

ISSN 1 3 4 6-7 3 2 8
国総研資料 第1069号
ISSN 0 3 8 6-5 8 7 8
土木研究所資料 第4384号
平成31年 3月

国土技術政策総合研究所資料

Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management, No. 1069

土木研究所資料

Technical Note of Public Works Research Institute, No. 4384

March 2019

平成28年（2016年）台風10号等に伴う豪雨による 北海道地方被災橋梁等調査報告

Reconnaissance Report on Damaged Road Bridges in Hokkaido

Caused by 2016 Hokkaido Heavy Rain

国土交通省国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

国立研究開発法人土木研究所

National Research and Development Agency, Public Works Research Institute, Japan

国土技術政策総合研究所資料

第 1069 号 2019 年 3 月

土 木 研 究 所 資 料

第 4384 号 2019 年 3 月

平成28年（2016年）台風10号等に伴う豪雨による 北海道地方被災橋梁調査報告

概 要

本報告書は、平成28年8月下旬からの台風9,10,11号等に伴う豪雨により北海道において洗掘等により被災した道路橋5橋を対象に行った現地調査の結果、及び、これら5橋に共通する「大規模な河岸侵食に起因して生じた橋台周辺の被災」について、その基本的機構を把握するための移動床模型実験結果をとりまとめたものである。

キーワード : 平成 28 年北海道豪雨、道路橋、洗掘

Technical Note of NILIM

No. 1069 March 2019

Technical Note of PWRI

No. 4384 March 2019

Reconnaissance Report on Damaged Road Bridges in Hokkaido Caused by 2016 Hokkaido Heavy Rain

Synopsis

In August 2016, the heavy rain due to typhoon No.9, No.10, No.11 brought serious damage to many road bridges in Hokkaido. We conducted several field investigations for five road bridges damaged by large-scale river bank erosion. Thereby, we attempted to understand the basic knowledge about the process of these damages (the subsidence and inclination of the bridge abutments) by the experiments of the movable bed models. In this report, we summarized the results of the field investigations, and some of the important findings from the experiments.

Key Words: 2016 Hokkaido Heavy Rain, Road Bridge, Scouring

執筆者一覧

(研究当時)

国土交通省 国土技術政策総合研究所

道路構造物研究部 構造・基礎研究室 主任研究官 西田秀明

(現 社会資本マネジメント研究センター 熊本地震復旧対策研究室 主任研究官)

道路構造物研究部 構造・基礎研究室 研究官 西藤 淳

(現 国土交通省 四国地方整備局 道路部 道路管理課 係長)

河川研究部 河川研究室 室長 諏訪義雄

(現 河川研究部 河川構造物管理研究官)

河川研究部 水害研究室 主任研究官 武内慶了

河川研究部 河川研究室 研究官 西村雄喬

(現 国土交通省 水管理・国土保全局 治水課 技術開発係長)

国立研究開発法人 土木研究所

寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 上席研究員 西 弘明

寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 主任研究員 佐藤 孝司

(現 国土交通省 北海道開発局 網走開発建設部 遠軽開発事務所 道路計画課 課長)

寒地土木研究所 寒地水圏研究グループ 寒地河川チーム 主任研究員 井上 卓也

目 次

1. 調査概要.....	1
2. 降雨の状況.....	4
3. 橋梁の被害.....	6
3.1 高原大橋.....	6
3.2 九線橋.....	18
3.3 千呂露橋.....	27
3.4 小林橋.....	33
3.5 清見橋.....	40
3.6 まとめ.....	45
4. 河道の流下能力を上回る洪水時に生じた橋台周辺の被災機構.....	46
4.1 調査対象とした橋梁の被災実態の整理.....	46
4.2 基本的な被災機構把握のための移動床模型実験.....	49
4.3 橋台周辺の被災機構に関する基本的知見(まとめ).....	78

平成 28 年（2016 年）台風 10 号等に伴う豪雨による北海道地方被災橋梁等調査報告

1. 調査概要

北海道では、平成28年8月17日から23日の1週間において、3つの台風が上陸し、道東を中心に河川の氾濫や土砂災害などが発生した。また、8月29日からの前線に伴う降雨、その後の台風10号の接近により、各地で記録的な大雨となった。道路についても各地で被災し、寸断されたことから、橋梁の洗掘等の被害状況を調査するため、平成28年8月24日、8月31日、9月1日に現地調査を行った。

