.0 の地震は、最大震度 7、最大すべり量 30m、主な断層の長さ 450km、幅約 150km、破壊継続時間約 170 秒、余震も M7.0 以上 6 回、M6.0 以上 93 回、M5.0 以上 560 回を数えた。

被害は 12 都道県に及び、死者 15,859 名、行方不明者 3,021 名、家屋被害数は全壊建物 129,912 戸、半壊建物 258,554 戸ほか、電気、上下水道や交通網等のライフラインの寸断等大きな被害を受けた(平成 24 年 5 月 29 日時点集計)。

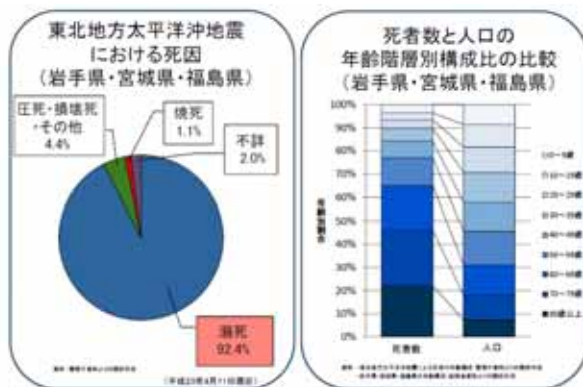


図-1 死因と死者の構成比 (岩手県・宮城県・福島県)

なお、岩手県・宮城県・福島県における死者の約 92%は溺死者であり、その約 46%が 70 歳以上 (人口構成比: 約 18%) であった。

2. 住宅に求められる性能

(1) 地震動、火災に対する住宅の耐久性

災害時に居住者の生命を守るために住宅に求められる性能は次のとおり。

a) 構造耐力

地震等による倒壊、流出を防ぎ、避難までの時間・空間を確保するための性能。

津波による被害は、一般的な木造住宅では、浸水深さが 1.5m の場合、柱は残存するが壁の一部が破壊される (中破)、2.0m で壁と柱のかなりの部分が破壊されるが流出 (大破) する。

表-1 津波氾濫流の被害想定¹⁾

家屋の種別	中 破			大 破		
	浸水深 (m)	流速 (m/s)	抗力 (kN/m)	浸水深 (m)	流速 (m/s)	抗力 (kN/m)
鉄筋コンクリート造	—	—	—	7.0以上	9.1以上	332-603以上
コンクリートブロック造	3.0	6.0	80.7-111	7.0	9.1	332-603
木造	1.5	4.2	15.8-27.4	2.0	4.9	27.4-49.0
被害程度	柱は残存、壁の一部が破壊			壁と柱のかなりの部分が破壊されるか流失		

宮城県の場合、東日本大震災における浸水深さが2.0mで建物流失率が2割強、6.0mでは流出率が8割を超えている。

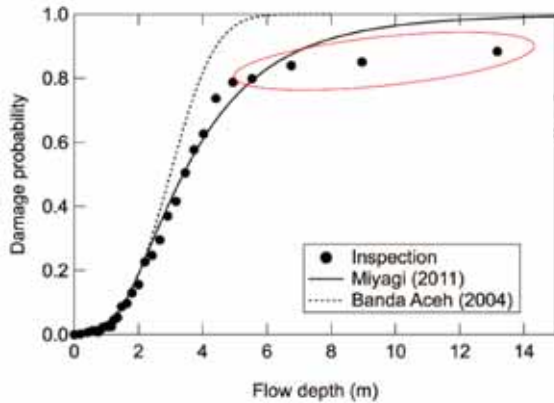


図-2 深さ倒壊率曲線（宮城県）

兵庫県においては、東日本大震災の教訓を踏まえ津波対策を見直すこととし、現行の地域防災計画で想定している津波高を暫定的に2倍程度とした津波浸水想定区域図（暫定）を、2011年10月から順次作成し公開している。

これによると、県内のほとんどの海岸沿いにおける津波の最大高さは、海岸施設が機能しなかった場合においても1m以内であるが、淡路島南端においては、最大3mを超える津波が発生する恐れがある。

なお、水圧は深度に比例するため、津波浸水区域内の住宅は、浸水深さが2mで大破する一般的な住宅（建築基準法レベル）の1.5倍以上の耐力が求められることとなる。

b) 耐火性能

災害時に発生するおそれのある火災による二次災害を防ぐための性能。

阪神大震災発生時の火災による二次災害はまだ多くの県民の記憶に残っている。あの惨事を繰り返さない様、類焼を防ぐための性能が求められる。

(2) 性能の表示

住宅の性能については、既に多種の指標がある。そこで、ここでは一般的に広く使用されている「住宅の品質確保の促進等に関する法律」に基づく住宅性能表示制度における各種等級を近似した指標として使用し、必要な性能を示す。

- ・耐震性能：耐震等級3（建築基準法における耐震性能の1.5倍）
- ・耐火等級4（延焼のおそれのある部分〔開口部〕については等級3）

(3) 耐震工事に要する費用

住宅を新築する場合、2.(2)の性能を総合的に満たす長期優良住宅の建築費は、従来の住宅の約2割増²⁾である。ただし、これを標準仕様とする住宅生産者が、年々増えてきている。

なお、住宅を改修する場合は、基礎の補修や金物の使用等を行った場合、200万円程度必要となる。

また、居室型耐震改修工事等の簡易な耐震改修（水害に係る対応はなし。）の場合、費用は75万円程度³⁾となる。

耐震改修については、例えば神戸市内で耐震改修を行う場合、最大110万円までの補助を行うなど、各種自治体において補助を行っており、これを活用することにより所有者の負担の低減化を図ることができる。



図-3 南あわじ市浸水想定区域（津波）⁴⁾

3. セーフティルームの設置

(1) 防災シェルターの現状

東日本大震災では、想定を超えた津波が押し寄せ多大な被害を与えた。

今日、既に一部の住宅において、地震時に居住者の身を守るための耐震シェルターが設置され始めているが、この震災により、地震のみならず津波に対しても居住者の命の危険があることが明らかになったのである。

これは東日本のみならず、広大な沿岸地域を持つ兵庫県においても、例えば東南海・南海地震発生時には同様の被害を受ける可能性がある。なお、大阪湾断層帯が動き地震が発生した場合、最悪 5 分後には最大 4.5m の津波が襲来する可能性があるとの研究発表⁵⁾もある。

災害発生時、特に津波の発生時には、共働き家族における児童等や有効な移動手段を持たない要介護者を含む高齢者など、情報の入手が困難な県民を中心に、避難場所への自主的な移動が困難な状態が発生すると思われる。

津波が収まり次第、出来るだけ早く避難所へ移ることは当然であるが、避難出来なかった県民の命を守り、避難所へ移動するまでの時間を確保するために一時的に命を繋ぐ場所が必要である。

これに対する 1 つのアプローチとして、市場においては、避難に遅れた住民にとって命を繋ぐためのシェルターが既に発売されており、東日本大震災後、大きな脚光を浴びている。

例えば、津波時に水に浮くワンルームタイプや球形の防災シェルターがある。

これらは、水に浮くため酸素を容易に確保できる利点がある一方、固定されていないため思わぬ場所へ長される可能性があるため、携帯電話等の通信設備を持たない者が使用する場合、救難までに思わぬ期間がかかる場合がある。



写真-1 球形防災シェルター⁶⁾

ほかにも、マンション等の屋上に設ける固定式のベントハウスがある。

屋上に設置するため、地上へ逃げ遅れた者が避難できることや、流出の恐れがないという利点を持つ一方、屋上へ移動できない要介護者にとっては利用が困難である。

また、昨今の住宅事情を鑑みると、多くの世帯においては、いつ発生するかわからない災害のために、少なくない費用をかけ、普段使わない避難スペースを確保しておくことは困難である。

しかしながら、平时に物置等として利用すると、災害時に荷物を外部に運び出さなければ逃げ込めず、本来の目的である緊急時の一時避難場所として利用できないケースが発生しかねない。

そこで、これら既存の防災シェルター等の設置が困難な県民等を対象とし、普段は室として使用し、被災時に逃げ遅れた場合、一時的に避難することができるセーフティルームについて検討する。なお、早期の普及を行うため、原則として既存の技術を利用する。

(2) セーフティルームの定義

「地震や津波等の災害時に、何らかの理由により予め定められた避難場所へ自己避難ができない県民（以下「避難困難者」という。）が、避難場所へ避難するまでの間、一時的に災害から身を守る場所」を「セーフティルーム」と定義する。

(3) セーフティルームの性能

津波による人体への主な被害は、水中で呼吸が出来なくなることと、水流に飲み込まれ流されることである。

そこで、セーフティルームが備えるべき性能として、気密性及び堅牢性を掲げる。

a) 気密性

セーフティルームの周囲が冠水した場合でもルーム内においては呼吸が出来るよう、一定量の空気（酸素）を保持できる機密性が必要である。（コップをひっくり返して水中に押し込んだ際、コップの中の空気が抜けない状態を確保する。）

b) 堅牢性

流出物の衝突や住宅の破損・倒壊の際にも、セーフティルームはその構造（形状）を保持し、倒壊しない強度が必要である。

(4) セーフティルームの構造

「普段は室として使用し、被災時に逃げ遅れた場合、一時的に避難することができる」浴室を利用したセーフティルームを提案する。

なお、3.(3)に述べた性能をユニットバスのみで満足するためには、非常に優れた、つまり高価で希少な建

材を使用する必要があり、その普及は困難であるため、廉価かつ普及の容易な、外殻（壁面）に守られたユニットバスについて検討する。

a) 建材

冠水した際にも構造的な耐力を失わない建材として、FRP を活用する。

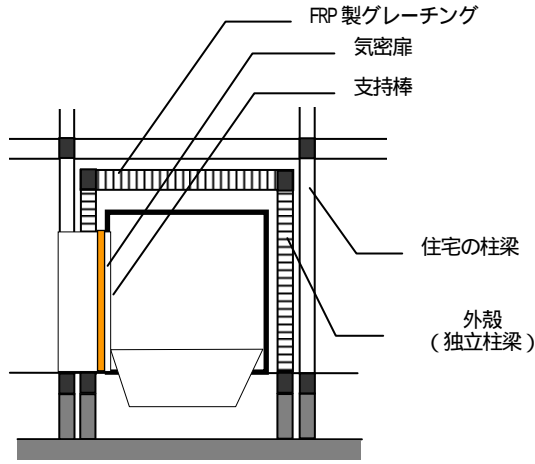


図-4 セーフティルーム イメージ

FRP は、耐水性に優れるのみならず、その有する構造耐力の割に軽量のため、搬入時に特段の重機を必要としないうえ、現場における接合が容易である。

また、ベランダの防水など既に建材として普及しており、取り扱いを熟知している職人が一定数確保されていることによる、職人の確保の容易性も見過ごすことはできない。

b) ユニットバス

あらかじめユニット化したバスのパーツを、現場で組み立て及び接合（ガラス繊維とポリエステル樹脂を張り合わせ）し一体化する。

開口部には気密パッキンを施し、ドアにはグレモン錠を、換気扇排気口等には水密製のダンパーを設置しておく。

津波時には内部支持棒（平時は物干し竿として使用）をドア内側に差し込むことにより、扉の対水圧性能の強化のみならず、グレモン錠の施錠及び換気扇排気口等のダンパーによる封鎖を同時に行う構造とし、一つの動作で気密性を確保する。

なお、津波の周期は、長いもので 1 時間程度であるが、一般的なユニットバス（1616 タイプ H=2.2m：容積 5.6m³）の場合、4 人が 2 時間以上滞在できるだけの容積（0.6m³ × 4 人 × 2 時間 = 4.8 m³）⁷⁾を確保しているため、津波が収まるまでここで避難する事ができる。

なお、避難困難者は、バス若しくはバスに架けた蓋の上に足を伸ばして座ることができるため、避難が長時間に渡る場合にも、高齢者等が体調不良や後遺症に

悩まされる可能性を減ずることができる。

c) 外殻

ユニットバスの外周に、住宅の構造材とは別に独立した柱（120mm 角）及び梁（105mm × 300mm）を設け、壁・天井部に FRP 製グレーチングを設置することにより、施工性と構造耐力の双方に優れた構造とする。

これにより、津波による流出物の衝突や住宅の破損・倒壊の際における衝撃からユニットバスを守る。

なお、冠水時に発生する浮力に備え、プラスチック束等により、ユニットバスを外殻に固定する。

FRP（Fiber Reinforced Plastics）：繊維強化プラスチック。

(5) 設置費用

住宅新築時にセーフティルームを設置する場合、通常のユニットバス設置費用に約 60～80 万円を加えることで設置が可能である。

既存住宅において、ユニットバスを交換する場合も同様である（基礎増打工事が別途必要な場合あり）。

なお、新築工事等の場合、外殻を現場打ちコンクリートで設けることも可能であり、FRPを使用する場合に比べ、施工費を抑えることができる。

なお、同工法の普及に伴い、スケールメリットによる低廉化が期待できることは言うまでもない。

(6) 普及のための支援施策

住宅の耐震化と同様、新築住宅については、住宅生産事業者等の取組により比較的容易に普及が図られると思われる。

そこで、住宅を改修する県民へのセーフティルームの普及促進のための支援施策について、実施主体別に検討する。

a) 兵庫県及び市町

住宅改修業者に係る情報提供を行う「住宅改修業者登録制度」において、工事の種別に「セーフティルーム」の項を新たに追加する。

既存制度の一部改正を行うことにより、早期の支援体制の確保を実現するとともに、既存の「わが家の耐震改修促進事業」（耐震シェルター型）や「人生 80 年いきいき住宅助成事業」（バリアフリー工事）による助成金の持つチャンネルを利用して共に周知を図ることによる相乗効果が期待できる。

また、これに市町独自の助成制度等を組み合わせることにより、よりきめ細やかな対応も可能となる。

b) 居住支援協議会

シニア層をメインターゲットとしたセミナーを、多種に渡る構成団体がきめ細かく開催するなど、住宅の建築後、相当年数が経過し、改修を検討する県民に対し積極的に情報の発信を行う。

その際、住宅設備事業者等と協働し、改修モデルの

視覚化、つまり原寸又は縮小した模型の展示を行うことによる普及促進についても一考の価値がある。

4. おわりに

本来、自然災害、特に津波に対しては、波に巻き込まれないよう、速やかに高所へ避難するのが理想であるが、全ての県民が避難することは現実には困難である。

そこで、避難困難者のため、現存の各種シェルター等の隙間を埋める救命装置として、「普段は室として使用し、被災時に逃げ遅れた場合、一時的に避難することができる」セーフティルームについて検討した。

また、今回は早期の普及（商品化）を行うため既存の技術を利用したが、特に扉やダンパーの気密性等について、今後の研究により改善及び性能向上を期待する。



写真-2 津波による流出に耐えた住宅⁸⁾

災害時、特に津波が襲ってきた際に、セーフティルームを含む各種救命装置が活用される事により、一人でも多くの県民が命を繋ぎ明日を迎えることができるよう、切に望む。

また、本論を検討する際、各地における津波対策のための取組を知ったことは望外の喜びであり、大きな心の支えとなった。

さらに、今回の検討により、災害時の救命システムの一部として、また罹災後の避難所として、住宅の秘めたる大きな可能性を感じた。津波等の災害が発生する可能性は兵庫県のみのものではないことは言うまでもなく、各地との連携により救命システムとしても住宅が発展することを望む。

なお、本稿は、旧所属（兵庫県県土整備部住宅建築局住宅政策課）からの応募により作成したものである。

参考文献

- 1) 飯塚秀則、松富英夫：津波氾濫流の被害想定、海岸工学論文集、第47巻(2000)
- 2) 国土交通省：各種説明会配布資料(2009)
- 3) 日経BP調査(国土交通省補助事業)(2011)
- 4) 兵庫県 HP：地域の風水害対策情報(2012)
- 5) 京都大学防災研究所 鈴木進吾発表(2012)
- 6) コスモパワー株式会社 HP(2012)
- 7) 放射線医学総合研究所 ラドン濃度測定・線量評価委員会：ラドン濃度測定・線量評価最終報告書(1998)
- 8) 大橋好光：津波被害と木造住宅(2011)

引用の記載無き図表は、「東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告」(2011)より引用。

ダム群の洪水時統管指示操作の実施に向けた取り組み

井川 智博

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番1号)

淀川ダム統合管理事務所では、淀川水系の7つのダムを統合管理することで、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21年18号台風において名張川上流の青蓮寺ダム、室生ダム、比奈知ダムの3ダムの操作規則等に基づく操作方法で洪水調節を実施しても名張市街地で浸水被害の発生が回避できない事が予測された為、調節に必要な容量を管理しながら、洪水調節方法を適宜変更して操作を行った。この操作は、操作規則等に基づく操作に比べ大きな洪水調節効果が発揮される可能性があるものの、判断を誤ると洪水調節容量が不足してただし書操作等に至る可能性もある。平成21年洪水後、このような操作指示を行う場合の考え方や手順を各ダム毎に整理し、それに対して実運用や訓練によって検証を重ね、更なる改良を進めている。これらの取り組みについて報告するものである。

キーワード ダム管理, 洪水時操作, PDCA

1. はじめに

淀川ダム統合管理事務所は、平成21年18号台風において名張川上流の青蓮寺ダム、室生ダム、比奈知ダムの3ダムが連携した統合操作を実施したことにより、名張市街地の浸水被害の発生を防ぐことができたことに対して、ダムの運用に関しては初めての土木学会賞を授賞した。この操作は、各ダムの操作規則等に定められた操作方法で洪水調節を実施しても名張市街地で浸水被害の発生が回避できないことが予測されたため、降雨予測、流出予測を行い、流量の調節に必要な容量を管理しながら、洪水調節方法を適宜変更して操作を行ったものである。このような操作は、操作規則等に基づく操作に比べ大きな洪水調節効果が発揮される可能性があるものの、判断を誤ると洪水調節容量が不足する可能性もあり、降雨予測や流出予測の誤差に配慮しつつ、限られた時間、限られた要員の制約の中で、迅速かつ高度な判断を行うことが求められる。そのためには、各ダム管理所と意識や理解の統一を図るとともに、担当者個人の力量に依存しない体制を整える必要があった。そこで淀川ダム統合管理事務所では、このような操作指示を行う場合の考え方や手順を各ダム毎に整理し、「操作手順書」としてとりまとめをおこなった。

2. 淀川水系のダムと洪水時統管指示操作について

淀川水系では、1953年(昭和28年)の台風13号の被害により、ダムの必要性が高まり、1964年(昭和39年)の天ヶ瀬ダム建設以降、近年までに図-

に示す7つのダムが建設され、総貯水容量約2億2千万m³の水を貯める事ができるようになり、大雨などによりダムの流入量が一定量(洪水量)を超えたときから流入量の一部をダムに貯め、下流の河川に安全な流量を流す洪水調節を実施している。以下に各ダムの概要を示す。



図-1 淀川流域のダム

①天ヶ瀬ダム

位置：京都府宇治市

洪水調節方式：一定量放流方式

洪水量：840 m³/s 管理者：国土交通省

②高山ダム

位置：京都府相楽郡南山城村

洪水調節方式：一定率一定量調節方式

洪水量：1,300 m³/s 管理者：(独)水資源機構

③室生ダム

位置：奈良県宇陀市

- 洪水調節方式：一定量放流方式
 洪水量：300 m³/s 管理者：(独) 水資源機構
- ④青蓮寺ダム
 位置：三重県名張市
 洪水調節方式：一定量放流方式
 洪水量：450 m³/s 管理者：(独) 水資源機構
- ⑤比奈知ダム
 型式：重力式コンクリートダム
 洪水調節方式：一定量放流方式
 洪水量：300 m³/s 管理者：(独) 水資源機構
- ⑥布目ダム
 型式：重力式コンクリートダム
 洪水調節方式：一定率一定量調節方式
 洪水量：100 m³/s 管理者：(独) 水資源機構
- ⑦日吉ダム
 型式：重力式コンクリートダム
 洪水調節方式：一定量放流方式
 洪水量：150 m³/s 管理者：(独) 水資源機構

総雨量838.9mmを記録する大雨となり、名張市街地において名張川が氾濫し、被害が発生する恐れがあった。そのため名張市街地への浸水被害を防ぐために、名張川上流にある3ダム(青蓮寺ダム・室生ダム・比奈知ダム)を管理する(独)水資源機構木津川ダム総合管理所に対して、洪水時統管指示を実施した。その結果、図-2に示す通り、名張地点において、ダムが無かった場合に想定される水位よりも約1.55m、施設管理規程通りの操作(以下、本則操作とする)を実施した場合に想定される水位よりも約0.65mをそれぞれ低下させたことで名張市街地の約1200戸の浸水被害を回避することができたと想定された。

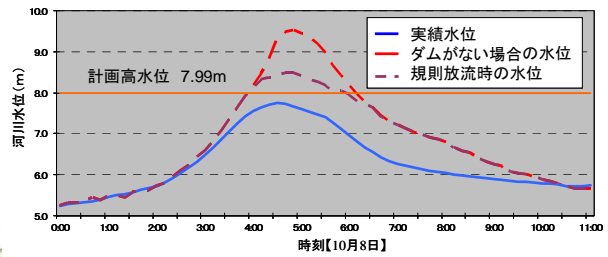


図-2 3ダムによる洪水調節の効果(名張地点)

この時の洪水時統管指示は、刻々と変化するダムの流入量・残容量・予測流入量・予測雨量を見ながら、名張市街地への浸水被害発生回避を最優先にし、本則操作通りの放流量と比較してそれを大幅に下回る量である青蓮寺ダム250 m³/s、比奈知ダム150 m³/s、室生ダム250 m³/sを維持するように指示をした。その後も予測雨量の変化により下流河川水位・ダムの流入量が大きく変動するため、図-3に示すとおり、幾度にも及ぶ放流量の変更を実施することとなった。

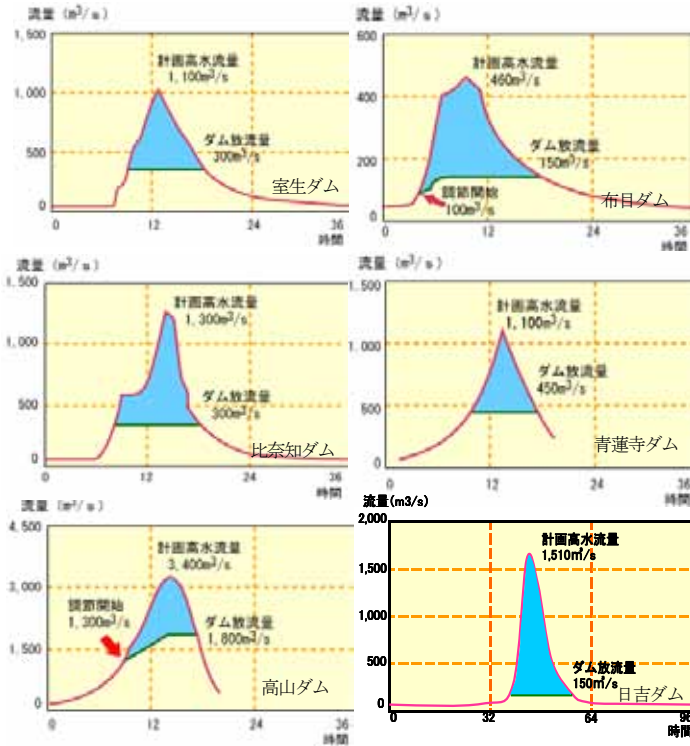
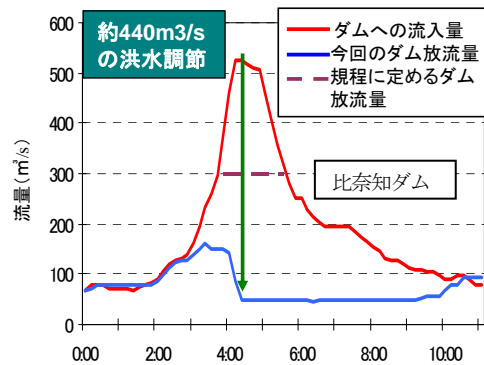
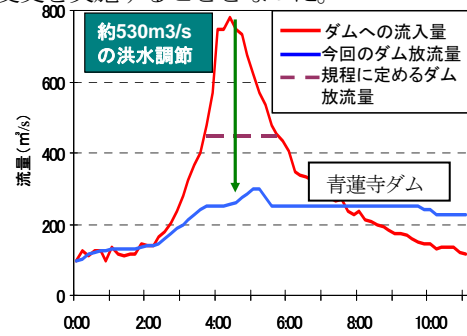


図-3 各ダムの洪水調節計画図(水資源機構資料)
 上記の②～⑦のダムは(独)水資源機構の管理するダムであるが、施設管理規程には、通常の洪水調節方法の他に、淀川ダム統管理事務所事務所長の指示があった場合はその定められた洪水調節方法以外の操作を実施することが可能となる条文がある。これに基づき指示することを「洪水時統管指示」と呼んでいる。

3. 平成21年台風18号の洪水時統管指示操作

平成21年10月8日未明に近畿地方に接近した台風18号は、各地で激しい降雨をもたらし、淀川水系名張川の比奈知ダム上流域では時間最大雨量35.8mm、



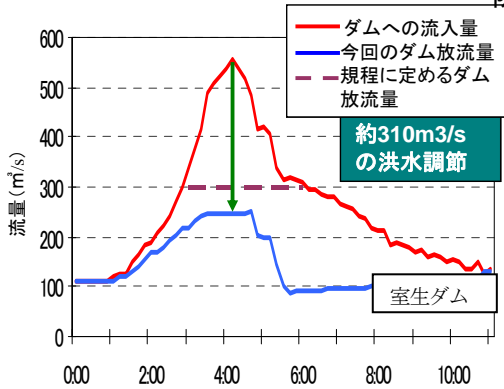


図-3 3ダムの洪水調節図

結果として名張市街地を浸水被害から守ることができたが、今回の操作は、台風の進行速度が速まり激しい雨が長時間継続しない予測であった事、ダムの容量に余裕があった事等の好条件が重なったために可能となった操作であり、どのような洪水に対しても今回のような操作ができるわけではない。また、降雨が予測と反して大きくなった場合、本則操作よりも多く放流量を絞っているため、ダムの容量が不足する恐れが生じ、一刻も早く本則操作に戻す必要が生じるが、この時点ではどのような条件となった場合に戻すのか定められていない中での操作であった。これらの台風18号における操作を受けて浮き彫りとなった課題を踏まえ、上記3ダム以外も含めて施設管理規程に洪水時統管指示が定められている、前述した天ヶ瀬ダムを除く6つのダムについて、どのような場合にどのような洪水時統管指示を実施するかをシチュエーション毎に整理し、災害対策要員が判断に迷うことなく、適切な操作判断を実施できるよう、操作手順書の作成をおこなった。

4. 操作手順書の作成

操作手順書を作成する上で、留意したポイントを以下に示す。

- 全ての災害対策要員が統一的な判断基準の基で行動することが出来る。
- 淀川ダム統合管理事務所と水資源機構及び近畿地方整備局本局河川部の出水時における意思疎通を容易とする。
- シチュエーション毎に整理することで災害対策要員の判断を容易とする。
- 判断に迷った場合の行動・判断するときの留意点について記載することで災害対策要員の判断を容易にする。

次に操作手順書の構成は、図-4に示すとおり、シチュエーション毎に「こんな時」に、「何をするのか」を記載し、「その行動をするときの留意点・判断情報」「判断に迷った時の行動」「その行動の操作根拠」を記載した。

操作	判断基準			操作根拠	
	状況判断 (こんな時)	行動・対応 (何をするのか)	留意点・判断情報 (操作し、特に気を付けること)	判断に迷った時の 対応	目吉ダム施設管理規程 (H22.11.15 水機規程第19号改正)
①	下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作	1. 下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作 2. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 3. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 4. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。	1. 下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作 2. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 3. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 4. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。	1. 下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作 2. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 3. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 4. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。	1. 下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作 2. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 3. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 4. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。
②	流入量増加に伴う本則操作への移行	1. 流入量増加に伴う本則操作への移行 2. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 3. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 4. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。	1. 流入量増加に伴う本則操作への移行 2. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 3. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 4. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。	1. 流入量増加に伴う本則操作への移行 2. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 3. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 4. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。	1. 流入量増加に伴う本則操作への移行 2. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 3. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。 4. 本則操作に移行する場合は、事前に本則操作に移行する旨を関係機関に連絡し、同意を得る。

図-4 操作手順書のイメージ

操作手順書は各ダム毎に作成し、それぞれのダム毎に想定されるシチュエーション毎に必要な操作を記載した。これら必要となる操作は全てダムの洪水調節容量における残容量を判断基準とした。各ダム毎に想定されるシチュエーションは異なるが共通する内容を以下に示す。

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雨の降り方によってはダムで本則操作通りの放流を実施しても浸水被害が発生する箇所がある場合がある。その場合は、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おこなう。この余裕がある場合とは、放流量の減量操作をおこなっても、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した。(〇には、各ダム毎に数値が異なり、詳細は後に記載する。)

② 流入量増加に伴う本則操作への移行

上記①に記載したとおり、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に、放流量を減量するが、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、本則操作に戻す操作を実施する。(〇には、各ダム毎に数値が異なり、詳細は後に記載する。)

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おこなうよう指示する事とした。

④ ただし書き操作の実施

上記②の操作後、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、ただし書き操作を実施する。

⑤ ただし書き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おこな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こととなるが、その際の放流量について各ダム毎に示した。

次に作成した各ダムの操作手順書の概要について上記①～⑥の流れに沿い、以下に示す。

I. 高山ダム

①下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作

高山ダムは木津川の支川である名張川に位置し、すぐ下流で木津川本川と合流する。木津川と名張川の合流点のすぐ下流に有市地点があり、この箇所は国道163号線が木津川と平行して走っており、有市地点水位が9.1m、流量では2,800m³/s程度で国道163号線が冠水を始める。国道の冠水が始まると国道山側の家屋の浸水もほぼ同時に始まり、更に水位が上昇すると浸水家屋数は水位とほぼ等比的に増加し、5,000m³/sで92戸が浸水すると考えられる。従って国道冠水と家屋冠水を回避するためには、有市地点の流量を少なくとも2,800m³/s以下にする必要があるが、波浪等に対する余裕や、残流域を考慮すると2,500m³/s程度を目安とした。

この場合、高山ダム放流量は、木津川本川の流量と合流して有市地点の流量となるため、2,500m³/s以下にするためには木津川本川にある島ヶ原地点の流量増加に合わせて高山ダム放流量を減らす操作が必要となる。よって本則操作通りの放流をおこなった場合、有市地点で2,500m³/sを上回る予想が立った時の洪水時統管指示は「高山ダムの放流量を別途指示するまでの間、『2,500m³/s—島ヶ原流量』とすること」とした。この場合は、ダムの洪水調節容量において使用する容量が7割以内に収まると予測された時とした。しかし、予測雨量に反して実測雨量が増えた場合、流量の増加に伴い、7割を超えると予測された場合がある。この場合でも浸水家屋数が流量の増加に伴い段階的に増加していくため出来るだけ流量を低減する必要があるため、放流量を『2,800m³/s—島ヶ原流量』と段階的に増加させることとした。



図-5 高山ダムと有市地点、島ヶ原地点の位置関係

②～⑤は上記の共通内容と考え方は同じである。

⑥後期放流操作

高山ダムの場合の放流量は『2,500m³/s—島ヶ原流量』とした。

II. 布目ダム

①下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作

布目ダムの放流量が85m³/sを上回ると布目ダム下流の一部で浸水が発生する。この浸水被害を防ぐためには、残流域の流量の余裕を考慮すると、80m³/sで放流量を抑える必要がある。この場合の洪水時統管指示は、洪水調節容量の5割以内に対応できる場合に対応するものとする。更に実測雨量が予測雨量に反して増加し、5割を上回ると予想された場合は、更なる浸水を防げる放流量である90m³/sに変更する洪水時統管指示を実施することとした。この場合も、洪水調節容量の5割以内に対応できる場合に対応するものとした。

②～③は上記の共通内容と考え方は同じである。

④は布目ダムにはただし書き操作規定が無いため、この項目は無い。

⑤は、布目ダムにはただし書き操作規定は無いが、サーチャージ水位を上回っている時の操作方法について定める必要がある。これは、②の本則操作移行後に、貯水位がサーチャージ水位に達した場合において、常用洪水吐ゲートの開度を保持し非常用洪水吐ゲートより自然越流を続けても貯水位の上昇が設計洪水位より相当程度低く収まると予想される場合には、布目川沿川の被害軽減を図るため、常用洪水吐ゲートの開度を絞って最大放流量を少しでも減量する操作を行うこととした。またこの洪水時統管指示を実施する条件として、降雨が終了し、流入量のピークが過ぎていると確認された時とした。

⑥後期放流操作

布目ダムの場合の放流量は一山目に本則操作による洪水調節を行った際の最大放流量を限度とした。

III. 室生ダム

①下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作

室生ダム直下で室生川合流後の流下能力が約400m³/sである為、室生ダムが本則操作（300m³/s—一定量放

流)時に室生川の流出量が多い場合、冠水することがある。よって室生ダムの放流量が300 m³/sに達し、室生川の流出量が多いと予測された時、室生ダムの放流量を250 m³/sにする洪水時統管指示を行うこととした。この場合、洪水調節容量の5割以内で対応できる場合に実施するものとした。

また、名張市街地における浸水被害の発生を防ぐためには、名張地点が氾濫危険水位7.6m(流量1,370 m³/s)を超えないよう、余裕を考慮して1,300 m³/s(水位7.5m)以下になるようにする必要がある。この場合、室生ダム・青蓮寺ダム・比奈知ダムで洪水調節容量の7割容量以下になる範囲において、各ダムの残容量比が同程度となるよう洪水調節容量を配分することとし、名張地点で1,300 m³/s以下になるように放流量を決定することとした。この場合、洪水調節容量の7割以内で対応できる場合に実施するものとした。

②～⑤は上記の共通内容と考え方は同じである。

⑥後期放流操作

室生ダムの場合の放流量は300 m³/s放流を限度とした。

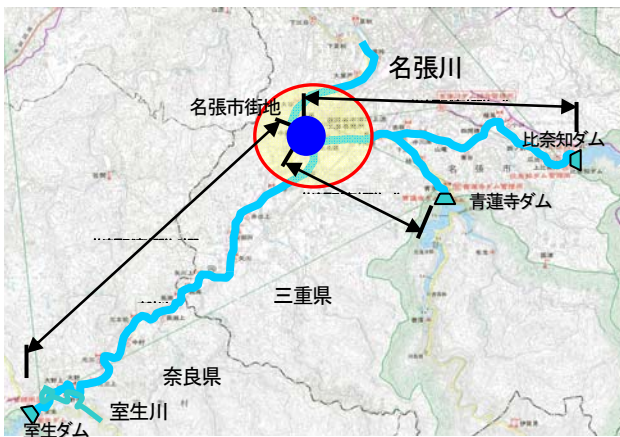


図-6 室生ダム・青蓮寺ダム・比奈知ダムの位置関係

IV. 青蓮寺ダム・比奈知ダム

①下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作

上記の室生ダムと同様に、名張市街地における浸水被害の発生を防ぐためには、名張地点が氾濫危険水位7.6m(流量1,370 m³/s)を超えないよう、余裕を考慮して1,300 m³/s(水位7.5m)以下になるようにする必要がある。この場合、室生ダム・青蓮寺ダム・比奈知ダムで洪水調節容量の7割容量以下になる範囲において、各ダムの残容量比が同程度となるよう洪水調節容量を配分することとし、名張地点で1,300 m³/s以下になるように放流量を決定することとした。この場合の洪水時統管指示は、洪水調節容量の7割以内で対応できる場合に実施するものとした。

②～④は上記の共通内容と考え方は同じである。

⑤ただし書き操作途中からの定量放流操作の移行

青蓮寺ダムについては上記の共通内容と同じであるが、

比奈知ダムについては、非常用洪水吐ゲートが自然越流堤方式であるため、サーチャージ水位に達し設計洪水位より相当程度低くおさまると予測されるとき、常用洪水吐ゲートの開度を絞って最大放流量を少しでも減量する操作を行うこととした。またこれを実施する条件として、降雨が終了し、流入量のピークが過ぎていると確認された時とした。

⑥後期放流操作

青蓮寺ダムの場合は450 m³/s、比奈知ダムは300 m³/sを限度とした。

V. 日吉ダム

①下流地点の浸水被害軽減のための洪水調節操作

日吉ダム下流の亀岡地点は当面計画(1/10確率)の流下能力1,500 m³/sの河道改修が概ね完成しているが、下流域がダム流域より西側に位置するため、降雨及び流出ピークはダムより下流域の方が先となる場合が多い。このような洪水時においては、日吉ダムの洪水初期の放流量を減らす事による亀岡地区の洪水被害軽減効果が大きく、逆に日吉ダムピーク流入後に放流量を増加させても亀岡地区の被害増加に結びつく可能性は少ない。そのため亀岡地区の浸水被害軽減の為に、洪水初期に全量カットする操作が最も有効であるが、通常50 m³/sまでは利水放流設備で放流(新庄発電所流量10 m³/sを加えた全放流量60 m³/s)しており、50 m³/sを越える時点から常用洪水吐ゲートでの放流が必要となり、放流前の警報・巡視を実施することが必要となる。このため、洪水時の放流量を50 m³/s以下までカットした場合、洪水調節容量の残容量の状況によって本則操作に戻す必要が生じた場合、迅速な操作変更を困難にする恐れがある。よって亀岡地点で浸水被害発生が予想される場合、60 m³/s一定量放流(新庄発電所流量10 m³/sを含む)の洪水時統管指示を実施する。この場合、洪水調節容量の8割以内で対応できる場合に対応するものとした。

②～⑤は上記の共通内容と考え方は同じである。

⑥後期放流操作

日吉ダムの場合の放流量は250 m³/sとした。

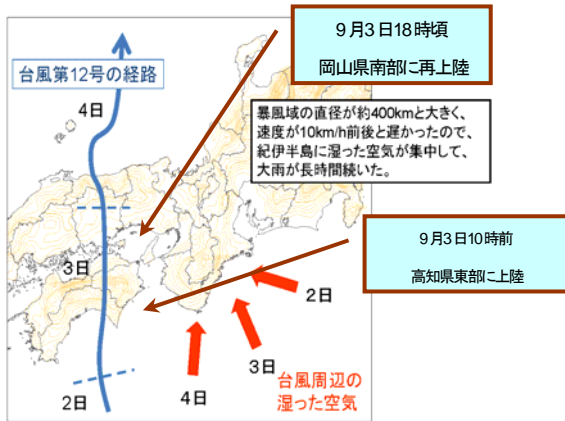
5. 平成23年台風12号、15号洪水の操作

前章で示した各ダムの手順を用いて平成23年度に近畿地方に来襲した台風による出水に対して、初めて洪水時統管指示を実施したのでその際の操作について以下に示す。

①台風12号の出水時におけるダムの操作

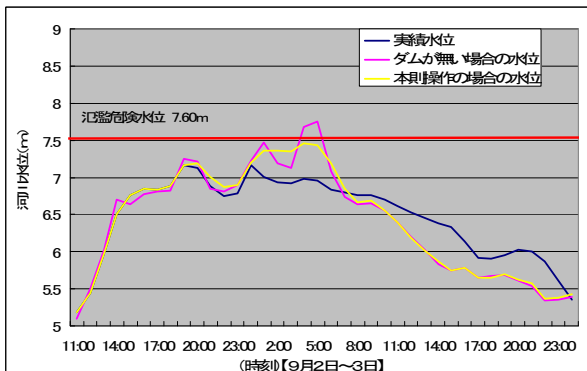
平成23年8月25日にマリアナ諸島の西の海上で発生した台風12号は、9月3日10時頃に高知県東部に上陸した。その後ゆっくりと北上を続け、四国地方、中国地方を縦断し、4日未明に日本海に進んだ。台風は大型で更に進行速度が遅かったため、近畿地方をはじめ全国の広い範囲で山沿いを中心に記録的な大雨が降った。

淀川水系でも大雨が降り、青蓮寺ダム流域の総雨量は693.7mm、室生ダム流域では413.9mm、比奈知ダム流域では838.9mmとなった。



図一七 台風12号の経路 (気象庁資料)

この降雨により青蓮寺ダム・比奈知ダムでは洪水量に達し、名張地点では2日17時55分に避難判断水位に到達し、18時の降雨予測に基づく洪水予測結果では水位は更に上昇し、洪水時統管指示の判断基準としている水位7.5mを上回る予測結果となった。そのため青蓮寺ダムと比奈知ダムでは洪水調節流量をそれぞれ50m³/sずつ減量し、青蓮寺ダムの放流量を350m³/s、比奈知ダムの放流量を150m³/sにしても、両ダム共に洪水調節後の容量が7割以内で収まると見込まれたため、洪水時統管指示を実施した。その後、予測雨量の変化により青蓮寺ダム・比奈知ダムの洪水調節後の容量が7割を超える見込みがたったため、青蓮寺ダム・比奈知ダムの放流量を増やす代わりに、室生ダムの放流量を減らす操作を実施し、3ダムの統合操作を実施するに至った。その後も数回の放流量変更を実施した結果、名張地点の水位において氾濫危険水位を上回ることを回避した。これらの操作は平成21年台風18号以降に操作手順書を作成してから初めての洪水時統管指示であった。

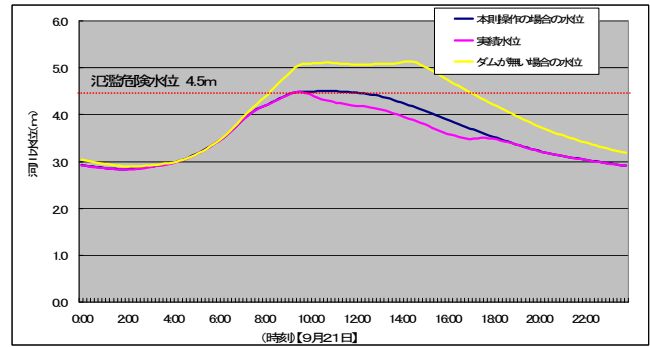


図一八 3ダムによる洪水調節の効果 (名張地点)

②台風15号の出水時におけるダムの操作

平成23年9月13日に日本の南海上で発生した台風第15号は四国の南海上から紀伊半島に接近した後、21日14時頃に静岡県浜松市付近に上陸し、強い勢力を保ったまま福島県沖に進み、21日15時に千島近海で

温帯低気圧となった。近畿地方でも大雨となり、淀川水系桂川の日吉ダムでは、19日10時から22日8時までの総雨量が214mmに達した。日吉ダムでは、20日14時30分に流入量が150m³/sを超えたため、洪水調節を開始した。



図一九 日吉ダムによる洪水調節の効果 (亀岡地点)

日吉ダム下流の亀岡地点では、21日の8時頃に避難判断水位4.0mを超え、水位は更に上昇していた。この時の予測雨量に基づく洪水予測結果では、11時頃に氾濫危険水位を上回ると予測され、操作手順書の通り60m³/sまで放流量を減量しても日吉ダムの洪水調節容量が8割を上回らないと予測されたため、操作手順書に従い、洪水時統管指示をおこなった。結果として亀岡地点の最高水位は4.48mとなり、氾濫危険水位を上回ることを回避することができた。

6. まとめと今後の課題

平成21年台風18号の洪水を踏まえて、各ダム毎に下流の浸水被害発生箇所を軽減する事等を目的に作成を開始した操作手順書について、平成23年度にはじめて実際の洪水時に用いて洪水時統管指示を実施した。この指示によりダムの容量を有効活用し下流の洪水被害軽減に大きな効果が有ることが分かった。一方で更なる改善・課題も明らかとなり、それを以下に示す。

①操作判断の前提となるより高い精度の洪水予測を行うため、現在、レーダ雨量計による降雨予測や気象庁の数値予報との親和性が高く、またネック地点の水位等も再現できる分布型流出予測モデルを使った洪水予測システムの構築を進めているが、演算時間が現行の貯留関数モデルより長くなることから、洪水時の限られた時間内で様々な洪水調節操作方法をトライアル計算するためには、必要に応じて計算範囲を分割したり、自動計算機能を強化したりする等対応を行う必要がある。

②広域にわたる洪水の場合は、淀川水系の全てのダムで手順書に基づいた操作が必要となる場合が考えられ、担当する各個人が手順書に対して理解を深め、適切な判断ができるように訓練を重ねていく必要がある。

③毎年、訓練や実際の出水によって手順書の検証を実施し、改良を進めていく必要がある。

和歌山下津港海岸(海南地区)津波防波堤(改良) ～施工面での工夫と環境に配慮した取り組み～

正田 武史

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

和歌山県の海南市沿岸部は、津波予想浸水区域の中に行政・防災中枢機能や高付加価値製品製造企業が集中しており、東南海・南海地震が発生した場合には、県内でも最大規模の甚大な被害が想定されているため、現在、国直轄で津波対策事業を進めている。一方、公共事業については国の財政状況の悪化等から、より一層のコスト縮減を図ることが急務となっている。このような状況の中、施工性及び経済性の観点から既存ストック(既設防波堤)を有効活用しコンクリート増打ち等による嵩上げを行うこととした。このため、現地においては施工面での工夫が必要であった。また、津波対策事業を実施している周辺は、万葉集に詠まれた風光明媚な和歌浦湾に位置し、和歌山マリーナシティ等のレクリエーション施設が立地し、様々な漁労が行われていることもあり、環境にも配慮した施設整備を行うこととした。本稿では、既設構造物への影響に配慮した防波堤改良工事の施工方法に関する対策、また環境共生型ブロックの実海域実験について報告する。

キーワード 津波対策, コスト縮減, 環境

1. はじめに

紀伊半島に位置する和歌山県においては、今後30年以内に60～70%の確率で発生するとされている東南海・南海地震が発生した場合に、甚大な被害が危惧されている。和歌山県の北部に位置する海南市は、紀伊水道に面した海岸の湾奥に位置し、その地形的特性から、これまで昭和南海地震やチリ地震等による津波浸水被害を被っている。東海・東南海・南海地震が同時発生した場合、本市には最大津波水位 D.L. +7.0m の津波が来襲すると予測されている。津波浸水予測区域の中には、行政・防災中枢機能や高付加価値製品製造企業が集積しており、津波浸水により県下でも最大規模の津波浸水被害が想定されている。