現地調査の体制を以下に示す。

平成28年8月24日 調査メンバー

国土交通省 国土技術政策総合研究所

道路構造物研究部 構造・基礎研究室

主任研究官 西田 秀明

道路構造物研究部 構造・基礎研究室

研究官 西藤 淳

国立研究開発法人 土木研究所

寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム

上席研究員 西 弘明

平成28年8月31日、9月1日 調査メンバー

国土交通省 国土技術政策総合研究所

道路構造物研究部 構造・基礎研究室

主任研究官 西田 秀明

道路構造物研究部 構造・基礎研究室

研究官 西藤 淳

国立研究開発法人 土木研究所

寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム

上席研究員 西 弘明

寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム

主任研究員 佐藤 孝司

寒地土木研究所 寒地水圏研究グループ 寒地河川チーム

主任研究員 井上 卓也

※現地調査時の組織名・役職を記載

調査箇所を図-1.1に、調査対象橋梁一覧を表-1.1に示す。

通行止め期間は応急橋架設による通行止め解除までの期間を示している。

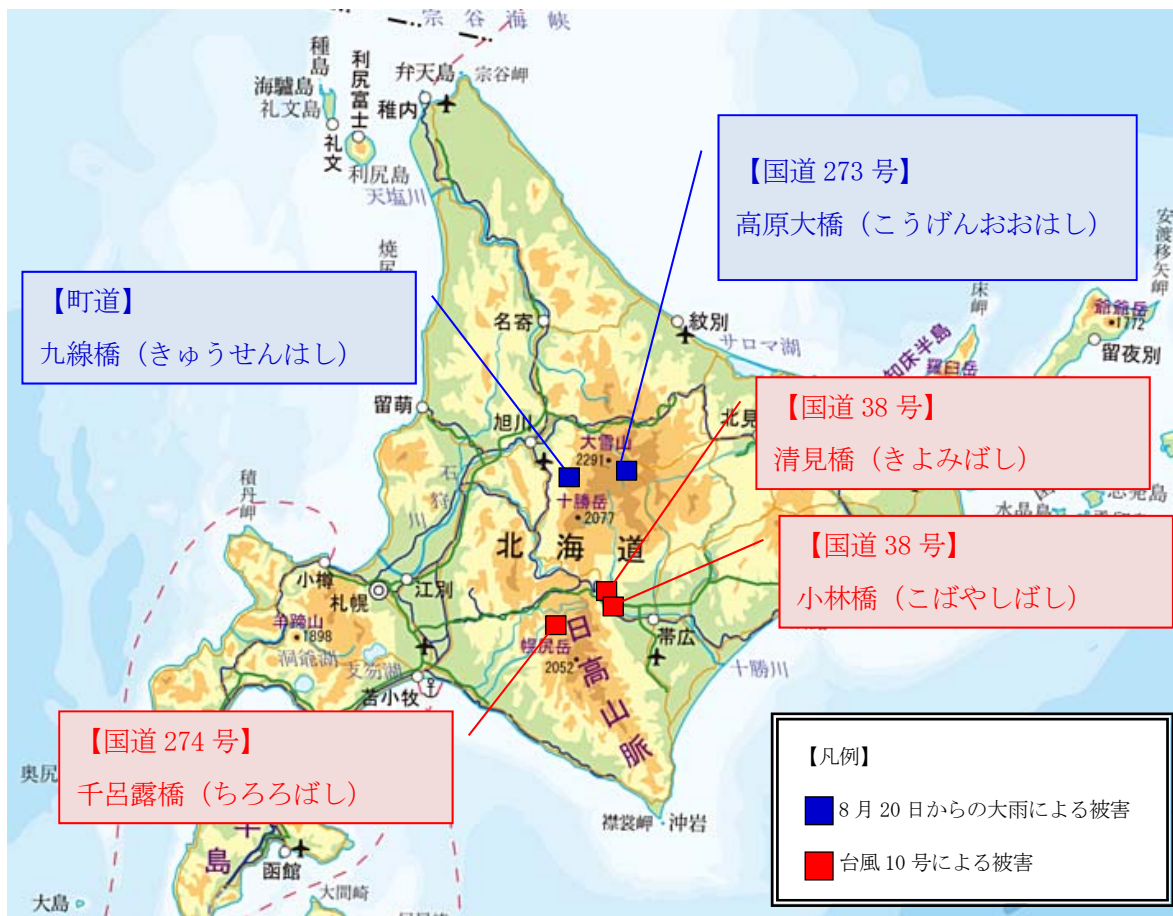


図-1.1 位置図 (電子国土WEB を加工して作成)

表-1.1 調査対象橋梁一覧

橋梁名	橋長 (m)	構造形式	主な損傷状況	管理者	通行止め期間
高原大橋	124.5	単純鋼合成 I 桁橋 逆 T 式橋台 T 型橋脚円柱型 (RC)	<ul style="list-style-type: none"> ・ A2 橋台背面土の流失 ・ A2 橋台背面路肩の流失 ・ P2 橋脚の傾斜沈下 	北海道開発局	8 月 20 日 (土) 17:00～ 9 月 30 日 (金) 14:00
九線橋	58.7	単純ポステン T 桁橋 逆 T 式橋台 小判型橋脚 (RC)	<ul style="list-style-type: none"> ・ A1 橋台の傾斜沈下 ・ A1 橋台背面土の流失 	美瑛町	8 月 23 日 (火) ～ 11 月 7 日 (月)
千呂露橋	83.8	単純ポステン T 桁橋 重力式橋台 T 型橋脚柱小判型 (RC)	<ul style="list-style-type: none"> ・ A1 橋台の傾斜沈下 ・ A1 橋台背面土の流失 	北海道開発局	8 月 30 日 (火) 11:15～ 9 月 13 日 (火) 13:00
小林橋	37.6	単純プレテン床版 逆 T 式橋台 壁式橋脚 (RC)	<ul style="list-style-type: none"> ・ A1 橋台の傾斜沈下 ・ A1 橋台背面土の流失 	北海道開発局	8 月 30 日 (火) 23:00～ 10 月 14 日 (金) 9:00
清見橋	37.6	単純プレテン床版 逆 T 式橋台 壁式橋脚 (RC)	<ul style="list-style-type: none"> ・ A1 橋台背面土の流失 	北海道開発局	8 月 30 日 (火) 23:00～ 10 月 14 日 (金) 9:00

2. 降雨の状況

降雨状況については、文献^{1)、2)}に詳しく掲載されていることから、本章では、これらを参考に要点を示す。

8月に相次いで発生した台風第7号、第11号、第9号は、それぞれ8月17日、21日、23日に北海道に上陸した。台風第10号は、8月30日に暴風域を伴ったまま岩手県に上陸し、東北地方を通過して日本海に抜けた。これらの台風等の影響で、東日本から北日本を中心に大雨や暴風となり、特に北海道と岩手県では、記録的な大雨となった。なお、北海道に3つの台風が上陸したこと、台風が東北地方太平洋側に上陸したことは、気象庁が1951年に統計を開始して以来、初めてのことである。台風経路とアメダス降雨分布図（平成28年8月15日1時～24日24時、平成28年8月29日1時～31日9時）を示す（図-2.1）。

平成28年8月の北海道の降水の状況としては、道内アメダス225地点中、89地点で、月の降水量の極値（1位）を更新し、道東の太平洋側の広い地域で平年（8月の平均値）の2～4倍となる500ミリを超える降水量となった（図-2.2）。8月の総降水量が最も多い地点である河東郡上士幌町ぬかびら源泉郷の降水量時系列図（8月16日0時～8月31日24時）を示す（図-2.3）。

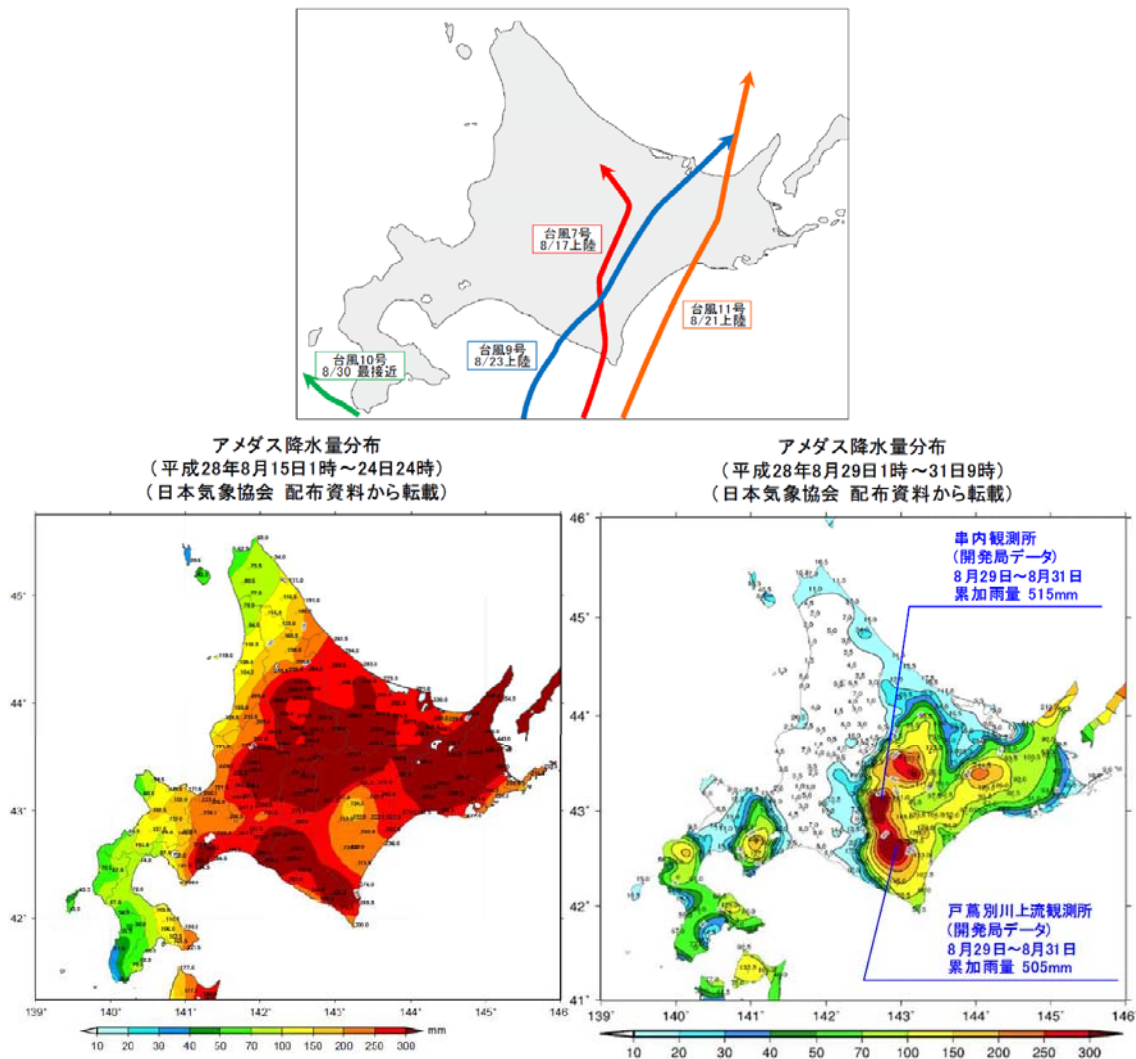
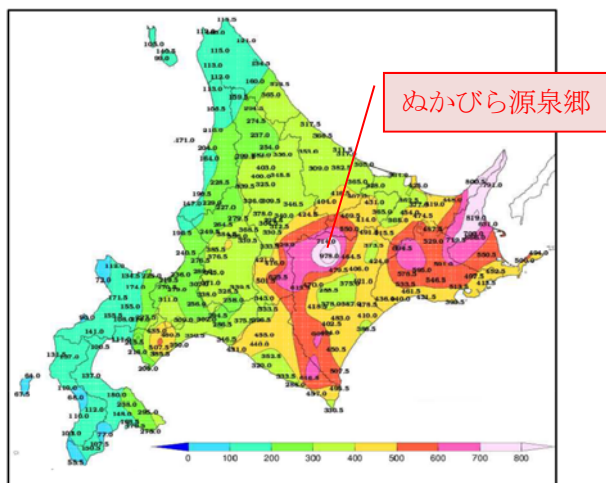