このため、近畿地方整備局和歌山港湾事務所では、当地区の人命、財産を守るため津波対策事業を進めているところである。(図-1)

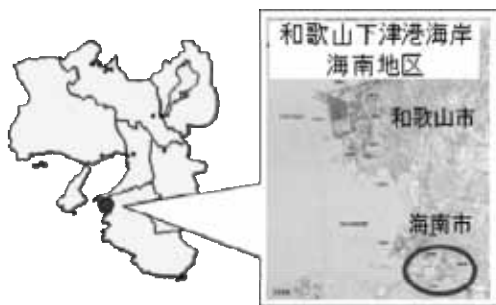


図-1. 和歌山下津港海岸(海南地区)位置図

2. 津波対策事業について

当該津波対策事業は、総事業費約250億円、事業期間は2009年度～2019年度の計画で整備を進めている。津波浸水対策を行うに当たっては、臨海部に企業が立地しているため、従来の沿岸部の既設護岸を嵩上げする対策を行った場合、船舶荷役など背後利用への支障が大きい。このため、当地区については、湾口を塞ぎ浸水予測区域前面で防護ラインを形成する計画としている。(写真-1)

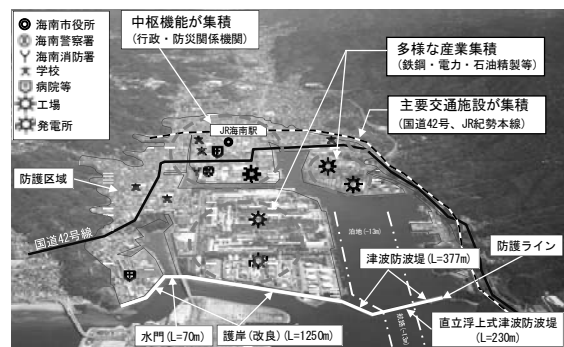


写真-1. 和歌山下津港海岸(海南地区)航空写真

津波対策事業は、既設護岸及び防波堤の改良、新設の津波防波堤、水門を設置する計画となっている。なお、湾口部には幅230mの航路があり、この航路部を津波来襲時以外は、船舶が航行出来るよう開けておく必要がある。このため、航路部においては、平常時には航行船舶の障害とならないように海底に格納し、津波来襲時に海面に浮上させる直立浮上式津波防波堤を採用している。

3. 防波堤改良工事について

(1) 改良断面の比較検討

津波防護ラインを形成する既設の防波堤について、現況断面では、東南海・南海地震により発生する想定津波高に対して、天端高さが不足し、また、静的安定性照査(永続状態～偶発状態)を行った結果、津波外力に対して滑動及び転倒において耐力作用比 1.0 を満足しない結果となった。

このため、既設防波堤の改良工法については、①案:既設防波堤ケーソンの嵩上げ+防波堤前後の基礎捨石カウンターで補強する案、②案:既設防波堤の前後に二重鋼管矢板を新設する案、③案:既設防波堤前面に組杭式鋼管矢板を新設する案、の3案の比較検討を行った。

その結果、②案、③案の鋼管矢板を新設する案では、施工性や維持管理に課題があるのに対して、①案は既設構造物の有効活用が図れ、経済的に優れていることから①案を採用することとした。

(2) 選定断面の検討

改良断面については、想定津波高さが防波堤を越えないように防波堤の天端高さを D.L.+3.80m から D.L.+8.30m へ 4.5m の嵩上げを行うこととした。また、津波外力に対しての安定性を確保するため、既設防波堤ケーソンの中詰材をコンクリートに置き換えるとともに、津波外力にも抵抗出来るよう基礎捨石カウンターを防波堤港内側に設置した。港外側についても防波堤本体の円弧滑り対策として、捨石カウンターを設ける断面とした。(図-2、写真-2)

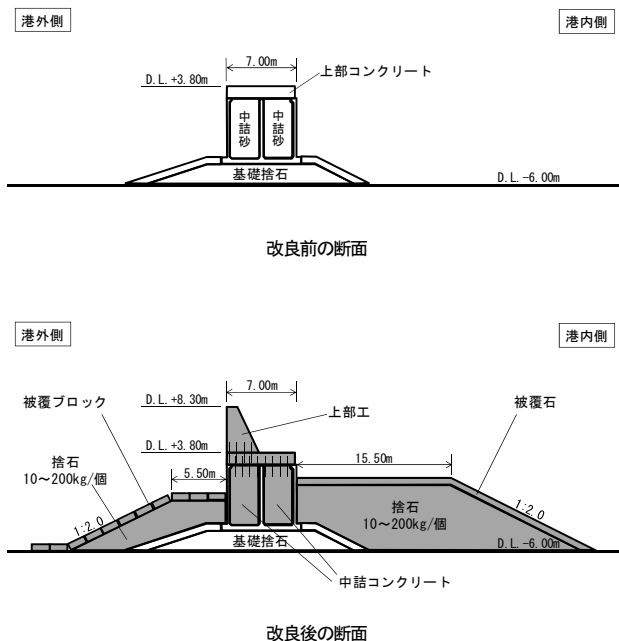


図-2 改良前後の断面図



改良前



改良後

写真-2 改良前後の状況

(3) 施工に当たっての課題

当該防波堤の改良工事にあたっては、図-3 に示す施工手順により実施した。但し、ブレーカーによる上部コンクリート撤去や、バックホウ等での中詰材撤去に当たっては、既設構造物に損傷を与えないような施工が必要であった。

また、防波堤ケーソンの中詰砂撤去後に、防波堤重量を増すためにコンクリートを打設することとしたが、コンクリート打設時においては、コンクリート流動によるケーソン側壁耐力に配慮する必要があった。

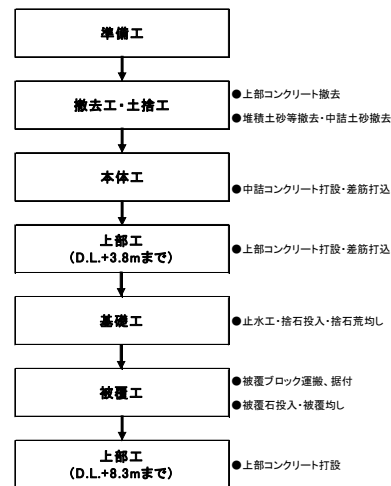


図-3. 施工手順

(4) 施工課題への対応

a) コンクリート撤去

既設防波堤の上部コンクリートの撤去にあたっては、

既設防波堤本体ケーソンに対して損傷を与えないよう施工する必要があった。このため、重機ブレーカーにより上部コンクリートの天端から約1m程度一次取壊しを行った後、亀裂促進孔を設け、再び重機により二次取壊しを実施した。また、防波堤本体ケーソン側壁近傍のコンクリートを取壊す場合は、人力によるブレーカー取壊しを行うことにより、既設ケーソン側壁の損傷防止に努めた。

b) 中詰材撤去

防波堤ケーソンの中詰材撤去に当たっては、グラブ船を使つてのバケットによる撤去を行う場合、バケットの降下時の急な揺れによりケーソン側壁を直撃損傷し、防波堤の構造上、致命的な損傷を与えることが考えられた。

このため、ケーソン中詰材の撤去を行うに当たっては、ロングアームバックホウを使用して掘削撤去を行った。また、ケーソン底板部の中詰材撤去にあたっては、バックホウのコックピットから不可視範囲が生じる可能性があるため、当該施工に当たっては、サンドポンプを使用することにより、確実・安全に吸引撤去出来るよう施工した。また、撤去した中詰砂については良好な材質であったため、別途、国直轄の防波堤築造工事の中詰砂として有効活用した。

c) 中詰コンクリート打設

防波堤ケーソンの中詰砂撤去後に、防波堤重量を増すためにコンクリートを打設することとしたが、コンクリート打設後において、コンクリートが硬化するまでの間、側圧による既設ケーソン側壁への悪影響が懸念された。このため、中詰コンクリートを2層に分けて打設するとともに、各隔室の打設高さの差を1m以内となるよう施工し、コンクリート打設による既設ケーソン側壁に対して大きな重量圧が掛からないよう施工した。(図-4)

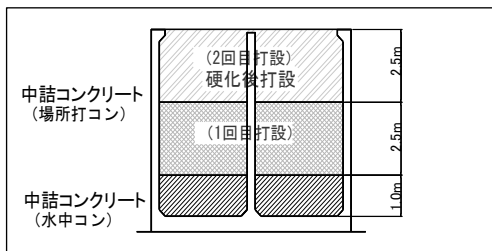


図-4 中詰コンクリートの打設要領

(5) 現地での調査結果を踏まえての対応

当該防波堤の現地施工に当たって、防波堤周辺の深淺測量を行った折、現地盤が計画より高い箇所が確認された。このため、現状海底地盤の状況を確認するため、現地での確認調査を行った。

調査は、図-5 に示す地点 a 及び地点 b において、潜水士がアクリル管を用いて海底地盤に堆積している浮泥を出来るだけ乱さないように柱状採取した。また、併せて探深棒等により浮泥層厚も確認するとともに、浮泥の堆積状況について水中撮影を行った。(写真-3)

その結果、海底地盤に約50cm程度の浮泥が堆積していることが確認された。これら浮泥は沖側から漂砂によって運ばれてきた土砂と、河川からの流入土砂が防波堤前面に堆積したものと思われる。この堆積している浮泥の上にそのまま基礎捨石を設置した場合、津波が基礎捨石部を流れるときに、津波の流速により浮泥部分が流され、それにより防波堤ケーソンを支える基礎捨石部分の崩壊が危惧された。このため、工事内容を変更し、浮泥を撤去した後、基礎捨石を施工するよう現場サイドで対応した。

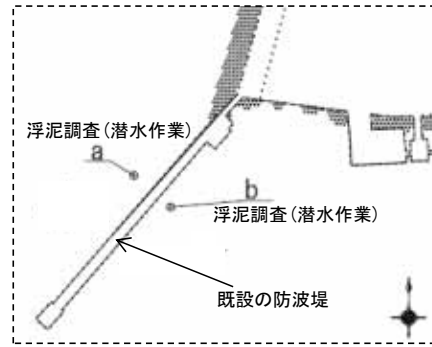


図-5 浮泥調査位置図



写真-3 浮泥調査の状況

4. 環境への配慮

津波対策事業を実施している和歌山下津港(海南地区)は、万葉集に詠まれた風光明媚な和歌浦湾に位置し、和歌山マリーナシティ等のレクリエーション施設が立地している。また、周辺海域においては、様々な漁労が行われていることもあり、環境にも配慮した施設整備を行うこととした。

環境配慮方策として、アミノ酸を混和したコンクリート(環境活性コンクリート)プレート(約250mm×約120mm)を、基礎捨石部に設置する被覆ブロックに取り付けることとした。コンクリートプレートから徐々に溶出するアミノ酸により、藻類の育成促進、多様な生物の生息場の創出、水産生物の増殖といった効果が期待されている。なお、環境活性コンクリートの設置は、国土交通省近畿地方整備局「実海域実験場提供システム」に基づき行い、環境活性コンクリートによる防波堤における生態系創出の実証を目的とした実証実験を行っており、平成23年度よりモニタリング調査を実施している。今後、本実験・調査により環境活性コンクリートの有効性が十分確認された場合、環境活性コンクリートの追加設置等も検討していきたいと考えている。(図-6、図-7)

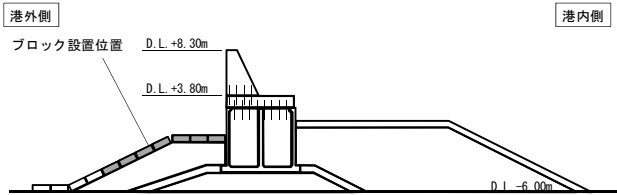


図-6. 環境活性コンクリートプレート設置位置図

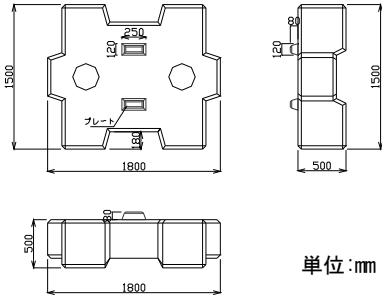


図-7. 環境活性コンクリートプレートを設置した被覆ブロック詳細図

(1) 調査内容

モニタリング調査の内容は以下のとおりである。

- ① 藻類の着生・生育や底生生物蝟集状況の目視観察並びにカメラ撮影による、環境活性コンクリートプレートと普通コンクリートの差異の把握
- ② 魚介類の蝟集効果の把握
- ③ 人為的に種糸を設置したワカメの生育状況の把握(被覆ブロック設置時期がワカメ等大型海藻の胞子放出後であったため)

(2) 調査結果

2011年11月、2012年4月に実施したモニタリング調査の結果を以下に示す。

① 付着生物(表-1)

環境活性コンクリート面と普通コンクリート面では付着生物相に違いが見られた。このことから、食物連鎖の基礎となる付着藻類の成長が期待できる事が確認された。

② 魚類(写真-4)

メジナ、クロダイ、ボラ、クロサギ、スズメダイ等の群れが確認された。また、環境活性コンクリート面に集まるボラ、ブロック表面に付着するサザエが確認された。このことから、多様な魚類の蝟集が期待できる事が確認された。

③ ワカメの生育(写真-5)

普通コンクリート表面に比べ、環境活性コンクリートブロック表面並びに周辺で良好に生育するワカメが確認された。このことから、魚類や底生動物の育成環境の創出が期待できる事が確認された。

今後も藻類の付着状況や魚類の蝟集状況を継続監視するとともに、本海域における環境活性コンクリートプレ

ートの有効性検証等を実施していく予定である。

表-1. 付着生物相

ブロックNo.	3		4		5		6		
水深 (D.L.-m)	0.3		1.1		1.9		2.7		
基質	OC	AC	OC	AC	OC	AC	OC	AC	
海藻	アオサ属	+	10	+	+	+	+	+	
	フクロノリ	+	5	+	10	5	10	+	5
	ワカメ*							+	90
	ウスカワカニノテ	+	+	+	+	+	+	+	+
	スキノリ目	+	+	+	+	+	+	+	+
動物	イワノカワ科	+	5	+	5	+	5	+	10
	ウズマキゴカイ	+	+	+	+	+	+	+	+
	カンザシゴカイ科	+	+	+	+	+	+	+	+
	オオヘビガイ	+	+	+	+	+	+	+	5
	イタボガキ科	+		5	5	+	5	+	10
フジツボ科	+	5	+	10	+	10	+	5	

OC: 普通コンクリート, AC: 環境活性コンクリート. 数字は被度を示す. なお+は被度5%未満を示す.

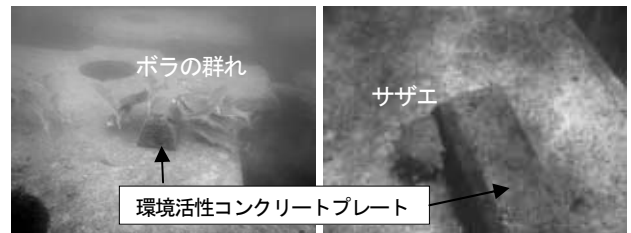


写真-4. 環境活性コンクリートに群がるボラ, 同コンクリート表面で確認されたサザエ

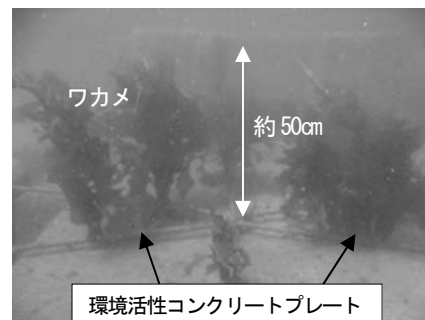


写真-5. 環境活性コンクリートブロックに生育するワカメ

5. まとめ

既設の防波堤を有効活用し津波防波堤に改良する工法は全国でもあまり例が無く、今後、本工事での経験が他港でも活用出来ればと考える。

循環型、自然共生型の持続可能な社会システムへの変革を図るために、社会資本整備の全段階を通じた環境負荷の低減が求められている中、環境活性コンクリートによる環境創出効果についても引き続きモニタリングを続け、その効果の検証を図っていく予定である。

昨年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震及びこれに伴う大津波は、東日本の太平洋側に暮らす人々の生活や企業の経済活動に深刻な影響を及ぼした。当津波対策を進めている海南市においても、地元から早期の完成を強く望まれている。今後は、防波堤改良事業を進捗させていく他、直立浮上式防波堤や水門等の整備が控えている。これら事業の実施にあたっては、直轄の技術力を活かした取組を充実させ、深化を図りたいと考えている。

福井管内における除雪機械の効率化について

田中 敏弘¹

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

福井河川国道事務所では、一般国道158号中部縦貫自動車道(L=58.4km)の改築事業をおこなっており、順次部分供用が予定されている。福井の気象条件は、東北地方に匹敵する降雪があり、冬期の積雪・凍結等の安全で円滑な交通確保を図るために自動車専用道路の除雪機械(凍結防止剤散布車、除雪トラックなど)の配備計画、及び同時に近年の気象条件の変化、福井管内(8号、27号、161号)の現状の除雪機械の課題の抽出、豪雪時における機械の有効活用、並びに熟練除雪オペレーターの高齢化などを考慮し、時代の転換を踏まえた除雪機械の配備計画の一考察について報告する。

キーワード 効率化、危機管理、アカウンタビリティ

1. はじめに

福井河川国道事務所では、冬期道路の円滑な交通確保を図るために直轄区間(約196.6km、11工区)に除雪機械を配備して、除雪作業をおこなっている。

また、一般国道158号中部縦貫自動車道(L=58.4km)の改築事業をおこなっており、その中の永平寺大野道路(26.4km)(自動車専用道路)の順次部分供用をおこないながら全線供用を目指して事業を進めている。自動車専用道路は、高速性、安全性、定時制、広域的な道路交通等の確保のための冬期道路の維持管理が求められるそれに対応しうる機械の台数、機種選定が必要である。

一般国道の冬期道路管理では、維持管理費の縮減が求められている。一方で豪雪時にも、必要なハード・ソフト対応が求められ、既存のストック(除雪機械)をどのように活用するのかが課題である。

上記背景のもとで、自動車専用道路(永平寺大野道路)の全線供用を考慮した除雪機械の配備計画、及び近年の気象条件の変化、福井管内8号、27号、161号の除雪機械の課題の抽出、豪雪時における機械の有効活用、並びに熟練除雪オペレーターの高齢化などを考慮し、将来の永平寺大野道路全線供用時の福井管内全体の除雪機械の配備計画の一考察について報告する。

2. 福井管内の機械除雪の現状について

福井管内の機械除雪の課題抽出のため、気象の特徴、管内の除雪作業の実態、管内の除雪オペレーターの状況について調査した。

福井管内の気象の特徴

福井管内の代表地点(福井市、大野市)の累加降雪深

及び最大降雪深の東北、他の北陸地方と比較したものを図-1に示す。図-1からわかるとおり、福井市は、他の北陸地方と同等の降雪深を示し、大野市に至っては、青森市に匹敵する値である。特徴的なのは、平成22年度の最大積雪深さが際だっている。これは、後に述べる平成23年1月の福井豪雪により短時間で大きな降雪量があったことによるものである。

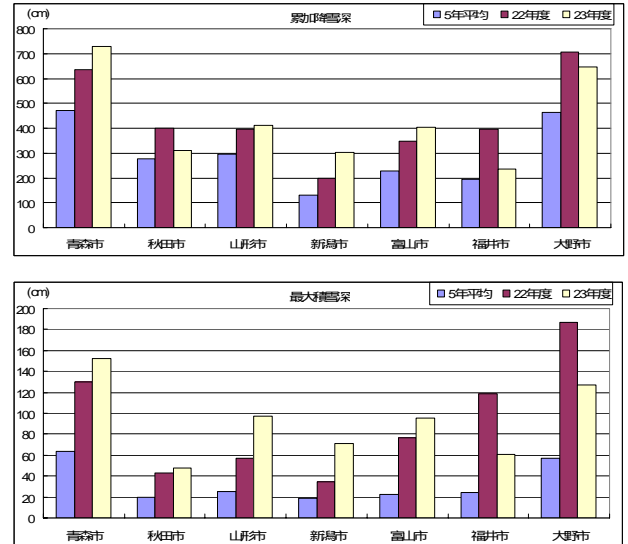


図-1 福井県の降雪条件

次に福井の過去からの降雪状況の変化について調査した。(図-2)年間降雪深は、1986年で最大622cmを記録し、それ以降は全体的に減少傾向となっている。過去10年の年間降雪深は、202cmとなっており、30年レベルで考えると、1982年~1991年(255cm)と比較すると減少傾向、1992年~2001年(165cm)と比較すると増加傾向にある。

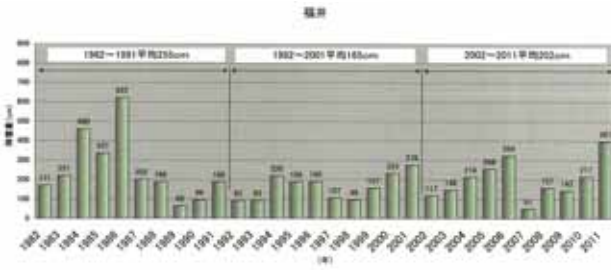


図 - 2 年間降雪深 (福井市の過去30年)

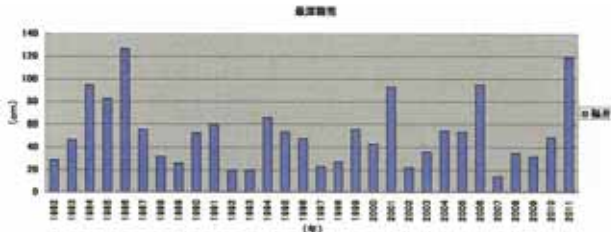


図 - 3 最大積雪深 (福井市の過去30年)

また年度ごとの最大積雪深さは、30年レベルの年間降雪深が減少傾向にあるにもかかわらず、最近10年は、2001年、2006年、2011年で90cmを超える値となっており、年間降雪量が減少傾向にある中で、集中的な降雪がまれに発生していることがわかる。(図-3)次に福井管内における日最大降雪深について図-4に示す。図-4からわかるとおり、158号吉峰、161号山中で特に降雪量が多くなっており、各工区により地形を反映した異なる気象条件となっていることがわかる。永平寺大野道路、大野油坂道路の今後供用予定している路線は、降雪量の多い地域に向かって計画されており雪氷対策が重要事項の一つとなっている。



図 - 4 福井管内の日最大降雪量

また、国道8号の大良～杉津間は、過去20年で4回にわたって集中的な豪雪にみまわれ、重要幹線にもかかわらず通行止め・渋滞が発生している。特に平成23年1月の集中的な豪雪のために、大良観測所の日最大降雪量は、例年に比べ約2.5倍、平成18年豪雪に比べて

も約1.4倍であり記録的な値となった。(図-5)

そのため、雪のために停滞する多数の車両が障害となって除雪作業が難航した。(写真-1)

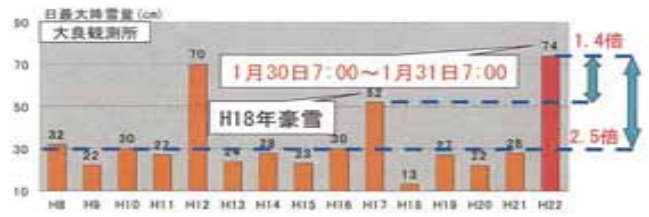


図 - 5 大良観測所の日最大降雪量 (H8～H22)



写真 - 1 大型トレーラーのスタック状況

福井管内の除雪作業の実態

福井管内では、除雪機械として、除雪トラック、除雪グレーダー(高速圧雪整形機含む)、凍結防止剤散布車、ロータリー除雪車、小型除雪車を計69台保有している。それらを11工区にわけて表-1の内容の除雪作業をおこなうため、各種機械を雪害基地に配備している。(図-6)



図 - 6 福井管内の除雪工区

福井管内の冬期間の交通確保のための対策は、経済性・機動性を勘案し、機械除雪による体制を主体として整備している。しかし、家屋連担部で堆雪スペースが確保できない箇所、また縦断勾配の大きい箇所、線形が悪い箇所には、河川水を用いた散水融雪設備を管理延長196.6kmに対して約30%設置している。

散水区間においては、降雪がある間連続稼働により効果を発揮しており基本散水区間の機械除雪は、おこなわず回送のみとして運用としている。

除雪機械の稼働実態は、図 - 7 より凍結防止剤散布車が一番多く、続いて除雪トラックの占める割合が多いことがわかる。(図 - 7)

表-1 除雪工法と適合機械

名称	内容	使用機種
散布	凍結の防止を回り凍結箇所を解消して路面を良好に維持する。気温が低下し路面凍結のおそれがあるとき、または既に凍結が発生しているときに散布作業をおこなう。	凍結防止剤散布車
新雪除雪	路面の積雪が通行車両により踏み固められ圧雪となる前に路面または路外に排除する作業で路面に積雪のおそれがなくなるまで反復作業をおこなう。	除雪トラック 除雪グレーダー
路面整形	通行車両により踏み固められた路面上の圧雪を削り取り、路面の平坦性を確保する作業	除雪トラック 除雪グレーダー
拡幅除雪	道路の両側に積雪して出来た雪堤に対して幅員の確保をおこなうための作業	除雪トラック 除雪グレーダー ロータリー除雪車
運搬積雪	地雪スペースの確保が困難な箇所において、雪堤の雪をダンプトラックに積み込み雪捨場まで運搬する作業沿道の状況等から拡幅除雪が出来ない場合におこなう積雪作業(市街地等人家連担地、トンネル坑口部、交差点など)	ロータリー除雪車 ダンプトラック

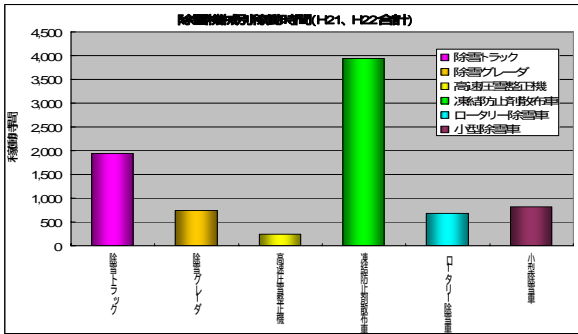


図 - 7 除雪機械の機種別稼働実績

福井管内のオペレーターの現況

ここでは、まず全国及び福井県の建設業就業者の年齢構成について調査した。結果、傾向は全国と福井県内とほぼ同様であった。50歳代が全体の24%で一番多かった。(図 - 8)

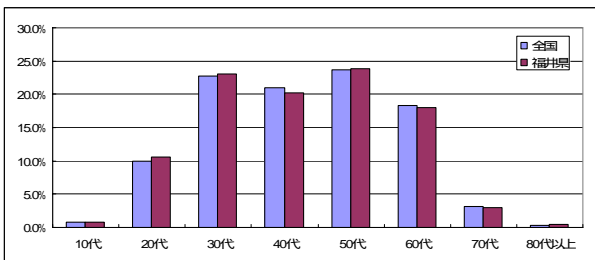


図 - 8 建設業就業者の年齢構成

次に福井管内の除雪オペレータの実態について調査した。(図 - 9) 年齢構成は、50歳以上の方が50%となっており、建設業就業者の50歳以上の割合45%より多い結果であり、高齢化傾向にある。また、管内の各工区の除雪オペレーターへどんな機械が操作可能かのアンケート調査を実施した結果、除雪グレーダー、ロータリー除雪車を運転するための大型特殊免許を所持しかつ、乗りこなせる人が少ない傾向となった。(例)(図 - 10) さらに今後熟練除雪オペレーターの技術が継承されないと、複雑な機械(除雪グレーダー、ロータリー除雪車)を乗りこなすことがますます困難になると考えられる。

ロータリー除雪車を運転するための大型特殊免許を所持しかつ、乗りこなせる人が少ない傾向となった。(例)(図 - 10) さらに今後熟練除雪オペレーターの技術が継承されないと、複雑な機械(除雪グレーダー、ロータリー除雪車)を乗りこなすことがますます困難になると考えられる。

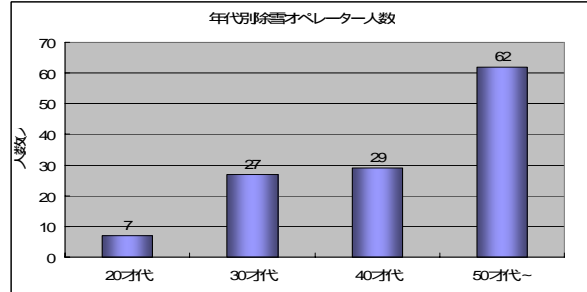


図 - 9 福井管内年齢別オペレータ人数

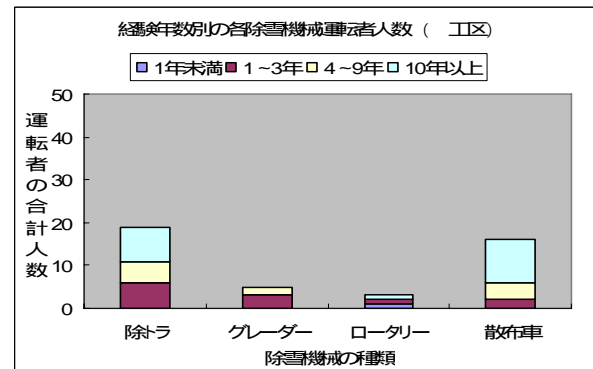


図 10 経験年齢別の各除雪機械運転者人数

3. 福井管内における除雪機械の効率化の課題

福井管内においてこれまでは、冬期道路管理の中の機械除雪は豪雪時も含め、適正におこなわれていると考えられる。しかし、管理延長の増加、近年の維持管理費の見直し等で効率化、さらに豪雪時の適切な対応がますます求められてきている。それらを踏まえ課題を(2. 福井管内の機械除雪の現状についての分析結果より)下記に示す。

自動車専用道路の管理延長が伸びていくことへの対応
自動車専用道路(永平寺大野道路)の部分供用を考慮しながら全線供用を踏まえ、除雪機械の配備計画の構築が必要である。

本路線は、暫定片側2車線となっておりそれに合致した機械の配置を考える必要がある。さらに全線供用の際には、交通量の増加が考えられ、大規模な交通規制は、大渋滞の元となるので対策を検討する必要がある。

気象条件の変化の対応

気象条件の分析により、年間降雪深は過去30年で比較すると全体として減少傾向にありながら、短期間で集中的な降雪(豪雪)で大渋滞・通行止めが昨今生じている。そのため通常の降雪による除雪及び豪雪時も踏まえた除雪機械の配備計画を検討する必要がある。

維持管理費の縮減

短期間で集中的な豪雪に対応するためには、さらなる機械の増強が必要となるが、現実的には予算の制約もあり難しいと考えられる。したがって、現有戦力で除雪作業量に対して各工区に機械を公平に配分し、かつ豪雪時の対応を検討していく必要がある。

除雪オペレーターの負担軽減

今後の熟練除雪オペレーターの高齢化への対応として、若手オペレーターに対応した機械の選定等を検討していく必要がある。

4. 除雪機械の配備計画について

除雪機械の配備計画の作成にあたり、除雪・防雪ハンドブック、過去の機種・台数算定等の参考資料があるが、近年の気象条件の変化、管内の現場実態、豪雪時に求められること、熟練除雪オペレーターの高齢化などを踏まえると必ずしも一致しない。したがって、3.の課題を踏まえ、福井管内において将来の永平寺大野道路全線供用時点での通常除雪時の除雪の効率化と豪雪時の危機管理対応も踏まえ、機械の配備計画の検討を行うこととした。その主な内容は次のとおりである。

4-1 永平寺大野道路の配備計画

自動車専用道路（永平寺大野道路）は、一般国道と比較して線形がよいことから、路線に合致する専用の大型機種の導入を検討した。永平寺大野道路の除雪機械の配備計画の作成にあたっては、図-11のフローの手順で、配備計画の検討及び機種の選定をおこない、本路線の特徴を踏まえたものとした。

まず、道路条件を整理して、危険箇所を抽出、トンネル坑口部などの路面変化の著しい危険箇所には、局所的に融雪施設を設置し、その他の危険箇所は、重点散布区間として散布車の活用を検討した。機械の台数算定、機種を選定、雪氷ローテーションを作成して妥当性を検討した。

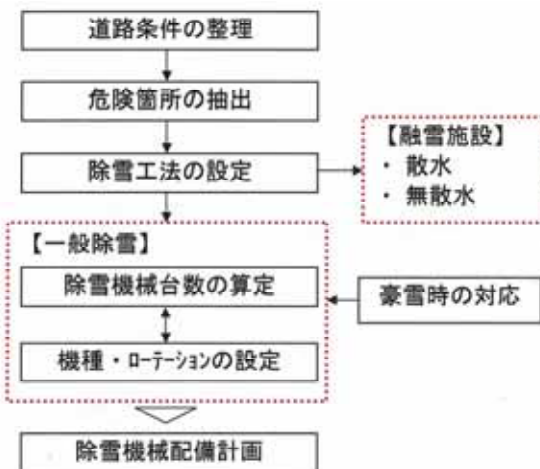


図-11 自動車専用道路の除雪機械検討フロー
次に除雪トラックの機種選定にあたっては、直轄の自

動車専用道路等の他路線では、2.9mのプラウ幅で複数台のてい回除雪としているが、本路線は、暫定2車線であることを踏まえ4.2mのプラウ幅の機種を採用し、除雪トラック1台による1車線確保を原則とした計画とし、コスト低減に配慮した。(図-12)

さらに永平寺大野道路の全線供用を踏まえると、車線分離標の設置が考えられ、また交通量の増加、降雪量の増大のため拡幅除雪の頻度が多くなることが考えられる。また、本路線の延伸区間は、自動車専用道路の性質上、より迅速な車線幅の確保が求められ、拡幅除雪は重要である。

従来工法は、片側交互通行規制して、ロータリー除雪車で除雪、隣にダンプトラックを停止して排雪する方式でおこなっているが、今回全線供用を踏まえると、(図-13)の様に1車線の積み込みのタイプの除雪車を導入することで一般交通を開放しながらの拡幅除雪、運搬排雪が可能となり効率化を図ることが可能と考えられ全線供用時に本機械へ更新していくことが望ましいと考えている。

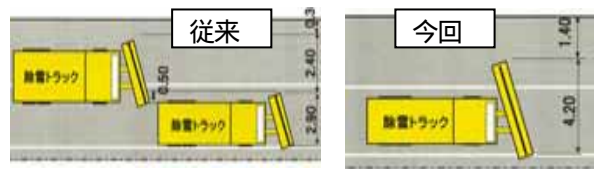


図-12 除雪トラックによる除雪イメージ

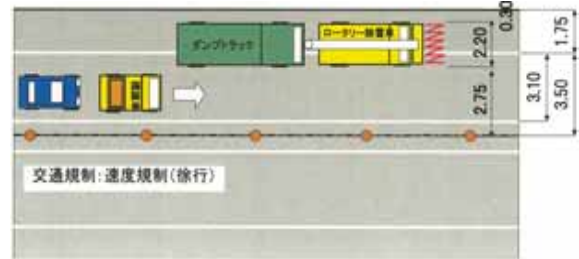


図-13 ロータリー除雪車による運搬排雪
(1車線積み込装置付き)

4-2 福井管内全体の配備計画

気象条件の変化に伴い、短期で集中的な豪雪への対応を考えると、除雪機械のますますの増強が必要となるが、機械の購入などの予算面、オペレーターの確保、効率性の面から全ての工区に増強するのは現実的ではない。したがって、永平寺大野道路全線供用時点の管内の計画では、設計時間降雪深に対して現有のストックを有効に活用する観点で除雪作業に対して機械を公平配分し、豪雪時は、ハード対策のみならず、事前対策、除雪機械の広域運用などのソフト面の対策を組み合わせ対応するものとした。また、特にスタック車両による交通障害の影響が大きく、早期排除が必要な工区には、事後対策(スタックした車両の周りの除雪)のための機械を増強する方向性とした。その主な内容は次のとおりである。

各工区における配備台数の算定
除雪機械の台数算定のフローを図 - 1 4 に示す。

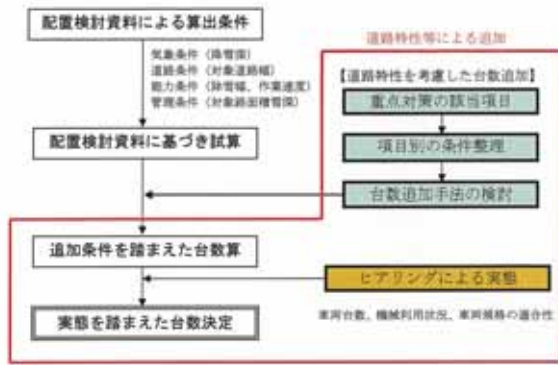


図 - 1 4 除雪機械台数算定フロー

台数の算定には、除雪機械配置計画検討資料を用い、気象条件（降雪深）、道路条件（対象道路幅）、能力条件（除雪幅、作業速度）、管理条件（対象路面積雪深）を各工区毎に抽出して計算式により算定した。ここでは除雪トラック及びグレーダーの算定例について述べる。

一般的に路面積雪が5 cm～6 cmになると車両の走行速度は低下し、20 cmを超えると走行が困難になる。したがって、機械の出動積雪深を5 cmとするとさらに15 cm積雪し20 cmになるまでに作業が完了可能な条件となるように機械の台数を算定した。設計時間降雪深は、過去の気象条件を各観測所データ毎に分析し、10年再現期間値から算定した。算定式及び条件は、下記のとおりである。

$$N = \frac{A \times Hr}{B \times V \times H \times 1,000}$$

N：標準配備台数（除雪トラックと除雪グレーダー）

A：除雪面積（m²）、Hr：時間降雪深

B：平均除雪幅（m/台）

V：平均除雪速度（km/h）13 km/hを採用

H：平均対象積雪深（cm）15 cmで設定

さらに管内の作業の平準化を図るために、冬期間の事故データを分析し、事故頻度が高い道路特性の条件を抽出して該当する工区に除雪機械を増強する手法を用いた。具体的には、市街地（1級路線ないしは4000台/日以上）、道路構造（道路勾配6%以上連続700m以上）、曲率半径（100m以下400m連続以上）、気象特性（過去に大規模交通障害の発生の有無）の3条件のうち、1つでも条件に該当する工区は機械を増強とし、出張所、除雪業者へのヒヤリングも踏まえ評価した。これらの結果を踏まえ、算定した機械台数で15 cm積雪するまでに除雪作業を完了するように雪氷ローテーションを作成し最終台数を精査した。（図 - 1 5）

本手法により各工区に対して台数を算定したが、結果、現況と比較して、例えば6工区の台数が減り、7工区が

増える結果となったが、表 - 2 のとおり、管理延長、それに対する散水融雪設備の整備率、機械の稼働時間の面からも妥当性があると考えられる。

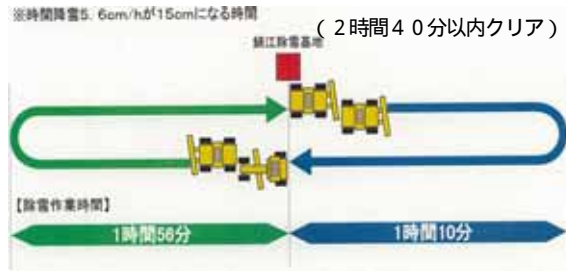


図 - 1 5 雪氷ローテーション（例）

表 - 2 6, 7工区の現場条件の比較（例）

工区	新道除雪基地 (6工区)	金山除雪基地 (7工区)	概要
管理延長(km)	13	27.6	
除雪面積(m ²)	79,800	218,500	
散水装置設置延長(km)	8.1	7.5	
散水装置設置率(%)	51.6	23.0	
降雪強度(時間降雪深cm/h)	6.4	6.2	
除雪機械稼働時間(h)	206	454	除トラ、グレーダ近年H21,22合計
除雪機械稼働率(延長)	15.8	16.4	1km当たりの稼働時間

機械の規格・機種の見直し

配備機械の機種の見直しとして、除雪グレーダーの見直しについて検討した。除雪グレーダーは、新雪除雪のてい団での活用及び路面整正のために活用されている。除雪グレーダーの運転には、大型特殊免許の資格、高度な運転技術が必要であり、さらに本機械の稼働が必要となるときは、路面整正（圧雪の除去）などの、最も重要な作業となりつねに熟練除雪オペレータに作業を委ねることとなり、後進が育ちにくい状況となっている。したがって、今後のオペレータの負担軽減を考慮して、グレーダーの内1台を除雪トラック（トラック系）（写真 2）に転換することを踏まえた計画とした。（図 - 1 6）

【A工区除雪機械配置】



図 - 1 6 除雪機械配備の現状と計画



写真 - 2 除雪トラック（路面整正装置付き）

除雪トラックと除雪グレーダーの比較は、表 - 3 のとおりである。除雪トラックに変えると新雪除雪のてい団

除雪のスピードアップにつながり、さらに除雪トラックで路面整正装置（腹グレ）付（写真 - 2）に更新することでパワー面でも圧雪にも対応可能であり、操作性、機動性の向上が図れることが期待できると考えられる。

表 - 3 除雪トラック、除雪グレーダー比較

項目	除雪トラック (10t 路面整正装置付き)	除雪グレーダー(4.3m級)
性能・仕様	除雪幅 2.8m以上 ブレード軸圧 33kN/m以上 全長12,000mm 全幅3,200mm 全高3,800mm	除雪幅 3.6m以上 ブレード軸圧 26kN/m以上 全長12,000mm 全幅2,500mm 全高3,800mm
主な用途	新雪除雪	○
	路面整正	○
メリット	高速除雪が可能である。 車で踏み固められた圧雪は路面整正装置(ブレード)ではぎ取ることができる。	路面整正作業は、ブレードを道路に押しつけることで、能率的に圧雪をはぎ取ることができる。
デメリット	路面の突起物などへの接触による損傷に注意が必要である。	除雪トラックより速度が遅い。操作に技術を要する。

豪雪時の対応

平成23年1月の豪雪を踏まえた今後の対応や方策について当事務所をはじめとして、福井県、中日本高速道路(株)の道路管理者が連携し、「豪雪時における適切な道路管理のあり方検討会議」を開催し、そこでまとめられた方向性に基づき当事務所でも対策を実施している。そこでは、大きくわけて、豪雪時の事前対策(情報収集と提供、関係機関との連携、ノーマルタイヤ車両の対策)と事後対策(スタックした車両の周りの除雪、関係機関との連携)などの方向性が提示されている。この方向性を受けて、過去4回豪雪により渋滞・通行止めが生じている大良～杉津間に優先して、スタック車両を早期除去し道路交通の確保を図るため、スタック車両の周りを除雪するための機械の補強を検討した。

スタック車両が車道を塞いでいる状況で除雪するとすると、既存の官保有の除雪トラックや除雪グレーダーは大型であり、さらに両車両とも雪を前方へ押し出す機能しかなく、停滞車両間の除雪、スタック車両の周りの除雪には、不利である。したがって、図 - 17 のようなバケット付きのスノーローダーを導入し対応している。スノーローダーの豪雪時の活用方法は、大良～杉津の中間点に待機所を新設し、豪雪時に車両・人員とも待機をすることにより、スタック等の交通障害があれば、停滞車両間の除雪、スタック車周囲の除雪をおこない早期の交通解放を目的とするものである。(図 - 17)



図 17 スノーローダーの除雪イメージ

本機械は、福井県内で駐車場の除雪等で民間業者で保有あるいはリースしている例があるが、豪雪時の緊急手配に時間を要するため、官保有する計画とした。さらに本機械の機能及び官保有する優位性を生かして通常降雪時の道の駅、待避所、トンネル坑口部の除雪などに活用

することで、通常時、豪雪時も含めた有効な活用が可能となる。

また、他の工区も含め豪雪時の事前の除雪機械のあり方を考えると、除雪能力を遙かに超えた時間降雪量に対応するため、工区、管轄を超えた重要区間の相互乗入れ・応援態勢、チェーン規制前の事前拡幅除雪などの方法を普段から状況を想定して準備しておくことが重要となる。(図 - 18)

それらの状況判断、タイミングの適正化のためには、除雪機械の位置情報を把握するための装置の導入などのICT化が必要と考える。また、今後、更新する機械は、一定の機能・操作性の統一性を図り更新することで、除雪オペレーターの負担軽減、豪雪時の除雪機械の広域運用にも有効となると考えられる。

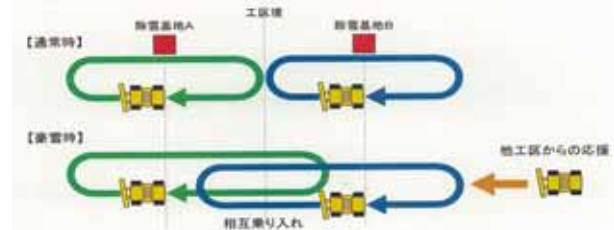


図 - 18 豪雪時の除雪機械の活用図

5. 結論

検討の結果、福井管内全体の除雪の現状を分析・評価し、課題提起をおこない、除雪機械の切り口で効率的に冬期道路管理をおこなうための配備計画の一手法を提案することができた。

6. 今後の課題

今回机上で検討した方向性に基づき、豪雪時を考慮した除雪機械(スノーローダー)の補強などを実施し取り組んでいるが、除雪機械配備後の効果を検証し、さらに補足・見直しをおこないながらPDCAサイクルで検証しながら進めていく必要がある。

そのためには、ICT化を推進し散布・除雪の効果の見える化を図っていかなければならない。また、将来を担うオペレーターの人員確保、若手オペレーターの技術力の向上が急務である。そのためにも現在の熟練除雪オペレーターが在職中のうちに技術の伝承をどのようにおこなっていくのか、また除雪作業の仕事の重要性について一般の住民向けの除雪機械のわかりやすい資料を作成し、これらを用いて住民の理解を得ながら考えていく必要がある。

参考文献

- 1) 日本建設機械化協会：除雪・防雪ハンドブック
- 2) 豪雪時における適切な道路管理のあり方検討会議資料

兵庫県社会基盤施設総合管理システムの構築 ～施設の計画的・効率的な維持管理に向けて～

南 大輔

兵庫県 県土整備部 技術企画課 (〒650-8567 兵庫県神戸市中央区下山手通5-10-1)