図-2.1 台風経路とアメダス降雨量分布（参考文献²⁾より転載）



	1位 (2016年8月)	2位	1位と2位の差 (比)	8月の平年値 (比)
1 げんせんきょう ぬかびら源泉郷 (十勝)	978.0 mm	575.0 mm (1981年 8月)	403.0 mm (170%)	197.9mm (494%)
2 いとくしべつ 糸櫛別 (根室)	819.0 mm	477.0 mm (1994年 9月)	342.0 mm (172%)	169.5mm (483%)
3 うとろ 宇登呂 (オホーツク)	800.5 mm	507.0 mm (1981年 8月)	293.5 mm (158%)	119.3mm (671%)
4 らうす 羅臼 (根室)	791.0 mm	392.5 mm (2012年11月)	398.5 mm (202%)	---- (----%)
5 かみしべつ 上標津 (根室)	719.5 mm	278.0 mm (2009年 7月)	441.5 mm (259%)	---- (----%)
6 みつまた 三股 (十勝)	714.0 mm	354.5 mm (2011年 9月)	359.5 mm (202%)	---- (----%)
7 ねむろなかしべつ 根室中標津 (根室)	700.0 mm	344.0 mm (2009年 7月)	356.0 mm (203%)	136.2mm (514%)
8 あかんどはん 阿寒湖畔 (釧路)	694.5 mm	451.0 mm (1981年 8月)	243.5 mm (154%)	152.2mm (456%)
9 なかしべつ 中標津 (根室)	666.0 mm	345.0 mm (1994年 9月)	321.0 mm (193%)	147.8mm (451%)
10 なかきわうす 中札内 (日高)	646.5 mm	590.0 mm (1981年 7月)	56.5 mm (110%)	246.1mm (263%)
11 しべつ 標津 (根室)	631.0 mm	359.0 mm (1992年 9月)	272.0 mm (176%)	137.8mm (458%)
12 しろうがね 白金 (上川)	629.0 mm	421.5 mm (2011年 9月)	207.5 mm (149%)	179.7mm (350%)
13 いくとら 幾寅 (上川)	625.5 mm	343.0 mm (2001年 9月)	282.5 mm (182%)	161.7mm (387%)
14 しんとく 新得 (十勝)	613.5 mm	455.0 mm (1981年 8月)	158.5 mm (135%)	196.7mm (312%)
15 かみさつない 上札内 (十勝)	601.5 mm	594.0 mm (1981年 8月)	7.5 mm (101%)	188.9mm (318%)
16 つるい 鶴居 (釧路)	595.0 mm	360.0 mm (1998年 8月)	235.0 mm (165%)	129.0mm (461%)
17 しべちや 標茶 (釧路)	591.0 mm	371.0 mm (1992年 9月)	220.0 mm (159%)	136.7mm (432%)
18 なかてしべつ 中標津 (釧路)	578.5 mm	345.0 mm (2000年 4月)	233.5 mm (168%)	167.3mm (346%)
19 べつかい 別海 (根室)	550.5 mm	408.0 mm (1992年 9月)	142.5 mm (135%)	141.5mm (389%)
20 おけとつねもと 釧路常元 (オホーツク)	550.0 mm	267.0 mm (2006年 8月)	283.0 mm (206%)	---- (----%)

) : 観測値は欠測あり。

図-2.2 平成28年8月の北海道の降水の状況 (参考文献²⁾より転載)

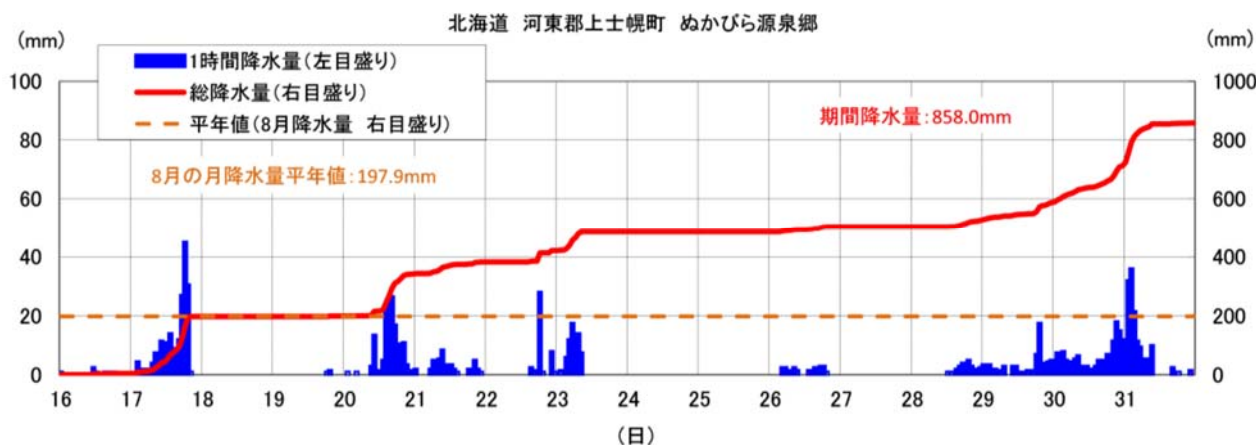


図-2.3 河東郡上士幌町ぬかびら源泉郷の降水量時系列図 (参考文献¹⁾より転載)

3. 橋梁の被害

3.1 高原大橋

高原大橋は石狩川水系石狩川を渡河する橋梁であり、橋長 124.5m の 4 径間単純鋼合成 I 桁橋であり、昭和 48 年 10 月に供用開始されている。下部構造は A1、A2 橋台はともに逆 T 式橋台、P1 橋脚～P3 橋脚はいずれも T 型橋脚円柱型（RC）であり、基礎はいずれも直接基礎である。