社会基盤施設の老朽化が進むなか、兵庫県では、長寿命化計画等の策定をはじめとして、計画的・効率的な施設の維持管理に向けた様々な取り組みを進めている。

2011年度には、社会基盤施設の情報を一元管理する「兵庫県社会基盤施設総合管理システム」の構築に着手し、2012年度には県庁と出先事務所が一体となった横断的組織である「兵庫県社会基盤施設維持管理推進委員会」を設立した。

本論文では、このうち「兵庫県社会基盤施設総合管理システム」に焦点をあて、施設台帳等の継続的・持続的な更新とデータ蓄積に向けた取り組みについて述べる。

キーワード 長寿命化計画、アセットマネジメント、維持管理

1. 社会基盤施設の計画的・効率的な維持管理に向けた兵庫県の取り組み

兵庫県では、社会基盤施設の維持管理費用の総コスト低減と予算平準化を図り、安全で信頼性の高い社会基盤施設を維持するため、以下の取組を進めている。

(1) 長寿命化計画及び定期的な更新計画の策定

表-1に示す全18工種について、アセットマネジメント手法を取り入れた「長寿命化計画」や、長寿命化が困難な施設に対する「定期的な更新計画」を策定する。

a) 長寿命化計画

施設の劣化状況を予測したうえで、適時適切な修繕や更新により施設を長寿命化し、総コストを低減する。

b) 定期的な更新計画

過年度の更新実績や機器類の検定期等に基づき、施設を定期的に更新する。

表-1 長寿命化計画・定期的な更新計画の対象工種

区分	対象工種
長寿命化計画 (10工種)	橋梁、舗装、トンネル、排水機場、水門・堰、矢板護岸、樋門・陸閘、下水道施設、公園施設、港湾施設
定期的な更新計画 (8工種)	道路付属施設、道路情報管理施設、除雪機械、消雪施設、河川情報管理施設、ダム施設、潮位等観測施設、空港施設

(2) 兵庫県社会基盤施設総合管理システムの構築

長寿命化計画等の策定には、施設に関する正確で詳細なデータの蓄積、及びデータの的確な評価・分析が必要であることから、施設台帳や点検結果を一元的に管理する「兵庫県社会基盤施設総合管理システム」(以下、「総合管理システム」という。)を構築する。

(3) 兵庫県社会基盤施設維持管理推進委員会の設置

本庁・出先事務所で構成する「兵庫県社会基盤施設維持管理推進委員会」(以下、「委員会」という。)を設置して、計画的・効率的な維持管理に向けた「計画づくり」「ルールづくり」「意識づくり」に取り組む。

a) 計画づくり

各工種の長寿命化計画等を取りまとめたうえで、全18工種の予算調整と横断的な予算平準化を検討する。

b) ルールづくり

総合管理システムを活用して、施設に関するデータを継続的に蓄積できるよう、施設台帳等の更新について共通的なルールを定める。

c) 意識づくり

計画・ルールに基づいて適切な維持管理を実施できるよう、職員の意識・技術力の向上のための方策や、組織・体制の見直し等について検討する。

(4) スケジュール

平成25年10月を当面のゴールと定め、計画、ルール、意識におけるそれぞれのアウトプットを作成する。

表-2 委員会のスケジュール

	H24	H25
計画づくり	長寿命化計画等の策定 総合管理システムの構築	予算平準化の検討
ルールづくり	共通ルールの検討	施設台帳管理マニュアルの作成
意識づくり	維持管理研修の実施	組織・体制の検討

2. 総合管理システムの概要

(1) システムの全体構成

総合管理システムは、「施設台帳システム」「地理情報システム」「アセットマネジメントシステム」の3つのサブシステムで構成する。(図-1)

a) 施設台帳システム

全18工種の施設台帳や点検結果等を一元的に管理するシステムであり、施設の諸元(建設年次、構造等)や損傷度等の各種条件でデータの検索や抽出が可能なおことに加え、施設台帳等をExcel形式やPDF形式の帳票で出力することができる。

b) 地理情報システム(GIS)

社会基盤施設の位置情報を1/2,500の地図上で管理するシステムであり、施設台帳システムと連携して、地図から施設台帳の帳票・データを表示することができる。

また、県庁と土木事務所が共通図面上で作図することができるなど、統合型GISとしての機能も有する。

c) アセットマネジメントシステム

長寿命化計画等の策定を支援するシステムであり、各施設の耐用年数や修繕・更新単価を設定することで、中長期的に必要な維持管理費用を試算できる。

また、全18工種の計画を集約することで、工種横断的や予算平準化の検討等を支援することができる。

なお、橋梁や港湾施設については、マルコフ劣化予測等の高度な解析を必要とすることから、別途、スタンドアロン型のアセットマネジメントサブシステムを構築して、解析結果のデータ連携を図ることとした。

(2) システムの特徴

a) クラウド型システム

総合管理システムのハード・ソフトは基本的に全て民間のIDC(インターネット・データ・センター)に設置する。

システム運用コストの低減や、地震・災害等に対するデータの安全性確保を実現できることに加え、インターネットを経由して県内市町や受注者等とも情報を共有することが可能となる。

b) 統合型GISの採用

施設の位置情報に加え、小中学校等の公共施設、緊急輸送路や都市計画図等の図面、道路台帳や河川台帳等の法定付図をレイヤ登録することで、より活用性・汎用性の高いGISを構築する。

c) インフラコードの導入

各施設を一意に特定できるよう、全18工種共通の管理番号(インフラコード)を付与する。

インフラコードを導入することで、各工種の柔軟性や拡張性を確保したDB設計が可能となる。(図-2)

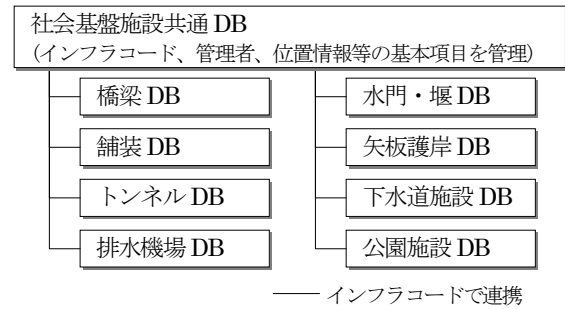


図-2 施設台帳システムのDB構成イメージ

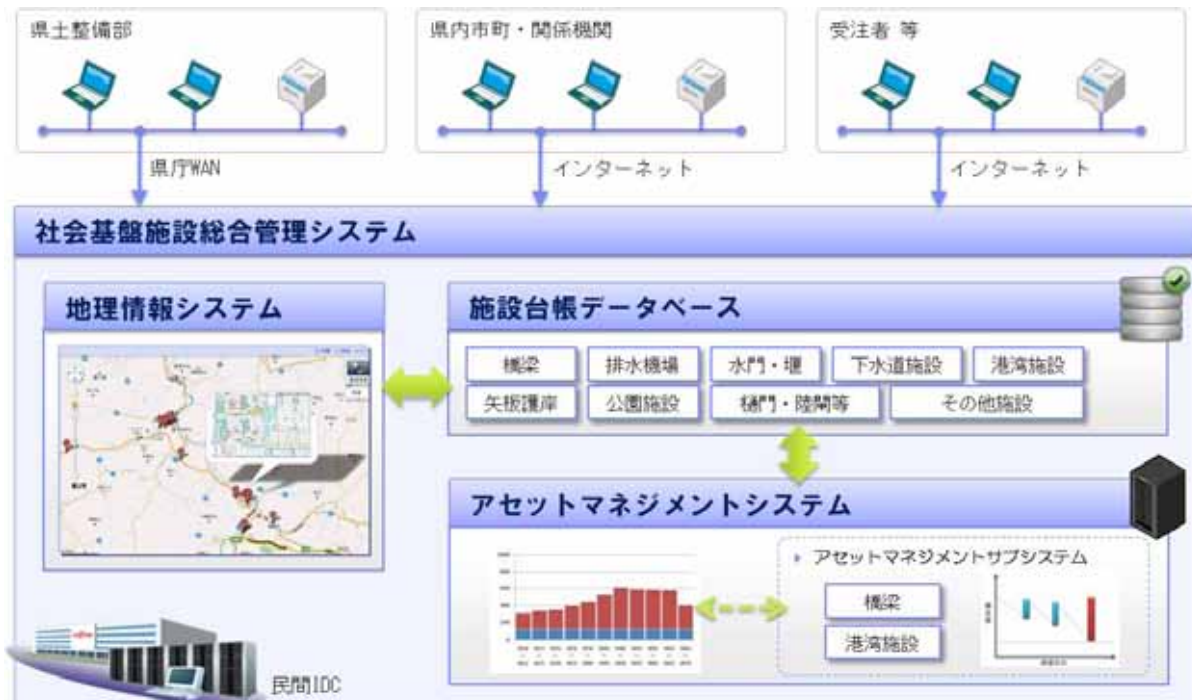


図-1 兵庫県社会基盤施設総合管理システムの全体構成

(3) システム構築の効果

a) 情報の一元管理と高度な検索

これまで、各出先事務所に分散していた施設台帳等を一元的に管理し、地理情報システムで位置情報を付与したうえで、ネットワークを介して全職員が同一の情報を共有することができる。

また、施設の諸元や損傷度等の各種条件でデータを検索できることに加え、GISを活用することで、河川流域検索など、より高度な検索も可能となる。

b) 計画的・効率的な修繕・更新の支援

蓄積した点検結果等を分析して、部材の劣化予測式や施設の耐用年数等を見直すことで、より実態に応じた精度の高い長寿命化計画等の策定を支援することができる。

また、正確な施設情報を基に、修繕・更新すべき施設の数量や、適切な修繕・更新時期を把握できることに加え、過去の事例を分析して、現場に応じたきめ細やかな修繕・更新工法を選定することが可能となる。

さらに、全18工種の長寿命化計画等を総合的に分析・評価することで、工種横断的な予算平準化を検討することが可能となり、より効率的・効果的な修繕・更新を支援することができる。

c) 日常業務の効率化

施設の位置情報に加え、共通図面や法定台帳付図等も含めた統合型GISとして運用することで、修繕・更新に加え、日常的な維持管理(苦情対応、災害対応等)にも活用することができる。

d) その他

将来的には、全施設に付与したインフラコードを用いて、工事台帳システムや電子納品システム等とデータ連携し、設計書や電子成果品など、施設に関する様々なデータを総合的に管理することが可能となる。

が多かった。

そこで、総合管理システムでは、全18工種の施設台帳システムに加え、地理情報システム等の関連システムも含めて一括で構築し、全職員がOAパソコンから利用できる環境を構築することとした。

b) 企画提案競技による調達

総合管理システムは、過去に類似事例の無い大規模で統合的なITシステムであることから、その要求仕様を定量的に定めることは困難であった。

また、社会基盤施設の維持管理の中核を担うITシステムでもあるため、システム開発だけでなく、システム運用保守に信頼のおける相手方の選定が求められた。

このため、公募型企画提案競技方式を採用して、システムの要求性能や機能等について民間からの技術提案を募集したうえで、価格だけでなく技術力や過去の実績を踏まえて契約の相手方を選定することとした。

さらに、システム開発業務と運用保守業務を一括で調達することで、システムのLCC最小化を図るとともに、システムを熟知した業者が継続的にシステムを運用できる体制を整えることとした。

c) プロトタイプ開発方式の採用

過去のITシステム開発では、確定したシステム設計に基づいて開発を実施し、システムの画面や機能が全て完成してから運用を開始することがほとんどであった。

しかし、利用者のニーズに合致したシステム設計ができず、使いにくいシステムとなってしまうことや、設計が確定しているために、利用者からの要望等があった場合に対応できないなどの課題があった。

そこで、総合管理システムでは、設計が確定してから開発を実施する「ウォーターフォール開発方式」ではなく、設計段階で画面や機能を利用者にレビューしてもらい、ニーズや要望を設計に反映したうえでシステム開発を進める「プロトタイプ開発方式」を採用することとした。

同時に、システムの画面設計や機能設計についても、県庁職員だけでなく、出先事務所の職員が一体となって議論を進めることができる体制を整えることとした。

(5) システムの開発体制

平成23年度に実施した企画提案競技の結果、富士通(株)を中心とした「富士通社会基盤施設総合管理システムグループ」を契約の相手方として選定した。

兵庫県の業務システムに精通し、IDCの運用やプロジェクト管理に信頼のおける富士通(株)に加え、アセットマネジメントシステムの開発実績を有する(株)ニュージエックや(株)長大が開発に参加するなど、各分野のスペシャリストが結集する、大規模な開発体制をとることとなった。

ITベンダと建設コンサルタントそれぞれのノウハウをうまく活用することで、高度で先進的な、利用しやすいシステム開発が実現できるものと期待している。

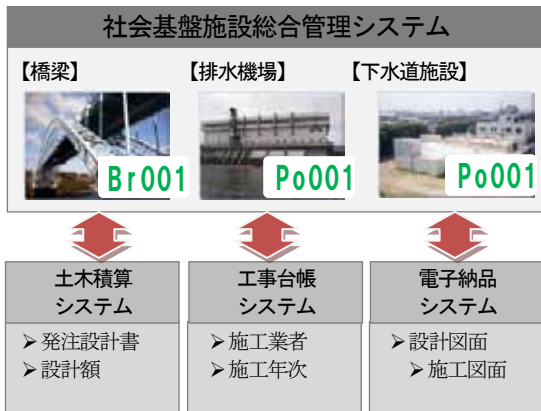


図3 インフラコードによるシステム連携イメージ

(4) システムの設計・調達における工夫

a) 全システムの一括調達

兵庫県では、過去に橋梁や公園などの施設台帳システムを開発したものの、特定の事務所などの限られた職員しか利用しないため、異動等によりシステムの存在を誰も知らなくなり、使われないうまま陳腐化してしまう事例

3. 継続的なデータ蓄積に向けて

(1) 狭義のシステムではなく広義のシステム

「ITシステムは目的ではなく手段」とは良く言われることではあるが、「施設に関する正確で詳細な情報を持続的に管理し、計画的・効率的な維持管理を支援する」という目的を達成するためには、ITという『狭義のシステム』を『どう作るか』に加えて、その運用体制等も含めた『広義のシステム』を『どう創るか』という検討が必要である。

そこで、施設台帳等の更新における現状と課題を整理したうえで、総合管理システムを活用して施設台帳等を継続的に更新していくための運用体制について検討する。

(2) 施設台帳の更新におけるこれまでの課題

a) ルールの不在

ほとんどの施設台帳等について、「誰が」「いつ」更新するのか、ルールが定められていなかった。

また、施設台帳等の様式や管理方法についても統一されておらず、各出先事務所が個別に運用していた。

このため、担当者が異動すると施設台帳等が更新されなくなることや、施設台帳等の存在を誰も知らなくなることもあった。

また、施設台帳が整理されている場合でも、出先事務所によって様式が異なるため、全庁横断的な分析ができないなどの問題もあった。

b) ルールを守れない

施設台帳等の様式や更新ルールが定められている場合であっても、設計・積算や苦情対応の他業務が忙しいため、施設台帳の更新が後回しにされる場合が多かった。

また、施設台帳等を更新しなくても事業は進むことため、更新がおろそかにされることもあった。

c) 職員の異動

年度末には工事完成が集中することから、施設台帳の更新について、異動時に引き継がれないことが少なかった。

また、施設台帳等の更新に関するノウハウを文書化していないため、詳しい職員が異動すると誰も更新できなくなるなどの問題もあった。

(3) 継続的な運用体制の確立に向けて

上記の課題を解決し、施設台帳等を持続的に更新するため、以下の取り組みを進める。

a) 共通ルールの作成

新設・改良工事や修繕・更新工事の実施時に、受注者が必ず施設台帳等を更新するよう、全18工種の施設台帳等について、様式や作成方法に関する共通ルールを定め、「土木工事共通仕様書」に明記する。

また、施設台帳等の電子データ作成方法や納品方法を統一するため、「電子納品作成要領」を改訂する。

b) 業務フローの検討と強制力の付与

工事検査時に施設台帳の更新状況を確認するなど、策定した共通ルールを遵守できるよう、施設台帳の更新に関する強制力を持たせる。

また、受注者が施設台帳等を更新しない場合は工事成績評価に反映するなどの罰則規定についても検討する。

c) 第三者機関の活用

総合管理システムへの施設台帳等のデータ登録業務を県職員が実施する場合、職員の負担が大きくなったり、データ登録漏れが多くなる可能性もある。

そこで、システムへのデータ登録業務については、兵庫県の外郭団体である(公財)兵庫県まちづくり技術センター(以下、「センター」という。)に集約することを検討する。

センターを活用することで、可能な限り県職員の負担を軽減することができ、異動時の作業漏れ等を防ぐなど、適切にデータ登録を実施できる体制を整える。(図-1)

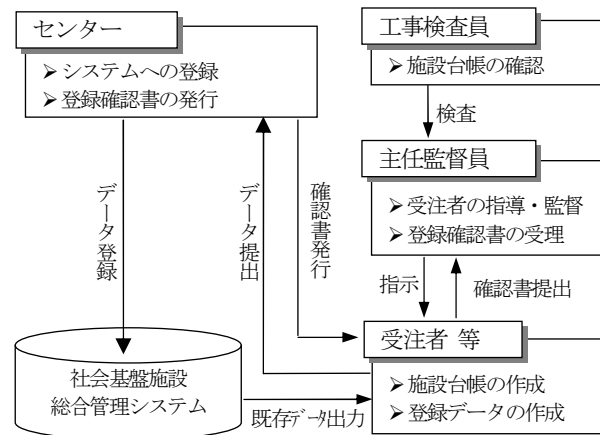


図-4 施設台帳の更新における役割分担(案)

4. おわりに

社会基盤施設の老朽化について社会的な認識が高まるにつれ、国や各自治体で長寿命化計画等の策定や施設台帳データベースの整備が進められている。

そのような中、全18工種にわたる施設情報の一元化による整理・統合や、部門・工種を横断した予算平準化の検討を支援する「兵庫県社会基盤施設総合管理システム」は、今後の『維持管理の時代』に向けた次世代型総合土木システムとして、全国に先駆けた取り組みとなる。

今後、システム構築に向けては、膨大な資料収集やデータ整備に加え、継続的な運用体制の確立など、様々な課題、困難が待ち受けているが、兵庫県社会基盤施設維持管理推進委員会では、県庁と出先事務所が一体となって、システム構築へ向けて一歩ずつ進んでいく。

平成25年10月には、全国自治体の模範例となる、素晴らしいシステム(運用体制も含めた広義のシステム)をご報告できることを約束して、本論文の結びとしたい。

国道306号土石流災害対応について

安達 篤志¹・長坂 典昭²

¹滋賀県湖東土木事務所 道路計画課 (〒522-0071滋賀県彦根市元町4番1号)

²滋賀県南部土木事務所 道路計画課 (〒525-8525滋賀県草津市草津三丁目14-75)

近年、梅雨前線などに伴う集中豪雨（ゲリラ豪雨）による被害が発生している。当所管轄内においても、2010年6月17日からの梅雨前線により滋賀県犬上郡多賀町佐目・大君ヶ畑で土石流が発生し、国道306号が通行止めとなり、大君ヶ畑集落49世帯111人が孤立した。

本稿は、2010年に滋賀県犬上郡多賀町佐目・大君ヶ畑で発生した土石流についての緊急対応、応急対策および恒久対策について紹介するものである。

キーワード 集中豪雨、土石流、緊急対策、応急対策、恒久対策

1. はじめに

2010年6月17日からの梅雨前線豪雨により、滋賀県犬上郡多賀町佐目・大君ヶ畑の国道306号において土石流災害が発生した。国道306号は三重県津市から滋賀県彦根市を結ぶ幹線道路であり、当地点は道路幅13.0mで、車道2車線・片側歩道を有している。土石流災害の位置図を図-1に、土石流災害状況を図-2に示す。

土石流発生溪流は流域面積約0.23km²の細谷である。土石流流出位置を図-3に示す。

同地点での土石流の発生は、2008年9月21日・2010年6月20日・2010年7月14日・2010年7月15日の計4回である。国道306号に流出した平均土砂量は160m³であり、その都

度全面通行止め規制し、緊急対応として土砂撤去を行った。

土石流発生地点の2km東側に49世帯111人の集落が存在している。国道306号は集落と彦根市街地を結ぶ唯一の道路であり、土石流発生の際に長期の全面通行止めを行うことは社会的影響が大きいと判断し、応急対策に加



図-1 国道306号土石流災害発生位置図



図-2 土石流発生状況



図-3 土砂流出位置

えて恒久対策を実施し民生の安定を図ることに決定した。

2. 調査の実施と災害発生の要因

調査方法は、机上調査・現地調査・滋賀県防災ヘリによる上空からの調査を実施した。

(1)机上調査

机上調査は、現地調査を行うにあたり、過去の土石流出時期・流出量の整理、既存図面による状況把握を行ったものである。

- ・過去の土石流出時期・流出量については、表-1の土石流発生一覧表のとおりである。
- ・細谷の流域面積は約0.23km²である。
- ・細谷は流域中程で勾配が変化しており、上部は約

1/2、下部は約1/3~4である。また、標高差は約500mである。

- ・細谷の流末は幅1.5m×高さ1.0mの国道306号を横断するボックスカルバートで、犬上川に流入している。
- ・保安林指定および砂防指定はない。

(2)現地調査

第4回土石災害発生から2日後（2010年7月17日）に、防災ドクターによる現地調査を実施した。また、その5日後（2010年7月22日）に、職員3名による徒歩での溪流踏査を実施した。細谷調査状況を図-4に、既存道路横断ボックスカルバート閉塞状況を図-5に示す。

- ・溪流部に大量の河道堆積物を確認し、さらに土石流出の恐れがあることを確認した。
- ・細谷流域下部には崩壊は確認できなかった。
- ・細谷流末のボックスカルバートが閉塞している状況を確認し、今後も閉塞の恐れがあることを認識した。

(3)滋賀県防災ヘリによる上空からの調査

土石撤去状況を図-6に、表層崩壊状況を図-7に示す。



図-4 細谷調査状況



図-6 土石撤去状況



図-5 既存道路横断ボックスカルバート閉塞状況



図-7 表層崩壊状況

表-1 土石流発生一覧表

発生時期	連続雨量 (mm)	最大時間雨量 (mm)	流出土砂量 (m ³)
2008年9月21日	101	51	100
2010年6月20日	35	12	20
2010年7月14日	58	22	300
2010年7月15日	11	7	225

崩落起点および今後の対応を検討するにあたり流域全体を把握するため、第4回土石流発生翌日（2010年7月16日）に滋賀県防災ヘリによる上空から細谷流域の調査を行った。地上からの溪流調査では確認できない山頂部の表層崩壊を確認した。

- ・ 流域上部で山腹崩壊が発生した。
- ・ 崩壊部の表面はレキ混じり土砂であり、基岩の露頭は確認できないが、今後崩壊が拡大する恐れがある。

(4)災害発生の要因

以上の調査結果により、今回の土石流災害の要因として以下の4点が考えられる。

- ・ 集中豪雨による山腹崩壊。（今後拡大の恐れ有）
- ・ 集中豪雨による溪流内に堆積した不安定な土砂の流出。
- ・ 砂防事業による流下抑止対策および治山事業による発生源対策の未実施。
- ・ ボックスカルバートの断面不足による国道306号への土砂流出。（現況BOX断面幅1.5m×高さ1.0m）

3. 緊急対策および応急対策について



図-8 緊急解放状況



図-9 仮設防護柵設置状況

先に記述したとおり、当地点では4回の土石流が発生したが、幸いにも人的被害は出ていない。

(1)緊急対策

ハード面では交通誘導員およびバリケードによる通行止めを行い、通行の支障となる道路上の堆積土砂の撤去を行った。そして、細谷からの土石流が道路上に流出しないよう大型土嚢を配置し、交通誘導員により片側交互通行で2010年7月21日に緊急開放を行った。図-8に緊急開放時の状況を示す。

ソフト面では、災害発生直後から道路情報板により国道306号通行止めの周知を行った。また、ラジオによる通行止めの情報を発信した。その後2010年8月31日、滋賀県湖東土木事務所のホームページに国道306号の災害状況を掲載する対応を行っている。以下にホームページアドレスを記載した。

(http://www.pref.shiga.jp/h/h-doboku/koto_saigai.html)

(2)応急対策

国道306号と細谷の間にH鋼杭等による仮設防護柵を設置することで、路面への土砂流出を防止し、2010年8月11日に両側通行を確保した。図-9に仮設防護柵設置状況を示す。

4. 恒久対策の検討について

現状は、表層崩壊による土砂の供給があり、また溪床には大量の土砂が堆積していることから、今後も土砂流出の恐れがある。本格復旧にむけては、2.(4)に記述した要因について対策を行う必要がある。恒久対策としては、「砂防事業：流下抑止対策」「治山事業：発生源対策」「道路事業：国道306号におけるボックスカルバートの断面不足解消」について対策を行うこととした。

砂防事業は、人家4戸および国道20mの保全を目的とし2011年に事業採択を受けている。今後、砂防指定（2013年3月予定）を行い土石流対策を実施する運びとなった。発生源対策については、所管課と現在調整中である。また、道路横断ボックスカルバートの流下能力の向上も実施することとした。

(1)砂防事業

計画対象流域では、過去4回土石流が発生しており、その際の土砂には目立つ巨礫は存在せず、比較的小さな礫の流出であった。また、流木量も少量であった。

堰堤の構造形式は、巨礫および流木の捕捉により堰堤の機能を発揮する透過型砂防堰堤ではなく、不透過型砂防堰堤を採用した。また、現況河床勾配が1/3と急勾配となるため、通常タイプでは計画捕捉量が見込めないことから、除石管理型砂防堰堤を採用することとした。計画砂防堰堤の設置位置については、より広範囲からの流出土砂・流木を捕捉することが可能となるよう、できるだけ流域下流に配置することとした。

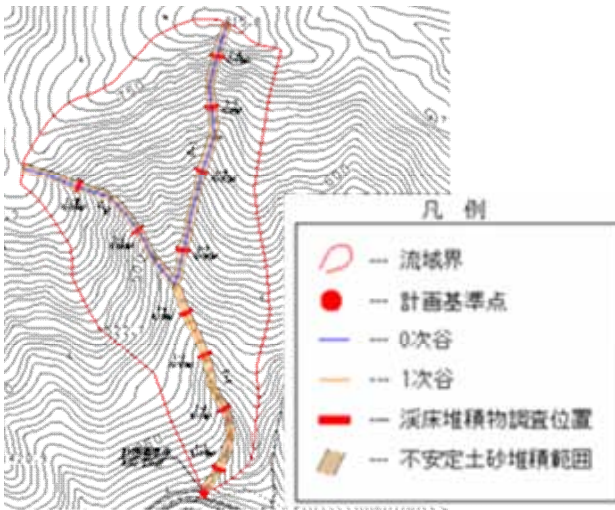


図-10 渓床堆積物調査位置図

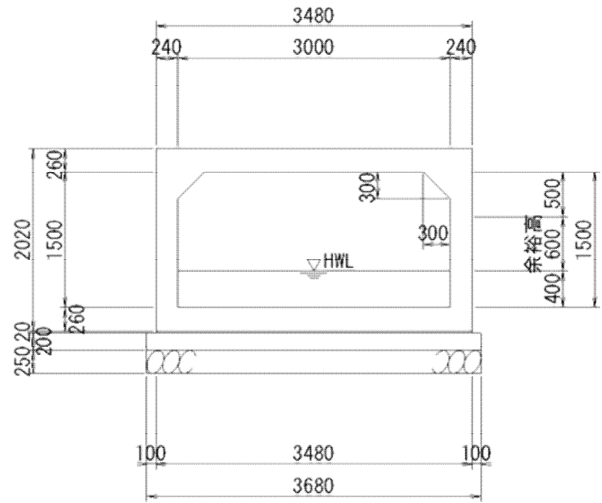


図-12 計画BOX断面

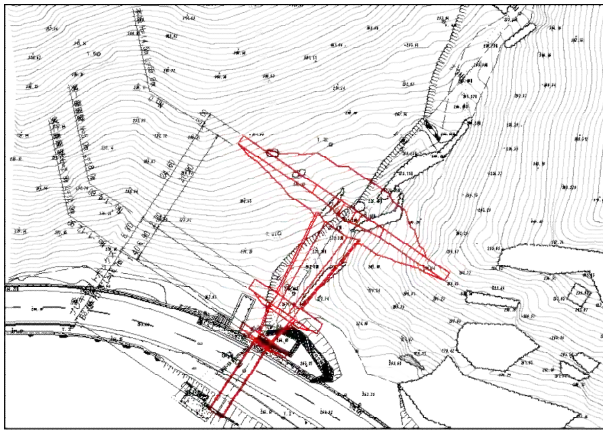


図-11 砂防堰堤設置位置 (予備設計)



図-13 施工済みBOX上流部

図-10に渓床堆積物調査位置図を、図-11に砂防堰堤設置位置 (予備設計) を示す。

(2) ボックスカルバート断面不足解消対策 (道路事業)

ボックスカルバートにおける設計条件は以下とする。

① 細谷の流出量および土砂混入率

- ・設計流量 7.2m³/sec
- ・土砂混入率 10%

② ボックス諸元

- ・内空幅 3.0m
- ・縦断勾配 1/10 (道路土工—カルバート工指針における最大勾配とする)

設計条件より流量計算を行った結果、水深は0.384mとなった。ただし、設計便覧(案)砂防編より最小水深は0.40mであることからこれを採用した。余裕高については、計画流量に応じ0.60mとした。また、設計便覧(案)砂防編より、ボックスカルバートが溪流部の横断構造物に当ることから余裕高に0.50mを加えた高さとした。

よって、幅3.0m×高さ1.50mの断面を有するボックスカルバートを施工するものとした。図-12に計画BOX断

面を示す。

5. 恒久対策の実施状況と効果について

2011年4月より、恒久対策を開始した。砂防事業については、砂防指定・用地買収および地元との調整等に時間を要するものの、今後も土石流が起こることが懸念されるため、先行して道路を横断するボックスカルバートの施工を行った。ボックスカルバート工事については、2011年8月末に、事故もなく無事終わった。図-13に施工済みBOX上流部を示す。

本来であれば、砂防事業による土石流対策の実施後に下流部の対策に着手すべきところではあるが、今回は4度の道路への土砂流出を経験し、集落孤立化頻度を下げることが優先するため、下流の流下能力の向上を先行した。

既設BOXは細谷の流下方向に対し、少し屈曲して設置されていたが、新規BOXは流下方向と同じ角度で設置することで、土砂の排出がされやすい形状とした。ま

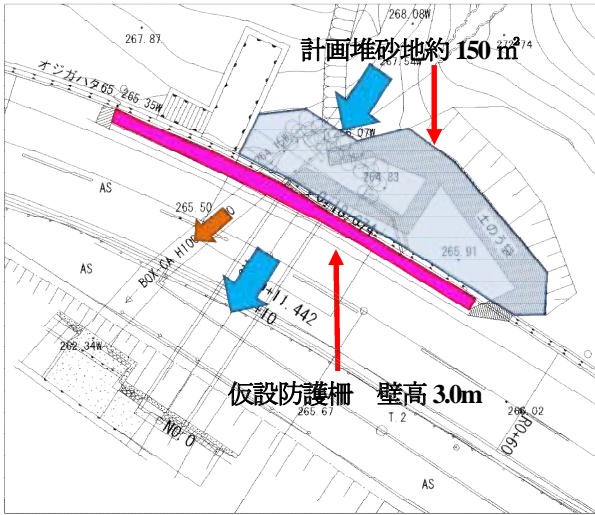


図-14 道路防護対策図



図-15 土石流捕捉状況

た、応急対策により設置した計画堆砂地約150㎡・仮設防護柵壁高3.0m、恒久対策により設置した新規BOXにより約450㎡まで道路への土砂捕捉量を確保した。図-14に、道路防護対策図を示す。

その結果、2011年7月19日台風6号の連続雨量400mmを超える大雨でも道路への土石流（約150㎡）の流出を防ぎ、通行止めを回避することができた。その状況効果は、図-15のとおりである。

砂防事業完了予定が2015年末であることから、今後BOX内に堆積する土砂の定期的な撤去が必要となるものの、緊急的な通行止めや、土砂撤去の頻度は低減できる。また、迅速な対応により通行止めを回避できる道路形状にできたことは、土石流対策および道路管理として十分評価できるものであり、民生の安定も確保できたものとする。

6. 土石流撤去費用について

砂防事業完了までの維持管理費用について、応急対策

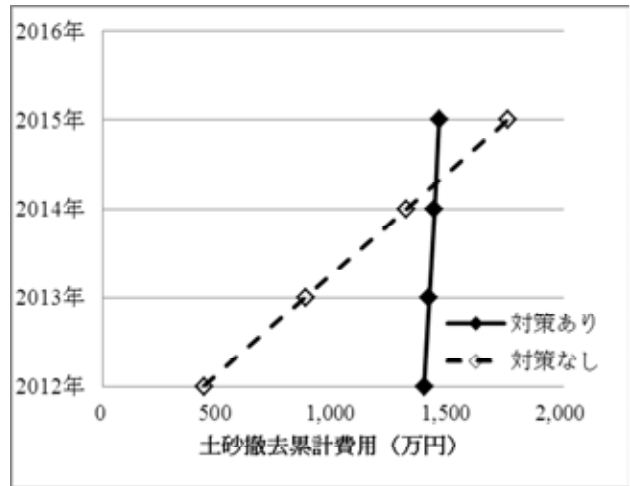


図-16 土砂撤去累計費用図

およびBOX工事実施（ケース1）と土砂撤去のみ（ケース2）で比較する。比較年度は、2012年から2015年（砂防事業完了年度）までを対象とした。

基本条件

- ・土石流発生年間回数は、過去4年間で5回発生していることから、1.25回とする。
- ・土石流1回当たりの流出量は、平均流出量の160㎡とする。

(1)ケース1

- ・堆砂地および防護柵の設置費用約274万円。
- ・BOX工事費用約1,100万円。
- ・平均年間土石流撤去費用は、22万円。

土砂撤去累計費用：274万円+1,100万円+22万円×4年
=1,462万円

(2)ケース2

- ・過去の土石流撤去に用いた金額を参考に算出。
- ・㎡当り約2万2千円。（通行止めおよび夜間作業費用が含まれている。）

土砂撤去累計費用：2万2千円×160㎡×1.25回×4年
=1,760万円

砂防堰堤完成までの期間で比較すると、ケース1の方が4年間で約298万円経済的であることが分かる。土砂撤去費用図を図-16に示す。

7. おわりに

今後、増加傾向にある集中豪雨により、土砂災害の発生リスクが増している。災害時における初動対応が被害の軽減やその後の応急対策に大きな影響を及ぼすと考えられることから、災害発生直後からの情報収集および情報の伝達が重要となる。

今回のケースを振り返ると、ハード面での初動対応は迅速かつ的確に行えたと考えられる。災害復旧にあたり、各部署連携した恒久対策計画の立案および恒久対策工事の一部が完了したことで、土石流が道路上に越流するリス

クを低減できた。ソフト面の対応としては、災害発生直後から道路情報板による国道306号通行止めの周知、ラジオによる国道306号通行止めの情報発信を行えたが、インターネットへの災害情報の掲載が災害発生から1カ月程経過しており、今後に課題が残るものとなった。

本来であれば砂防事業での対策後に下流部（道路付近）の対策を実施することがセオリーである。しかし、国道306号は大君ヶ畑集落49世帯にとって唯一の幹線道路であるため、道路付近の対策を先行して実施した。また、土石流堆積物の除去についてもコスト縮減をはかれたものとする。今後、道路付近の対策を先行したことにより、BOX内に堆積する土砂の定期的な撤去が課題

となるが、砂防ダムなどの対策が完成するまでの間、土石流が道路に越流する危険性を低減できたことは、十分評価できるものとする。

最後に、今回の土石流災害は全国で発生している自然災害に比べ小規模な土砂災害ではあるが、一つの災害復旧事例として今後の参考になれば幸いである。

謝辞：上空からの調査を実施するにあたり、滋賀県防災危機管理局防災航空チームの皆様にご協力いただきました。また、緊急対策にあたって地元多賀町にも尽力いただきました。この場をお借りしまして感謝の意を表します。

揖保川の災害復旧 その問題点と今後の川づくりについて

濱田 耕造

近畿地方整備局 姫路河川国道事務所 龍野出張所 (〒679-4167兵庫県たつの市龍野町富永1005-47) .

2009年台風第9号による記録的な豪雨は揖保川に甚大な被害をもたらした。2009年度から2010年度にかけて揖保川各所において災害復旧工事を実施し、2011年3月に完成を迎えた。しかし2011年の出水を受け、災害復旧工事が完了したばかりの箇所において被災を受ける結果となった。

本稿は、2011年出水による被災の原因を分析し、2009年度の災害復旧工事における復旧工法の問題点を考察し、今後の川づくりに向けての課題をとりまとめたものである。

キーワード 災害復旧, 被災原因, 川づくり,

1. はじめに

(1) 2009年台風第9号による揖保川の状況等

龍野出張所が所管している揖保川は、兵庫県西部を南流し瀬戸内海に注ぐ一級河川であり、長さは約70km、流域面積は810km²で、約80%が山間部である。

2009年8月8日に日本の南で発生した熱帯低気圧は北上しながら9日に台風第9号となり、10日に紀伊半島の南、11日には東海と関東の南を通過して、日本の東海上を進んだ。

この台風第9号の影響により、揖保川流域では9日未明より10日夕方まで降雨があり、宍粟市一宮町神戸では1時間で61.0mmの猛烈な雨を観測した。この雨により管内の水位観測所ではいずれもはん濫注意水位を大幅に超過し、揖保川の基準点である龍野水位観測所でははん濫危険水位を超過した。また浸水家屋は床下床上併せて751戸、浸水面積は292haにのぼった。

(2) 2009年度災害復旧工事概要

2009年度から被災箇所において護岸整備、河道掘削等を実施した。龍野出張所管内では被災が顕著であった揖保川中上流域を中心に、件数として11箇所、14件の災害復旧工事を実施した。災害復旧工事については、2011年3月をもって完了した。



図-1 揖保川流域図

(3) 調査手法

2011年出水を受けて被災した箇所において、目的として被災範囲・被災規模を把握することとした現地調査を実施した。ポイントとして被災を受けた箇所、受けなかった箇所の比較を留意することとし、2009年度災害復旧工事図面、河川現況台帳附図、コンベックス、カメラを現地持参し、調査を行った。

2. 2011年出水による被災と原因他

2011年5月の梅雨前線豪雨、同月台風第2号、同年9月の台風第12号による出水を受け、災害復旧工事が完了したばかりの箇所において被災を受ける結果となった。新設護岸の倒壊は無かったが、高水敷の洗掘、張芝の流出などが発生した。

ここでは、特に被災が顕著であった宍粟市山崎町岸田地区と宍粟市一宮町閨賀地区の2地区において、その原因を分析する。

きしだ
(1) 岸田地区

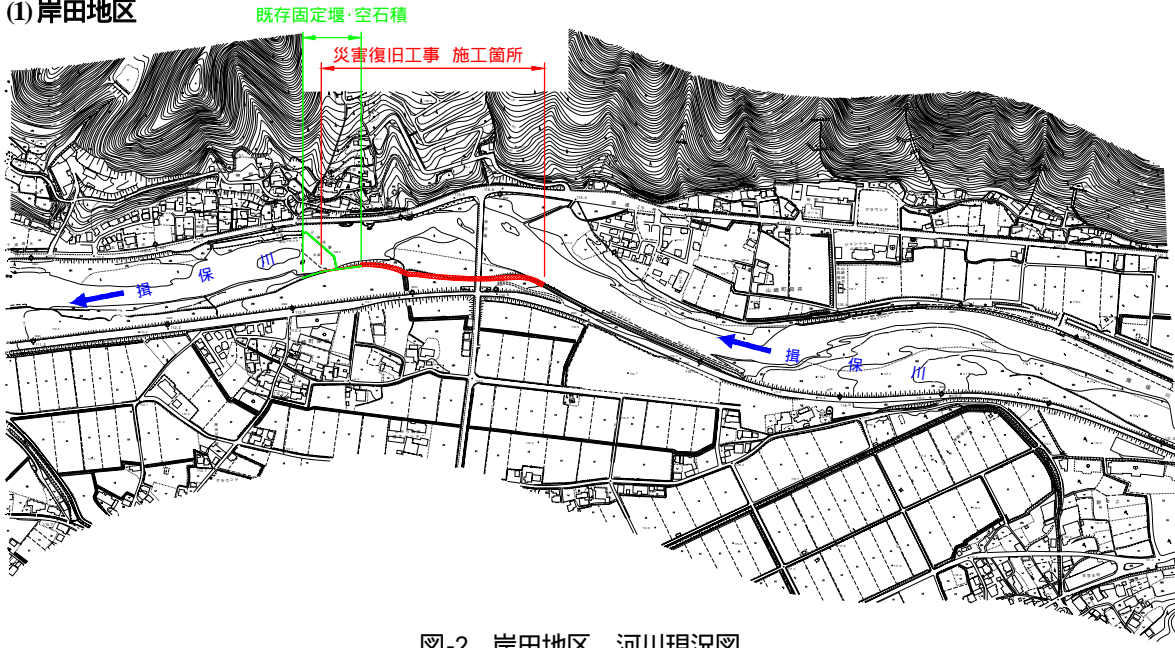


図-2 岸田地区 河川現況図

a)2009年災害復旧工事

宍粟市山崎町岸田地区は揖保川本川がS字に流れている地域にあたる。

災害復旧工事施工箇所直上流の集落において、2009年床上浸水が発生した事を受け、河道断面確保として左岸側の州を大幅に撤去、低水部に現地採取の石張護岸で施工した。

下流端部に既存固定堰があり、この既設条件護岸（空石積み）にあわせるため、低水護岸線形を河川中央側にシフトした。

b)2011年出水による被災

低水護岸が河川中央側へシフトしている箇所から下流にかけて高水敷及び下流端擦付部が洗掘した。洗掘被災規模としては、高水敷は若干の洗掘であったが、下流端擦付部は護岸裏が大幅な洗掘被害を受け、工事施工範囲直下流の既存空石積みが崩壊した。



写真-1 2011年出水被災後全景

なお、2011年5月被災後、同年9月の出水を受け、被災規模が全体的に拡大した。



写真-2 2011年5月被災



写真-3 2011年9月被災

c)2011年被災の原因分析

高水敷の被災箇所は低水護岸が河川中央側へシフトしている箇所である。ここは流れ方向に対し低水護岸形状が突出しており、洪水流がその上を直線に流下した結果と推察される。

下流端の既存空石積み部も洪水流の流れから直線に位置しており、空石積み裏側から被災を受けたと推察される。



写真-4 低水護岸突出部が洗掘された状況

うるか
(2) 閩賀地区

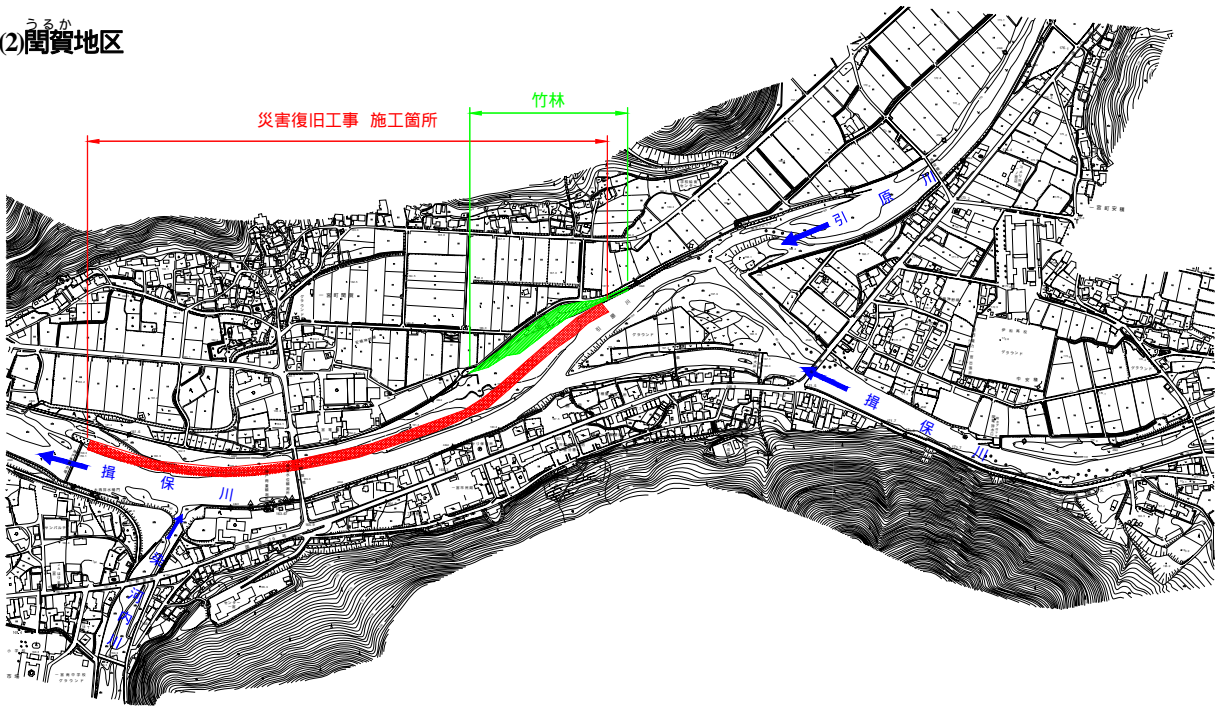


図-3 閩賀地区 河川現況図

a) 2009年度災害復旧工事

宍粟市一宮町閩賀地区は揖保川本川と支川の引原川が合流する地域にあたる。災害復旧工事施工範囲上流から中流域には竹林が繁殖し、下流域では支川の染河内川が合流している。2009年被災時は、揖保川・引原川合流点部右岸側にて越水し、付近に甚大な被害をもたらした。災害復旧工事において、河道断面確保のため右岸側の河原を掘削し、低水護岸として現地採取の石張護岸をL=約900m施工した。