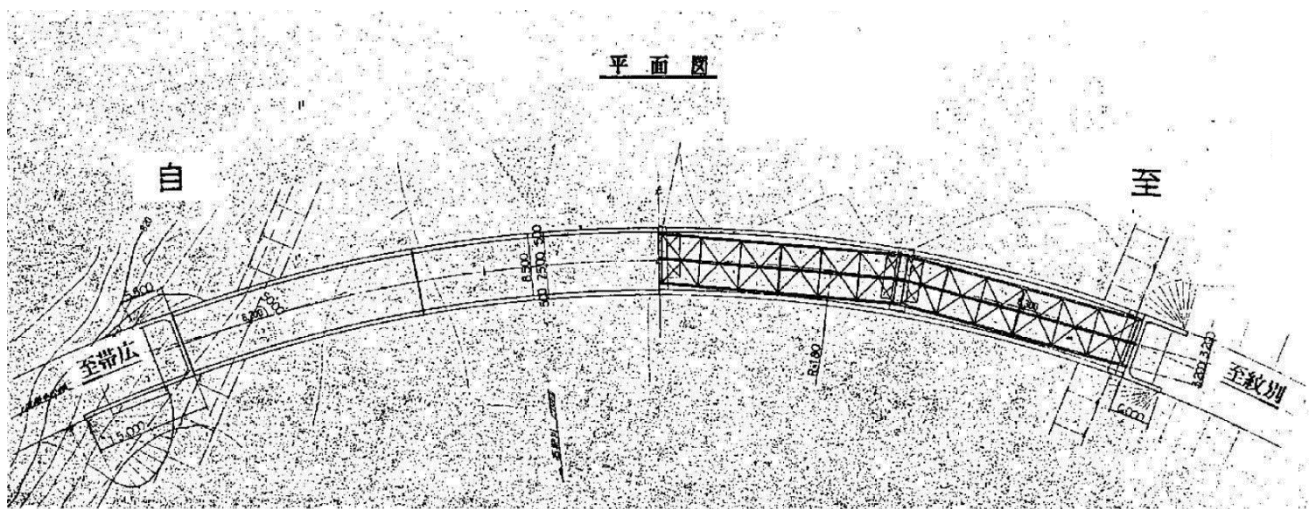


図-3.1.1 高原大橋 平面図

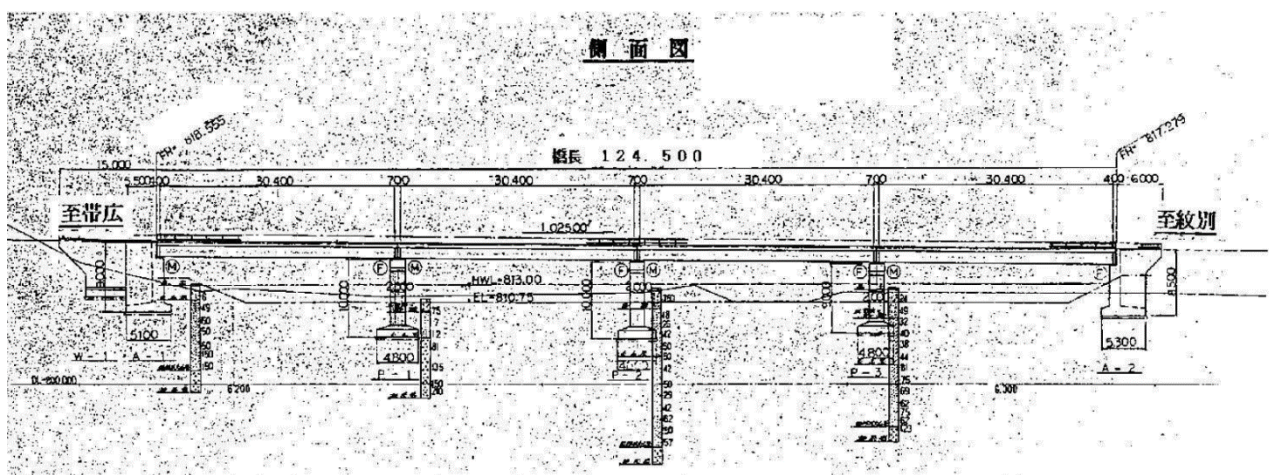


図-3.1.2 高原大橋 側面図

表-3.1.1 高原大橋 諸元表

上部構造形式	単純鋼合成 I 桁橋
下部構造形式	逆 T 式橋台 (A1、A2) T 型橋脚円柱型 (RC) (P1~P3)
基礎形式	直接基礎
橋長	124.5m (4×30.4)
供用開始年	1973 年
活荷重・等級	TL-20・1 等級
適用示方書	昭和 39 年鋼道路橋設計示方書

高原大橋の現地調査は 8 月 24 日に実施した。

現地では P2 橋脚が傾斜沈下しているほか、A2 橋台上流側で土砂が流出し、橋台背面で路肩が崩落している状況であった(写真-3.1.1~3.1.4)。P2 橋脚の沈下量は、現地調査前日に北海道開発局により行われた緊急点検の簡易計測結果によると、P2 橋脚の路面端部で 1.25m である。P3 橋脚下流側には流木が堆積していた(写真-3.1.3)。A2 橋台は上流側が橋台側面から約 1m ほど土砂が流出していた(写真-3.1.4)。A2 橋台周辺には護岸ブロック(連結タイプ)が設置されていたが上流側では護岸ブロックが流失していた(写真-3.1.5)。橋台前面の護岸は流出していないが、配置が乱れ、流木が引っかかっていた(写真-3.1.6)。橋台上流側に出水中に流されたメッシュタイプの大型土嚢が確認できた。これは、今回の洪水の応急対策として、現地調査時点までに投入されたものとのことである(写真-3.1.5 上)。橋脚基礎の洗掘状況は、増水及び土砂により確認できなかった(写真-3.1.8)。

この A2 橋台背面土の流出の原因としては、A2 橋台側で上流側が水衝部になったことから(詳細は 2) 滲筋の変遷参照)、流水により河岸が侵食されたことにより、土砂が流出したものと推測される。

なお、現地調査後の打合せ時に、P1 橋脚と P3 橋脚はわずかに上流側へ傾斜していると報告があった。

A1 橋台については、滲筋から離れており、今回の洪水の影響によらず変状はみられないが、A1 橋台前面の護岸ブロック(連結タイプ)については、一部なくなっていたり、配置が乱れているものが見られた(写真-3.1.7)。



写真-3.1.1 高原大橋路面状況（A1 橋台付近から撮影）



写真-3.1.2 P2 橋脚の状況（下流側から撮影）



写真-3.1.3 上空写真（平成 28 年 8 月 23 日撮影 北海道開発局提供）



写真-3.1.4 A2 橋台背面路肩崩落状況(左)及び A2 橋台前面上流側状況 (右)

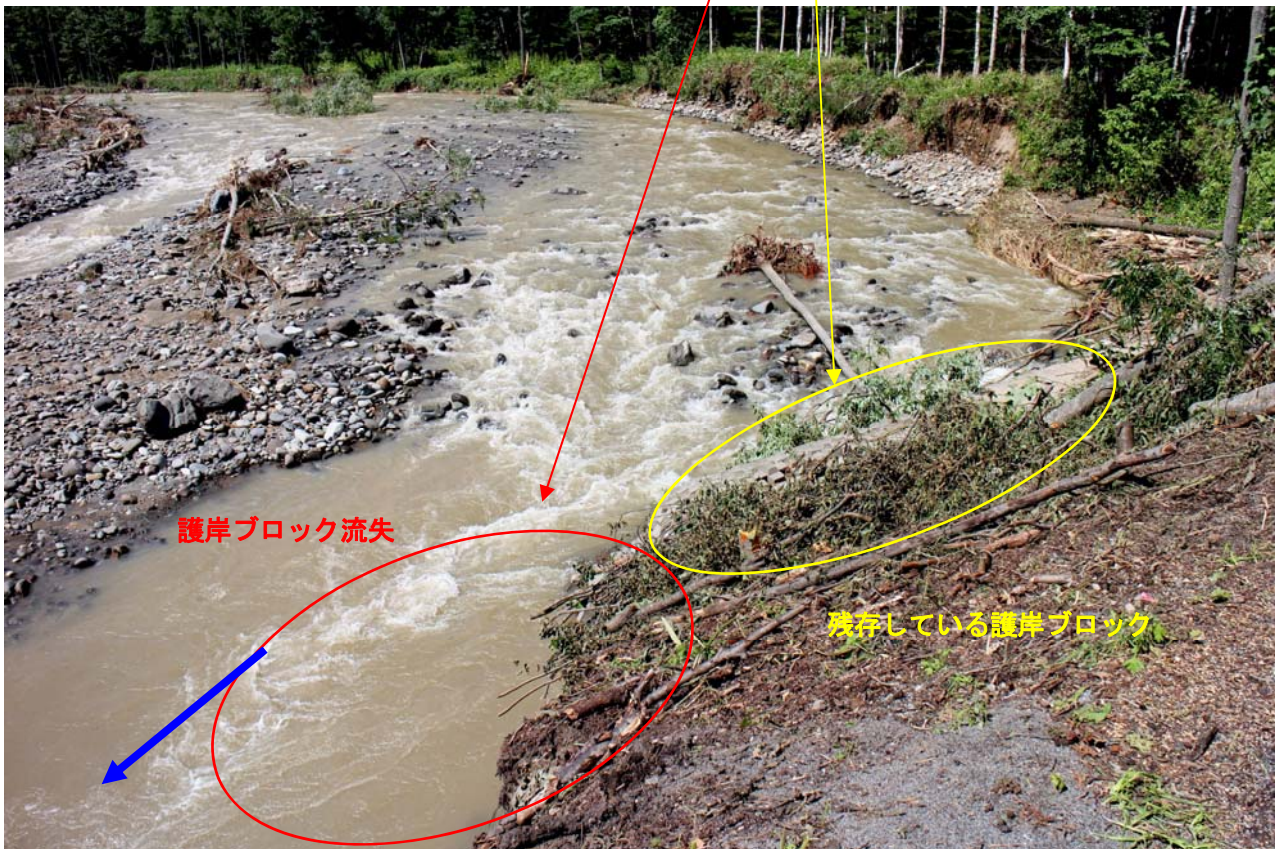


写真-3.1.5 A2 橋台背面土流出状況



写真-3.1.6 A2 橋台前面の護岸状況

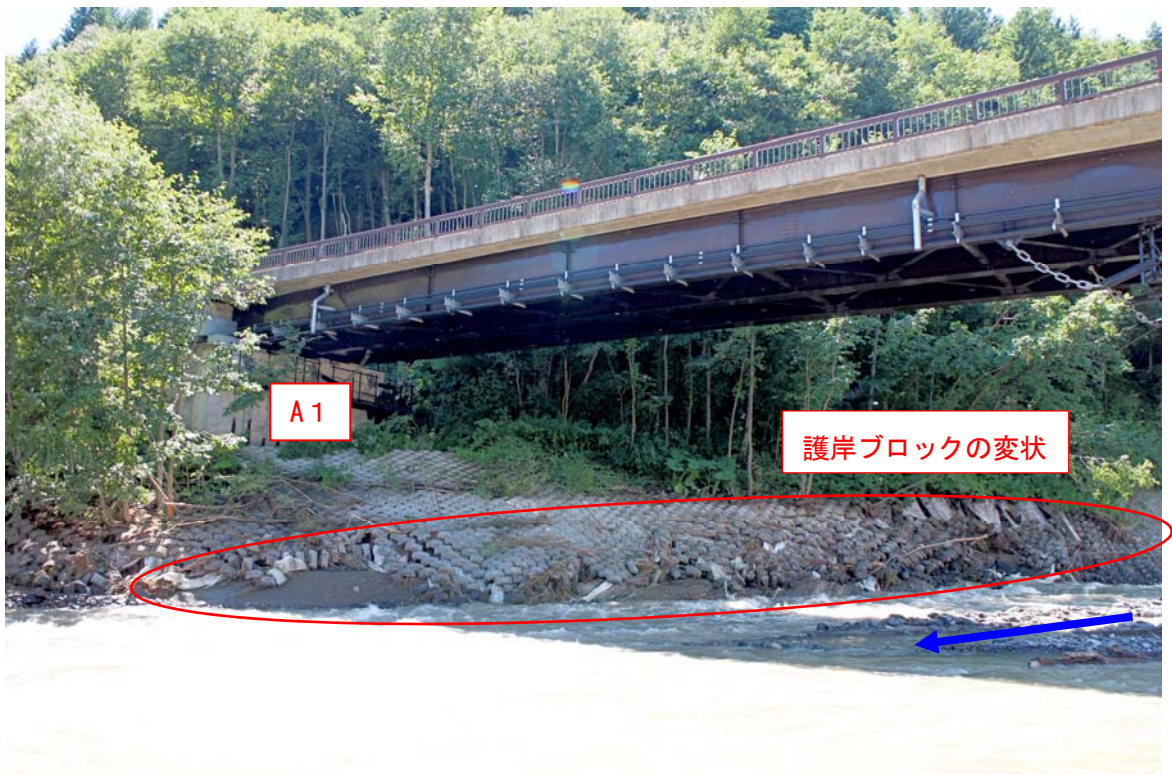


写真-3.1.7 A1 橋台前面の護岸状況



写真-3.1.8 橋脚基礎の状況

1) 伸縮装置、支承及び変位制限装置の損傷

P2 橋脚上の伸縮装置は、第3径間側の伸縮装置が第2径間側に乗り上がるとともに、設置されている鋼製高欄が伸縮装置付近で座屈していた。またP1 橋脚上の伸縮装置は、上流側地覆部で9.0cm、下流側地覆部で5.5cmの開き、P3 橋脚上の伸縮装置では、上流側地覆部で10.5cm、下流側地覆部で6.5cmの開きがみられた(写真-3.1.9)。主桁間の遊間については、G1 桁上フランジ部で12.0cm、G1 桁下フランジ部で24.0cmとなっていた。また、G2 桁上フランジ部では9.0cm、G2 桁下フランジ部では22.0cm、G3 桁上フランジ部では6.5cm、G3 桁下フランジ部では21.0cmとなっており、それぞれ上下フランジ間で差が生じていた(写真-3.1.10)。

P2 橋脚の沈下に伴う上部工の傾斜により、遊間については、P2 橋脚上では主桁の上フランジ側は狭まり、下フランジ側は広がるとともに、伸縮装置についてはP2の遊間が狭まり、P1、P3の遊間が広がる結果になったと考えられる。

P2 橋脚上の可動支承については、G1 桁、G2 桁及びG3 桁いずれもサイドブロックが破断し、沓座モルタルが損傷していた。G1 桁、G2 桁はいずれもP3側支承部で、下フランジの遊間が広がる方向へ14cm移動していた。G3 支承は明らかに傾斜しており、沓座部の損傷が激しいため、G1、G2と比較して大きい力が作用したと考えられる。