写真-5 災害復旧工事完了全景

b) 2011年出水による被災

低水護岸背面の天端コンクリート横の高水敷が、工事施工範囲全体に渡って洗掘した。洗掘被災規模としては、表層洗い出し程度の箇所、深さ数十センチ程度の箇所、深さ1mを越える箇所と場所により変化した。



写真-6 2011年出水被災後全景

c) 2011年被災の原因分析

900m工事施工範囲全体に渡って洗掘した原因としては、縦断方向に連続した天端コンクリートのため、改修前より洪水の流速を増加させてしまったことが一つ考えられる。コンクリートは自然地盤に比べ粗度係数が小さいため、縦断方向に連続すると施工前と比較して洪水による掃流力を増大させる要因になる。

被災規模が場所によって異なったことは2点原因が考えられる。

1点は、高水敷が盛土か切土の違いである。

高水敷は盛土部と切土部が混在する構造となっていた。被災規模として盛土部の洗掘が著しく、逆に切土部については若干の洗い出し程度であった。また盛土箇所においても洗掘深さは概ね元々の地山高までの洗掘であり、盛土地盤、切土地盤の強度差が明確に現れた。



写真-7 高水敷盛土箇所

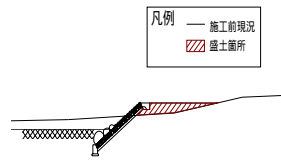


図-4 高水敷盛土部横断面図



写真-10 竹林の根により被災を受けなかった護岸



写真-8 高水敷切土箇所

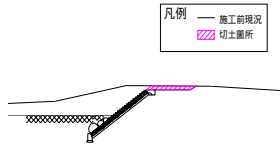


図-5 高水敷切土部横断面図

2点目は竹林による被災規模軽減効果である。

竹林は施工範囲上流から中流域にかけて繁殖している。竹林より下流地域はその竹林の幅において洗掘していないエリアが存在した。これは竹林による流速低減効果が働いたためと推察される。



写真-9 竹林背後地が洗掘されていない。

また、工事終点の直上流部には既設護岸+竹林があり、竹林が護岸天端コンクリート直裏まで繁殖している。当該箇所において、竹林の根本まで水が上がった痕跡があるものの洗掘はなかった。これは竹林の根により地耐力が増大し洪水による掃流力に耐えたものと思われる。

(3)災害復旧工事の効果及び2011年出水による被災と原因(まとめ)

岸田地区、関賀地区共、工事箇所の上流部において、2009年台風第9号時は越水し、床上浸水が多数発生した。災害復旧工事施工後の2011年出水時は両地区とも住居等まであと数十センチの所まで水位が上昇(出水時、巡視員の目測による)するも、ギリギリで住居被災を免れた。2011年出水以上の超過洪水対策を考えると不安要素は残るが、2011年出水の被災規模は高水敷の流出等と比較的軽微であり、2009年度の災害復旧工事において河道掘削により河道断面を拡大させたことは一定の効果があったのではないかと推察できる。

岸田・関賀両地区の被災と原因を下記にまとめる。

	工事	被災	原因	問題点分析
岸田	・河道掘削 ・低水護岸	・高水敷洗掘 (施工範囲下流端部)	・突出した低水護岸	・施工端部の擦付方法 ・粗度係数の低下 ・画一的な断面
関賀	・河道掘削 ・低水護岸	・高水敷洗掘 (被災規模に差有)	・縦断方向に連続した構造物 ・盛土部切土部の混在	

表-1 2011年出水による被災と原因(まとめ)

次章は、この問題点について考察する。

3. 2009年度災害復旧工事における問題点

(1)施工端部の擦付方法

岸田地区のように固定堰がある場合は災害復旧工事において固定堰を改修する事は困難であり、既存固定堰条件護岸への擦付が基本となる。今回の災害復旧工事の擦付として結果的に洪水流に対し突出した構造になってしまい、直線に流下した洪水流によって洗掘を受ける結果となった。

災害復旧の実施にあたっては、工事範囲前後(上下流)施設にあわせるだけの復旧は避けるのが望ましいと考える。

(2)粗度係数の低下

本災害復旧工事では低水護岸として石張護岸を採用し、関賀地区では施工延長が900mに及んだ。石張とはいえ

護岸そのものはコンクリートであり、コンクリートは強固な耐力を有する反面自然河岸と比較すると粗度係数が小さくなり洪水流の持つ外力を増加させてしまう。護岸部は守る事ができるが、付近の弱い部分については逆に被災を受けることにもつながる場合がある。

可能な限り現況と同程度の粗度係数を設定する事を基本とし、改修後の流速を増加させないようにするのが望ましいと考える。

(3)画一的な断面

災害復旧工事は現況復旧が基本である。また被災を受けた背後地には人家・道路等守らなければならない資産があるケースが多く、流下能力確保や護岸による保護が命題として設定されているに近い。災害復旧工事においては流下能力確保のための河道掘削及び背後地を守るための低水護岸が縦断的に設置された。計算上求められた標準断面に基づき、施工範囲起終点を結ぶ設計のため、閩賀地区は高水敷が盛土部と切土部が混在する構造となり、弱い盛土部が洗掘を受ける結果となった。

単に標準断面を通すという設計では無く、河川によって形成された河道地形を尊重し、元の形状に近い形の設計が望ましいと考える。

4. 今後の川づくり

(1)上下流一連の形状

工事を実施するにあたり、工事施工範囲のみを見るとその場だけの対策になってしまう。施工範囲前後の河道線形をよく調査し、各々の箇所における上下流の河川特性を踏まえ、特に洪水時の流れをイメージした上下流一連性をもった形状にする事が重要である。

(2)改修後の流速を増加させない

流速を増加させない方法として、以下のような手法が考えられる。

a)河畔林の保護

既存の河畔林は、河岸付近の洪水時の流速を低下させると同時に、根が土を緊縛する働きをするため、河岸を保護する機能を有している。閩賀地区の竹林はまさにその通りである。樹木が施工区域の河岸にある場合は、治水上の問題が無ければできるだけ残存させた計画を考えるのが良い。

b)水制工の流速低減効果

水制工は、水衝部に設置すると土砂の堆積を生じさせる事が多く、流速減少の効果が期待できる。水の流れを変える、河岸に多様な水際線や良好な河川景観を創出する、洪水時には魚の避難場所を提供するなど、河川環境の保全・復元に役立つ多彩な機能がある。また、水制工を数基設置することで瀬や淵などを保全することが可能になる。

(3)被災前の河道地形を尊重する

1990年度の「多自然型川づくりについて」以来、多自然川づくりに関する工法などはずいぶん共有されてきたが課題の残る整備も多く、国土交通省は2006年に「多自然川づくり基本指針」を通達した。これには、「多自然川づくりはすべての川づくりの基本である」と記されており、災害復旧工事においても例外では無い。

河床を掘削する場合には、平坦な河床とはせず、河床に形成されたみお筋や瀬・淵などの地形を平行移動させ、元の形状に近い形で整備を行うのが望ましい。なお、縦断形についても、横断形と同様に現況の河床形態等を変更しないよう、平均河床高による縦断形はほぼ平行移動することを基本として検討すべきである。これは河川によって形成された地形が洪水流の嘗力を反映しているからである。現況河道の縦横断形にならうことで、現在の環境を保全できるとともに、一般的には将来的な河道の維持においても有利な場合が多い。

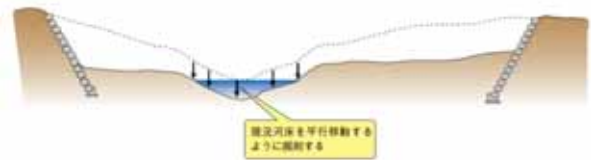


図-6 河床の掘り下げ方（横断形）

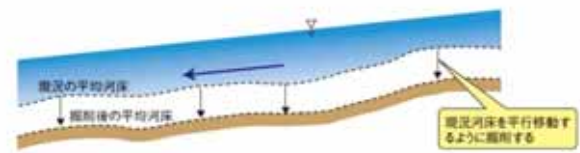


図-7 河床の掘り下げ方（縦断形）

河川の形状は、流れが持つ浸食・運搬・堆積作用により常に変化し、自然に河川の形状の変化に合わせて自らの適応力・回復力によって形成されることから、従前に形成されていた州、瀬、淵は長い年月のスパンで考えると安定している。従前に形成された地形は非常に重要な情報であり、河川毎、場所毎によって最適な工法は異なるものである。安易にコンクリートで固めてしまうのでは無く、河川の形成した地形を尊重し、自然に出来ているものにできるだけ逆らわず、洪水を安全に流下させることを考えるのが良い。

5. まとめ

2009年の台風第9号による被災を受けて災害復旧工事が実施された。結果、一定の効果はあったと推察されたが2011年出水で被災を受けた。その問題点としては、洪

水流に突出してしまった施工端部の擦付、洪水流の外力を増大させてしまった連続するコンクリート構造物、高水敷盛土部が被災を受けてしまった標準断面を通した設計と考察した。今後の川づくりとしては、工事施工箇所のみでなく河川全体を見据えた計画を持ち、改修後の流速をあげないように且つ自然に出来るだけ逆らわずに洪水を安全に流下させることを考えることが重要であると考察した。

6.おわりに

2011年出水による被災箇所の復旧方法は現在検討中である。限られた予算の中でどのように復旧し、後々維持管理していくか、熟考が必要である。そのような中、河川管理者単独で今後の川づくりの全てが担えるかというところでは無いと思う。今後は地域との共有、連携が必要不可欠である。

たとえば河畔林は改修後の河川における治水上の幅広い機能をふまえて保全する必要がある。しかし河畔林も定期的に手入れを行わなければ雑林化し、景観等損ねる。維持管理の予算が非常に厳しい中、河川管理者のみの手で河川内全ての河畔林の管理を行う事は実質不可能であり、将来管理について、地元住民、地域市町村の協力を取り付ける事が重要である。市町村が公園占用する形式が行われれば、地域住民の憩いの場ともなる。しか

しこれは一概に言えるものでは無く、災害復旧工事では時間的制約もある。

地形、地域は千差万別であり、川づくりの答えというものには存在しないと思う。地元住民の想い、地域市町村の考え、河川管理者の河道計画、これらを融合させる事は容易ではないが、将来的な河川イメージを共有することが重要と考える。それぞれの川、それぞれの場所に応じた川づくりの方法を探し、地域住民、地域市町村とともに将来的な河川イメージを共有する。その中で「みんなが川づくりをする」この土台を構築することが河川管理者にとって重要ではないだろうか。

謝辞：本論文を作成するにあたりご協力、ご指導いただいた職場の皆様、諸先輩方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 多自然川づくり研究会：多自然川づくりポイントブック 2007年3月
- 2) 国土交通省 河川局：美しい山河を守る災害復旧基本方針：2006年6月
- 3) (財)国土開発技術研究センター：護岸の力学設計法 2007年11月
- 4) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準(案)同解説 1997年10月

鋼桁支承部の直営保全について

北谷 龍弥¹・浅海 省三²

¹大阪府都市整備部岸和田土木事務所維持管理課（〒596-0076 大阪府岸和田市野田町三丁目 13-2）

²大阪府都市整備部岸和田土木事務所維持管理課（〒596-0076 大阪府岸和田市野田町三丁目 13-2）

大阪府では、橋梁の予防保全を図る長寿命化計画を策定し、計画的に補修、補強を実施している。一方、小規模かつ部分的劣化は、当該計画に基づく補修・補強を行うまでの間にも進行しているというジレンマに陥っていた。

とりわけ、鋼桁支承部は、高い腐食環境と他の部材に比べ著しく錆（腐食）が進行する傾向にあることから、現場で直接保守に携わる職員自らが簡易な腐食防止策を考案・実施することにより、その劣化進行を防ぎ、計画的に実施される本格的な補修工事につなぐための取り組みについて報告する。

キーワード 維持、コスト縮減、新工法

1. はじめに

(1) 管理橋梁の現状

岸和田土木事務所は、橋長 15m以上の橋梁を 122 橋管理し、その多くは高度成長期以降に架設され、経過年数が 50 年を超える高齢化橋梁の割合は現在約 20%と少ない。これは、関西国際空港の関連に併せ集中的に道路建設がなされた結果であり、岸和田土木が管理する橋梁の特徴となっている。（図-1）

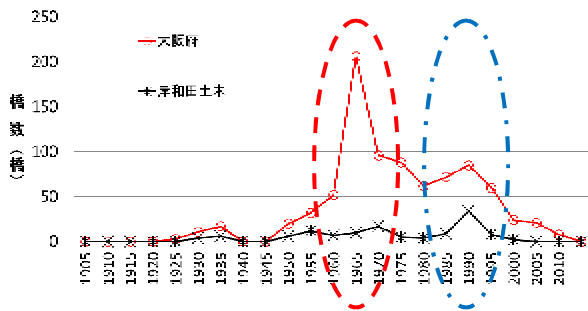


図-1 橋梁架設年次

逆にいえば、現在は若年層橋梁が多いものの、20 年後に 50 歳以上の高齢橋梁が約 50%と急激に増加し、橋梁の更新が積極的に行えない状況下で、長寿命化に必要な補修（予防保全）の必要な橋梁が急激に増加することが最大の問題となる。（図-2）

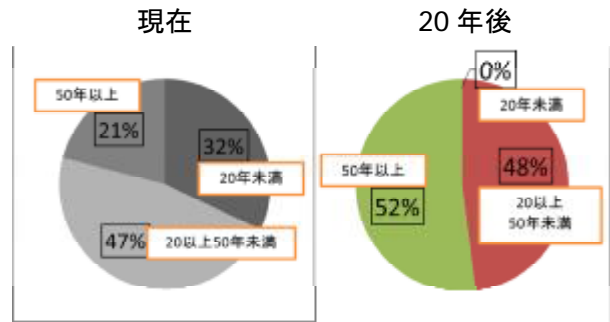


図-2 管内橋梁橋年齢分布

(2) 橋種構成

管内の主要橋梁である橋長 15m以上の 122 橋梁を径間別に橋種の集計をすると、PC及びRCのコンクリート橋梁が約 80%、鋼橋梁は約 20%となる。

(表-1)

表-1 径間別橋種構成

	RC	PC	鋼橋	計
径間数	93	322	92	507
割合%	18	64	18	100

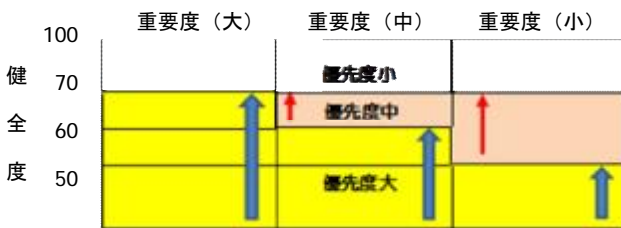
PC及びRCのコンクリート橋梁が多いのは、過去、建設時の橋種比較検討で橋長が短い場合はコンクリート桁の建設コストが低いこと、併せて

塗替経費が無いためメンテナンスコストが最少となることからコンクリート橋梁が選択されたものと推察される。

(3) 橋梁長寿命化計画

このような状況を踏まえ、大阪府では、橋梁の長寿命化に取り組むため定期的な橋梁点検を実施し、損傷の程度を「健全度」という指標に置き換え、路線の重要度、例えば、「広域緊急交通路のような重要路線で橋梁全体の健全度が 70 を割り込めば最優先で補修する」という考え方等を加味して優先順位を設定し、補修工事を計画的に行っている。(図-3)

また、維持管理分野の予算は、都市基盤施設の長寿命化が課題となった今、優先的に認められる状況にある。大阪府が管理する橋梁群を見渡すと高度経済成長期に架設された橋梁の健全度は低く優先順位が必然的に高くなることから、若年橋梁の補修時期は、後年度とならざるを得ない状況にある。



注) 健全度 100 = 新設橋梁と同等レベル

図-3 橋梁補修優先度の概念

(4) 現場の視点

管内に数多く存在する若年橋梁の「健全度がまだ高いうちに劣化進行を遅らせることができないか」という現場で施設保全に携わる職員からの意見は、「予防保全」が重要視されるのに併せて大きくなってきた。そこで、現場の視点で何が出来るのか岸和田土木事務所独自に検討することとした。

まず、高度経済成長期（または、それ以前）に架設された橋梁に生じている損傷とその原因を現場職員の視点で整理することから始めた。特に、コンクリートに比べ鋼は、錆（腐食）という目に見えて判りやすい劣化現象があることから、鋼橋を対象に検討を行うこととした。

検討は、定期点検結果の見直し、職員の経験に基づく判断、業務の間をぬって行う巡視から始まった。

結果、着目したのは「鋼橋支承部分の錆（劣化）進行が他の部材より早い」というものであった。

2. 鋼橋支承部の劣化

(1) 劣化原因

高度経済成長期に架設された鋼橋梁の支承部に生じる錆が桁中央部より多いことは、職員の現場経験として知識化されていたが、実際、点検結果を見ると多くの橋梁で支承部の錆進行が報告されていた。

点検結果において、支承周りへの伸縮装置からの雨水流入、沓座周りの土砂堆積による高い腐食環境から、支承部の錆進行が早くなる傾向を確認した。

(2) 劣化進行

鋼製支承部の補修は、破断など大規模なものでない限り、一般的に桁の塗装塗替のみで対応してきた。

塗装塗替時点で支承部は、健全な状況に回復していると考えてきた。しかしながら、その他の桁部より劣化が進行するのは高い腐食環境にあるからであり、実際に、塗替補修からの経年変化を点検結果から追った。(写真-1, 2, 3)

写真は、中山間部に位置する主要地方道岸和田港塔原線八王子橋の支承部を拡大したものである。

架設後 20 年目の 1999 年に一回目の塗替（ポリウレタン系）を行い、点検で「健全度 100」の状態となった。この後、約 10 年の間で劣化が大きく進行し「健全度 70」まで低下した。

写真で示すとおり、塗替後、ナットの形状ははっきりしているが、5 年後には錆が浮き始めており、10 年後、ナットが腐食で変形し、沓座モルタルも割れていた。しかし、この橋梁の場合、桁の中央部は、ほぼ健全な状況にあった。

また、他の鋼橋でも、支承部の腐食が塗装後 10 年程度で進行する一方で、桁中央部は、ほぼ健全という状況が点検結果に見受けられた。

ポリウレタン系の一般的な塗装の場合、概ね 20 年の塗替周期であるが、支承周りは、10 年で塗膜が剥がれ落ち、板厚が減少する程の錆が生じていることから、塗装の寿命は、塗替周期の半分以下ということになってしまう。また、塗替実績が過去 20 年間で 14 橋しかない状況も大きな懸念となっている。

(写真-1) 1999 年：補修直後



(写真-2) 2004 年：補修 5 年経過



(写真-3) 2010 年：補修 10 年経過



(3) 保全対策

支承周りは、桁を支え橋全体の安全性や耐久性に係る重要部材であり、常に適切に保全することが重要であると考えられる。

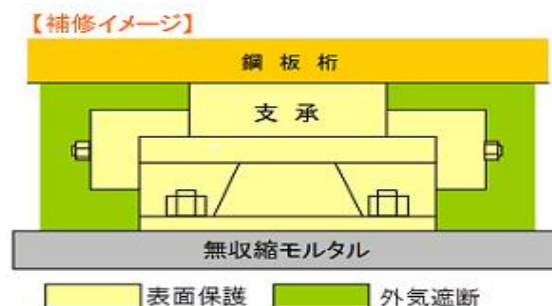
これを踏まえ、劣化進行を防ぎ、現状を維持する形で本格的な補修工事につなぐ補修・保全対策を予算規模にかかわらず実施可能とするため、職員自らが施工可能な工法を前提に、自ら持つ現場経験

やアイデア等を持ち寄って検討を進めた。

3. 直営保全作業の検討

(1) 工法検討

支承周りが高い腐食環境であるのは明白な事実であり、塗替を繰り返すことが最適と考えられるが、塗替を繰り返しても腐食環境が改善されるものではない。先に述べたとおり、塗替周期の半分程度しか保全できないことから、支承周りの部材を外部環境から護る遮断層を施工する工法を検討した。(図-4)



(図-4) 工法概要図

この工法は、以下の施工手順から成り立っている。

- ①素地調整 (劣化層のケレン)
- ②表面保護層の施工 (グリスアップ)
- ③外気遮断 (遮断層の施工)

従来と大きく異なる点は、塗装などの表面保護層の塗装の代わりにグリスアップ (油膜) 処理、その外側に遮断層を設けたところにある。これにより、伸縮装置部からの漏水や土砂堆積などによる腐食環境が再現されても、表面保護層が外部環境に触れることはなく、その腐食進行を遅らせることが可能となり、支承周りの保全に効果があると考えた。

(2) 試行錯誤

工法を確定するにあたり実橋梁を用いて試行錯誤を繰り返しながら実証を行った。

①素地調整

一般的な素地調整は、動力工具を用いて行われる。実際に桁端部で施工を行うと「手が届かない」「工具の歯が入らない」部分に錆が残る。(写真-4) 錆を取り去ろうとすれば部材の肉厚が磨り減って

しまい、完全な錆除去は非常に困難であった。

(写真-4) 動力工具ケレン：ボルト部の残存錆



職員が施工することにより、支承周りの塗装が如何に困難極まりないことであるか身をもって判った。

また、支承周りの塗装劣化が速い理由の一つに残存錆も考えられる。

今回、残存錆への対策としてサンドブラストを導入して解決を図った。(写真-5)

(写真-5) 左：動力工具 右：サンドブラスト



②表面保護層

表面保護層は、機械メンテナンスにおいてグリスアップが錆止めとして行われていることに着目し、素地調整後、すぐにグリスアップを手塗で行う方法を考えた。(写真-6)

(写真-6) 手塗グリスアップの施工



手塗の場合、塗りムラが大きく部材接合面や部材間の隙間へ確実に塗りこめない不具合が発生したため、スプレーグリスによる塗布に変更している。

また、素地調整後の素地にグリスアップする他に、比較対象として、錆止め塗装にグリスアップを施工する仕様、逆に錆止めのみでグリスアップしない

仕様を施工した。(写真-7)

(写真-7) 改善後の表面保護

左：素地直接 右：錆止めあり



③外気遮断

外部環境と部材を遮断する材料としてウレタンフォームを用いたところ、固化してしまい部材の伸縮に追従しないことが判った。このため、シリコンシーリング材を表面保護層の上に塗布する改善を行って施工した。(写真-8)

(写真-8) シリコンシーリング施工



(3) 工法の特徴

工法は、職員が自らの提案を実施し問題点を改善する方法で検討を進めたため、事務所が所有する一般機械及び職員の体力・技術力で施工している。

また、使用している材料は、ホームセンター等で購入可能なものであり、足場さえあれば何時でも何処でも、高度な技術や訓練無しに職員が自ら作業できる工法となっている。

4. 工法評価

(1) コスト評価

従来から実施してきた塗替費用と、今回の直営保全に要した費用を比較する。比較は事例で示した支承周りを対象に試算した。試算条件は、橋種＝鋼 I 桁橋、支承＝線支承、塗装＝RC-III系、保全面積＝2 m²、足場仮設＝無と比較した。

試算結果は、塗装＝約 8 千円/m²、直営作業＝

約 2 千円/m²（職員の人件費は含まず）となった。一回当たりの単価で 4 倍の差があり、岸和田土木の実績では、塗替後 10 年で再塗替が必要なレベルに劣化すること。さらに、放置すれば支承取り換えや、桁端部の部材補強となり更に大きな費用が必要となることを踏まえ、今回の直営保全で劣化進行を止めることが出来れば、より長寿命化が図られライフサイクルコストの低減が可能になると考える。

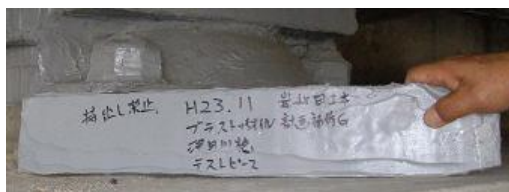
（２）機能評価

本工法の施工実績は、現在までに 2 橋梁 10 支承となっており、機能評価を行うには件数が少ないと言わざるを得ない。これは、直営作業としていることから日常業務に組み込んでの作業となるため効率が悪く、年間 1 から 2 橋梁の施工が限度であるが、今後も、実績を積み重ね施工法の評価と改善を行っていく予定である。

また、劣化進行は経年変化を追う必要があるが、作業実施から 1 年を経たところであり、経年変化を評価できる状況ではない。

経年変化の確認は、先に示した 3 つの仕様で製作したテストピース（写真-9）を現地に置き、毎年度、定期測定としてピースから外気遮断シーリングの一部を剥ぎ取ることで錆などの劣化状況を確認し、評価を行う計画である。

（写真-9）テストピース



（３）直営作業の評価

直営作業に職員が取り組み工法を検討・実現していくなかで、

- ・ 個々が持つ施工ノウハウ
- ・ 作業時に使用する工具やその改造の知識
- ・ 使用材料の選択や比較評価
- ・ 監督業務では判らない施工のチェックポイント
- ・ 点検・巡視時に持つべき視点

・ 個々の橋梁が置かれた現場環境と劣化の関係など、これまでは個々の情報であったものが職員間で共有され技術力の底上げが行えた。また、重要構造物の保全に職員が直接携わることで愛着が湧き、日常の巡視・点検で発見される不具合情報の質と量が増加する結果が生まれた。

一般の職員が直営保全に取り組んだことで個々が持つ暗黙知が形式知として共有され、組織の「やる気」「技術力」向上が図られたと考えている。

５．終わりに

地方自治体の財政は厳しく、人員と予算の削減が進んでいる。自治体技術者の数も予算も減少する中で都市基盤施設の維持管理、長寿命化は喫緊の課題である。大阪府でも他の自治体と同様に予防保全により基盤の長寿命化を実施している。

一般的に予防保全は、点検と補修工事を計画的に発注して行うイメージが強い。しかしながら、予算や人員の関係上、実際は予防保全を先送りしている側面もあるのではないかと。先送りされる間の保全（劣化進行防止）が出来れば、先送りしたのではなく適正な時期に補修することになる。

岸和田土木事務所では、先送りされる間を「つなぐ補修」をキーワードに直営でも出来る施設保全に積極的に取り組んできた。その一つの成果が「鋼桁支承部の保全」である。

本工法は、完成したものではなく、経年評価や実績の積み上げの中でさらに改善されていくと考えている。また、本編をご一読いただいた方々からのご意見や改善のご指摘もいただければ幸いである。

最後に、試行錯誤を行っている際、多忙な中、現地に足を運び的確なアドバイスを頂いた関西大学環境都市工学部都市システム工学科 坂野教授、ともに検討を行い、現場作業を行った岸和田土木事務所職員、現場の取り組みを積極的に応援してくれた都市整備部幹部にお礼申し上げます。

個別要素法を用いた トンネル避難シミュレーションの研究

石村 勝伸¹ 水口 尚司²

¹株式会社ニュージェック 道路グループ (〒531-0074大阪府大阪市北区本庄東二丁目3番20号)

²株式会社ニュージェック 道路グループ (〒531-0074大阪府大阪市北区本庄東二丁目3番20号)

道路トンネル内においてひとたび火災が発生すると、道路トンネルの通行が遮断され、道路利用者は車両から降りて、火災によって生じた煙の中を自力で避難しなければならない。このような場合、トンネル内の充満した煙は視界低下や呼吸困難をもたらし、パニック状態となり大惨事となる可能性がある。本研究は、トンネル火災によるパニック時を想定し、避難者が狭小で延長の長い路下避難通路での避難の安全性を群集避難行動の数値シミュレーションにより確認したものである。その群集避難行動の数値シミュレーションとして、個別要素法をベースとした群集避難行動シミュレータを用いた。研究の結果、想定した避難施設は安全に避難できる結果となった。

キーワード トンネル火災、トンネル防災、群集避難行動シミュレーション

1. はじめに

道路トンネル内において火災が発生した場合、火災によって発生した有害な煙から迅速に避難することが生存の鍵となる。道路利用者がパニック状態となり非常口を通じて路下避難通路に殺到した際の避難方法の安全性について検証する必要がある。今回は床板下空間を避難通路として利用するシールドトンネルを研究対象とした。火災時には避難者は本線から非常口を通じて床下の避難通路へ移動し、所定の避難場所へ誘導されることになる(図-1 参照)。

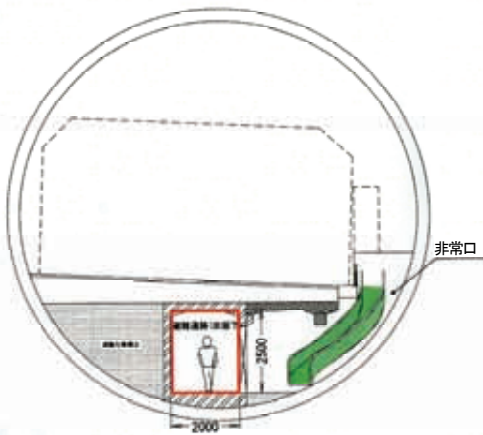


図-1 非常口から路下避難通路への接続のイメージ

都市内における長大トンネルの火災時避難は、混雑が予測されるため避難設備の妥当性検討は不可欠であるが、

これまで非常口から床下の避難通路を通じて避難する方式を採用した事例が少ないこともあり、通路幅や非常口から避難路への接続形状などの避難設備に関する情報は不足している。本研究では、トンネル火災時における避難設備を対象として、延長約1kmのシールドトンネル区間を想定し、狭小で延長の長い路下避難通路での避難過程の数値シミュレーションを実施し、所定の境界条件に対する避難時間や、円滑な避難が可能であるか否かを明らかにする。なお、狭小空間での群集の避難過程では、個々の避難者間の相互作用が避難過程に及ぼす影響が大きいため、本研究では個々の避難者行動の追跡が可能な個別要素法型の群集避難シミュレータ¹⁾を基礎としたモデルを採用した。なお本シミュレーションモデルは、弊社が京都大学工学研究科社会基盤工学専攻 後藤仁志教授と共同研究により開発した手法である。

2. 群集避難行動モデル

(1) 群集避難行動のモデル化

図-2に避難行動イメージ図を示す。群集行動のモデル化では、人間行動を表現する個体モデルが必要となるため、人間の能動的行動を考慮する必要がある。人間行動が心理的作用に影響されてはいるが、災害時等のパニック避難に限定すれば、個々の人間の心理が避難行動に与える影響の個体差は少ないと考えられるため、単一の規則によるモデル化が可能であると考えられる。

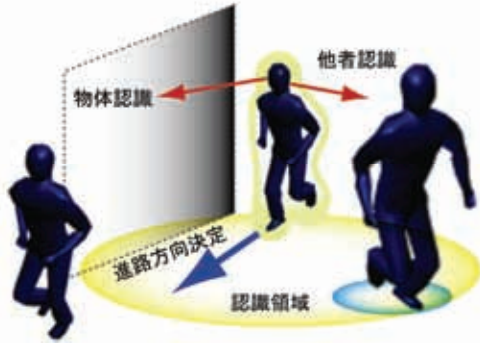


図-2 避難行動のイメージ図

(1) 基礎方程式

人間を円要素として扱い平面2次元場の円要素の相互作用として群集行動を評価した。個人の避難行動は、個別要素法をベースに人間の能動的行動を規定する外力項を加えて拡張した並進および回転の運動方程式は、

$$M_{hi} = \frac{du_i}{dt} = (F_{int x} + F_{aw x})_i \quad (1a)$$

$$M_{hi} = \frac{dv_i}{dt} = (F_{int y} + F_{aw y})_i \quad (1b)$$

$$I_{hi} = \frac{d\omega_i}{dt} = (T_h)_i \quad (1c)$$

を用いた。ここに、 $F_{int x}$ 、 $F_{int y}$ ：人間要素 i に作用する[人-人]あるいは[人-壁]の要素間の作用力ベクトルの x 軸および y 軸方向成分、 $F_{aw x}$ 、 $F_{aw y}$ ：人間要素 i の自律歩行力（推進力）ベクトルの x 軸および y 軸の方向成分、 t ：時間、 u_i 、 v_i ：人間要素 i の x 軸、 y 軸方向の移動速度成分、 T_h ：人間要素 i に作用するトルク、 ω_i ：人間要素 i の回転速度である。また、人間要素 i の質量 M_{hi} および人間要素 i の慣性モーメント I_{hi} については、人間要素を単位高さのシリンダ形状と仮定して、

$$M_{hi} = \epsilon_h \sigma_h \frac{\pi d_h^2}{4}; I_{hi} = \epsilon_h \sigma_h \frac{\pi d_h^4}{32} \quad (1d)$$

と与えた。ここに、 σ_h ：人間要素の密度、 ϵ_h ：シリンダの体積と人間の実質体積の差を表す係数、 d_h ：人間要素径である。なお、日本人人体寸法データベース²⁾より、平均身長 164.7 cm、平均体重 56.5 kg を決定して、これと等価なシリンダとして $\sigma_h=1.0$ 、 $\epsilon_h=0.304$ 、 $d_h=0.379$ m に設定した。

(2) 要素間作用力

図-3 に物理的接触および心理的接触の発現領域の概念図を示す。

要素間の相互作用力としては、[人-人]および[人-壁]の物理的接触はもちろん、物理的接触を回避しようとする非物理接触（心理的接触）に関する作用力がある。人

間要素 i の外側に示す破線内に他の人間要素の中心が進入すると物理的接触が発現する。また、扇形領域に、他の人間要素や壁線分が重なると、心理的接触による作用力が発現する。この心理的接触が発現する領域は、人の視野範囲を考慮して、人間要素 i の進行方向から $\pm 60^\circ$ の範囲に設定し、視野半径 r_m は、清野ら³⁾の心理的平衡距離（周辺の間要素との間で斥力が作用しない最短限界距離）に関する観測結果（赤信号で停止した人間相互距離の平均値）を参考にして 0.976 m と設定した。上記を定式化すると、物理的接触領域での人間要素間の接触判定は、人間要素 i と人間要素あるいは仮想壁要素 j 間の距離を R_{ij} として、

$$R_{ij} = \sqrt{(x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2} \quad (1e)$$

を用いて、物理接触領域と心理的接触領域における接触判定は、

$$R_{ij} \leq \frac{d_{hi} + d_j}{2} \quad (1f)$$

$$R_{ij} \leq r_m \quad (1g)$$

と設定した。ここに、 (x_i, y_i) 、 (x_j, y_j) ：人間要素 i と人間要素あるいは仮想壁要素 j の中心座標、 d_{hi} 、 d_j ：人間要素 i と人間要素あるいは仮想壁要素 j の直径である。なお、 d_j は壁要素であっても d_h と同一であるとした。

図-4 に物理接触および心理接触の発現領域を示す。壁要素から人間要素への反力については、人間要素が壁線分と接する場合、人間要素の中心から壁要素に対して対象な位置に仮想要素 j を配置し、壁要素と人間要素 i の間の斥力が発現するようにした。また、心理的接触領域に壁要素が存在する場合は、人間要素 i から最も近い壁要素上の位置から斥力を作用させる取扱いとした。さらには、物理的接触領域においては、接線方向に一定の限界を超える力が作用すると滑動するジョイントを配置した。

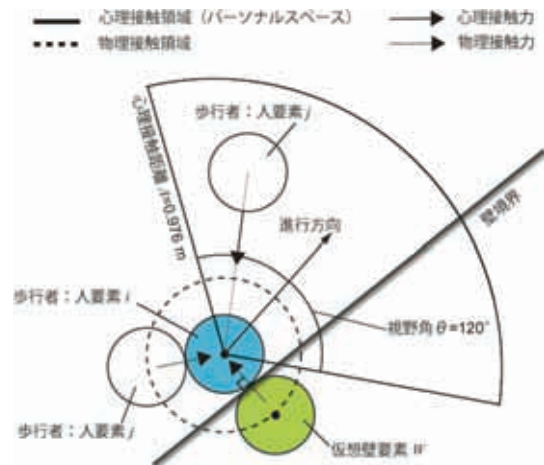


図-3 物理接触および心理接触の発現領域

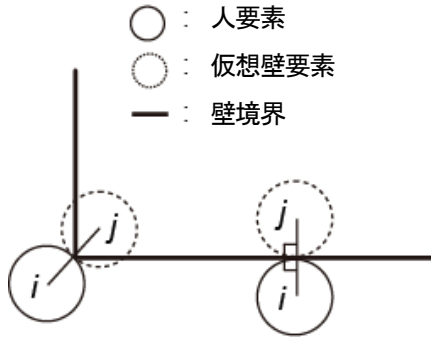


図-4 壁境界における仮想粒子の配置

(3) 自律歩行力

人間要素は、周囲からの影響を受けない状態では、固有の平衡速度で移動すると考えられる。ここでは、人間要素が平衡速度に到達するための加速過程を等加速度運動と仮定して、自律歩行力を

$$\left. \begin{aligned} F_{mx} &= M_H a_h \cos \theta \\ F_{my} &= M_H a_h \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad (1h)$$

と設定した。ここに、 a_h ：加速度の大きさ（清野ら⁴⁾の実験観測データを用いて $a_h=1.84 \text{ m/s}^2$ ）， θ ：人間要素の移動方向であり、周囲壁の状況に応じて図-5 のように設定する。

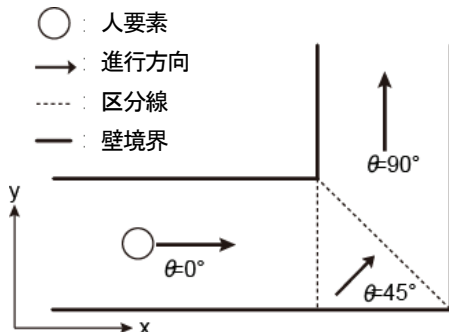


図-5 計算領域と計算方向の例

平衡速度に関しては、視野範囲に存在する他の人間要素の数密度 c_h (人/m²) に依存する表式

$$\left. \begin{aligned} u_{max} &= u_{limit} && \text{when } c_h \leq 0.3 \\ u_{max} &= u_{limit} - r_{dv}(c_h - 0.3) && \text{when } c_h > 0.3 \end{aligned} \right\} \quad (1i)$$

を用いた。ここに、 u_{max} ：平衡速度、 u_{limit} ：自律歩行速度、 r_{dv} ：視野範囲の混雑状況によって生じる減速効果に関する逡減パラメータである。これらの値は、計算対象の条件（対象者の年齢や性別とそれらの分布、また、通勤時や平時などの状態等）によって設定する。自律歩行速度については、群集歩行に関する毛利・塚口⁵⁾の実験結果より、下限値 (=0.25 m/s) を設定し、さらに、数密

度が 0.3 以下では単独歩行を仮定して、図-6 のように設定した。また、計算領域に階段部などの傾斜領域が存在する場合、傾斜の程度によって歩行状態が変化するが、ここでは、傾斜部では一律に平衡速度の値を半減して計算した（建設省告示 1442 号・全館避難計算によれば、屋内階段昇段時の歩行速度を平坦部の約半分に設定する歩行速度指標が示されている）。

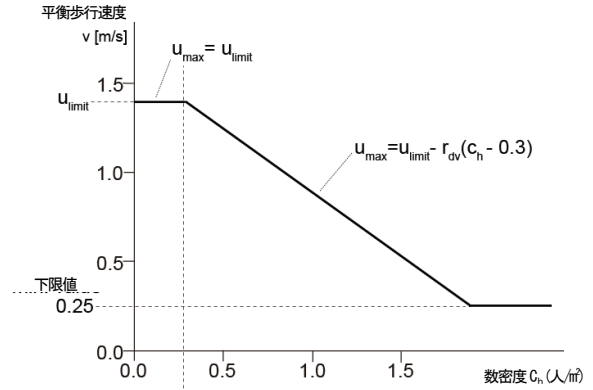


図-6 数密度と平衡歩行速度の関係

3. 路下避難通路における群集避難過程

(1) 計算領域および計算条件

計算領域は、シールドトンネル区間の立坑①から立坑②のおよそ 1.1km を想定した。実際には曲率を有したトンネル線形区間であるが、曲率が避難者の運動に与える影響は小さいことを考慮し、ここでは、図-7 に示すように 5 つの非常口を含む直線区間として計算領域を設定した。

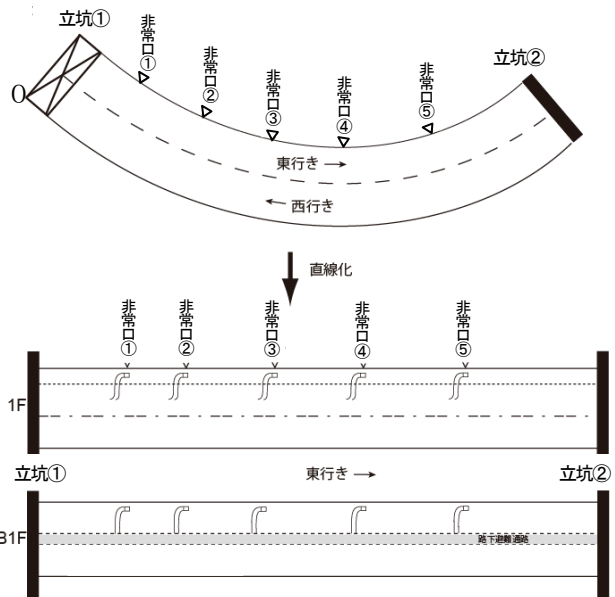


図-7 計算領域

また群集避難過程は、非常口から流入した時点から、床下の避難通路を通して立坑①および立坑②の避難場所に到達するまでを追跡した。また、立坑①では地上へ、立坑②では反対車線へ到達した時点で避難完了とし、非常口番号1, 2, 3からの流入避難者は立坑①へ、非常口番号4, 5からの流入避難者は立坑②へ避難するとした。すなわち、非常口番号3からの流入避難者の避難場所(立坑①)までの動線距離が最も長く避難に不利な条件となる。なお、本シミュレーションで想定した立坑①および立坑②の避難通路寸法は、幅員2.0m×高さ2.5m、5つの非常口の間隔は、約130mから240mであり、避難延長は1.1kmである。また、避難人員は非常口一ヶ所あたり50人/分であり6分間の連続流入条件(延べ流入者数1500人)とした。なお、避難通路部における避難者の歩行速度は1.0m/sとして与え数値シミュレーションを実施した。

(2) 非常口付近における避難過程

図-8に累積避難完了者数の時系列を示すが、立坑①および立坑②へのそれぞれの避難過程と全体の避難過程の時系列を併示した。立坑①への避難完了時間は1148秒、立坑②へのそれは956秒を要しており、避難動線距離の影響が確認される。また、1500人の避難完了が1148秒であることから、平均的には、1.3人/秒の避難完了率となった。

図-9に立坑①および立坑②における流動係数の時系列を示す。立坑①での瞬間的な流動係数は、本計画の基準である90人/(m・分)を最大値として示すが、最大値を示す時間は断続的であり継続的に90人/(m・分)の流動係数を示すことはない。また、平均流動係数は40.8人/(m・分)と十分に基準を満たしていると考えられる。立坑②では、瞬間最大流動係数は90人/(m・分)を下回っており、平均流動係数は37.8人/(m・分)となる。以上より、瞬間的な流動係数の観点から避難計画を満足していることが理解される。

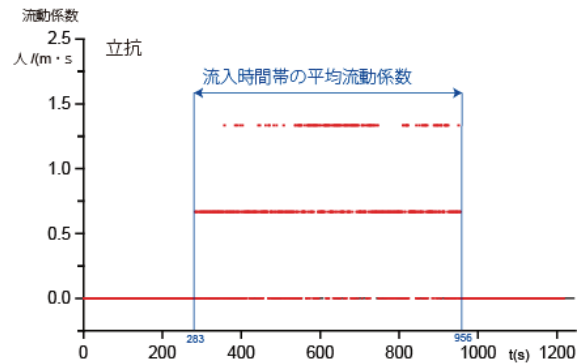
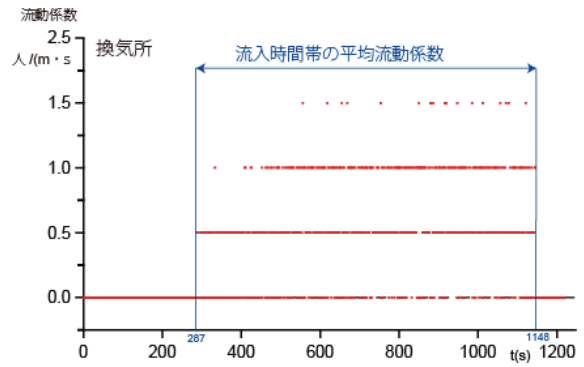


図-9 流動係数の時系列

図-10に避難者で最も混雑が予測される非常口番号1付近のスナップショットを示す。なお、どの非常口から流入した避難者であるか区別するために非常口番号1からの流入者は赤色、非常口番号2からの流入者は緑色、そして非常口番号3からの流入者は青色で避難者を着色した。非常口番号1からの流入者と非常口番号番号2および非常口番号3からの流入者が合流する時刻は、それぞれ時刻t=130sおよび時刻t=354sである。シミュレーションからは合流箇所での僅かな混雑が確認されるものの、先の累積避難完了者数の時系列のグラフに確認されるように避難効率に顕著な低下が見られないことや、流動係数が基準を満たしていることから、本研究の数値シミュレーション結果からは、設定した避難シナリオおよび避難設備構造に対して円滑な避難が可能であることが言える。

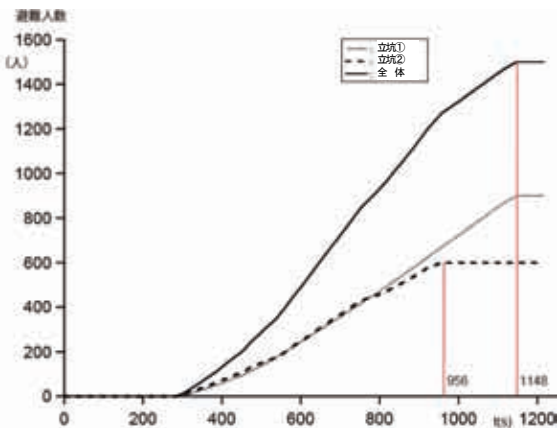


図-8 累積避難完了者数の時系列

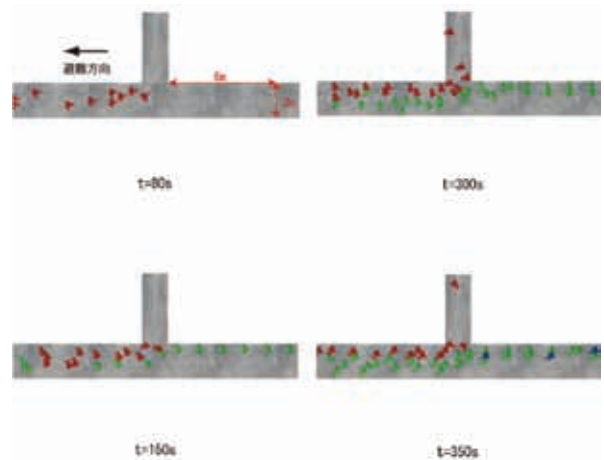


図-10 非常口番号1付近の避難過程のスナップショット

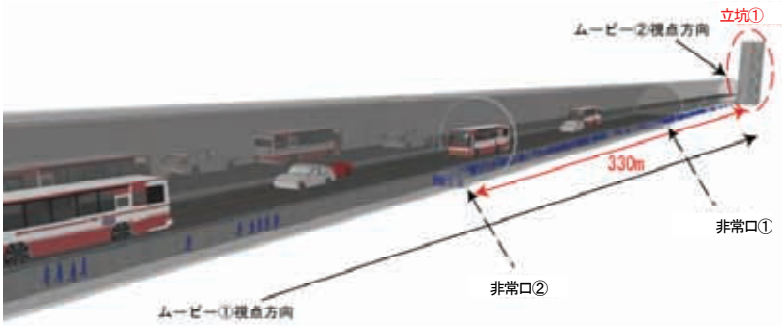
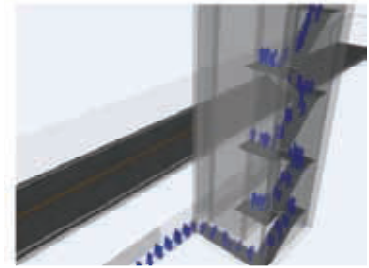


図-11 立坑①付近のスナップショット



t=500s

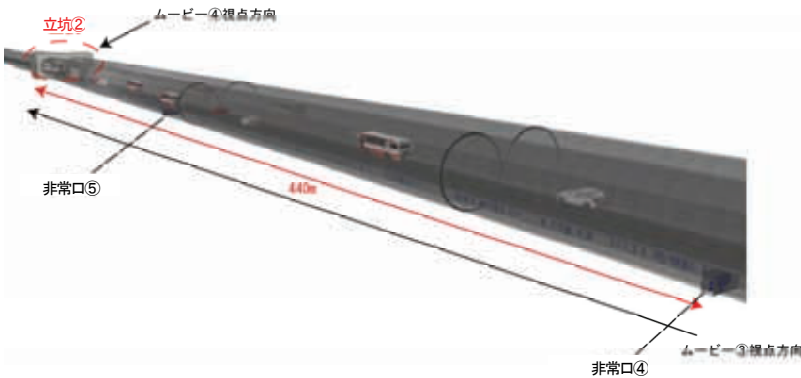
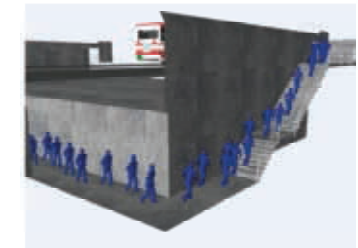


図-12 立坑②付近のスナップショット



t=400s

(3) 立坑①および立坑②における群集避難過程

図-11 および図-12 にそれぞれ、立坑①および立坑②へ向かう群集避難過程の代表的な CG 画像を示す。これらのスナップショットは、各図の最初にした矢印の方向へカメラワークしたムービーデータから抽出した画像である。床下の避難通路へ流入し、各避難所に向けて避難する過程が視覚的に理解し易く、避難過程の状況把握に対してこの種の CG 画像の有効性がうかがえる。また、シミュレーション結果の CG アニメーションを確認したところ、立坑①および立坑②へ向かう避難過程の双方に円滑な群集避難過程が確認されたことから、避難設備構造には問題は無いと考えられる。

の避難過程に対する一定の妥当性が確認された。

今後は、火災時の煙による影響、複雑に連なる避難通路等に注目した研究によりさらに適用性を広げていきたい。

謝辞：本研究にあたり、シミュレーションの条件設定、数値解析、計算結果の取りまとめ、避難設備の妥当性検証等において多大なるご指導・ご助言をいただいた京都大学工学研究科社会基盤工学専攻 後藤仁志教授並びに原田英治准教授に深く感謝いたします。

5. おわりに

本研究では、これまで採用事例の少ない路下避難通路へつながる非常口における避難過程の数値シミュレーションを個別要素法を基礎とした群集避難シミュレータを用いて実施した。複数の非常口から流入する避難者と路下避難通路を避難している群集との混雑の様子に注目し、避難設備構造の妥当性について研究したが、非常口と路下避難通路が直角に接続され、進行方向を90度変更しなければならない速度変化のある厳しい条件であっても、概ね円滑な避難過程が得られた。また、本研究で基準とした流動係数(90人/(m・分))を平均的な流動係数では、十分に下回る結果も得られ、設定した避難設備構造

参考文献

- 1) 後藤仁志, 原田英治, 久保有希, 酒井哲郎: 個別要素法型群集行動モデルによる津波時の避難シミュレーション, 海岸工学論文集, 第51巻, pp.1261-1265, 2004.
- 2) 河野まき子, 持丸正明, 岩澤 洋, 三谷誠二: 日本人人体寸法データベース 1997-1998, 通商産業省工業技術院くらしとJISセンター, 2000.
- 3) 清野純史, 三浦房紀, 瀧本浩一: 被災時の群集避難行動シミュレーションへの個別要素法の適用について, 土木学会論文集, No. 357/I-35, pp. 235-244, 1996.
- 4) 清野純史, 三浦房紀, 八木宏晃: 個別要素法を用いた被災時の避難行動シミュレーション, 土木学会論文集, No. 591/I-43, pp. 365- 378, 1998.
- 5) 毛利正光, 塚口博司: 歩行路における歩行者挙動に関する研究, 土木学会論文報告集, 268号, pp. 99-108, 1977.

構造物の地震時衝撃破壊の代表例について

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 (〒604-8106京都市中京区御池通堺町南角エクレア御池707号.分室)

²建設工学研究所 研究顧問 (〒657-0011神戸市灘区鶴甲1丁目3番10号)

地震現象の一つの海震について船舶工学の大家に伺う機会があり、船が壊される時の衝撃的な波は粗密波(縦波)であるという事は常識だといわれた。いわれてみれば当然の事ながら、陸の地震工学や耐震工学では横波(せん断波)しか破壊的な波の対象にしておらず、縦波(粗密波)に関する海の常識が欠けている事に気付かされた。これは重大な事なので、まず海震に関する資料から得られる重要な知見をまとめる。その後、構造物の衝撃破壊の代表例について、兵庫県南部地震での今迄に公表されてない事例等に関連事象や考察を交えて紹介し、地震時の破壊的な粗密波に関する研究が必要な事を述べる。

キーワード 地震波、海震、粗密波、高周波、衝撃破壊、爆裂破壊

1. はじめに

兵庫県南部地震直後には、鉛直地震動による構造物の破壊現象が大きな話題の一つであったが、その後この話題は対応する記録波形が得られていないことから低調になっている。しかしながら近年、衝撃破壊やコンクリートの破壊工学の各専門家から発刊された書物^{1,2)}には、それぞれ独自の破壊形態についての見解が示されている。それらは地震時の記録波形から想定されてきた大きな水平動による破壊とは異なる見解であり、図-1にそれらの一部を示す。

筆者達も構造物の特殊な破壊形態に関する資料を集めており、その関連事象の海震に関する資料を集めている時に、冒頭の要旨で述べた衝撃的な粗密波(以下衝撃波という)が船を壊すという船舶工学者の海震での常識が、陸の地震工学や耐震工学関係者の常識に欠けている事に気付かされた。また他の地震関係の方々にも海震に関する事柄が意外に知られていないことが最近わかった。

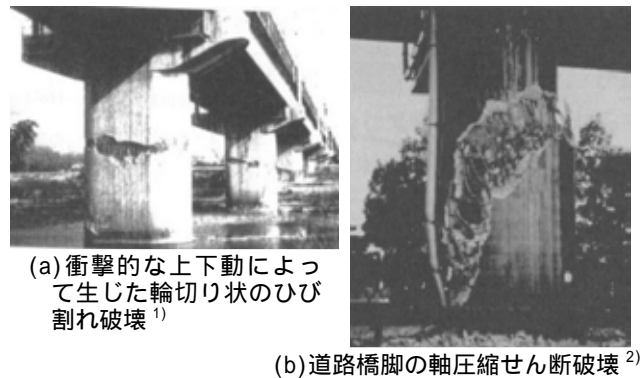
そこでまず海震の代表事例と兵庫県南部地震時の海震証言から得られた重要な知見について述べる。その後、構造物の代表的な衝撃破壊例について紹介し、破壊的な衝撃波の発生原因についても言及する。

この地震時の衝撃波による破壊現象の問題は、緊急を要する重大な研究課題に現在なっている。

2. 海震とその観測記録や証言からの知見

(1) 海震の伝承事例

古くから海震についての体験や伝承がありそれらを「海震の話」、「海震・体験あれこれ」として文



(a) 衝撃的な上下動によって生じた輪切り状のひび割れ破壊¹⁾

(b) 道路橋脚の軸圧縮せん断破壊²⁾

図-1 専門書の橋脚破壊形態の説明例^{1,2)}

表-1 昭和8年三陸地震の海震体験例(1933.3.3)^{3,5)}

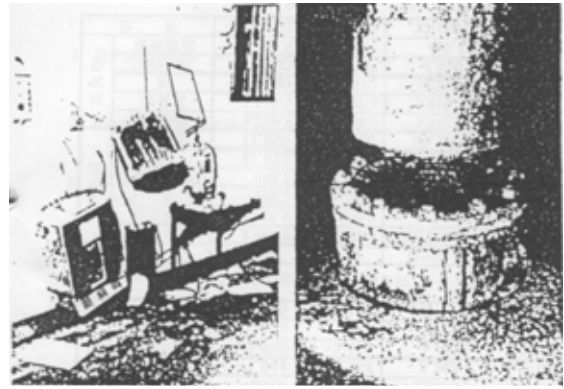
	船名	トン数	状況
1	もんでびあ丸	9,700	エンジンの racing のような強い振動 4 分間.
2	小倉丸	7,270	激動 3 分間.
3	摩耶丸	3,145	激動 3 分間. 全速でエンジンを後退したよう.
4	平安丸	11,500	上下の激動 5 分間、羅針盤が跳び出すかと思うほど.
5	得撫丸	220	強烈な振動 1 分間.
6	誠進丸	50	上下の激動 5 分間、船が折れると思うほど.
7	東星丸	5,484	激動 2 秒、その後 2 回の微動 (余震)
8	光洋丸	8,000	強い上下動、3 分間. (余震)

献^{3,4)}に紹介してある。海震に関しては海底火山の活動を想定する方が多いと思われる。その例では明神礁の調査中に大爆発(詳細不詳)に合い、乗員31名が船と運命を共にした測量船第五海洋丸の大惨事(1952.9.24(昭和27年))が述べてある³⁾。

一方海底火山活動とは関係しない海震では、東日

表-2 海震での船舶の損壊事例^{3,5)}

	日付	船 船	場 所	状 態
1	1894.7.23 (明治27年)	ドイツの帆船 エンリエッテ号	ノルウエイの ロフォテン諸島沖	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	カムチャッカ沖	M8.25~8.4の地震、 ハッチーミングの両側に亀裂(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、パイプ系破損(図-2参照)



(a) 備品の落下 (b) 配管の切断
図-2 海震の損壊例 (3.25万トン・タンカー、ジブラルタル沖地震、M8.0, 1969.2)⁵⁾

本大震災の前の大津波を起こした昭和(8年)三陸地震時の事例の他多くがある^{3,4)}。表-1は別途提供戴いた資料⁵⁾と文献³⁾の記事から、昭和三陸地震時の船の位置を省き状況を簡素化して纏めた物である。上下の激動を5分間も受けたり余震でも受けている。

「海震の話し」には間隔を置いて長い間上下の大震動を受けた例等³⁾も述べてあるが、船が損傷した状況を報告した物は少ない。同文献と提供資料⁵⁾から海震での船舶の損壊事例を纏めた物が表-2であり、同表のタンカーの備品や配管の損壊写真が図-2である。この例では船殻補強材が座屈し、航海機器が全損する損壊が生じている。表-1の平安丸はこれに近い状況だったと想像される。これらの損壊は海中を伝わる粗密波が船に当たり生じている。

(2) 海震の観測例

伊豆半島東方沖地震(M6.7, 1980.6.29(昭和55年))の余震群の海震ををハイドロホンで観測⁶⁾してある。約千例観測したとありその中の一例が図-3で、周波帯50~100Hzと100~300Hzを対比した記録である。

地震の前兆の地殻破壊をAEとして捉える事が目的だったが、幸運にも震源近傍で本震に遭遇した。震源断層の推定精度が当時は悪く、震源断層付近で記録された余震の波形に頻度の変化(図-4(a))と波形の型に浅発型、深発型、中間型の3種類があり、断層位置を測地学的な境(図-4(b)のG)でもなく、精度良く定めたのがこの文献⁶⁾の趣旨である。

一方、観測されたデータは貴重で、大きな余震が続いたため船を突き上げる様な海震をたびたび感じたとの説明が文献⁷⁾にもあり、図-3の様な粗密波が余震毎に発生していた事がわかる。この観測波の周波数分析はされてなく⁸⁾、別の波形図から60~70Hzが判読され、主振動部ではその整数倍の120~140Hzや180~210Hzに近い周波数が推定された。このような周波数帯の波は普通の地震計では記録されない。

図-4(a)に示す頻度分布を文献^{9,10)}では海底と海面の水の粒子の上下方向加速度比で表してあり、それによると断層中心から2km離れると強度は約1/3になる。船が壊れるのは直近でないとい生じにくい事がわかる。

また文献¹¹⁾では、盤滝トンネルや魚沼トンネルの側壁等の被災例から、径と波長による側壁部の応力への影響を調べ、岩盤のP波速度を2km/s、径を10

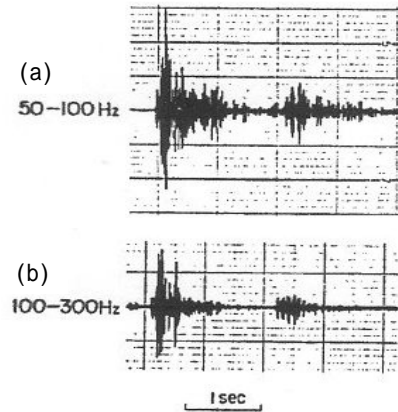


図-3 ハイドロホンでの海震の周波帯別観測波形⁶⁾

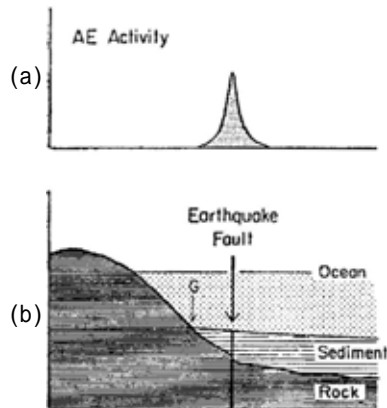


図-4 AEの頻度と断層の位置⁶⁾

mとして周波数を100hzと推定している。概略の値としては上記の観測値にほぼ合っている。

(3) 明石海峡での海震の証言と新たな知見

兵庫県南部地震(M7.2, 1995.1.17)での証言集¹²⁾の明石海峡の節に二隻のフェリーの船長の重要な証言がある。二隻は[あさぎり丸]と[クイーンダイヤモンド号]で、証言での陸地との位置や震央を図-5に示す。各証言の要点を以下に抜粋して述べる。

・フェリー[あさぎり丸]は明石港と岩屋港を連絡している。「衝撃的な上下動に見舞われ、一瞬操船困難に陥った。なんとかエンジンを止め、点検を指示

し、機関部からの異常なしの返事と一等航海士の報告を受けて、再びエンジンの回転を挙げようとした時に二度目の衝撃がきた。船底にダメージを受け、潜水艦とぶつかったかと思った」との証言がある。
 ・フェリー[クイーンダイヤモンド号](9,023トン)は大型のフェリーである。「上空に青白いせん光を見て突き上げられて、大きな波に翻弄された瞬間、海面で船底をたたくウォーターハンマーより数倍激しい衝撃に襲われた」との証言がある。

これらの証言で重要な事は、大きな衝撃波を二度受けており、後の方が遙かに大きな衝撃を受けていることである。その二度目が発生した時刻は、[あさぎり丸]のエンジン停止と点検の時間経過を考えると、本震の継続時間は20秒程で主震動は始めの10数秒間であり、本震の後に受けたと考えられる。

一方、当時は火災の煙がまっすぐ上がる無風に近い気象状態なので海面に大きな波はなく、大型船の[クイーンダイヤモンド号]が大きな波に翻弄されて、ウォーターハンマーより激しい二度目の衝撃を受けたのは本震の後と予測される。

なお、陸上部で本震より後に二度目の大きな衝撃的な上下動を受けた証言が証言集¹²⁾に18例ある。

従来地震時の衝撃波というと地震初期のP波の到達と同じ頃に起こる物と理解されてきた。また殆ど全ての証言に「ドンと突き上げられて…」という言葉が始めにあり、そのこと自体は事実である。しかし構造物を壊すような強力な衝撃波(粗密波)は、別に本震の後からも発生している事を、船長の海震の証言は如実に表している。

(4) 被害をおよぼす海震の特徴のまとめ

以上に述べた海底火山活動以外の、船舶に被害をおよぼす海震の特徴を纏めると以下の通りである。

1. 地震発生初期に到達するP波と異なり、海震は船を損傷さす大きな破壊力を持っている。
2. 海震の衝撃波は粗密波(縦波)である事は船舶工学では常識で、余震毎に何度も発生している。
3. 海震の周波数は60~70Hzや120~140Hz程度が観測され、普通の地震計では測れない波である。
4. 破壊的な衝撃波は本震の後からも発生している。

3. 兵庫県南部地震での衝撃破壊の代表例

(1) 顕著な被害が生じた区間の概要

神戸市中央区波止場町から弁天町迄の区間約650mは橋脚の横梁をなくし、復員17.6mの高架橋の桁の横梁を剛な梁にして主桁と剛結した、非合成RC床版・3径間連続鋼I桁を基本構造としている。その剛な横梁を二本のRC単独柱の橋脚で支える区間である。図-6に代表構造の写真¹³⁾を、図-7に代表断面図¹⁴⁾を示す。柱は横断方向の制約から幅は1mに統一しており、橋軸方向の幅が荷重により変化している。柱上端の中央に支承版支承が一個設置してある(図-8参照¹³⁾)。類似の二本柱の橋脚が25基(P455~P479)



図-5 明石海峡での海震とフェリー - の位置
 : 震央, A: 野島断層, B: 須磨断層



図-6 代表構造写真¹³⁾ 図-8 支承側面(横桁方向に見る)¹³⁾

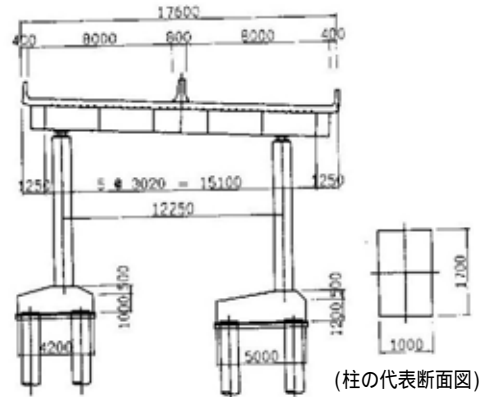


図-7 単独 RC 二本柱区間の代表的構造断面図¹⁴⁾

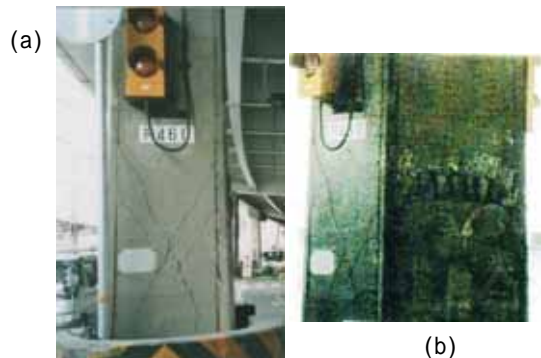


図-9 RC 橋脚下部の西面の X 型亀裂¹⁵⁾と
 南面の局部座屈鉄筋の露出(P460 橋脚)¹³⁾



図-10 RC 柱両振載荷実験¹⁶⁾
 斜めひび割れの他に曲げ引張りひび割れが多数発生
 (鉄道総研)



(a)P472 橋脚¹⁵⁾ (b)P477 橋脚(山側柱は南に傾斜)¹⁵⁾

図-11 基部軸圧縮破壊と頭部爆裂破壊が生じた橋脚



(a)P472 橋脚 (b)P477 橋脚

図-12 柱基部の軸圧縮破壊の例(いずれも山側の柱)¹³⁾

あり、平均径間長は 27mである。

この区間で兵庫県南部地震により橋脚に二種類の特異な破壊が生じた。いずれも水平動では説明がつかない破壊形態であり、以下に状況を説明する。

(2) 柱の軸圧縮破壊

図-9(a)はP460橋脚(山側)西面の柱下部に生じたX型の斜め亀裂を示す¹⁵⁾。図(b)は柱の南面で、斜め亀裂の先端の位置に、局部座屈した鉄筋が局部的に、柱両脇のコンクリートを残して露出している¹³⁾。この状態は軸圧縮破壊での、せん断破壊面のズレが始まり、端の鉄筋を曲げかけた状態を示している。いわゆる柱の典型的な軸圧縮破壊を表している。

図-9の状態を曲げ破壊とする方もおられた。曲げ破壊ならば図(b)に示す局所的な鉄筋座屈は生じず、さらに図-10の実験結果¹⁶⁾が示す通り曲げに伴う細い水平ひび割れを生じるがそれがない。

軸圧縮破壊が進み崩壊した例がP472とP477橋脚にあり、図-11に各橋脚の遠景を示す¹⁵⁾。図-12に両橋脚の山側の柱基部が軸圧縮破壊をした状態を示す¹³⁾。なお両橋脚は、海側の柱は頭部が次節で述べる爆裂破壊をして、両柱で破壊形態が違う橋脚である。

静的な力で柱を軸圧縮破壊するには自重の15倍程の力がある。そんな力が上の橋桁から作用すれば支承回りや横桁が変状する筈だがそうになっていない。これは破壊のメカニズムが違う事を意味している。

(3) 柱頭部の爆裂破壊

図-13にP465橋脚山側の柱頭部の破壊を三面から見た状況を示す¹³⁾。図(a)は西面で、図(b)は東面である。図(b)では直立した鉄筋籠が露出しており、中のコンクリートが一部なくなり向こうが透けて見える¹⁷⁾。図(c)は南面で鉄筋籠の中に落ちた下沓がある。帯筋は西面ではズレているが東面では残って



(a) 西面(P465 山側柱) (b)東面(P465 山側柱)¹⁷⁾



(c) 南面

図-13 P465 橋脚(山側)柱頭部の爆裂破壊¹³⁾



(a) P472 橋脚¹⁷⁾ (b) P477 橋脚

図-14 柱頭部爆裂破壊の典型例(いずれも海側柱の東面)¹³⁾

いる。各図で柱は上側が横桁で塞がれている。中のコンクリートは塞がれる前に短時間で跳び出したと推定される。このような事は水平動ではあり得ない。

中のコンクリートが短時間で跳び出しているの、このような破壊を爆裂破壊と呼ぶ事にした。



図-15 P458 橋脚(海側)柱の破壊状態(西より見る)¹⁵⁾
(奥に P457, P456 の海側柱が連続して壊滅的な破壊をしている)



図-16 P458 海)柱の破壊状態(北面)¹⁸⁾
(支承のセットボルトが残存)



図-17 P463 山側柱の破壊(北面)¹³⁾

図-14は図-11で紹介した二橋脚の海側の柱上端の破壊状況を示す^{13,17)}。いずれも上端1.5m程のコンクリートが破壊され、図(a)ではその位置まで横桁が落下し、図(b)では破壊部の下半分のコンクリートが残り、そこまで横桁が落下している。ここで注目されるのは各柱東面の鉄筋はまっすぐに裸で直立している事である。鉄筋が直立している区間ではせん断力を受けていない事を示している。この破壊は水平動で起きたのではない事を表している。

図-13と図-14の裸鉄筋を直立させた状態で、内部コンクリートを飛ばす破壊は水平動では起こりえない。このような破壊形態を爆裂破壊としており、図-14は爆裂破壊の典型例に当たる。

図-11のP472とP477橋脚では海側と山側の柱で異なる破壊形態していた。破壊の程度の極端な差やモードが異なる破壊が隣り合って生じる事は衝撃破壊の特徴といえる。高いエネルギーを持った衝撃波によりコンクリートが飛ばされたと考えられる。

(4) 爆裂破壊のすさまじい例と初期の例

図-15は爆裂破壊のすさまじさを示す例である。手前の柱がP458橋脚の海側の柱で、柱の上半分のコンクリートが完全に破壊している。ここでは海側の柱が三基連続して壊滅的な破壊をしている。P456では山側と海側の両脚がP458海側の柱と似た崩壊をしている。中間のP457海側の柱はどちらかといえば柱の中間部が崩壊している。ここで注目すべきはP457とP458橋脚の海側は壊滅的な破壊をしているが、山側の柱の損傷はそれ程でもなく、海側と山側の柱で破壊程度の極端な違いを呈している事である。

図-16はP458橋脚海側の柱を北側から見た物で、セットボルトが付いたままの支承が見える¹⁸⁾。図-15にも見えており、支承は横桁のほぼ所定の位置にある。横桁下面のキズは放射状で円周的ではない。

このことはこの破壊は支承に大きな力が働かず、前後左右の大きな水平移動を起していないと推定される。また3mを超す長さの相当数の鉄筋が裸状態で付着がなくなっている。3m余りのコンクリートが

完全に壊されているが、支承は元の位置のほぼ真下に落下している。これらの状況は局地的に強力な鉛直衝撃波が働き破壊した事を示している。このような破壊が地震の主揺動の後で起きたと考えると、2.(3) で述べた船長の証言の特徴と合ってくる。

図-17は柱頭部の爆裂破壊の初期の状態と見られるもので、P463橋脚(山側)柱北面の状態を示す¹³⁾。柱厚が薄い長辺側のコンクリートが、小ブロック化し外側にふくらみ、その中に支承が埋まっている。支承のセットボルトはなくなり孔が見える。柱上端の長辺部でコンクリートが小ブロック化し、支承の下が壊れ支承が埋まる事は水平動では起こらない。

4. 簡単な試算例による検討と考察

(1) 跳び石現象等による柱の導入応力の推定

兵庫県南部地震の時、当時の神戸商船大学(現神戸大学海事科学部)構内の大型溝蓋が反転したり、二階の書棚が飛んだ例があり、その時の上向き初速度は2.4m/sと2.2m/sと推定¹⁹⁾してある。また長野県西部地震(M6.8, 1984.9.14)の跳び石現象の例では上向き地表速度は2.6m/sとの試算²⁰⁾がある。

速度 v の運動がコンクリート部材の端から導入される場合、概算的な発生応力 $\sigma = C v = E v / C$ で計算される。ここに ρ は密度、 C は弾性波速度、 E はヤング率、 v は導入速度である。

普通のコンクリート柱の端に速度 $v = 2\text{m/s}$ を導入すると、概算応力 σ は $13.8 \text{ N/mm}^2 (140\text{kgf/cm}^2)$ になる ($\rho = 2.3\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$, $C = 3\text{km/s}$, $E = 2.06 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}^2 (2.1 \cdot 10^5 \text{ kgf/cm}^2)$ の場合)。

(2) 爆裂破壊と軸圧縮破壊の検討

コンクリートの柱の経験的な破壊強度は約35 N/mm²で、引張強度は3.5 N/mm²程で、動的効果で強度が2倍になる場合、引張強度は7 N/mm²(71kgf/cm²)程になる。

地表速度2m/sは局地的にあり得る値と考えられ、このような運動が柱に入射され圧縮応力 =13.8 N/mm² (140kgf/cm²)が柱上端で引張力になり、図-3の様に瞬間的に数波が働けばコンクリートが飛び散る事が予想できる。

圧縮破壊に対しては動的強度が70 N/mm²と想定され =13.8 N/mm²の5倍の値である。これに対しては基礎からの入射波が柱部で増幅されたり、よりエネルギーが大きい衝撃波であったり、先行する地震の主揺動で損傷が柱にできれば破壊しやすくなる。この場合は横桁や支承に大きな変状を生じない状態で柱が破壊することが考えられ、3.(2)で述べた柱の軸圧縮破壊が生じている状況と整合する。

(3) 地震時衝撃波の発生要因に関する考察

文献 21,22)によると地震の震源には 1.地殻のズレ破壊,2.地中の爆発,3.マグマの運動,4.突然の岩石相転移などが挙げられている。特に文献 22)では岩石の相変化による弾性波の放射は、特定の条件のもとに実験室で確認されており、その可能性を否定できないとしてある。

地殻内で臨界状態にある岩石塊が、特定の方向の節理を持ち、地殻のズレ破壊による地震活動で圧力環境が変化し相変化が励起されると考えると、地震の主揺動の後から特定の方向性を持った衝撃波が放射され、体積的に生じるので高周波で大きな破壊力を地表で発揮する現象が生じるという仮説も可能である。

岩石の相変化は地震現象の全体ではなく、限定的な現象として捉えても、構造物を破壊する威力を発揮すると考えられる。岩石相変化は震源断層近傍に限らず条件さえ整えば生じる。重要構造物の安全性を確保する観点から、構造物を破壊する衝撃波と地殻構成物質の相変化に関する研究は、今後必要になると思われる。

5.まとめ

本論文ではまず海震に関する事柄を紹介し、兵庫県南部地震での衝撃破壊の代表例としてコンクリート橋脚の軸圧縮破壊と爆裂破壊の事例を少し詳しく紹介した。その要点と課題を以下に纏める。

- (1) 海震の粗密波により船舶が壊される海の常識が陸の地震工学や耐震工学に活かされていない。
- (2) 構造物を破壊する衝撃波は主地震動の後からも起きると考えると証言と破壊状況が整合する。
- (3) 衝撃波による構造物の破壊現象について、既存の資料を再検証し、規準化を図る必要がある。
- (4) 破壊的な衝撃波を正確に把握する観測態勢をつくる必要がある。

- (5) 地震発生の一つの原因である地殻構成物質の相変化に関する研究を促進する必要がある。

参考文献

- 1)石川信隆,大野友則,藤掛一典,別府万寿博:基礎からの衝撃工学,森北出版,pp110, 図 4.57, 2008.3.
- 2)三橋博三,六郷恵哲,国枝稔:コンクリートのひび割れと破壊の力学,技報堂出版,pp136, 図 6.6(b), 2010.7.
- 3)佐藤孫七:海震の話,気象,pp6-9, 1968.2.
- 4)佐藤孫七:海震・体験あれこれ,気象,pp26-28, 1978.1.
- 5)馬場栄一・広島大学名誉教授(船舶工学)より提供。
- 6)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.
- 7)茂木清夫:地震予知を考える,岩波新書,pp84, 1998.12.
- 8)東大付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.
- 9)Eiichi Baba: A Study on the Effect of Seaquakes on a Floating Body, 日本造船学会論文集, 162号, pp90-98, 1987.
- 10)馬場栄一:海震に対する浮体の加速度応答について, 第8回海洋工学シンポジウム, pp305-311, 1988.1.
- 11)櫻井春輔,上西幸司:新潟中越地震について思うこと, 土木学会誌, pp48-51, 2005.6.
- 12)園田恵一郎,小林治俊,長野圭:兵庫県南部地震-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.
- 13)前原博; §2.地震時衝撃的鉛直波動による弁天工区の破壊例?, 内陸直下型地震における耐震問題研究会 内部資料, 2010.11.
- 14)阪神高速道路公団:大震災を乗り越えて-震災復旧工事誌-, pp464, 1997.9.
- 15)阪神高速道路管理技術センター:阪神高速道路震災から復旧まで[写真集], pp75, 1997.1.
- 16)全日本建設技術協会:M7.2 技術者の見た 阪神・淡路大震災 その被害と復旧, pp143, 1995.11.
- 17)Keiichiro Sonoda: IMPACT FAILURE MECHANISM OF VIADUCT COLUMNS AT INLAND FAULT EARTHQUAKES, 9th International Conference on Shock & Impact Loads on Structures, Fukuoka, Japan, pp589-603, Fig.9, 10, Nov. 2011.
- 18)兵庫県南部地震震災対策委員会:兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査 中間報告書, pp2-7, 1995.3.
- 19)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.
- 20)Y.UMEDA, A.KUROISO, K.ITO, I.MURAMATU: High accelerations produced by the Western Nagano Prefecture, Japan, earthquake of 1984, Tectonophysics, 141, pp335-343, TABLE 1, 1987.
- 21)T.Lay, T.C.Wallace, 柳谷俊:地震学 上巻 地球内部, 古今書院, pp13, 表 1.2, 2002.1.
- 22)茂木清夫:地震-その本性をさぐる-, 東京大学出版会, pp20, 1981.4.

名阪国道鋼鈹桁橋における疲労損傷に対する維持管理

上窪 清治¹・向井 博也²

¹近畿地方整備局 奈良国道事務所 管理第二課 (〒630-8115 奈良市大宮町3丁目5番11号)

²東北地方整備局 三陸国道事務所 調査課 (〒027-0029 宮古市藤の川4番1号)

名阪国道には上下線合わせて鋼鈹桁橋が14橋あり、それらは竣工後36～42年が経過している。また、日交通量6万台、大型車混入率45%の重交通路線であるため、近年、疲労損傷が顕在化するようになってきている。2006年に鋼鈹桁橋の主桁ウェブ横桁貫通部に約1.0mの大きなき裂を発見し、そのき裂の発生進展要因の究明、横桁貫通部のき裂をはじめとした様々なき裂に対する補修補強対策の検討を行った。また、これらの検討結果に基づいた名阪国道の鋼鈹桁橋(14橋)の疲労損傷に対する今後の維持管理方針(案)の作成を行った。

キーワード 鋼橋, 疲労損傷, 補修補強, 維持管理

1. はじめに

名阪国道(三重県亀山市～奈良県天理市)には上下線合わせて鋼鈹桁橋が14橋あり、それらは竣工後36～42年が経過している。また、鋼鈹桁橋は疲労損傷に対する構造細部設計が実施されておらず¹⁾、さらには日交通量6万台、大型車混入率45%の重交通路線であるため、近年、

疲労損傷が顕在化するようになってきている。

2006年10月に名阪国道鋼鈹桁橋の主桁ウェブを横桁下フランジが貫通する構造部(以下、横桁貫通部とする。)に約1.0mの大きなき裂が発見されたのを機に、有識者をはじめとする「名阪国道の橋梁保全に関する検討委員会」を立ち上げた。本委員会では、横桁貫通部から発生した約1.0mの大きなき裂の発生進展要因の究明、横桁貫通部のき裂に対する補修補強対策の検討を行った。

表-1 名阪国道の橋梁保全に関する検討委員会の審議内容(主に横桁貫通部に対する事項)

委員会開催日	実施項目	内容	委員会開催日	実施項目	内容
第1回 2006.10.	大きなき裂に対する応急復旧対策	ストップホール, 当板補強, H形鋼補強	第6回 2008.01.	磁粉探傷試験 応力計測 FEM解析	大きなき裂が発生した橋梁のき裂調査(8924箇所) 横桁貫通部スカーラップ形状変更箇所の応力確認 横桁貫通部の当板補強対策検討
第2回 2007.01.	応力計測 FEM解析	応急復旧対策の監視, 応急対策の効果確認, 横桁貫通部の応力確認, 走行車両の荷重特性の把握 FEM解析により応急対策の補強効果検討	第7回 2008.03.	応力計測 FEM解析	応力頻度計測による疲労寿命推定 横桁貫通部およびその他の部位の補強対策検討, 大きなき裂が発生した橋梁の疲労耐久性照査
第3回 2007.03.	応力計測 FEM解析 横桁貫通部対策検討	応力頻度計測による疲労寿命推定, 動的波形計測により補強H形鋼切断前後の応力確認 補強H形鋼近傍解析 L型当板補強の提案	第8回 2010.11.	応力計測 材料試験	横桁貫通部の当板補強効果の確認 桁端部のウェブの材料試験(化学成分分析, サルファプリント試験, 引張試験, シャルビー衝撃試験)
第4回 2007.10.	磁粉探傷試験 材料試験 横桁貫通部対策検討	横桁貫通部およびその他の部位のき裂調査 き裂先端ストップホールコアの材料試験(化学成分分析, 破面観察, 金属組成・硬さ試験) 横桁貫通部補強構造の提案	第9回 2011.12.	材料試験 FEM解析 維持管理方針検討	き裂発生箇所における材料試験(シャルビー衝撃試験, 化学成分分析, 現地化学成分分析) 横桁貫通部の補強構造検討, 横桁貫通部を有する橋梁の疲労耐久性照査 補修事例集(案), 溶接箇所データベース(案), 維持管理方針(案)作成
第5回 2007.11.	磁粉探傷試験 応力計測 FEM解析	大きなき裂が発生した橋梁のき裂調査(3656箇所/8924箇所) 横桁貫通部スカーラップ形状変更箇所の応力確認 横桁貫通部の当板補強対策検討	-	-	-

また、定期点検などによるき裂調査の結果、横桁貫通部以外の部位にもき裂が見つかり、各種対策検討を行った。それらを受け、重要路線である名阪国道の全鋼桁橋の保全のため、名阪国道の鋼桁橋の疲労損傷に対する今後の維持管理方針（案）の作成も行った（表-1参照）。

本稿は、横桁貫通部の約1.0mのき裂の発生進展要因の究明、横桁貫通部の疲労き裂に対する補強対策や、名阪鋼橋の今後の維持管理のために作成した資料について報告するものである。

2. 横桁貫通部の約1.0mのき裂の発生進展要因の究明

(1) 約1.0mのき裂の発生状況

2006年10月に名阪国道の鋼桁橋の主桁ウェブ（G3）に約1.0mの大きなき裂を発見した。写真-1にき裂の発生状況を示す。き裂は主桁ウェブ横桁貫通部のスカーラップ部（図-1参照）の回し溶接部から発生しており、主桁ウェブを斜め上に進展していた。現在は、このき裂に対

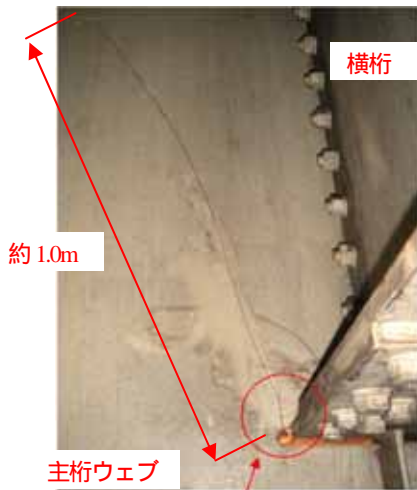


写真-1 約1.0mのき裂発生状況



写真-2 補強状況

して、写真-2に示すように大型当板補強を実施している。

(2) き裂発生進展要因の調査

a) 実働応力計測

損傷した主桁（G3）と同条件で、新たに損傷発生の可能性がある同主桁の橋軸方向対称位置における横桁貫通部（図-2参照）の応力発生状況を実働応力計測により確認した。

図-3に同主桁（G3）の橋軸方向対称位置における横桁貫通部の発生応力を示す。疲労強度等級が低く、用いにくいほうが良い溶接継手構造（H）¹⁾である横桁貫通部スカーラップ部の回し溶接部に高い応力（コバ面で124、143N/mm²）が発生していることが確認された。

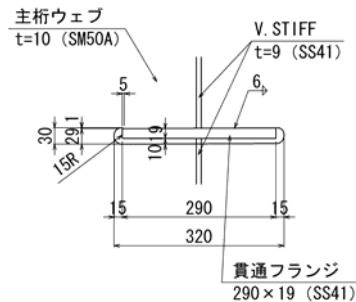


図-1 横桁貫通部詳細

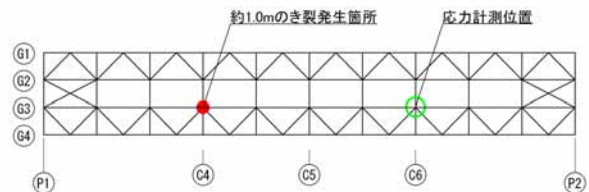


図-2 応力計測位置（平面図）

応力単位：N/mm²

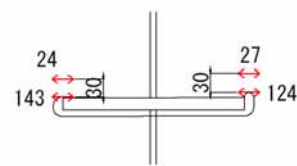


図-3 横桁貫通部の発生応力
（G3，C6横桁貫通部（G2側））

b) 化学成分分析試験

約1.0mのき裂先端のストップホールコア、桁端部の主桁ウェブから採取した鋼材、および約1.0mのき裂に対する大型当板補強ボルト孔ピースを用いて、化学成分分析試験を実施した。なお、本主桁の鋼材は設計図書よりSM50A材（当時）となっている。

表-2に化学成分分析試験結果を示す。化学成分分析試験の結果、以下のことが明らかになった。

- ・ C含有量（0.28%）は、建設当時のJIS規格のSM50A、

表2 化学成分分析試験結果

分析試料	C4横桁部 (き裂発生主桁ウェブ)		A1支点部		JIS規格	
	ボルト孔 ピース	き裂先端 SHコア	G2 ウェブ	G3 ウェブ	SM50A (SM490A)	
化学成分 (wt%)	C	0.28	0.23	0.18	0.17	0.20
	Si	0.03	0.04	0.32	0.32	0.55
	Mn	1.05	1.15	1.25	1.26	1.60
	P	0.036	0.037	0.014	0.014	0.040 (0.035)
	S	0.027	0.021	0.017	0.017	0.040 (0.035)
	Cu	0.02	0.02	0.01	0.01	-
	Ni	0.03	0.03	0.02	0.02	-
	Cr	0.02	0.03	0.04	0.04	-
	Mo	0.02	0.02	0.02	0.02	-
	V	0.003	0.001	0.006	0.006	-

SM41Aの規定のC許含有量の上限値 (SM50A:0.24%, SM41A:0.27%) を超えており, C含有量が多く, 低温脆性が懸念される鋼材であった.

- 脱酸剤のSi含有量 (0.03%) は極めて少なく, SM50Aの規定値 (0.55%以下) と比べて, 脱酸不十分な鋼材に相当している. Si添加が極端に少ない, リムド鋼相当の鋼材であり, 溶接用鋼材としては適していない.
- 不純物のP, S含有量は, SM50Aの規定値 (P,S:0.040%以下) に近い値となっている.
- JIS規定以外の溶接硬化元素 (Cu, S, Ni, Cr, Mo, V) の含有量は少なく, 0.03%以下であった.

c) シャルピー衝撃試験

2.(2)b)の結果, C含有量が多いことが明らかとなり, き裂が発生した橋は冬季気温が0度以下となる地域にあるため, 低温で脆性破壊が生じる危険性を有している. そこで, 鋼材の低温脆性を確認することを目的としたシャルピー衝撃試験を実施した. 試験には桁端部の主桁ウェブから採取した鋼材, および約1.0mのき裂に対する大型当板補強ボルト孔ピースを用いた. なお, ボルト孔ピースは, 16mmと小さいため, E.B.W.溶接(電子ビーム溶接)によりサブサイズ試験片 (7.5mm×10.0mm) を製作し, シャルピー試験を実施した (図-4参照).

図-5にシャルピー吸収エネルギーの遷移曲線を示す. 約1.0mのき裂発生箇所 で用いられていた鋼材はシャルピー吸収エネルギー値が極めて低い鋼材であった (SM490B材のシャルピー吸収エネルギー値の規定値 (0, 27J) を確保できる温度は40 以上). 併記した米国のLafayette Street橋 (本主桁と同様の大きなき裂が発生した橋) での試験結果の値²⁾と比較しても, 吸収エネルギー値がかなり低い結果となっている. したがって, 約1.0mのき裂箇所の鋼材は常温脆性を有する材料であったと考えられる.

d) 現地化学成分分析試験

2.(2)b) に記述したように, 疲労き裂発生箇所にお

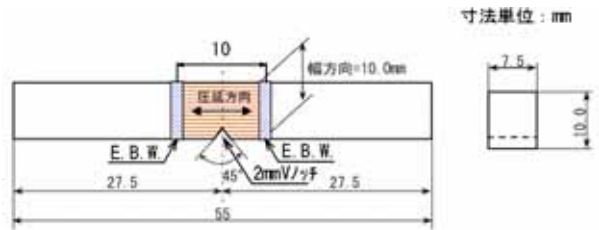


図-4 シャルピー衝撃試験片 (サブサイズ) の形状と寸法

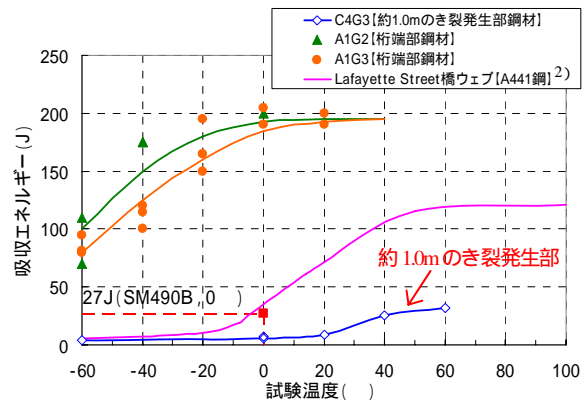


図-5 シャルピー吸収エネルギーの遷移曲線

いては, 常温脆性を有するリムド鋼相当の鋼材が使用されていると考えられ, き裂発生箇所以外にそのような鋼材が用いられていないかを確認するために, 現地に非破壊で鋼材の化学成分分析を実施できる現地化学成分分析試験 (PMI (Positive Material Identification)) を本橋の全主桁ウェブ (全48箇所) にて実施した.

PMI試験の結果, 以下のことが明らかとなった.

- Cの含有量は, 48箇所中13箇所 でSM50Aの規定値である0.20%を超える箇所が存在する.
- 脱酸材であるSiの含有量は, 約1.0mのき裂が発生した箇所では, 0.015% ~ 0.04%であったが, それ以外の箇所においては, 0.23% ~ 0.35%であった.

(3) 約1.0mのき裂の発生進展要因

以上より, 約1.0mのき裂の発生進展要因を以下に示す.

a) 発生要因

- 疲労強度等級の低い溶接継手構造 (H) であった.
- 日交通量6万台, 大型車混入率45%と極めて重交通路線に位置する橋令34年の橋梁であった.
- 繰り返し荷重による疲労でき裂が発生したと考えられる.

b) 進展要因

- 設計図書に示されるSM50A材のJIS規格 (材料成分) を満足しない鋼材であった.
- シャルピー吸収エネルギー値が著しく低い, 常温脆性を示す鋼材であった.

3. 横桁貫通部の疲労き裂に対する補修補強対策

横桁貫通部スカーラップ部の回し溶接部（図-6参照）に対する補強対策は、表-1に示す様々な検討の結果、主桁のウェブおよび横桁の下フランジに、L型補強板を高力ボルトで取付ける構造を採用した。図-7に横桁貫通部の補強対策概要を示す。

図-8に補強前後の横桁貫通部の発生応力を示す。当板補強により、横桁貫通部スカーラップコバ面の応力は、27%～40%に低減した。また、コバ面から30mm離れた位置の応力は、52%～58%に低減した。したがって、十分な応力低減効果があることが確認された。

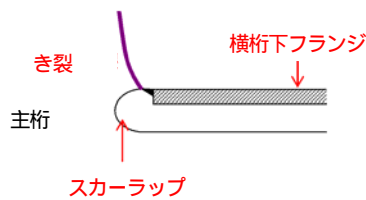


図-6 横桁貫通部のき裂

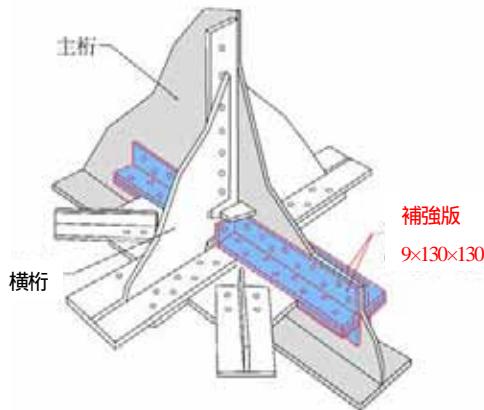


図-7 横桁貫通部の補強対策概要



図-8 補強前後の横桁貫通部の発生応力
(G3, C6横桁貫通部 (G2側))

4. 名阪鋼橋の補修事例集（案）の作成

(1) 目的

名阪国道の鋼桁橋の疲労損傷に対して、これまで実施した点検結果、補修補強対策等を取り纏めた。今後、名阪鋼桁橋の維持管理を行う上での参考となる資料作

成を目的とした。

(2) 概要

表-3に補修事例集（案）の内容、表-4に名阪国道の鋼桁橋一覧を示す。本事例集（案）では、名阪国道における既設橋梁の内、鋼桁橋14橋（上下線）を対象として、これまでの点検により発見された損傷や、補修補強対策済み箇所が把握できる図およびき裂損傷に対する補修・補強対策事例等を記載している。

表-3 補修事例集（案）の内容

記載内容	備考
構造諸元	各橋梁
溶接継手の種類と疲労強度等級	各橋梁
損傷および補修補強状況	各橋梁
重点点検箇所	各橋梁
鋼桁に生じた疲労損傷事例	代表箇所
補修・補強対策事例	代表箇所

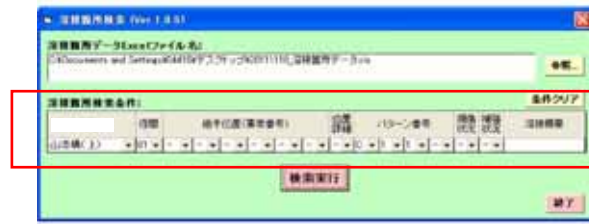
表-4 名阪国道の鋼桁橋一覧

橋梁形式	橋長 (m) (支間割)	竣工年	主桁 本数
3径間連続 非合成鋼桁橋	110 (33.6+42.0+33.6)	1973	4
3径間連続 非合成鋼桁橋	110 (33.6+42.0+33.6)	1965	3
単純合成 鋼桁橋 (2連)	74 (41.0+33.0)	1973	3
単純合成 鋼桁橋 (2連)	74 (41.0+33.0)	1965	3
3径間連続 非合成鋼桁橋	128 (38.0+51.0+38.0)	1972	4
3径間連続 非合成鋼桁橋	128 (38.0+51.0+38.0)	1965	3
単純合成 鋼桁橋 (2連)	90 (45.0+45.0)	1972	4
単純合成 鋼桁橋 (2連)	90 (45.0+45.0)	1965	3
3径間連続 非合成鋼桁橋 単純合成鋼桁橋	159 ((32.1+56.0+32.0) +38.9)	1972	4
3径間連続 非合成鋼桁橋 単純合成鋼桁橋	159 ((32.1+56.0+32.0) +38.9)	1965	3
3径間連続 非合成鋼桁橋	134 (41.0+51.0+41.0)	1965	3
3径間連続 非合成鋼桁橋	134 (41.0+51.0+41.0)	1972	4
3径間連続 非合成鋼桁橋	172 (51.9+67.0+51.9)	1972	4
3径間連続 非合成鋼桁橋	172 (51.9+67.0+51.9)	1965	3

5. 名阪鋼橋の溶接箇所データベース（案）の作成

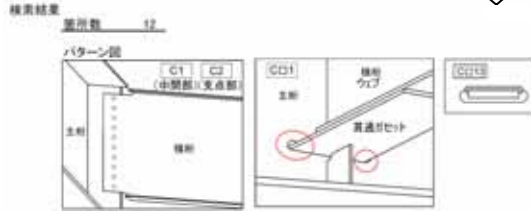
(1) 目的

名阪鋼橋の補修事例集（案）に記載されている名阪鋼橋（14橋）の溶接種類、箇所数を整理し、データベース化した。これは、今後、名阪鋼橋において、疲労損傷が生じた場合、損傷が生じた溶接箇所と同様の構造ディテールを有する箇所数を瞬時に把握することを目的として作成した。



検索条件入力
(橋名, 溶接継手種類, き裂発生有無, 補強の有無等を選択入力)

データベース検索 ↓



検索した溶接継手の概要図出力

No.	橋梁名	径間	継手位置 (要素番号)	位置 詳細	パターン 番号	損傷 状況	補強 状況	溶接概要	備考
05-1926		01	Mg 02 02	Cr 01 03	1C 1 1 3	0	1	主桁と横桁連結部	33
05-1930		01	Mg 02 02	Cr 02 03	2C 1 1 3	0	1	主桁と横桁連結部	37
05-1933		01	Mg 02 04	Cr 01 05	1C 1 1 3	0	1	主桁と横桁連結部	40
05-1937		01	Mg 02 04	Cr 02 05	2C 1 1 3	0	1	主桁と横桁連結部	44
05-1940		01	Mg 02 06	Cr 01 07	1C 1 1 3	0	1	主桁と横桁連結部	47
05-1944		01	Mg 02 06	Cr 02 07	2C 1 1 3	0	1	主桁と横桁連結部	51
05-2005		01	Mg 03 02	Cr 02 03	1C 1 1 3	2	1	主桁と横桁連結部	112
05-2008		01	Mg 03 02	Cr 03 03	2C 1 1 3	2	1	主桁と横桁連結部	115
05-2012		01	Mg 03 04	Cr 02 05	1C 1 1 3	2	1	主桁と横桁連結部	119
05-2015		01	Mg 03 04	Cr 03 05	2C 1 1 3	2	1	主桁と横桁連結部	122
05-2019		01	Mg 03 06	Cr 02 07	1C 1 1 3	0	1	主桁と横桁連結部	126
05-2022		01	Mg 03 06	Cr 03 07	2C 1 1 3	0	1	主桁と横桁連結部	129

検索結果一覧表出力

図-9 溶接箇所データベース検索ソフト概要(横桁貫通部の例)

(2) 概要

文献3)を参考に,溶接継手位置(要素番号)および溶接継手種類を番号や記号でパターン化し,点検結果や補修補強履歴を反映できるデータベースとした.溶接箇所のデータ数は多く,記録(登録)内容を確認することは容易でないため,データベースから検索条件に応じて,溶接箇所数,および溶接箇所概要図を出力できる検索ソフトを作成した.図-9に溶接箇所データベース検索ソフトの概要を示す.このソフトを用いることで,損傷箇所の同様の構造ディテールの箇所数や,補修補強対策実施の有無を瞬時に確認することが可能となる.

傷の発生が懸念される箇所がある.また,規格外の鋼材が確認されていることを踏まえた維持管理フローを作成した.

図-10に名阪国道の鋼鈹桁橋に対する維持管理フローを示す.以下に,その概要を示す.

- ・ 疲労強度等級がH 等級(横桁貫通部)に対しては,未補強箇所は当板補強を実施することにし,補強済み箇所は継続してき裂発生進展の有無を調査する.疲労強度等級がH等級以上の箇所に対しては,き裂が発生している場合は全て対策を実施する.なお,過去に事例が無いようなき裂の場合は,橋梁ドクター会議に諮る.
- ・ 約1.0mのき裂が発生した橋梁の一部に規格外の鋼材が確認されており,他の橋梁も同時期に建設されていることから,他の橋梁でも規格外の鋼材が含まれる可能性がある.したがって,疲労強度等級によらず,き裂発生箇所に対する補修補強対策により,ボルト孔ピース等が採取できる場合は,それを用いた材料試験を実施する.
- ・ 点検結果,調査結果,補修補強対策等の全ての情報は,補修事例集および溶接箇所データベースに記録(登録)する.記録(登録)内容を確認の上,次回点検調査等を実施する.
- ・ 点検調査および対策の実施結果を踏まえて,次回の定期点検時期を検討する.

6. 名阪国道の鋼鈹桁橋の疲労損傷に対する今後の維持管理方針(案)の作成

奈良国道事務所では,名阪国道の鋼鈹桁橋の疲労損傷に対する今後の維持管理方針を疲労強度等級により大きく2つに分け,原則として次のように考えている.

(1) 基本方針

a) 疲労強度等級H 級(横桁貫通部)

横桁貫通部は,疲労強度等級の低い溶接継手構造(H)であり,かつ,き裂が主部材に発生するため,スカーラップ形状の変更対策ではなく,全て当板補強による予防保全対策を実施する.

b) 疲労強度等級G等級(ガセットプレート,水平補剛材,ソールプレート,端部垂直補剛材)

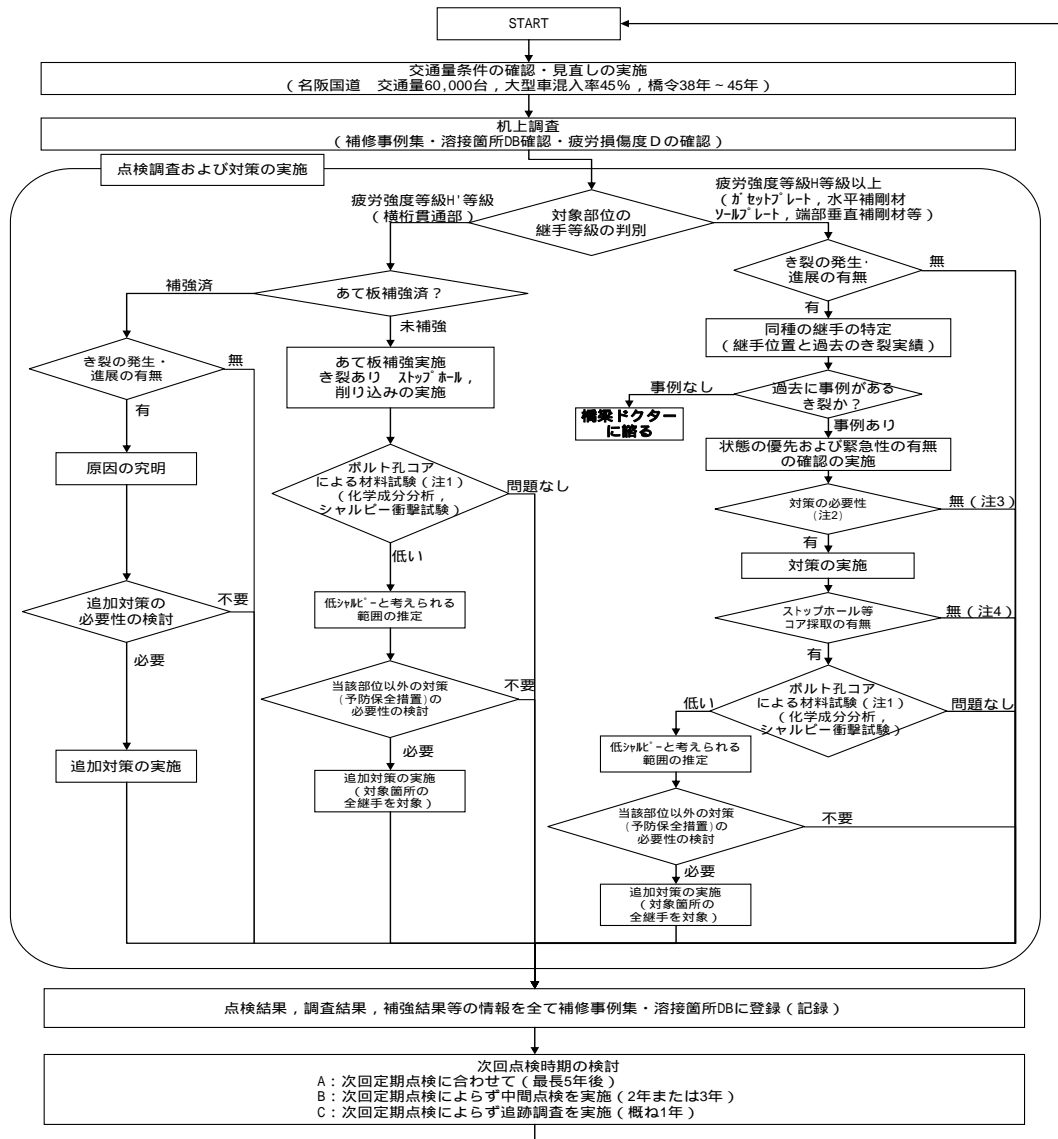
疲労強度等級G等級(ガセットプレート,水平補剛材,ソールプレート,端部垂直補剛材)の箇所は事後保全対策を基本とする.

(2) 名阪国道の鋼鈹桁橋に対する維持管理フロー

名阪国道の鋼鈹桁橋には横桁貫通部をはじめ,疲労損

7. おわりに

2006年10月に発見された主桁ウエブ横桁貫通部に生じた約1.0mのき裂に対し,「名阪国道の橋梁保全に関する検討委員会」を立ち上げ,2011年度の第9回委員会に至るまで各種試験・補強手法等の検討を実施し,約1.0m



注1) 材料試験の実施が可能な場合とする。また、同じ部材にて材料試験が既に実施されている場合はその結果から判断する。
 注2) わずかでも同種のき裂が進展する可能性がある場合は、対策措置を検討する。
 注3) き裂の特殊性や同種の継手の位置付け(場所や構造)により、継手として同じでも対策する必要がないと判断される場合などが該当する。
 注4) 削り込み等の対策で問題ない場合など、ピースが採取できない場合が該当する。

図-10 名阪国道の鋼桁橋に対する維持管理フロー

のき裂の発生進展要因は特定できたと考えている。また、本委員会で得られた知見をもとにした、名阪国道の鋼桁橋の疲労損傷に対する今後の維持管理方針(案)を作成した。名阪国道は、西名阪・東名阪自動車道(高速道路)との組合せにより、名古屋と大阪を結ぶ一本の自動車専用道として日本の大動脈の一端を担う重要な役割を果たしており、今回作成した維持管理方針(案)により鋼橋を適切に維持管理していく必要がある。今後の維持管理手法の一つとして作成した溶接箇所データベースを点検結果や橋梁図面(橋梁構造マップ)とリンクできるようにバージョンアップさせるなど、橋梁点検結果等の管理をデジタル化していくことが今後必要な課題であると考えられる。

謝辞: 本委員会にあたり、北田俊行委員長 大阪市立大

学名誉教授、坂野昌弘委員 関西大学教授、玉越隆史委員 国土技術政策総合研究所道路構造物管理研究室室長、ならびに村越潤委員 土木研究所橋梁構造研究グループ上席研究員にご指導を頂くとともに、貴重なご意見を頂きました。ここに記して感謝いたします。

向井 博也
 前所属 近畿地方整備局 奈良国道事務所 管理第二課

参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 丸善, 2002.
- 2) John W. Fisher: 鋼橋の疲労と破壊 - ケーススタディー -, 建設図書, 1987.
- 3) 国土交通省国道・防災課: 橋梁定期点検要領(案), 2004.

塩害による再劣化を受けた橋梁の詳細調査結果 と過去補修履歴との関連について ～古座大橋の事例～

八田 学¹

¹近畿地方整備局 企画部 技術管理課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

近年、橋梁の老朽化が問題となっており、各地で長寿命化に対する取り組みが行なわれている。紀南河川国道事務所管内における国道42号の橋梁204橋についても、定期的な点検により、早期に損傷を発見し、早期に対策を行う予防保全を行い、橋梁の長寿命化を促進する取り組みを行っている。国道42号は海岸線に隣接した区間が多く、塩害を受けている橋梁が多数存在する。塩害は完全な修復は難しく、多くの橋梁が『再劣化』を繰り返している。本報告では、塩害による再劣化を受けてきた古座大橋について、調査結果と過去の損傷履歴の関連について紹介する。

キーワード 塩害, 再劣化, 詳細調査, 履歴管理

1. はじめに

古座大橋は、過去数度にわたり塩害による損傷を受け、補修再劣化を繰り返している。今回は、劣化サイクルを長周期化させることを目的として、現地での詳細調査に加え、過去の詳細調査結果や補修履歴の調査を行い、多角的な視点でその関連性整理を行った。平成22年度に詳細調査と補修設計、平成23年度に追加調査と既存資料調査を実施した。この中で、調査及び補修方針については、橋梁ドクター（京都大学：宮川教授）および国土技術政策総合研究所・土木研究所に提案し、助言を頂いた。本報告では、今回の調査により判明した新たな知見を報告すると共に、古座大橋の今後の維持管理手法について紹介する。



写真-1 古座大橋全景（串本側上流側より）

以下に、橋梁諸元を示す。

2. 橋梁概要

古座大橋は、古座川水系古座川（2級河川）の河口に架かる橋梁であり、中央の鋼ランガー桁橋を含め全10径間、橋長314mに及ぶ長大橋である。このうち本報告は、特に損傷の激しかったA1～P3のポステンT桁橋の内の3径間を対象とする。

過去に3度の大きな補修を実施しており、断面修復、表面保護、外ケーブル補強、電気防食を施工している。

橋梁形式：ポステンション方式PC単純T桁橋
橋長(海上部)：177m (5@35.4m)
支間長：5@34.65m
幅員(全幅員)：7.7m (0.35+7.0+0.35)
主桁本数：5本
竣工年度：昭和44年（1969年）
適用道示：昭和39年鉄筋コンクリート道路橋設計示方書



写真-2 古座大橋全景（串本側海岸より）

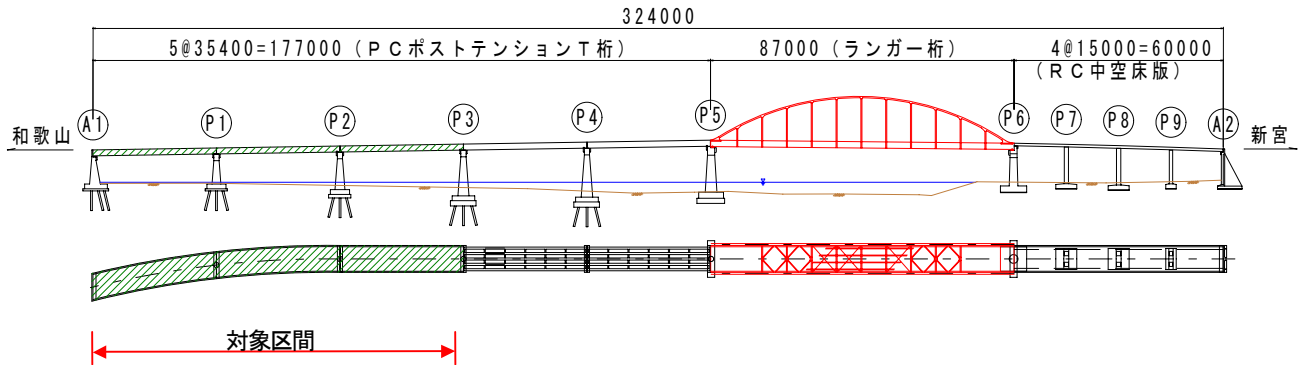


図-1 古座大橋一般図（側面図・平面図）

3. 現地詳細調査

(1) 概要

現況把握を目的として、現地詳細調査を実施した。過去の調査でASRについては可能性が低いことが判っているため、本調査では塩害に的を絞って調査を実施した。

実施内容を下表に示す。

表-1 現地詳細調査項目一覧

評価項目	調査項目	調査内容
上部工の健全性評価	構造性能	静的載荷試験 25tトラックを2台載荷し、支間中央の鉛直たわみと断面内のひずみ分布を計測。
	耐荷力	外ケーブルリフトオフ試験 外ケーブルを再度緊張し、伸びの発生時の張力を計測。 主桁のプレストレス量調査 ①貫通コアによる手法と②スロットストレスの2つの方法で内ケーブルのプレストレス量を計測。
	材料劣化	圧縮強度試験 主桁のプレストレス量調査の手法①で得られたコアを用い、コンクリートの圧縮強度試験を実施。 塩化物イオン量調査 コンクリート内部に含まれる塩化物イオン量を調査。資料の採取はドリル法を用いた。
	損傷状態	PC鋼材はつり調査 主桁をはつり鉄筋およびPC鋼材を露出させ、直接目視により損傷状況を確認。
その他	動的載荷試験	静的載荷試験の使用機材を用い、一般車両通行時のたわみ値およびひずみ量を動的計測。
	主桁のそり量調査	レーザー照射機を用い、主桁のそり量を計測。
	全数たたき検査	足場を設置したA1～P3の3径間について、主桁、横桁、床版の全てをテストハンマーで剥離、浮きの調査を実施。
	損傷寸法調査	損傷寸法図を作成

以下に主な調査項目の概要を示す。

(2) 載荷試験

上部工の構造性能を評価するため、静的載荷試験を実施した。荷重は、25tのトラックを2台用い、①2台縦列載荷、②2台並列載荷、③1台載荷の3ケース行い、その時のひずみ分布及び支間中央たわみを計測した。

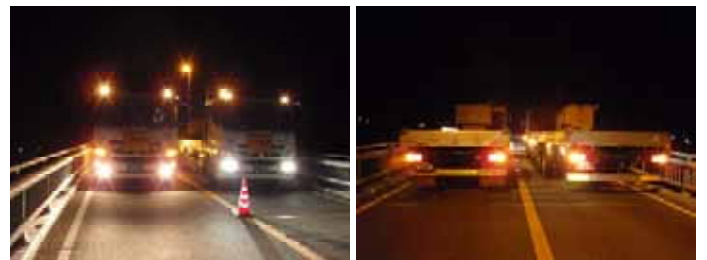
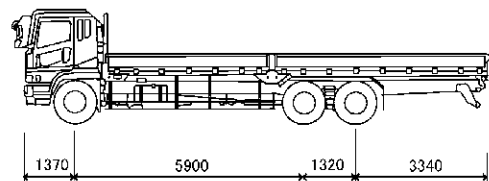


写真-3 試験車両載荷状況（2台並列載荷）

計測の結果、断面のひずみ分布は、下フランジに亀裂が生じているG3桁【3L/4】（損傷部）以外は一樣に変化しており（図-2参照）、平面保持の法則が成立していることが確認出来た。また、桁毎のたわみ量も直線的に変化しており、荷重分配が良好であることが確認出来た。たわみ量が最も大きい2台縦列載荷の結果を図-2に示す。

設計活荷重の評価を行うため、計測機器を利用して昼間の一般車両通行時の動的計測を実施した。結果、最大40t程度の車両が約50km/hで走行した場合に相当する応力が発生していた。この値は、B活荷重の約94%程度であることから、補修設計で考慮する荷重はB活荷重とした。

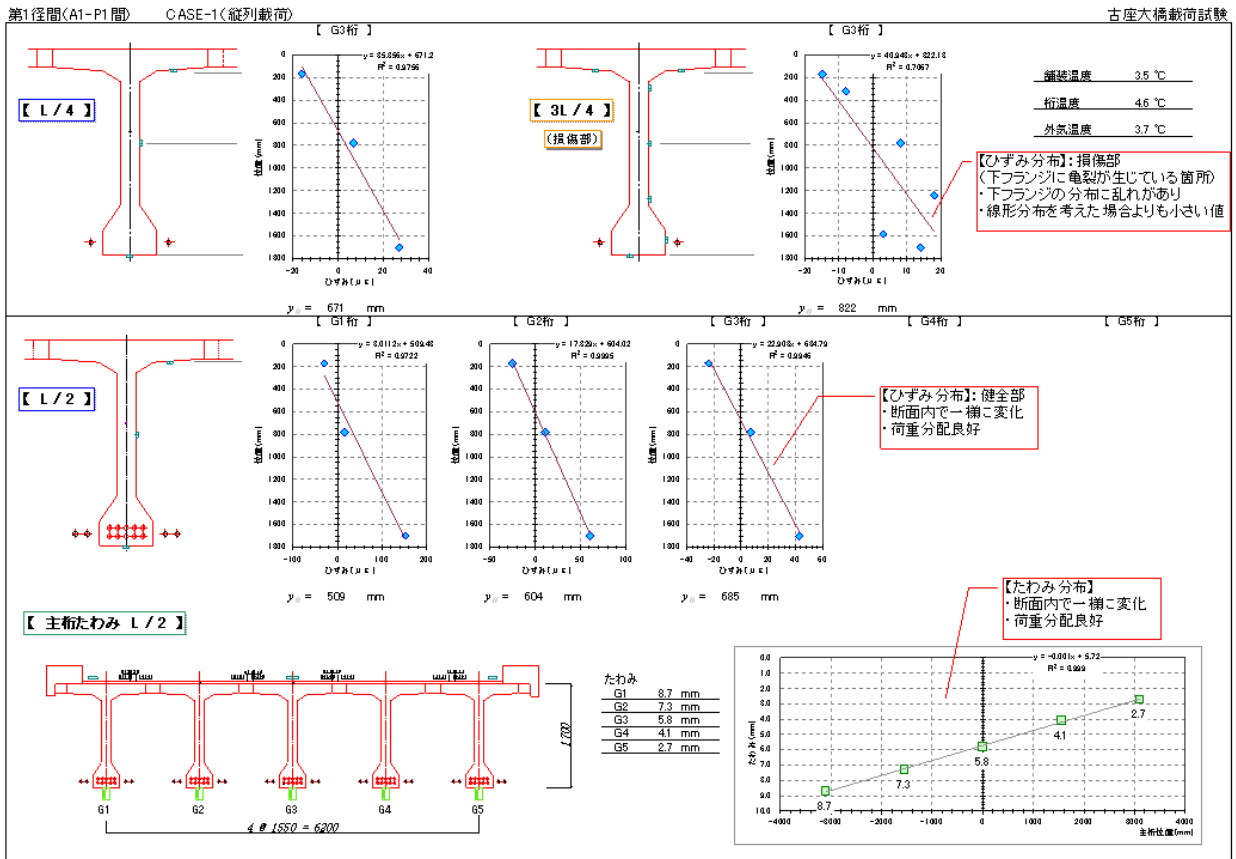


図-2 静的載荷試験結果 (①台縦列載荷)

(3) プレストレス量調査

桁内の残留プレストレス量を計測するため、内ケーブルによるプレストレス量の計測を行なった。調査結果をキャリブレーションするため、①貫通コアによる内部応力計測、②スロットストレスによる内部応力計測の2つの手法で調査を行った。2つの手法の誤差は1割程度と良く一致した。

比較の結果、P1-P2径間G3(健全桁)に比べ亀裂が生じているP2-P3径間G3, G4桁(損傷桁)のプレストレスが大きく(52~72%)低下していることが確認出来た。

表-2 有効応力の推計結果比較

調査位置	桁	貫通コアによる手法					スロット ストレス	
		解放ひずみ(με) (前孔12時間後)			有効応力/コンクリート物性値			
径間		水平 方向	鉛直 方向	45° 方向	有効応力 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	
P1-P2	G3 健全桁	234	-37	144	10.9	36.5	0.179	10.3
P2-P3	G3 損傷桁	139	-90	29	7.9	31.6	0.173	-
	G4 損傷桁	92	-78	18	5.7	29.6	0.141	-

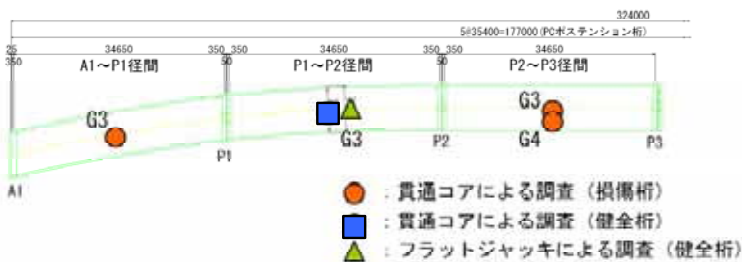


図-3 主桁のプレストレス量調査位置

(4) 塩化物イオン量調査

塩害の要因調査として、塩化物イオン量の調査を調査した。

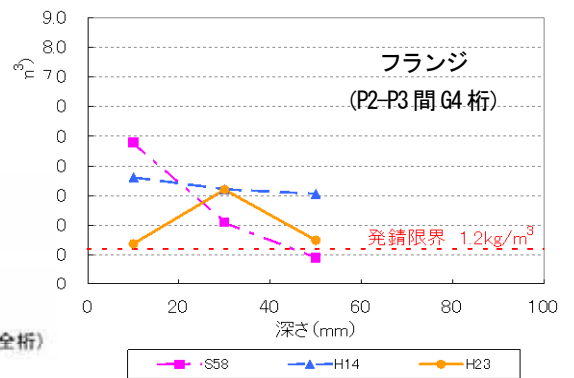
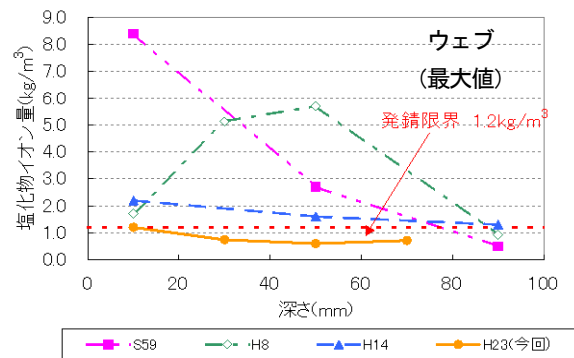


図-4 塩化物イオン量調査結果 (経年変化)

ウェブについて、過去の調査結果と合わせて推移を見ると、S59年度には表面付近で8kg/m³を超える値が出ているが、徐々に値が小さくなり、今回の調査では全て発錆限界を下回る結果となった。

一方、下フランジについては、ピーク値は小さくなっているが、現状でも発錆限界を超える結果となった。

(5) 損傷状況調査

損傷傷状況調査として、内部鋼材の発錆状況を確認するためのはつり調査と、コンクリートの剥離状況を確認するための全数たたき調査を行った。

はつり調査では、損傷箇所でのPC鋼材の腐食が著しく、素線が破断している箇所が確認されたが、損傷箇所直近の1ケーブルだけであり、その近傍や隣のPC鋼材は比較的健全であった。また、鉄筋露出がないものはほとんど腐食していなかった。また、過去3度実施した断面修復では、それぞれ異なる補修材が使用されていることが確認された。

表-3 PC鋼材は断状況

	A1~P1間	P1~P2間	P2~P3間
G 1			
G 2	1ケーブルのうち 4本破断 (H23)	1ケーブルのうち 1本破断 (H8)	
G 3	1ケーブルのうち 11本破断 (H8)		1ケーブルのうち 6本破断 (H23)
G 4			
G 5		1ケーブルのうち 1本破断 (H9)	

※H23年調査では、破断および容易に動く状態を破断と定義（破断していない編線でも断面欠損は見られる）

PC鋼線の健全度評価は、「プレストレスとコンクリート構造物の補修の手引き（案）[断面修復工法]、（社）プレレスト建設業協会、平成21年9月」に記載された「PC鋼材腐食状況の分類」に基づいて実施した。

表-4 PC鋼材腐食状況の分類

分類	腐食状況	質量減少率
1	薄錆が全面にあるが、ブラシで磨くと地鉄がでる。	1%程度未満
2	錆が全面にあり、点状の錆が目立つ。	1~2.5%程度
3	錆が全面にあり、ブラシで磨くと欠損が目立つ。	10%程度未満
4	径が小さくなっている。	10%程度以上

全数たたき調査では、A1~P3径間（足場を設置した区間）の全主桁、横桁、床版についてテストハンマーによるたたき調査を実施し、剥離箇所を確認した。

目視確認できない小規模なうきが発見されたが、床版部に見られ、主桁にはみられなかった。

4. 既存資料調査

(1) 調査概要

多角的な視点で調査を行うことで、より詳細に現状を把握する事を目的として、現地調査と平行して、過去の詳細調査や補修状況を調査した。調査方法は、①竣工図書調査、②報告書調査、③施工業者へのヒアリングを実施した。以下にそれぞれの概要を示す。

	全体写真	拡大写真	断面修復	グラウト	健全度
A1-P1径間 G2桁 下フランジ			有 第2回 第3回	1本out 他健全	写真 左より 4 1 以下 健全
A1-P1径間 G3桁 下フランジ			有 第1回 第2回 第3回	1本out 他健全	写真 左より 4 2 1 2 2
P2-P3径間 G3桁 下フランジ			有 第1回 第2回 第3回	1本out 他健全	写真 左より 4 4 3本 健全

表-5 はつり調査結果 (抜粋)

(2) 竣工図書調査

事務所内に保管されている竣工図書及びマイクロフィルムを調査し、過去の補修工事やその内容について確認した。古座大橋は、全橋の上下部工合わせると過去に大小27回の工事が行われており、その内、対象径間の上部工は、過去に3度の大きな補修工事が行われていた。

古座大橋は1968年に竣工してから、1回目の補修は15年後の1983年に実施されており、断面修復および表面保護工が行われた。2回目は13年後の1996年であり、断面修復と外ケーブル補強が行なわれた。3回目は7年後の2003年に行なわれており、断面修復と電気防食が行なわれた。

使用された断面修復材は毎回変わっており、1回目はエポキシ樹脂、2回目は防錆剤を混入したポリマーセメント、3回目は混入材無しのポリマーセメントとなっている。

(3) 報告書調査

過去3度の補修工事の前にはいずれも詳細調査が実施されており、報告書が作成されている。詳細調査の内容について以下に整理した。

表-6 詳細調査実施項目 (青字は今回調査)

調査項目	調査年	A1~P1	P1~P2	P2~P3	P3~P4	P4~P5
近接点検	S58	1径間	1径間	1径間	1径間	1径間
	H8	1径間	1径間	1径間	1径間	1径間
	H14	1径間	1径間	1径間	1径間	1径間
	H23	1径間	1径間	1径間		
含有塩分量試験	S58	3箇所	3箇所	3箇所	3箇所	3箇所
	H8	3箇所	3箇所	3箇所	3箇所	3箇所
	H14	4箇所	2箇所	2箇所	2箇所	2箇所
	H23	2箇所	2箇所	2箇所		
かぶり	S58	6箇所	7箇所	18箇所		
塩分付着量	S58	6箇所	21箇所	39箇所		
中性化	S58	1本				1本
露外線	H8	1径間	1径間	1径間		
自然電位	H8	5m2	5m2			
ひびわれ深さ	H8	3箇所	3箇所			
グラウト充填度	H8	9箇所	5箇所		6箇所	6箇所
圧縮強度試験	H8	6本	6本			
	H14	2本	1本	1本	1本	1本
	H23	0本	1本	2本		
静的載荷試験	H8	2ケース	2ケース			
	H23	3ケース	3ケース	3ケース		
アルカリ骨材反応試験	H14	6本			3本	
はつり調査	H9(※1)	5箇所	5箇所			
	H23	6箇所	3箇所	5箇所		

(4) 施工業者ヒアリング調査

竣工図書や報告書では知りえなかった情報について、施工業者にヒアリングを行った。

ヒアリング結果から、断面修復の際に過去鉄筋の取替えを実施したかに関する調査の結果を示す。

表-7 ヒアリング調査結果 (鋼材取替えの有無)

年度	工事会社	鉄筋取替えの有無
S58	ショーボンド建設㈱	既に異形棒鋼が主流であり、丸鋼で取り替えたとは考えにくい。PC鋼線で置き換えた実績はある(←配置されているのは鉄筋)
H8	ピーシー橋梁㈱	鉄筋は錆を落としてそのまま使用、取替えはしていない。
H9	㈱富士ビー・エス	丸鋼を取り替える場合、通常は異形棒鋼に変更
H14	機動建設工業㈱	通常錆で断面欠損が有る場合客先と協議 丸鋼を取り替える場合、通常は異形棒鋼に変更
H15	三井住友建設㈱	鉄筋が腐食している場合、協議を行い取り替えるのが普通だが、近年では丸鋼の入手は困難であり、取り替えたのであれば異形棒鋼としているはずである。
H16	三井住友建設㈱	"

5. 調査結果と過去補修履歴の関連

対象区間のA1~P3の3径間について、現地調査で作成した損傷図と、既存資料調査で得られた過去の断面修復記録(損傷箇所および補修箇所)を重ねた図(以降補修履歴図と記す)を作成し、以下の傾向が見られた。次頁にA1~P1径間の補修履歴図(図5)を示す。

- ①主桁の損傷箇所は、過去に補修を実施した箇所の再劣化が大半であり、限られた箇所に集中していた。また、場所によっては、何度かの補修で再劣化が収束し、以後再劣化していない箇所が確認された。
- ②現地調査を実施した当時は、過去の修復でエポキシ樹脂が使用されていることが判明したことから、エポキシ樹脂が電気防食の効果を遮断し、再劣化が生じたのではないかと推測した。しかし、過去の補修履歴を見ると、エポキシ樹脂の使用箇所と損傷箇所は一致しておらず、それが主要因ではないということは明らかであった。
- ③2回目以降の補修時の損傷箇所がほとんどが再劣化であること、塩化物イオン濃度が減少傾向にあることから、再劣化は、外部からの要因ではなく、内在する要因による損傷であることが推察された。再劣化をしなくなった箇所は、過去に実施された補修工事によって、内在する要因が損傷発生のレベル以下に抑制されたのではないかと考えられる。

以上により、古座大橋の再劣化は、内在する要因により初期のひび割れが発生し、その後外部から塩分や水分が浸入し劣化を助長したものと推測された。また、再劣化を続けている箇所について、内在する損傷要因を損傷発生レベル以下まで抑制することが出来れば、再劣化の可能性を大幅に低減できるものと考えられる。

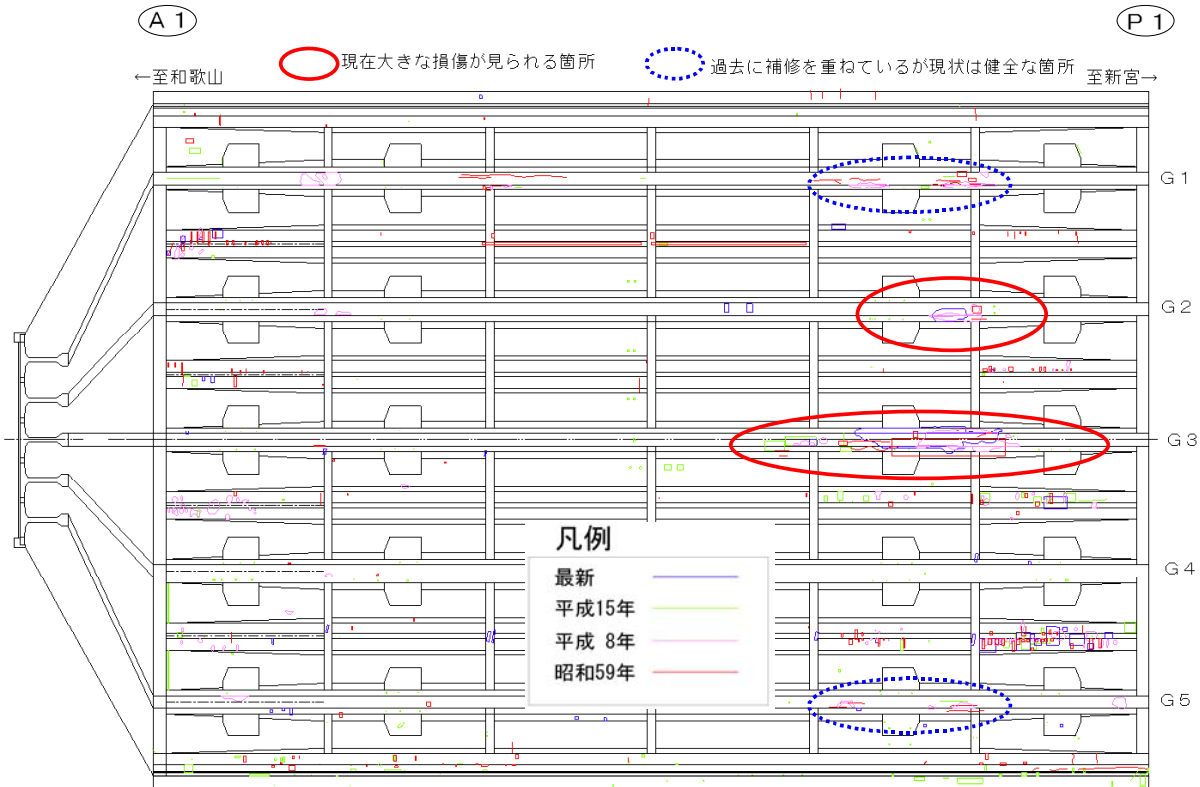


図-5 補修履歴図 (A1-P1 径間)

6. 維持管理手法

今回の古座大橋業務では、国土技術政策総合研究所に協力を仰ぎ、さまざまな助言をいただいている。その指摘事項や本業務での経験から、施工から維持管理までの申し送り事項を作成した。その中で、施工時や完了後の資料の整理を確実にし履歴として管理をしていくことの重要性について言及している。

今回の調査で既存資料調査とくに補修履歴から得られた情報は、古座大橋の損傷メカニズムの究明に役立つ。また、その結果を考慮することで、効果的な補修対策を計画することが出来た。補修・補強計画を行う上で、補修履歴は非常に有用であり、今後の業務に適應すべきだと考える。

しかし、設計を行う毎に補修履歴を作成したのでは、非常に時間がかかる。古座大橋においても、調査を行うに当たり、多くの時間と労力を費やした。

そこで、維持管理の手法として補修履歴を利用し、それを積み重ねることで時間の浪費を回避できると考えた。

維持管理の手法として補修履歴による管理を導入すれば、損傷発生後の調査機関を大幅に短縮できる。必ずしも古座大橋のような大きな効果が得られるとは限らないが、迅速で効果的な対策を行うための判断材料として大いに期待できると考えている。

今後は、補修履歴の整理方法（データフォーマット、管理者の設定など）について検討を行い、維持管理の手法として履歴管理を取り入れるための具体的な手法の検討が課題となる。それにより、より迅速で効果的な維持管理体制が構築できると考える。

7. 終わりに

橋梁の維持管理は、今後益々重要性が増すと思われる。今回の提案が、維持管理技術向上に貢献できる事を期待している。

なお、本論文課題は、著者の従前の所属（近畿地方整備局紀南河川国道事務所道路管理課）における所掌業務である。

謝辞：今回の古座大橋業務においてさまざまなご助言をいただきました。橋梁ドクターの京都大学宮川教授、ならびに国土技術政策総合研究所・土木研究所の関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) (社)プレストレスト建設業協会：プレストレスとコンクリート構造物の補修の手引き（案）[断面修復工法]，pp. 89-90, 2009

既設道路盛土の安定性向上のための 排水パイプの適用性の検証

秋田 剛¹・常田 賢一²

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、地震や豪雨の作用による道路盛土の崩壊が多発し、社会的に影響を及ぼしているが、原因の一つとして盛土内の地下水位上昇による盛土の不安定化が考えられる。既設盛土の排水対策の一つである排水パイプは、安価で簡易に施工が可能であり、既に鉄道盛土、宅地盛土で実用化し、普及している。しかし、パイプの排水特性は定量的に評価されておらず、具体的な設計法は確立されていない。本研究は、既存の道路盛土の安定性向上のため、排水対策としての排水パイプの実用化に必要な技術的課題の解明を目的としており、排水パイプの排水特性に関する変水位模型排水実験を実施し、その結果に基づいて排水パイプの適用性を考察する。

キーワード 道路盛土、地下水、排水工法、排水パイプ、間隙水圧

1. はじめに

2009年8月の駿河湾を震源とする地震では、東名高速道路において盛土のすべり崩壊が発生したが、その原因の一つとして集水地形であること、つまり盛土内の地下水位の影響が指摘された。そして、この被害を教訓として、国土交通省および道路会社において盛土の緊急点検が実施されているところであるが、今後は点検結果に基づいて、具体的な補強対策の検討が必要になる。

写真-1 は道路盛土の小段にある側溝の山側法面の状態であるが、一般的に見られる盛土内の地下水位あるいは土砂の浸出である。このように盛土内の地下水位は盛土のすべり安定性に影響するが、図-1 は 2007 年能登半島地震、2009 年駿河湾を震源とする地震および 2004 年新潟県中越地震で崩壊した、3 種類の土質特性の盛土（粘性土盛土、中間土盛土および砂質土盛土）を対象として、法肩位置での地下水位を変動させて常時および地震時（震度 0.2）のすべり安定解析（修正フェレニウス法）による、地下水位の変動に伴う盛土のすべり安全率の変動例である¹⁾。同図から、盛土内の地下水位の変化がすべり安全率に及ぼす影響は、盛土材の土質特性により大きく異なり、砂質土盛土で最も大きく、中間土盛土、粘性土盛土の順に小さいことが分かり、いずれの場合も地下水位の影響が示されている。

このため、盛土の安定性を確保し、向上させるためには、地下水位を低下させることが考えられるが、既設盛土の排水機能の回復、増強のための経済的かつ効果的な



写真-1 盛土小段の堤内からの浸出状況例

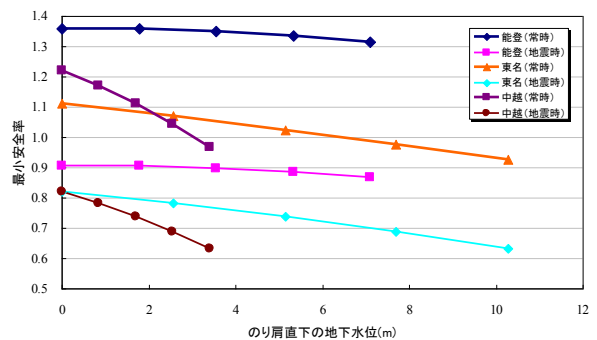


図-1 盛土のすべり安全率に及ぼす地下水位の影響例

排水工法²⁾の一つとして排水パイプ³⁾が挙げられる。排水パイプは、図-2の道路排水工の盛土内排水に相当するが、既存盛土に対して直接打設する施工が可能であり、簡易且つ安価に施工できる。また、地盤の変形抑制の効果もあることから、補強効果（本文では、対象外）も見込め



写真-2 鉄道盛土における排水パイプの設置例

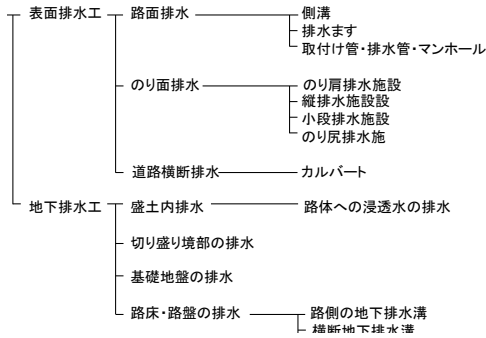


図-2 道路排水工の種類²⁾

る。現在、排水パイプは鉄道盛土(写真-2参照)や宅地盛土で実用化されており、現在多発している道路盛土の崩壊防止への対策工としても大いに期待できる。

ここで、排水パイプの実用化に必要な技術的課題として、排水パイプを盛土へ直接打設する際、パイプのスリットへの土粒子の充填、いわゆる目詰まりや、パイプ内への土粒子の流出現象が生じる可能性があることや、長期間に亘る地下水水位の変動に伴う盛土地盤の飽和・不飽和の繰り返しにより、スリット周辺への細粒分の蓄積が進行し、排水性能が低下する等の現象が懸念される。また、従来、パイプの設置間隔は1m程度として経験的工学的に施工されており、最適な設置間隔や施工配置といった具体的な設計法が未確立である。

本研究は、地震および豪雨に対する既設道路盛土の安定性向上のため、排水対策としての排水パイプの実用化に必要な技術的課題を明らかにすることを目的として、排水パイプの排水特性に関する室内模型実験を実施し、その結果に基づいて、排水パイプの適用性を考察する。

2. 排水性能に関する模型実験

排水パイプは、既設盛土に対して簡易且つ安価に直接打設施工が可能であるが、打設の際にパイプのスリットに土粒子が充填し、パイプ内に流出する現象が危惧される。また長期間に亘る地下水水位の変動に伴う地盤の飽和・不飽和状態の繰り返しにより、スリット周辺への細

粒分の蓄積が進行し、排水性能が低下する事も考えられる。このようなパイプの排水性能変化を検討すべく、変水位による室内模型排水実験を実施した⁴⁾。

(1) 実験内容

林ら⁵⁾を参考にし、図-3に示す内寸500×400×700mmの土槽の4隅に給水パイプ、下部に排水パイプを水平に設置する。給水パイプは外径48mm、内径40mm、長さ750mmの塩ビパイプであり、9×100mmの孔を千鳥配置で空けている。また、土粒子の流出を防ぐために、塩ビパイプの表面に土砂流出防止用の不織布を取り付けている。排水パイプは外径60.5mm、内径55.9mm、長さ600mmで、パイプ先端から75mmまでが尖っており、パイプ断面の四方には50×5mmのスリットが軸方向に50mmの間隔で3箇所ずつ計12箇所配置してある。次に、乾燥させた試料を締め固めてから排水パイプの排水口を閉じ、土槽内水位が65cmになるまで給水する。その後24時間放置した後、排水口を開けてパイプからの排水流出量と土槽内の水位変化を計測した。流量は単位時間当たりの変化量を求めることで平均流量を算出した。また、給水パイプ内の水位変化から土槽内水位を計測した。

なお、土試料は茨城県笠間市の山砂であり、土質特性を表-1に示す。また、パイプ打設による地盤の締め固め効果の影響を検討するために、土槽にパイプを先に設置してから山砂を締め固めた実験1と、土槽に山砂を締め固めてから後からパイプを直接打設した実験2の2ケースを同じ地盤条件下で実施し、パイプの排水性能の変化を比較した。計測後、排水を乾燥させ、排水に含まれている土粒子の計量及びふるい試験を行った。さらに、排水後、土槽内に再び給水して水を溜めて地盤を飽和させ、計3回の排水実験を行った。最後に、パイプ内に流出していた土粒子の計量及びふるい試験を行った。

(2) 排水実験結果

実験1, 2の水位と平均流量の関係を図-4に示す。いずれの場合も水位と流量は比例関係にあることが分かる。また、3回ずつ繰り返した結果を比べると、実験1では多少の変動が見られた。さらに、同水位では実験1に比べて実験2の方が流量が小さくなっているが、これはパイプを後から打設することでパイプ周辺の土粒子が締め固まり、透水性が低下したためと考えられる。また、実験1でパイプを設置してから地盤を作成した時点と、実験2で地盤にパイプを直接打設した時点において、パイプのスリットへの土粒子の充填、パイプ内の土試料の流出を確認している(写真-3)。しかし、その後は充填具合及び流出状態の変化は見られなかったことから、土粒子の充填及び流出現象はパイプ設置直後に生じるものの、その後は殆ど変化しないといえる。また、排水には微量の細粒土が含まれていたが、3回の排水実験を繰り返す中で徐々にその量は減少した(表-2)。

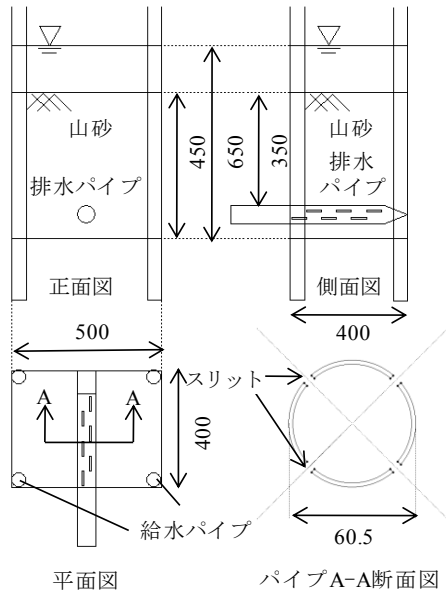


図-3 模型(単位: mm)

表-1 土試料の土質特性

土試料	山砂 (茨城県笠間市)
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.661
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.876
透水係数 k (cm/s)	8.4×10^{-3}

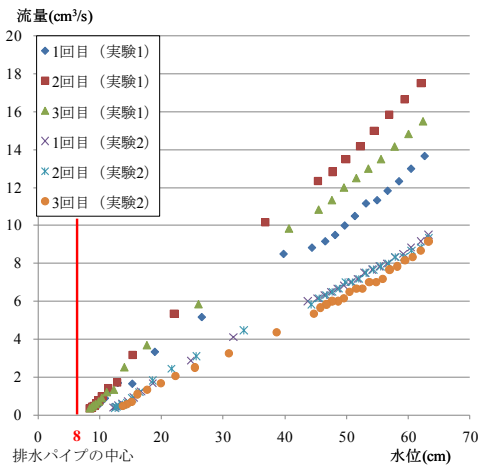


図-4 水位と平均流量

表-2 排水及びパイプ内の土粒子量(単位: g)

実験	排水中土粒子質量				パイプ内土粒子質量
	1回目	2回目	3回目	合計	
1	13.2	2.7	1.6	17.5	247.6
2	11.5	2.2	1.6	15.3	435.6



パイプ設置前

実験1 実験前

実験1 実験後

実験2 実験前

実験2 実験後

写真-3 実験前後での土粒子のパイプスリットへの充填およびパイプ内への流出状況

(3) ふるい試験結果

実験1, 2でパイプ内に流出した土粒子, パイプからの排水に含まれていた土粒子をそれぞれ乾燥させ, ふるい試験を行った. その結果を山砂(笠間砂)と併せて図-5の粒径加積曲線に示す. パイプ内に流出していた土粒子は実験1, 2共に粒径が5mm以下のものであり, これは排水パイプのスリットの大きさ5×50mmと一致する. また, パイプ内の土粒子は粒径5mm以上のものが存在しないため, 山砂と比べて粒径加積曲線はやや上部に位置している. しかし, 排水パイプからの排水には, 実験1, 2共に粒径が1mm以下の細粒土しか含まれていなかった.

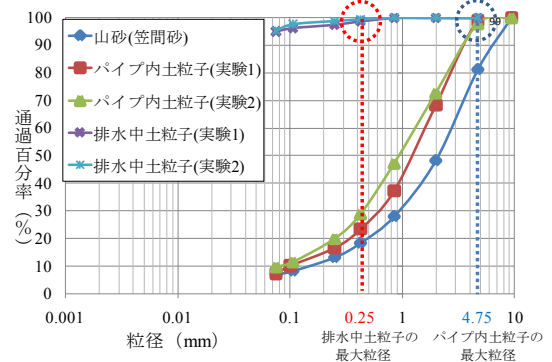


図-5 パイプ内・排水中土粒子の粒径加積曲線

(4) 長期間に及ぶ地下水位変動の影響

長期間に及ぶ地下水位の変動による, 地盤の飽和・不飽和状態の繰り返しの影響を検討するために, 実験2(パイプ打設)と同様の排水実験を計9回実施した. 図-6に示すように, 最初に給水してから地盤の飽和状態を3日間維持し, 排水実験後, 再び給水して同様に2回目, 3回目の排水実験を行い, その後飽和・不飽和状態のスペンを変化させて計9回の排水実験を実施した. 各排水実験毎の排水時間と水位変化との関係を図-7に示す. 同図から, 1~3回の実験の中で土中の水位低下速度が変化しているが, 3回目以降はほぼ一致しているのが分かる. これは, 排水の繰り返しの伴ってパイプ周辺地盤の排水性が変動したが, 3回目以降はほぼ安定したと考えられる. しかし, パイプの中心から0~10cm高い範囲においては, 9回の排水実験の中で水位低下が徐々に遅れているが, パイプのスリット周辺地盤での細粒分の蓄積が原因と考えられる. パイプ近傍の細粒分蓄積の影響評価については, 今後検討が必要である.

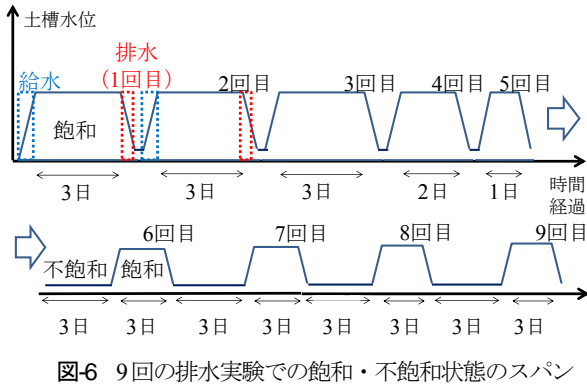


図-6 9回の排水実験での飽和・不飽和状態のスペン

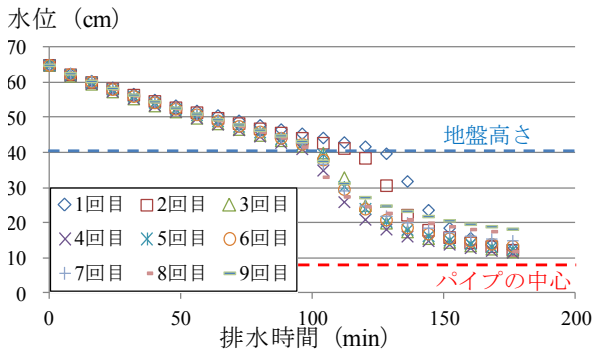


図-7 排水時間と水位変化

3. 排水範囲に関する模型実験

従来、適用地盤に対する排水パイプの設置間隔は1m程度⁹⁾でよいとされ、鉄道・宅地盛土で適用されてきたが、排水パイプの具体的な設計法の確立に向けて、パイプの最適な設置間隔を提案するために、パイプ1本当たりの排水範囲を明らかにする事を目的として、実験土槽の規模を変えて変水位による排水実験を実施した。実験結果から、土槽規模による排水性及び新たに試みた間隙水圧計による排水時の間隙水圧の変化特性、マンメータによる土槽底面での水圧分布特性について報告する。

(1) 実験内容

図-8に示す内寸1700×600×550mmの土槽において、土槽に仕切りを入れて土槽幅を変化させ、土槽幅500mm、1,000mm、1,500mmの3ケース（以下、順にケース1、2、3とする）での変水位による排水実験を行った。用いた排水パイプは外径60.5mm、内径55.9mm、長さ700mmで、パイプ先端から100mmまでが尖っており、パイプ断面の四方には50×5mmのスリットが軸方向に50mmの間隔で計18箇所配置してある。実験手順は、まず、図-8に示すように各ケースの土槽底面2箇所に間隙水圧計を設置し、2章での実験（以下、前土槽実験とする）と同様に土試料を投入、締め固めて地盤模型（高さ400mm）を作成した後、パイプ孔から排水パイプを水平に打設する。次に、

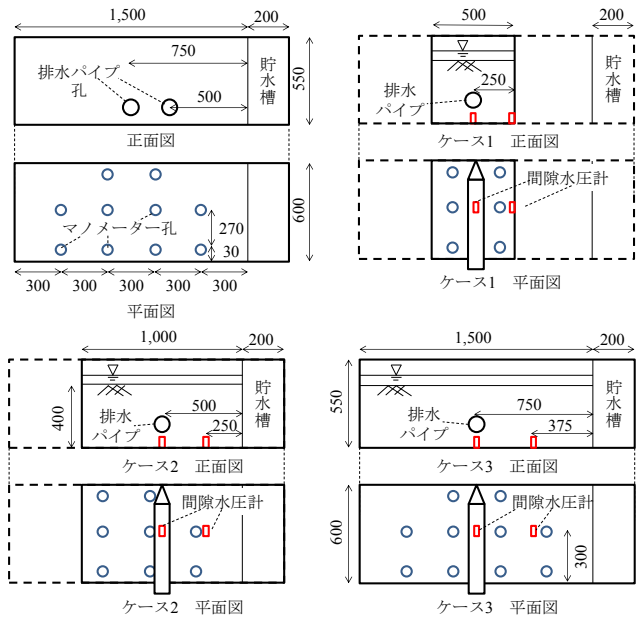


図-8 模型と実験ケース（単位：mm）

パイプの排水口を閉じ、貯水槽から土槽内水位が450mmになるまで給水して土試料を飽和する。その後、パイプの排水口を開けてパイプからの平均流量、土槽内の水位変化、間隙水圧変化を計測した。流量は単位時間当たりの平均流量を算出し、水位は貯水槽の水位変化の計測に加えて、土槽底面の10孔に接続されたマンメーター水位変化も計測した。実験後、再び給水して土槽内水位を上昇させ、同様の排水実験を計3回実施し、パイプの排水性の変化を検討した。土試料は前土槽実験で用いたものと同じ茨城県笠間市の山砂であり、土質特性は表-1の通りである。

(2) 土槽幅別の排水性能比較

本実験より得られた実験結果を、水位低下速度、間隙水圧変化、土中水圧分布変化の3点から各ケース別（土槽幅別）に比較して考察を進める。

a) 水位低下速度

本実験より得られたケース2（土槽幅1,000mm）、ケース3（土槽幅1,500mm）での排水時間と貯水槽の水位変化の関係を図-9に示す。同図から、両ケース共に3回の排水実験の中でパイプの排水性がほぼ安定状態となっており、前土槽実験の結果と一致する。ここで、ケース1～3における、水位45cm時でのパイプ1スリット当たりの排水流量を算出し、前土槽実験（土槽幅500mm）での実験結果を参考値として比較したものを表-3に示す。同表から、土槽幅の増加に伴って同水位でのパイプからの排水量はやや増加傾向が見られるが、その変動差は小さく、ほぼ一致している。

そこで、計測した排水時間毎の水位変化から土中における水位低下速度を算出し、土中水位との関係を表したものを図-10に示す。同図において、本実験ではパイプの中心は土槽底面から8.0cmの位置にあり、パイプ設置

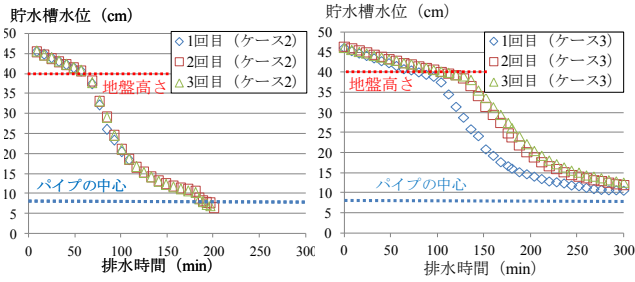


図-9 排水時間と水位変化

表-3 土槽幅別流量比較

	土槽幅 (mm)	流量 (cm ³ /sec)	パイプスリット数	1スリット当たりの流量 (cm ³ /sec)
前土槽	500	5.50~6.17	12	0.46~0.51
	500	8.3~9.0		
本土槽	1,000	10.5~11.8	18	0.58~0.65
	1,500	9.6~12.8		

※乾燥密度は1.87g/cm³, 水位は45.0cm時で比較

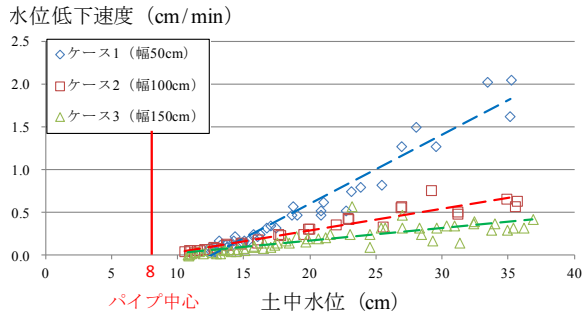


図-10 土中水位と水位低下速度

位置からの土中水位と水位低下速度とは相関関係にあることが分かる。また、土槽幅が小さく、つまりパイプの設置間隔が小さくなると土中での水位低下速度は大きくなる傾向にある。

ここで、パイプの中心位置を基準として、(1)式により土中水位と水位低下速度が線形関係にあるとする。

$$v = a h \quad (1)$$

ここに、 v :水位低下速度 (cm/min), h :パイプ中心からの土中水位 (cm), a :定数 (1/min)

また、時間 Δt 当たりの水位低下量を Δh とすると、

$$-\Delta h = v \Delta t \quad (2)$$

(1)式および(2)式から、

$$-\Delta h = a h \Delta t \quad (3)$$

(3)式を積分すると、

$$h = H \cdot e^{-at} \quad (4)$$

ここに、 H :初期水位, h :土中水位 (cm), t :水位低下時間 (min), a :定数 (1/min)

なお、図-11の実験結果の近似直線による定数 a は、土槽幅 50cm で 0.0555, 土槽幅 100cm で 0.0249, 土槽幅 150cm で 0.0134 である。ここで、本実験におけるパイプ中心からの初期水位 H が 30cm の場合、(4)式による土槽幅毎の $h \sim t$ 関係は図-12のように推定でき、実験値とはほぼ一致している。

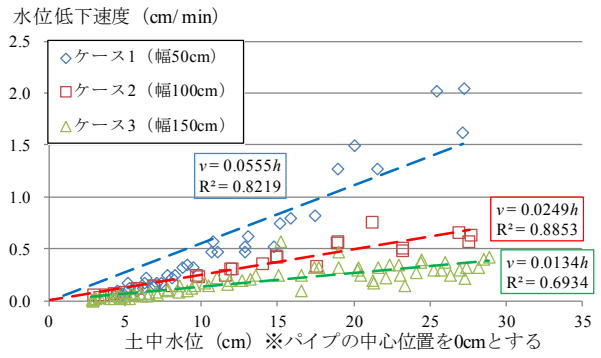


図-11 図-10に基づく水位低下速度の定式化

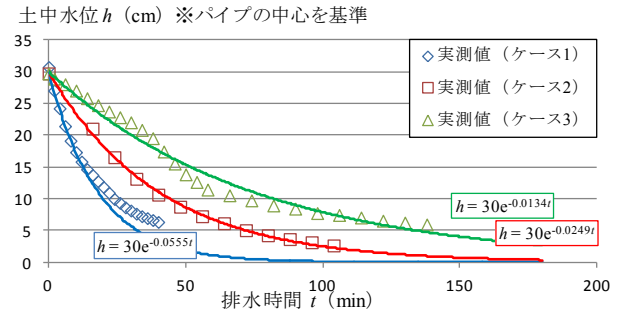


図-12 排水時間の実験値と推定値の比較: $H=30$ cm

このように、盛土の乾燥密度およびパイプの設置間隔毎に、定数 a が求められれば、設計条件としての排水時間に応じたパイプの設置間隔を決定する事が出来る。

なお、本実験ではパイプの中心位置からの初期水位が 0~30cm の範囲内にあるため、今後はより高い初期水位に対する $h \sim t$ 関係を把握することにより、実際に想定される高水位に対応させるとともに、複数段に設置した排水パイプによる $h \sim t$ 関係について検証し、設計法に結びつけることが必要である。

b) 間隙水圧変化

本土槽実験では各3ケースにおいて、土槽底面2箇所(パイプ直下と直下横方向: 図-8)に間隙水圧計を設置している。排水時間と間隙水圧変化の関係を図-13に示す。いずれのケースにおいても、排水開始前に比べて、排水開始直後に間隙水圧値は急激に低下しており、その後、水位低下に伴って徐々に低下している。また、パイ

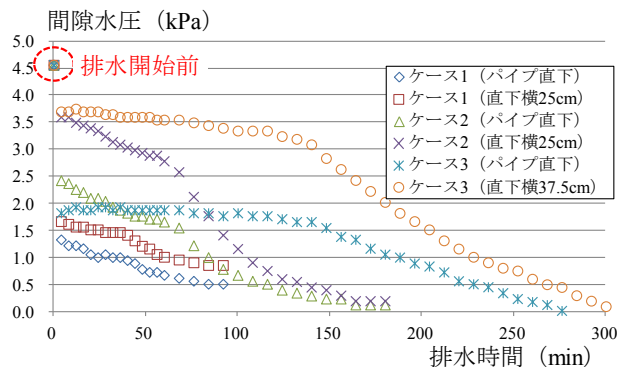


図-13 間隙水圧の経時変化

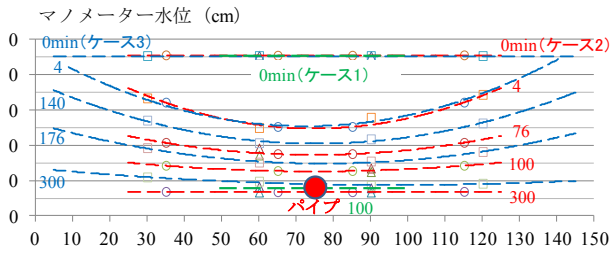


図-14 土槽底面（パイプ下部8.0cm）での水圧分布の変化

ブ直下横に比べて、パイプ直下の方が排水開始直後の間隙水圧の低下量は大きくなっている。

e) 土中水圧分布変化

各3ケースにおいて、土槽底面に接続されたマンメーターより得られた、土槽底面での水圧の時間経過毎の分布図を図-14に示す。同図より、土中での水圧は排水直後からパイプの中心に向かって低下する分布を呈しており、排水が終了する数時間後にパイプの位置で水平方向にはほぼ一定になる。また、各3ケースの水圧分布形状は類似しており、同密度での土槽底面の水圧分布は同じであることが分かる。

なお、本実験より得られた水圧分布は土槽底面での分布であることから、今後はパイプ上部や横方向など、パイプ周辺地盤の水圧分布特性を明らかにすることが必要である。

4. おわりに

本文では、既設道路盛土の安定性向上のために、排水工法としての排水パイプの適用性を明らかにすることを目的とし、その設計法の確立に向けて、地下水位の変動に伴うパイプの排水性能の変化、パイプスリットへの土粒子の充填・パイプ内への流出現象の有無について変水位模型実験より検証した。さらに、パイプの最適な設置間隔の提案に向けて、パイプ1本当たりの排水範囲について、土槽幅を変えた模型実験により検証した。その結果、以下の知見が得られ、排水パイプの排水性能が明らかになった。

1) 地下水位の変動に伴う地盤の飽和・不飽和状態の繰り返しによって、パイプのスリット周辺地盤での細粒分の蓄積によりパイプの排水性の低下が見られるが、2~3回の排水を行う中でパイプの排水性は安定状態になる。

- 2) パイプのスリットへの土粒子の充填およびパイプ内への流出現象は、パイプ設置（打設）直後に生じるものの、その後の充填および流出の具合は、ほとんど変化しない。
- 3) 土槽幅、つまりパイプの設置間隔により、水位低下速度は変化し、パイプの設置間隔が小さくなると土中での水位低下速度は大きくなる。また、パイプの中心位置からの土中水位と水位低下速度はほぼ線形関係にあり、土槽幅ごとの定数aにより(4)式が定式化できる。同式によれば、地下水位低下に必要な時間からパイプの設置間隔を決定することが出来る。
- 4) 排水パイプからの排水に伴うパイプ周辺の水圧分布を把握することを目的として、間隙水圧計およびマンメーターにより、土槽底面（パイプ下部8.0cm）での水圧分布の変化が把握できることが分かった。

なお、今後は、排水パイプの周囲地盤の水圧分布の把握および30cm以上の高い初期水位に対する(4)式の適用性の検証を行うとともに、排水機能以外の補強機能の定量的な評価を行う予定である。

謝辞：本研究は、千代田器材（株）との共同研究で実施されたものであり、実務的な技術に関しては岡三リビック（株）の協力を得ている。関係者各位に深く感謝申し上げる。

参考文献

- 1) 平山淳基, 常田賢一, 寺西弘一: 盛土の安定性に及ぼす地下水の影響の定量的評価, 第13回日本地震工学シンポジウム, GO49-Sat-AM-6, pp.3403-3409, 2010.
- 2) 社会法人日本道路協会: 道路土工 盛土工指針 (2010年度版), pp.150
- 3) 千代田器材株式会社: 恒久排水補強パイプ パンフレット, pp.1~pp.3
- 4) 秋田 剛, 常田賢一, 平山淳基, 柏熊誠治: 排水パイプの排水機能に関する実験的検討, 第46回地盤工学研究発表会, 2011.
- 5) 林 豪人, 澤松俊寿, 徐 永強, 藪 雅行, 小橋秀俊: 盛土排水パイプの集水性能に関する実験的評価, 第45回地盤工学研究発表会, No.517, 2010.8
- 6) 斎藤迪孝, 上沢 弘, 毛受貞久, 安田祐作: 鉄道技術研究報告No.631, 有スリットパイプによる新幹線盛土斜面の排水効果, pp.1~pp.17, 1968.4

近江大橋(旧橋)における主桁の調査と 補修状況の報告 ～ P C 橋に学ぶ～

中川 義規¹・三上 貴之²

¹滋賀県長浜土木事務所木之本支所河川砂防課 (〒529-0426 滋賀県長浜市木本町黒田1234)

²滋賀県大津土木事務所管理調整課 (〒520-0807 滋賀県大津市松本一丁目2-1)

1. はじめに

近江大橋(旧橋・北側)は、1974年(昭和49年)に建設された琵琶湖をまたぐPC橋である。緊急輸送道路に指定されていることから、ポストテンションT桁部においてB活荷重対応を目的とした外ケーブル補強工を実施している。この補強工事の足場を利用して橋梁点検を行ったところ顕著なコンクリート浮きが発見されたことを受け、詳細調査を実施した結果、主桁主ケーブルの一部で劣化が進行していた。

本稿では、詳細調査の結果判明した主ケーブルの劣化状況について報告するとともに調査手法ならびに補修方法について報告する。

キーワード PC橋、グラウト充填度調査、グラウト再充填、劣化メカニズム

2. 橋梁概要

本橋は大津湖南地区における、産業経済活動と生活道路の両性格を併せ持つ重要な社会基盤として1974年(昭和49年)に建設された1290mの長大橋であり、つづく1985年には南側に新橋が建設された。橋梁形式は、いずれも単純24連ポストテンT桁と3径間連続ラーメン箱桁から構成されるプレストレストコンクリート橋である。

図-1に新・旧を含む近江大橋横断面図、図-2に近江大橋の全景写真、図-3には橋梁一般図を示す。

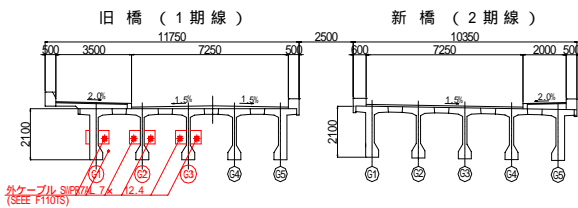


図-1 近江大橋 横断面図



図-2 近江大橋 全景写真

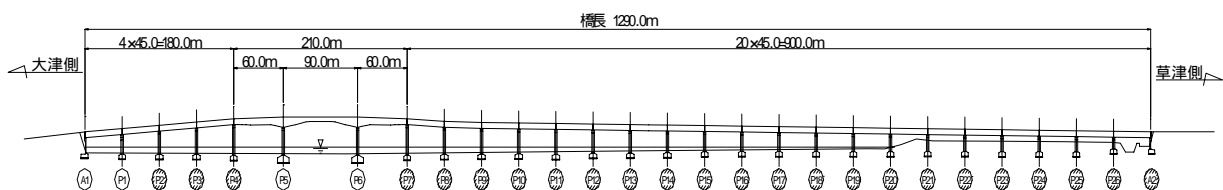


図-3 近江大橋 橋梁一般図

3. 劣化状況の報告

(1) 詳細点検および劣化状況

a) 橋梁詳細点検

PC橋は、ひびわれ、遊離石灰や錆汁の流出、剥離、鉄筋露出等の損傷を近接目視で確認・記録することが点検の基本である。また、コンクリート破片の落下による第三者被害を招く恐れがあることから同時にハンマーによる叩き点検も実施した。

PC橋特有の変状として、鋼材に沿ったひびわれや定着部付近のひびわれが特に注意すべき損傷として考えられていることから、現場ではこれらに十分留意して点検を行うこととした。

b) PC鋼材の劣化

草津側から点検を行う中で、2010年4月にP17-18径間G2桁において、主桁ウエブの一部で著しい浮きが確認された。

そこでPC鋼材に沿って、3箇所を25の小径ドリルによって鋼材を傷つけないように削孔し、CCDカメラにて内部の状況確認を行うこととした。その結果、浮きが確認された箇所より上縁の定着部側にて腐食している可能性の高いことが判明した。変状をより詳細に把握するため、さらにはつった様子が図-4である。

区間Bにおいて鋼材の損傷状況を確認するため鋼材付近のコンクリートをはつり出したところ、鋼材の腐食および一部で破断していた。本来充填されているはずのグラウトが充填されておらず、当該空洞部において主ケーブルを構成する12本のPC鋼より線のうち10本が破断しており、素線については腐食して細い針状と化していた。

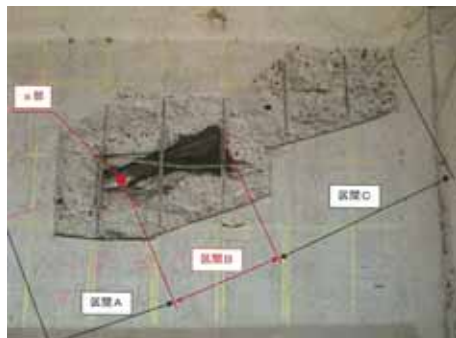


図4 P17-18径間G2桁はつり部

c) 詳細調査

さらに、詳細調査を行うにあたって、学識経験者の意見を交えながら調査を進めたところ、図-5に示すようにPC鋼材が桁の上縁にて定着している箇所において同様のコンクリート浮きが確認されたため、類似状況の箇所が他にも存在する可能性があるとして推測した。

そこで、グラウト充填不良箇所の特定方法について、ウエブへの負担を極力抑える必要があることから、まず非破壊調査にてグラウトの充填状況を調査し、未充填であると思われる箇所を追って確認することとした。

非破壊による充填調査には衝撃弾性波法、X線透過法等の手法がある。前者はケーブル全体に対する評価は可能であるが部分的なグラウト充填不良範囲を特定することができない。また、後者については立入禁止区間が生じることから外ケーブル補強工事に支障が伴う。

一方、今回採用したインパクトエコー法は未充填箇所の推定が高い確率で可能であること、また測定機器も小型であり施工性にも優れていることから、当手法を採用した。

インパクトエコー法は縦波共振現象を利用し入力点付近で計測された波形の周波数スペクトルのピーク位置からコンクリートの内部状況を推定する手法である。図-6にインパクトエコーの実施状況および測定結果のイメージ図を示す。

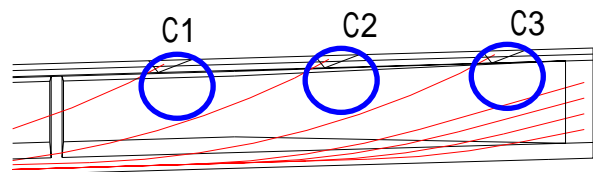


図5 PC鋼材の定着箇所

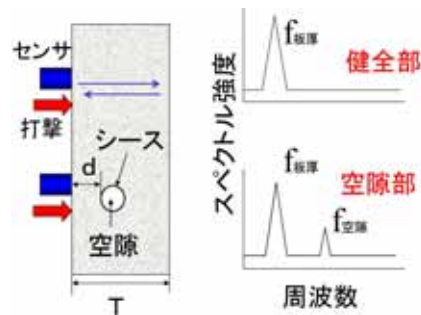


図6 インパクトエコー測定状況および応答イメージ図

での反射によるピーク周波数 $f_{\text{空隙}}$ が出現する。グラウト充填詳細調査の手順については図-7のとおりである。

インパクトエコーによる非破壊調査は、上縁定着する主ケーブルに対して片側3箇所×2(起終点)の計6箇所を調査することとし、上フランジ下面から300mm程度下方までを調査対象範囲とした。これは、断面が急変する位置に近いと、発生するノイズが無視できなくなり調査精度に影響を及ぼし適切な評価ができなくなるためである。ただしこの位置はケーブル端点から1m程度も離れていることから、その間にグラウトが充填されているかどうかの判断がし難い。

そこで本調査においては削孔箇所は に加えて を設けることとした(図-8)。

インパクトエコーによる充填調査を行い、未充填の疑いがない場合は 、未充填の疑いがある場合は 、未充填と思われる場合を×として定義した。

また、削孔による鋼材腐食度の定義については、コンクリート標準示方書【維持管理編】²⁾に準拠することとし、当示方書には鋼材破断の定義が存在しないことから、表-1()のとおり新たに鋼材破断を腐食グレードVとして定義することとした。以上、インパクトエコーおよび削孔によるグラウト充填度調査結果ならびに鋼材の腐食状況調査結果を図-9に示す。

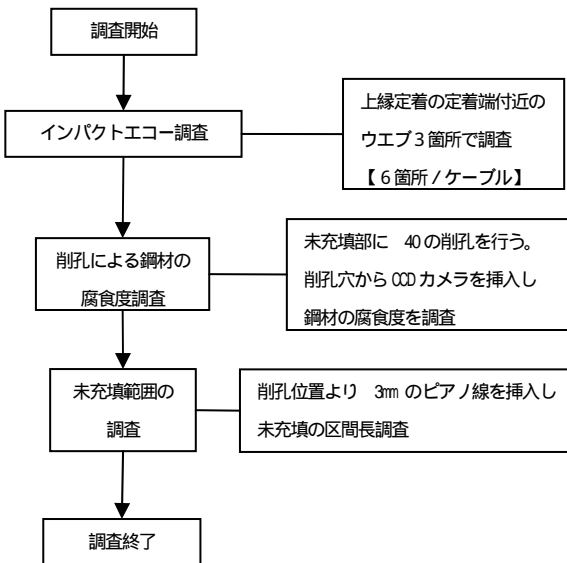


図-7 詳細調査フローチャート

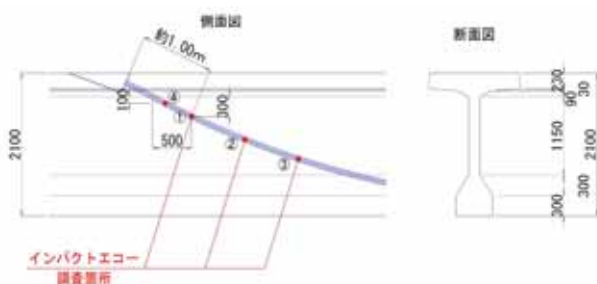


図-8 グラウト充填度調査箇所

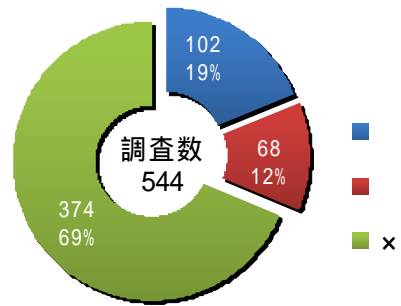
d) 詳細調査結果のまとめ

インパクトエコーによる非破壊調査の結果では、上縁定着しているPC鋼材の約7割でグラウトが未充填と思われる結果となった。続いて小径削孔による調査の結果、4割が未充填、2割がやや充填不良という結果であった。

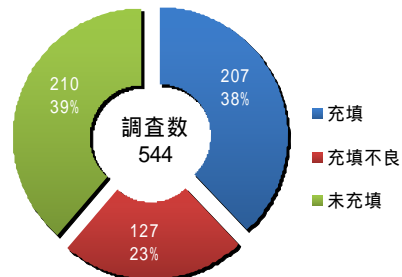
インパクトエコーでは あるいは×と評価していたが削孔の結果で となった箇所もあった。これは桁端部のウェブが厚く、主ケーブルまでの測定距離が長かったこ

表-1 鋼材の腐食グレードとその状態

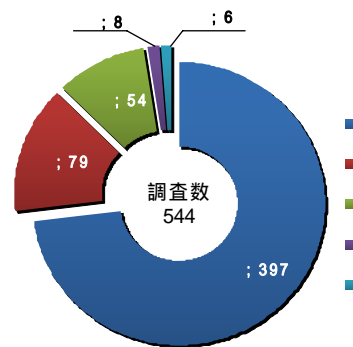
腐食グレード	鋼材の状態	備考
	黒皮の状態、またはさびは生じているが全体的に薄い緻密なさびであり、コンクリート面にさびが付着していることはない。	
	部分的に浮きさびがあるが、小面積で斑状である。	
	断面欠損は目視観察では認められないが、鉄筋の全周または全長にわたって浮きさびが生じている。	
	断面欠損が生じている。	
	鋼材の破断	



インパクトエコーによる充填度調査



小径削孔によるグラウト充填確認



PC鋼材の腐食度

図-9 グラウト充填度調査及び腐食度調査結果

と等が影響したと考えられる。しかし全数からみると、今回実施した非破壊調査はかぶり厚さとグラウト未充填の空隙の大きさを考慮すれば、非破壊としては十分な精度を有しているものと考えられる。

次に、CCDカメラにてシース内の鋼材腐食度調査を行った結果、8箇所にて断面欠損、6箇所にて破断が確認されるという劣化状況であった。特に橋面水が集中するG2、G5桁に損傷が顕著に見られ、これは道路の横断勾配が影響しているものと考えられる。

e) 後打ちコンクリート部の調査

先の調査で、G2およびG5桁に損傷が多く確認されたことを受け、主桁上縁定着の「舟」と呼ばれる後打ちコンクリート部から劣化因子がシース内に供給された可能性があると考えた。そこで、今度は橋面から後打ちコンクリート部3箇所の調査を行ったところ、以下のことが判明した。

- グラウト注入孔が完全に閉塞できていなかった。
- 舟部を通過する横締めPC鋼材はいずれも腐食劣化し、破断していた。

図-10が上縁定着部をはつた様子である。

4. 緊急補修・補強工事

(1) グラウト再注入

a) 再注入の目的

調査結果より、塩化物イオンを含む橋面水が上縁定着部より侵入し、シース内のグラウト未充填箇所に滞水し、主ケーブルの腐食等の劣化を生じさせたものと考えられる。ここで、PCグラウトの役割は、PC鋼材を腐食

から保護すること、部材コンクリートとの付着による一体性を確保することなどあげられるが、グラウトが未充填であったため、それらが機能していなかったと考える。また主ケーブルの腐食が著しい箇所が存在することからグラウト材については鋼材の防錆に対する考慮が必要であると考えた。

b) グラウト材の選定および再注入

グラウトの再充填に用いるグラウト材に要求される性能は以下のとおりである。

- 充填性に優れていること
- 防錆効果があること
- 所定の強度を有すること
- 作業性に優れていること

以上4点を重要なポイントとして、再注入に用いるグラウト材は充填の確実性を考慮し超低粘性タイプを使用した。また鋼材の再劣化防止のため、グラウトに防錆効果のある亜硝酸カルシウムを添加することとした。

グラウト再注入計画にあたってはPCグラウト再注入等補修マニュアル(鉄道総研)³⁾、PCグラウトの補修マニュアル(日本道路公団)⁴⁾を参考とし、80mmのコアドリルおよび手はつりで再注入孔を削孔した。図-11が再注入の状況写真である。

(2) 破断による不足プレストレスの補強

今回の調査でPC鋼材が破断していた箇所における損失プレストレスを補うため、補強を行う。本橋では断面欠損を伴うPC鋼材についても安全側を考慮し破断したPC鋼材と同様の損傷レベルとして補強対策を行うこととした。



図-10 上縁定着部の劣化状況



図-11 グラウト再注入状況

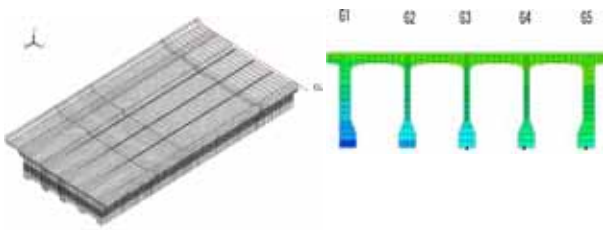


図-12 FEMによる解析図

FEM（図-12）によりプレストレスの減少を解析した結果、許容値を満足しなかった箇所について外ケーブルおよびアウトプレートによる補強対策を講じることとなった。

(3) 横締めPC鋼材の補強

今回の調査では3箇所全てが破断していた結果であったが、他の横締めPC鋼材についても、橋面から全ての上縁定着部をはつり、劣化の有無を確認することは非現実的である。また非破壊による確実な調査方法がないことから、舟部を通過する横締めPC鋼材については全てが破断しているものと仮定した。同じくFEMにより解析を行い橋梁全体の床版に反映させ、施工性等を考慮した結果、炭素繊維シートによる補強を行うこととした。

5. 劣化の原因と追究

(1)劣化原因の推定およびメカニズム

点検結果及び調査結果から今回のPC鋼材の劣化・損傷原因は以下のように推定される。

上縁定着を行っているPC鋼材の定着部付近のグラウトに未充填区間があり、防錆が十分機能していなかった。この理由のひとつに、グラウト注入時にグラウト本体が空気を巻き込んでしまい、硬化までの間に残存空気が移動し定着部近傍に空気だまりを生じさせてしまったことがあげられる。建設当時はグラウト注入時に排気孔が設

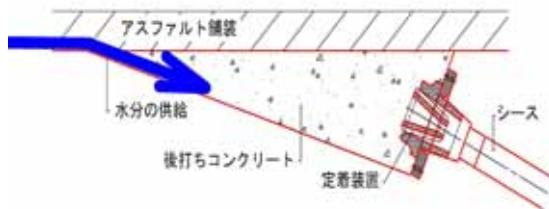


図-13 劣化のメカニズム

表-2 ポステンT桁における技術変遷

年代	昭和54年以前 ～1979年	昭和55年～平成5年 1980年～1993年	平成6年以降 1994年～
主ケーブル定着形式	一部(約半数)を主桁上縁に定着	・橋長2.7m以下の場合 一部(約半数)を主桁上縁に定着 ・橋長2.8m以上の場合 全て桁端部に定着	全て桁端部に定着

けられていなかったこともまた原因ではなからうか。

PC鋼材が破断に至るまで劣化が進行したメカニズムは、図-13が示すように、橋面防水は施してあるものの、機能を果たせず凍結防止剤を含んだ雨水等が橋面から供給され、グラウトが十分に充填されていないシース内に浸透し、劣化が促進させたものと考えられる。

(2)技術の変遷

ポステンT桁の技術変遷に関して、近年は本橋のような上縁定着という形式は用いられていないが、1993年にかけては一部の橋梁で採用されていた(表-2)。

現在ではグラウトはノンブリーディングタイプを使用することが標準となり、現場でもシース内に空隙を残留させることがないように先流れ防止等の措置がとられている。また、グラウト充填だけに依存しない樹脂被覆ストランド鋼材や、エポキシ樹脂を予め充填してグラウト材としたプレグラウトPC鋼材等が防錆対策に使用される例もある。

6. おわりに

本稿は、グラウト未充填調査および主桁の劣化状況報告、またその補修方法について取りまとめたものである。

橋梁点検は、一般的には目視によるものであるが、把握できる劣化状況には限界があり劣化の原因や規模、進行状況など明確にできない部分がある。今後点検を行われる際に、万が一変状が確認された場合、目視できない箇所については追加詳細調査を実施することをぜひ検討されたい。

以前からよく言われているが、発注者にとって最も重要な課題は、予算に制約があるため劣化が軽微な時点での早期発見に努め、施設を補修・維持管理していくことである。本稿が今後の橋梁詳細調査および補修工の一助となれば幸いである。

謝辞：最後に、今回ご協力いただきました宮川豊章教授（京都大学大学院）ならびに土木研究所、新構造技術(株)、IHIインフラ建設(株)の方々には、この場をお借りして心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 1) プレストレスト・コンクリート建設技術協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案)
- 2) コンクリート標準示方書 維持管理編 2007年制定
- 3) 鉄道総合技術研究所：PCグラウト再注入等補修マニュアル(案)
- 4) PCグラウトの補修マニュアル(日本道路公団)

所属

人事異動により、従前の所属（滋賀県道路公社道路部道路整備課）における所掌内容を課題とした。

降雨スケールに着目した 運動学的予測手法の開発

田中 裕介・高田 望

株式会社気象工学研究所 技術グループ (〒550-0003大阪府大阪市西区京町堀1-8-5)

XバンドMPレーダ観測は高頻度・高解像度が特長である。これを活用した運動学的降雨予測手法の開発を行なった。降雨強度分布を、ウェーブレット変換を用いて、水平方向の広がりがある16 kmより小さい成分（小スケール）と大きい成分（大スケール）に分離し、個別に運動学的な移動予測を行なった後に合成して、予測降雨分布を求めた。この手法では、従来の手法と比較して、小スケールの移動予測が改善し、降雨予測精度が向上することがわかった。

さらに、より予測精度を高めるために、小スケールの降雨の発達・衰弱を取り込む手法について検討を行ない、発達・衰弱に関する概念モデルを作成した。

キーワード XバンドMPレーダ, ゲリラ豪雨, 降雨予測

1. はじめに

都市域での突発的な豪雨の監視を目的として、国土交通省が試験運用中のXバンドMPレーダ (X-MPレーダ) は、従来 (Cバンドレーダ) よりも高精度かつ高解像度な雨量観測が可能である。この観測データによって、突発的な豪雨を発生直前 (5分~10分前) に予測することができるようになってきている。防災・減災のためには、豪雨の発生前、発生した豪雨の到達前に対策を講じることが重要である。このことより、高精度な短時間 (30分~1時間) の降雨予測も重要となる。

本稿では、X-MPレーダの観測データの特長を活用した、従来よりも精度の高い運動学的降雨予測手法の検

討・開発について報告する。また、より予測精度を高めるために、降雨強度の時間変化を取り込む手法についての基礎検討についても述べる。

なお、本開発は、国土交通省XバンドMPレーダに関する技術開発コンソーシアムのメンバーとして行なっているものである。開発に用いたX-MPレーダの観測データは、コンソーシアムを通じて配信されたものである。

2. 降雨スケールと降雨現象の特徴

低気圧や前線が通過すると、数十~数百 km の広い範囲で、数時間~十数時間、しとしとと雨が降り続く。一

表-1 大スケールと小スケールの降雨現象の特徴

	小スケールの降雨現象	大スケールの降雨現象
降雨スケール	数 km ~ 数十 km	100 km 程度以上
時間スケール	数十分 ~ 数時間	10 時間程度以上
現象例	集中豪雨, 局地的大雨	前線, 低気圧に伴う雨
降雨の原因	積乱雲	前線, 低気圧などに伴う雨雲
降雨強度	100mm/hr を超すこともある	多くの領域では 20mm/hr 以下
雨域の移動	大気中層と下層 (高度 1500 m 以下) の風・温度分布などの影響を受ける	大気中層 (高度 1500 m ~ 5000 m) の風向・風速におよそ従う
降雨の発達衰弱	数 km ~ 数十 km の風や気温などの分布と大気の安定性など様々な影響を受ける	低気圧や前線の発達に伴う

方で、夏の夕立ちは、数 km 程度の狭い範囲で、数十分程度の短い時間、バケツをひっくり返したような非常に強い雨が降り、極端な場合はいわゆる「ゲリラ豪雨」となって災害をもたらす。このように、降雨現象はその降雨域の水平方向の広がり（降雨スケール）によって、雨の降り方や持続時間などの特徴が大きく異なる。

降雨現象を、降雨スケールが数十 km よりも大きいもの（大スケール）と小さいもの（小スケール）に分類し、特徴をまとめると表-1のようになる。本開発では、まず、両者の移動特性の違いに着目した。気象庁の降水ナウキャストを含む従来の短時間降雨予測では、移動特性の違いは考慮されていない。強い雨をもたらす小スケールの移動の予測精度が上がれば、降雨予測の精度向上に大きく寄与する。

次に、両者の時間スケールの違いに着目した。大スケールは時間スケールが長いので、1時間程度であれば、降雨強度の変化は重要でない。一方で、小スケールの時間スケールは数十分程度なので、降雨強度の時間変化を考慮することでさらなる精度向上が図れる。

これらより、観測された降雨強度分布を、大スケールと小スケールに分離することができれば、それぞれに移動予測、発達・衰弱予測を行なって、降雨予測の精度を向上させられる。

3. 降雨スケールに着目した運動学的予測手法の検討

2章で述べたことから、観測された降雨強度分布を、大スケールと小スケールに分離して予測を行なう手法を検討・開発した。開発した予測手法の流れを図-1に示す。

(1) 用いたデータ

予測には、X-MPレーダの合成雨量強度分布を用いた。六甲、田口、葛城、鷲峰山の4レーダのデータが用いられており、精度のよい降雨強度分布が得られていることから、近畿地方を対象とした。水平の解像度は250m、データ間隔は1分である。データは、XバンドMPレーダに関する技術開発コンソーシアムを通じて配信されたものである。

(2) 降雨強度分布の分離手法の検討

降雨強度分布の分離にはウェーブレット変換を用いた。ウェーブレット変換とは、フーリエ変換と同様の周波数解析の一手法であり、任意の地点の周辺における降雨強度分布を、水平の広がりが1kmの成分、2kmの成分、4kmの成分、…、と分解することができる。

降雨強度分布をウェーブレット変換し、ある閾値スケール（分離スケール）よりも小さいスケールの成分のみを足し合わせて、分離スケールよりも小さい成分のみの

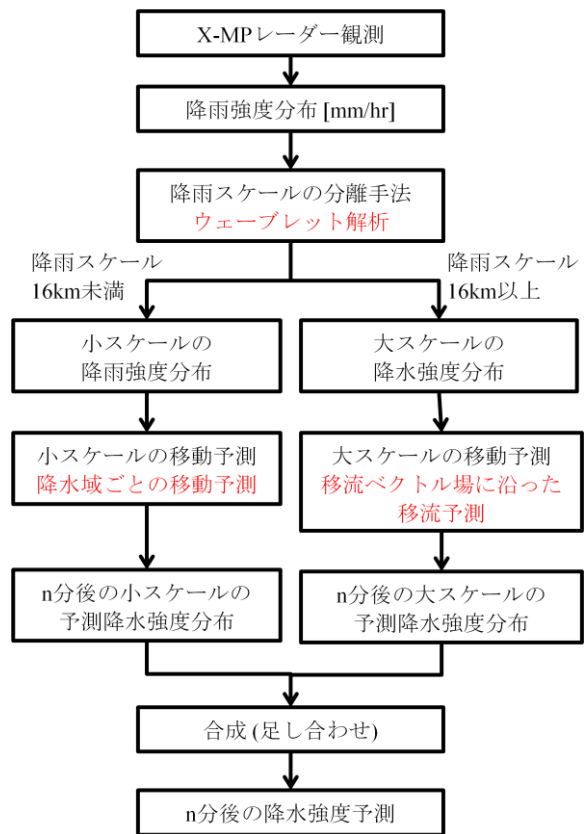


図-1 開発した予測手法の流れ

降雨強度分布を抜き出したものを、小スケールの降雨強度分布とする。観測から小スケールを除くことで、大スケールの降雨強度分布を求めた。

分離スケールは、16kmで固定とした。この値は、表-1の大スケールと小スケールの境界が、気象学的にはおよそ20kmであるとされていることとも整合している。

(3) 降雨スケールに適した運動学的予測手法の検討

分離したそれぞれの降雨強度分布に対して運動学的手法によって予測を行なうことで、降雨スケールによる雨域の移動の違いを考慮する。それぞれのスケールでは、雨域の広がりや移動の特性が異なるので、それぞれに適した移動予測手法を検討した。

a) 小スケールの予測手法

小スケールの降雨は積乱雲によってもたらされ、降雨域の移動は積乱雲の移動とほぼ同じである。まず、一つの積乱雲のかたまりに相当する降雨強度0 mm/hrの線で囲まれた降雨域をひとつのかたまりとして、小スケールの分布を分割した。各かたまりについて、過去の分布と比較して移動ベクトルを算出した。比較には2分前と4分前の分布を用いた。算出にはパターンマッチング手法であるTRED法¹⁾を用いた。

各かたまりが、求めた移動ベクトルで予測期間中移動するものとして、時間的に外挿することで、小スケールの予測降雨分布を求めた。

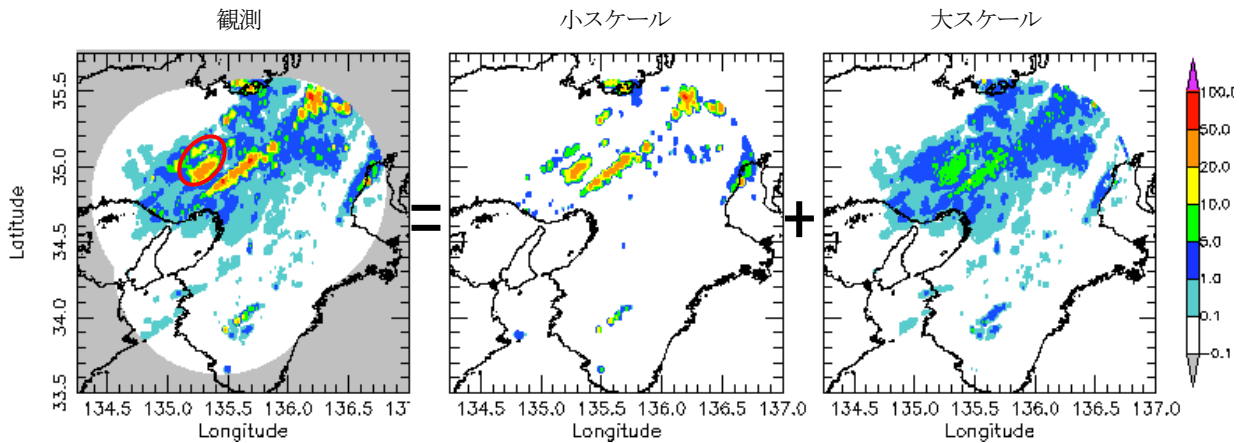


図-2 降雨強度分布 (左) , その小スケールの成分 (中) と大スケールの成分 (右) (2010年9月8日午前6時45分)

b) 大スケールの予測手法

大スケールの降雨は、およそ大気中層の風によって流されるので、まず降雨域が流される場(移流場)を推定した。推定は、予測領域を東西方向2×南北方向2の4領域に分割し、それぞれの領域で降雨域の移動ベクトルを求め、その移動ベクトルが各領域の中心点での移流ベクトルとして、空間的に内挿する手法を用いた。ベクトルの推定には、5分前と10分前の分布を用いた。

求めた移流場が予測期間中持続するものとして、現在の大スケールの降雨分布を移流場に沿って移動させて、大スケールの予測降雨分布を求めた。

(4) 予測降雨分布の合成

小スケールと大スケールの予測降雨強度分布の合成方法は、単純な足し合わせとした。

4. 適用例と予測精度の検証

開発した降雨予測手法を実際の降雨に適用し、その適用性を確認した。また開発した手法による予測(分離

あり予測)を、降雨スケールに分離しない従来の降雨予測(分離なし予測)と比較して、予測精度を検証した。

(1) 2010年9月8日を対象とした検証

台風9号が日本海を進み、午前11時に福井県に上陸した際に、近畿地方で降雨があった例について予測を行ない、精度を検証した。

図-2は午前6時45分の観測と、それをウェーブレット変換を使って分離した小スケールと大スケールの降雨強度分布である。局地的な強い雨を小スケールの成分として抽出し、100 km程度の降雨スケールを持った降雨域と分けることができた。

図-3に午前7時15分の観測と、午前6時45分初期時刻の30分先予測(分離ありと分離なし)を示す。図-2(左)に丸で囲んだ強雨域の移動に注目すると、観測では東に移動、移動方向前方にあった別の強雨域と合体し、図3(左)に示す分布となった。分離あり予測では、観測と同様の移動と合体が予測された。一方、分離なし予測では強雨域が北東方向へ移動すると予測されており、前方の強雨域との合体も予測されていない。

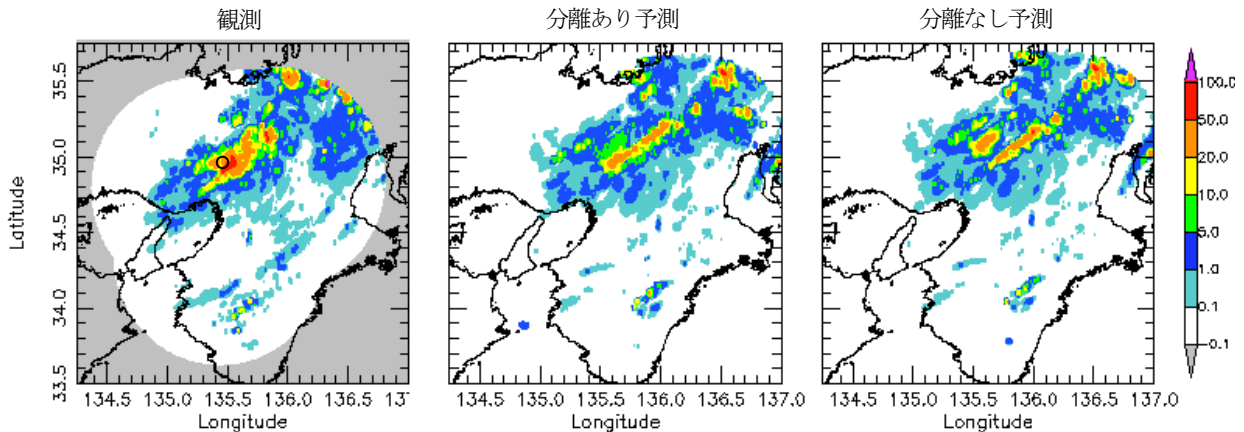


図-3 観測 (2010年9月8日午前7時15分) (左) , 分離あり予測 (中) と分離なし予測 (右) (初期時刻午前6時45分の30分先予測)

図-4は、注目した強雨域の移動経路上にある能勢のアメダス観測点(図-3(左)に丸印で示す)での雨量計観測と、観測点直上メッシュでのX-MPレーダ観測、午前6時45分を初期時刻とした分離ありと分離なしの予測結果の時系列である。分離なし予測では、10分先以降過小予測だが、分離あり予測では、25分程度先までは観測と良好一致を示した。

神戸、大阪、京都を含む領域(東西約150km×南北約150km)でのRMS誤差を比較したのが図-5である。小スケールの移動予測が改善することで、特に30分程度先までは誤差が小さくなっており、領域全体で予測精度の向上が確認された。

(2) 複数事例での予測精度の検証

表-2に示す6事例38予測について図-5と同様の検証を行ない、平均した結果が図-6である。分離あり予測は分離なし予測と比較して誤差が小さいものの、図-5ほど顕著ではない。この理由は、小スケールの移動予測が改善されたことによる予測精度の改善が、小スケールの降雨強度が存在する周辺の局所的な領域に限られることと、大スケールと小スケールの移動方向が一致する場合は効果が小さいことであると考えられる。

5. 降雨強度の発達・衰弱予測について

短時間降雨予測のさらなる精度向上のためには、移動方向の違いに加えて、小スケールの降雨の発達・衰弱を考慮することが重要である。ここでは、降雨の発達・衰弱を降雨予測に取り込む手法の基礎的な検討について述べる。

(1) 小スケールの降雨の発達・衰弱過程の調査

まず、小スケールの降雨の時間変化の特徴について調べた。調査の対象は、2012年5月29日の正午頃に大阪府を通過した局地的な雨である。12時過ぎに奈良県で発達した降雨について、降雨の時系列を図-7に示す。

この降雨強度の時間変化の特徴を、降雨域の大きさと降雨強度の変化から調べたものを、図-7(c)に示す。降雨域の大きさは、小スケールの降雨分布を分割した時の各かたまりの面積であり、降雨強度はそのかたまり内で平均した降雨強度である。実線は各かたまりの時間経過を、点線はかたまりが合体した時間経過を示す。発生した降雨は、面積が徐々に大きくなりながら降雨強度も強くなる。その後時間が進むにつれて次々と合体し、合体毎に降雨強度が強くなっている。

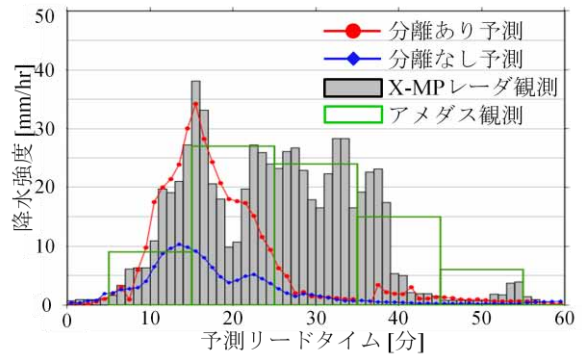


図-4 能勢のアメダス観測点における観測雨量と予測雨量の比較(午前6時45分から1時間の時系列)

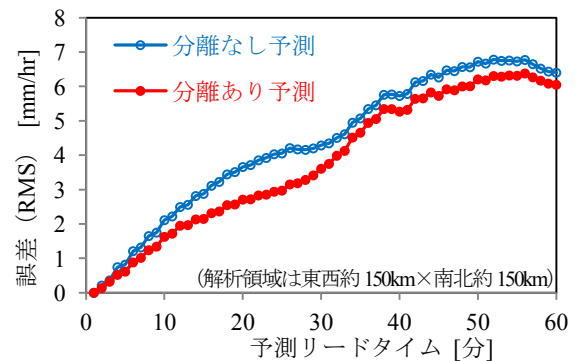


図-5 2010年9月8日午前6時45分初期時刻予測誤差(北緯34.2~35.5°, 東経134.7~136.2°で囲まれた領域でのRMS誤差)

表-2 予測精度の検証を行なった事例の一覧

No.	日時	時刻	予測数	降雨原因
1	2010.08.12	04:15-04:45	3	台風
2	2010.09.08	05:00-08:00	13	台風
3	2010.10.03	16:00-16:30	3	寒冷前線
4	2011.06.10	19:00-20:00	5	梅雨前線
5	2011.06.18	15:45-16:15	3	梅雨前線
6	2011.06.19	01:00-03:00	11	梅雨前線

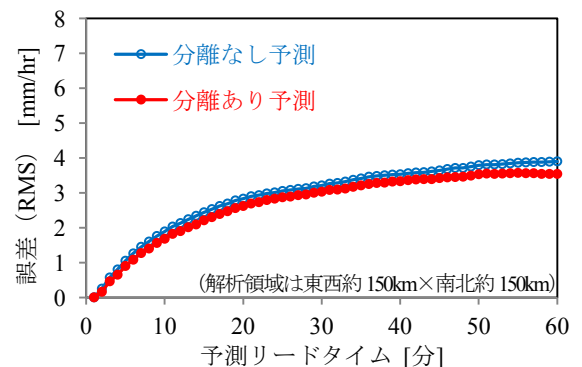


図-6 表-2の事例での平均予測誤差(領域は図-5と同じ)

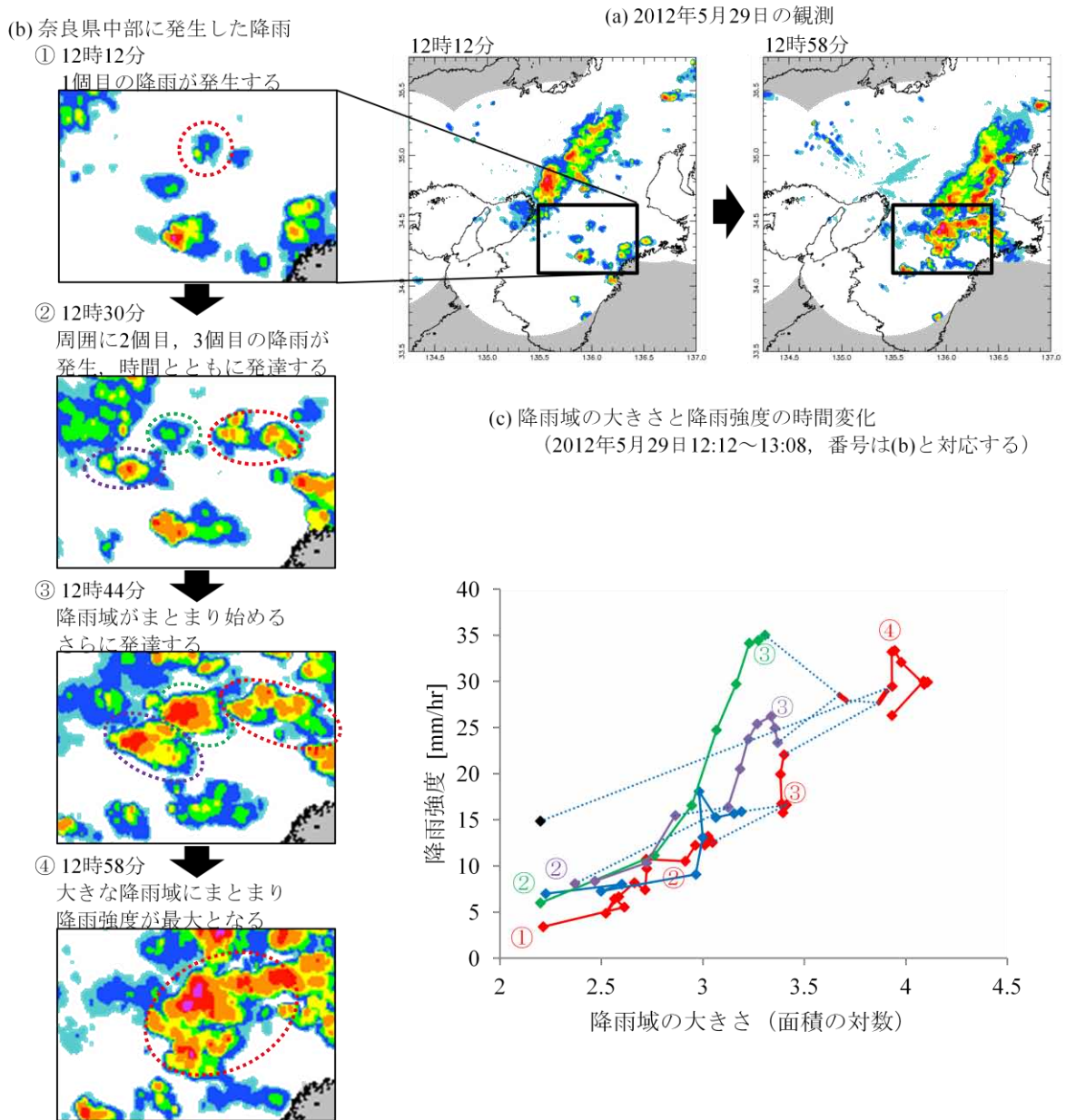


図-7 降雨の発達・衰弱過程を調査した事例 (2012年5月29日正午ごろ)

図-7に示した降雨域は組織化し強い降雨強度を示すようになったが、他の降雨を調べると、発生してある程度発達し組織化せずに衰弱する降雨も多くみられた。これらより、小スケールの降雨の発達・衰弱について、降雨域の大きさと降雨強度の関係を概念図で示すと図-8のようになる。小スケールの降雨は、発生後に「単一の降雨」で示したように、面積を徐々に大きくしながらまず短い時間で発達、ピークに達したのちにゆっくりと衰弱する、という灰色線の経路をたどる。図-7のように、周辺に同時に複数の降雨が発生するなどの条件が整えば、それらが合体することによって、「組織化した降雨」で示したように、降雨域の大きさが急激に大きくなり、また降雨強度がさらに発達する、という黒線の経路をたどる。

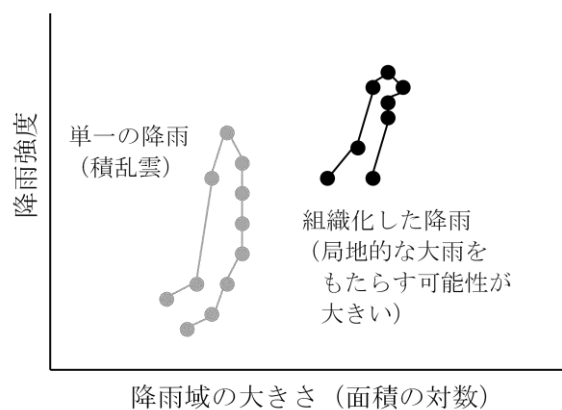


図-8 小スケールの降雨の発達・衰弱の概念図

表-3 積乱雲の発達に関連する物理量

物理量	必要なデータ	積乱雲の発達への影響
大気湿度 (水蒸気量) 分布	領域モデル (MSM) の予測値	湿度が高ければ ・降水量が多くなる (時間スケールが長くなる) ・降雨が発達しやすい
風の収束	AMeDASなどの観測値 領域モデル (MSM) の予測値	風が収束していれば ・降雨が発達しやすい ・降雨が組織化しやすい
大気不安定度 (温度の高度分布)	領域モデル (MSM) の予測値	大気が不安定であれば ・降雨が発達しやすい ・降雨が組織化しやすい
風の高度分布	領域モデル (MSM) の予測値	風向・風速が高度とともに変化していれば ・降雨が発達しやすい

このような、小スケールの降雨の発達・衰弱モデルを構築し定量化することで、降雨強度の時間変化を短時間予測に組み込むことができる。

(2) 発達・衰弱の予測手法の検討

前節で構築した降雨の発達・衰弱モデルでは、単一の降雨の大きさや最大降雨強度、降雨の時間スケール、組織化する条件などのパラメータを決める必要がある。小スケールの降雨は主に積乱雲によってもたらされるため、積乱雲の発達のしやすさを評価することによって、これらのパラメータを決めることができると考えられる。表-3に、積乱雲の発達に関連する物理量と、それを予測に取り込むために必要なデータの例を示した。

これらのパラメータと降雨強度の関係性を検証することで、より精度の高い短時間降雨予測を行なうことができると考えられる。

6. おわりに

本稿では、X-MP レーダで得られる高頻度かつ高解像度な観測データの特長を生かすことができる短時間降雨

予測手法の開発について述べた。ウェーブレット変換を使って、降雨強度分布を小さい降雨スケールと大きい降雨スケールをもった成分に分離し、それぞれを運動学的手法によって移動予測することで、降雨スケールによる降雨域の移動の違いを考慮でき、予測精度が向上することが分かった。

予測精度をさらに上げるために、時間スケールの短い小スケールの降雨の発達・衰弱を、短時間降雨予測手法に取り入れるための基礎的な検討結果についても述べた。今後は、引き続き検討を進め、降雨予測システムへの実装を進めていく。

謝辞: 本開発を行なうに当たって使用した Xバンド MP レーダの観測データは、Xバンド MP レーダに関する技術開発コンソーシアムを通じて提供していただきました。

参考文献

1) Laroche, S., and I. Zawadzki, 1995: Retrievals of Horizontal Winds from Single-Doppler Clear-Air Data by Methods of Cross Correlation and Variational Analysis. *J. Atmos. Oceanic Technol.*, **12**, 721-738.

国道424号道路災害関連事業の概要報告

栗山 靖崇¹

¹和歌山県 県土整備部 道路局 道路建設課 (〒640-8585和歌山県和歌山市小松原通1-1)

2011年台風12号に伴う豪雨により、和歌山県が管理する一般国道424号が被災し、道路災害関連事業として取り組んでいる事例について紹介する。

位置：和歌山県日高郡みなべ町清川地内 路線名：一般国道424号

特色：2011年台風12号に伴う豪雨により、一般国道424号に隣接する法面で、深層崩壊と地すべりが連続して発生した。これの復旧効果をさらに合理化させるために、隣接地で計画していた交付金事業による改良計画と併せて、一体で整備を行う改良復旧

キーワード 災害復旧，災害関連

1. はじめに

和歌山県日高郡みなべ町清川地内において被災した一般国道424号は、和歌山県田辺市から日高郡みなべ町、日高川町、有田郡有田川町、海南市を経て紀の川市に至る延長120.6kmの幹線道路であり、みなべ町では国道42号及び近畿自動車道紀勢線とアクセスする幹線道路である。

また、「和歌山県地域防災計画」では「第二次緊急輸送道路」に指定され、防災上からも重要な路線である(図-1)。



図-1 一般国道424号位置図

2. 被災の状況

(1) 台風12号による県下の被災概要

2011年8月25日に発生した台風12号は、発達しながらゆっくりとした早さで北上し、四国地方、中国地方を縦断し、9月4日未明には日本海に進んだ(図-2)。台風が大型で、動きが遅かったため、長時間にわたり台風周辺の湿った空気が異常に流れ込み、西日本から北日本にかけて、山沿いを中心に広い範囲で記録的な大雨となった。

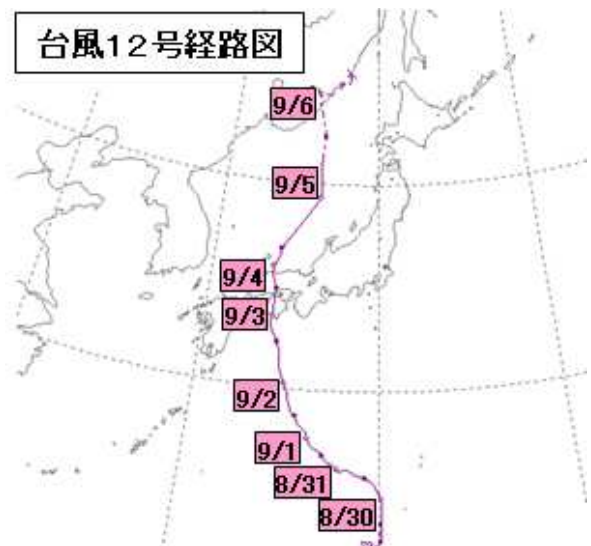


図-2 台風12号の進路

谷部深層崩壊地は、幅約40m、延長約195m、頭部滑落崖高約30mにわたって崩壊し、その側方斜面には層厚約10mの風化が著しい泥岩が分布しており、それ以深には破碎質の分布が認められるものの、安定した岩盤が確認でき、風化が著しい泥岩層と安定した岩盤層の境界に脆弱化が進行した攪乱帯が確認された。谷部深層崩壊地はもともと湧水が豊富な谷部で、台風12号による記録的な豪雨により、地下水位がこれまでになく上昇したことで、潜在的に存在していたすべり面を境界に潜在地すべりブロックの右側方部が大規模に崩壊したものと考えられる。

地すべりブロックは、幅約110m、延長約85m、最大層厚約27mにわたり、台風12号による記録的な豪雨により、亀裂の発達した岩盤内の地下水位が上昇することで、間隙水圧が上昇し、活動したものと考えられる。被災後も、降雨時に変位の累積が確認されたことから、降雨による地下水位の上昇にて不安定化する傾向にある。

潜在地すべりブロックは、幅約160m、延長約170m、最大層厚約29mにわたり、台風12号による記録的な豪雨の後には顕著な活動は確認されなかったが、地すべりブロックの活動や谷部深層崩壊による右サイドフリクションがなくなったことにより、今後潜在地すべりブロックの不安定化が懸念される。

3. 復旧事業の概要

(1) 災害関連事業の適用

被災箇所は、現時点では顕著な動きは確認できないものの、谷部深層崩壊斜面を含む大規模な潜在地すべりブ

ロックが存在することから、復旧工事においては、被災した深層崩壊斜面と地すべりブロックの復旧対策工事のみでは、潜在地すべりブロックや周辺の脆弱化した斜面を残存させることになり、潜在地すべりブロックに対する長期的な安全を確保できないこととなる。

このため、潜在地すべりブロックや周辺部の脆弱化した斜面を含む範囲の再度災害の防止を図るため、災害を受けた施設を原形に復旧する災害復旧事業のみならず、災害箇所の原形復旧のみではその効果が限定される場合等において、災害箇所や未被災箇所等を含めて復旧する改良復旧事業の一つである災害関連事業の要望を行った。

この災害関連事業を要望するにあたり、復旧効果をさらに合理化させるために、隣接地の幅員狭小や線形不良区間の解消を図り、路線バス等の円滑な走行性を確保するために、計画していた交付金事業による改良計画と併せた一体整備により、被災箇所の路線・道路の区域変更も合わせて行い施行する改良復旧について検討し、要望を行った。

(2) 災害復旧事業による復旧工法（親災）

谷部深層崩壊地と地すべりブロックについて、崩壊斜面の危険要因としては、以下の点が挙げられ、復旧工法としては、それらの危険要因を解消する工法を選定し検討を行った。

a) 谷部深層崩壊地

- ①頭部滑落崖の東側に残存する不安定化した土塊の崩壊
- ②長大滑落崖部法面の侵食や風化の進行に伴う崩壊

これらを対策する工法として、①の残存する落ち残り不安定土塊に対しては、原位置で抑止する工法、待ち受ける工法、排土する工法の3案について比較し、除去す

表-1 災害復旧事業工法比較検討表

	第1案 バイパストンネル案			第2案 現道復旧案		
概要図						
概要	バイパス案の選定にあたって、地すべりブロックが隣接することから被災箇所を回避し、トンネル終点側坑口を地すべりブロックに影響しない位置とし、現道へすりつけるルートとした。			災害対策工として、地下水排除工を施工後、現道を復旧するという観点から被災前の現況勾配1:0.8とし、施工時の安全性を勘案し逆巻工法が可能な受圧板+アンカー工を行う。		
経 済 性	対策工	金額 (千円)	備考	対策工	金額 (千円)	備考
	トンネル工	1,580,000		谷部崩壊地	483,596	
				地すべりブロック	633,588	
				遺路復旧工	11,734	
			工事用道路	21,838		
	合計	1,580,000		合計	1,030,753	
		比率 (153%)			比率 (100%)	
評価	終点部は坑口を出てから現道にすりつける区間が短いため、平面線形が悪く、走行性・安全性に劣る。			第1案に比べ5億円工事費が削減でき経済的となるため、第2案(現道復旧案)を採用する。		

る工法の排土工を選定し、法面保護工として、植生基材吹付工を採用した。また、②の長大滑落崖部法面の法面保護工としては、吹付砕工を採用した。

b) 地すべりブロック

- ①崩壊頭部の強風化土・強風化岩の崩落
- ②崩壊によって発生した亀裂に沿って劣化が進行した斜面中腹から末端部の風化岩・風化土の落石や崩壊
- ③裸地化した斜面の降雨時の侵食
- ④最大層厚約27mの地すべりブロックの活動

これらの地すべりブロックの対策工法として、地すべりブロックを排土する工法、アンカーにより抑止する工法、排土とアンカーを組み合わせた工法の3案について比較し、アンカーにより抑止する工法を採用した。なお、地すべりの対策として、押え盛土工は地すべりの末端部が、河川に近接しており施工できないため、比較案から除外している。

これらの、谷部深層崩壊地と地すべりブロックを対策する現道復旧案と被災箇所をバイパスにより迂回することで、安全性を確保するトンネル案を比較した結果、経済性に優れた現道復旧案を親災として災害申請を行った(表-1)。

(3) 災害関連事業による復旧工法 (関連)

前述したように、復旧工事において、被災した谷部深層崩壊地と地すべりブロックの復旧対策工事のみでは、潜在地すべりブロックや周辺の脆弱化した斜面を残存させることになり、長期的な安全性を確保できないこととなるため、潜在地すべりブロックや周辺の脆弱化した斜面の安全性を確保するために、これらの被災箇所をトンネルによりバイパス道路を構築し復旧する案と潜在地すべり

ブロックや周辺の脆弱化した斜面を含めて対策を行い現道にて復旧する案との比較検討を行った。

a) トンネル案

谷部深層崩壊地を含む潜在地すべりブロックおよび周辺部の脆弱化した斜面をトンネルにより通過する案。

b) 現道復旧案

潜在地すべりブロックをアンカー工にて対策し、隣接する谷部深層崩壊地を排土工と法面保護工で対策し、現道復旧を行う案。

上記2案の比較検討の結果、経済性に優れたトンネル案を採用し、災害関連事業の要望を行った(表-2)。これにより、谷部深層崩壊地を含めた潜在地すべりブロックの再度災害防止の目的が達成され、かつ安全性、経済性も確保される合理的な復旧案となった。

(4) 災害関連事業の概要

復旧延長	L=642.4m
トンネル延長	L=487m
幅員	土工部9.25m トンネル部8.50m
道路規格	第3種第4級
設計速度	V=40km/h

災害関連事業トンネル案の復旧ルート検討にあたり、問題となったのは、被災箇所隣接して計画されていた、交付金事業による改良計画との取り合わせである。

通常、災害復旧事業、災害関連事業ともに、現道へ接続することで、事業が完了するが、交付金事業の改良計画に合わせてルートを計画すると、災害関連事業のトンネルの終点側坑口が地すべりブロックと干渉し、安全性に懸念が残る。逆に、地すべりブロックを避ける位置にトンネルの終点側坑口を計画すると、交付金事業の改良

表-2 災害関連事業復旧工法比較検討表

	第1案 トンネル案	第2案 現道復旧案																																										
概要図																																												
概要	大規模地すべりに対する長期的な安全性のリスク(再度災害の可能性)を減らし、地すべりブロックの背面をトンネルルートで通過する案	トンネルルートに対し、現道復旧を前提として、地すべり斜面に対して、掘削・リッジによる地下水排除工を施し、すべりの抑止は受圧板+アンカー工を施工する案。施工時の安全性を確保するため、逆巻を施工可能な受圧板+アンカー工を採用した																																										
経済性	<table border="1"> <thead> <tr> <th>対策工</th> <th>金額 (万円)</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>明り堀</td> <td>37,661</td> <td></td> </tr> <tr> <td>トンネル</td> <td>1,618,784</td> <td></td> </tr> <tr> <td>工事用道路</td> <td>23,034</td> <td></td> </tr> <tr> <td>地すべり対策工</td> <td>71,096</td> <td></td> </tr> <tr> <td>用地増設費</td> <td>79,002</td> <td></td> </tr> <tr> <td>調査設計費</td> <td>60,000</td> <td></td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>1,898,577</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>比率 (100%)</p>	対策工	金額 (万円)	備考	明り堀	37,661		トンネル	1,618,784		工事用道路	23,034		地すべり対策工	71,096		用地増設費	79,002		調査設計費	60,000		合計	1,898,577		<table border="1"> <thead> <tr> <th>対策工</th> <th>金額 (万円)</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>地すべり対策</td> <td>1,606,609</td> <td></td> </tr> <tr> <td>谷部崩壊地</td> <td>467,970</td> <td></td> </tr> <tr> <td>道路復旧工</td> <td>23,386</td> <td></td> </tr> <tr> <td>工事用道路</td> <td>23,034</td> <td></td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>2,119,999</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>比率 (112%)</p>	対策工	金額 (万円)	備考	地すべり対策	1,606,609		谷部崩壊地	467,970		道路復旧工	23,386		工事用道路	23,034		合計	2,119,999	
対策工	金額 (万円)	備考																																										
明り堀	37,661																																											
トンネル	1,618,784																																											
工事用道路	23,034																																											
地すべり対策工	71,096																																											
用地増設費	79,002																																											
調査設計費	60,000																																											
合計	1,898,577																																											
対策工	金額 (万円)	備考																																										
地すべり対策	1,606,609																																											
谷部崩壊地	467,970																																											
道路復旧工	23,386																																											
工事用道路	23,034																																											
合計	2,119,999																																											
評価	<ul style="list-style-type: none"> ○地すべりブロックをトンネルルートで通過することにより、地すべりエリアでの再度災害のリスクを完全に回避できる ○大規模地すべりの対策工費に比べ約1割の工費増となる 	<ul style="list-style-type: none"> ○大規模地すべりブロックを受圧板+アンカー工により対策、隣接する崩壊地は排土工+法面保護により対策し、現道を復旧する ○トンネルルートに比べ約1割の工費増となる 																																										

計画に接続する道路線形が非常に悪くなる。このため、被災箇所における復旧効果をさらに合理化させることを目的とし、交付金事業の改良計画の線形を見直し、一体整備を行う計画とした(図-5,6)。

安全安心な国道を構築する災害関連事業として採択されたものである。

謝辞：近年まれにみる非常に大きな災害であり、災害関連事業の要望から採択に至る事務について手探りの状態であったが、国土交通省水管理・国土保全局防災課をはじめ、各関係機関の皆様方から多大なご協力、ご指導を頂き深く感謝申し上げます。

4. おわりに

2011年の台風12号に伴う豪雨により、和歌山県の管理道路である一般国道424号の法手見トンネルの終点側坑口から、延長約150mで深層崩壊と地すべりが発生し、全面通行止めとなり、みなべ町清川において、約240世帯、850名が一時孤立した。そのため、早期ライフラインの確保と防災上重要な路線である第二次緊急輸送道路としての安全・安心な道路として、災害復旧を行う必要があった。

災害復旧事業(親災)としては、現道復旧として谷部深層崩壊地と地すべりブロックに対する対策による災害申請を行った。

その一方で、現道復旧のみでは、潜在地すべりブロックや周辺の脆弱化した斜面を残存させることになり、長期的な安全を確保できないこととなるため、再度災害の防止と復旧効果をさらに合理化させるためにトンネルバイパス案で災害関連事業の要望を行った。

この災害関連事業の特長は、災害関連事業の計画と交付金事業の計画が互いに成立することで、復旧効果が得られるものであり、それぞれの事業が完了するだけでは、復旧効果が得られない珍しい事例であるが、被災箇所前後の改良計画の法線変更と併せて、新設トンネルを計画し、

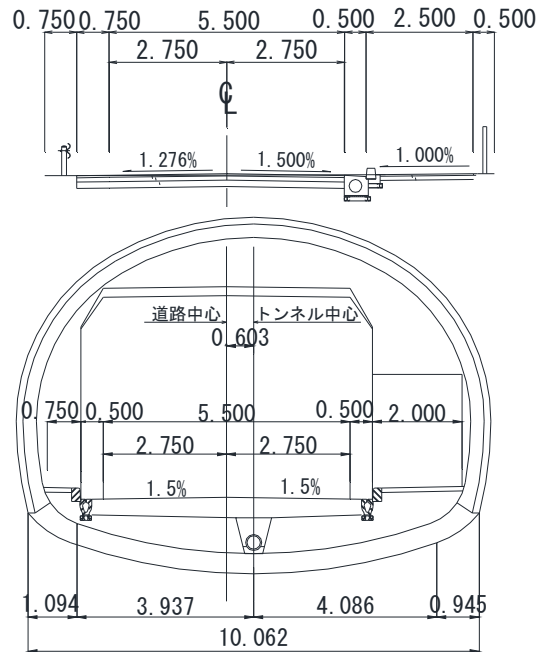


図-5 標準断面図

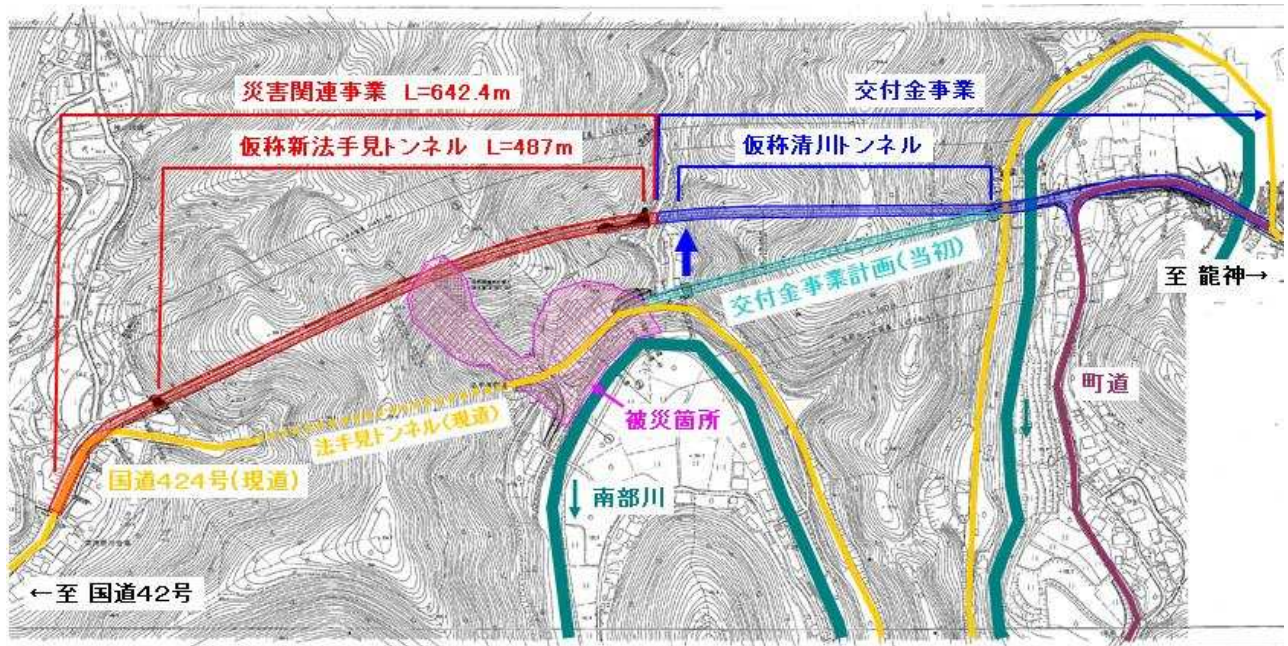


図-6 計画平面図