G3の可動支承の移動量は計測していないが、G3サイドブロックが破損していることから、少なくともG1、G2と同程度移動していると考えられる。一方、固定支承の損傷は可動支承ほどではないが、いずれの支承においても、塗膜割れ、沓座モルタル損傷がみられた(写真-3.1.10)。

これら支承部の損傷は、P2 橋脚が沈下したことによる沈みこみに伴い、P2 橋脚上の可動支承が限界まで移動し、沓座モルタルなどの沓座部の損傷、サイドブロックの破断が生じたと推察される。また、G3 支承については、橋脚が下流側へ傾斜したことにより、損傷が他の支承と比較して大きくなっていると推察される。

P2 橋脚上の変位制限装置については、第3径間側(可動側)の変位制限構造のアンカーバーは4本すべて曲がっており、変位制限構造の台座コンクリートに損傷が生じただけでなく、橋脚天端コンクリートにまで

ひび割れが発生していた。下流側では台座コンクリートの破壊によりかぶりが剥落し、内部の鉄筋が露出・破断していた。一方、第1径間側には目立った損傷は見られなかった（写真-3.1.11）。

変位制限装置の損傷についても、伸縮装置や支承部の損傷と同じように P2 橋脚の沈下したことによる沈み込みに伴い、可動支承側に変位が発生した結果、損傷が生じたものと推察される。

また、第1径間の下横構等には特に変形は見られなかったが、第2径間及び第3径間の下横構には上方に湾曲した変形が見られた（写真-3.1.12）。この変形は、P2 橋脚の沈下及び下流側への傾斜、P1、P3 橋脚の上流側へのわずかに傾斜している状況により桁にねじれが発生したことによると考えられる。第4径間については、P3 橋脚上に降りることができなかつたため、確認できていない。



写真-3.1.9 伸縮装置の状況



写真-3.1.10 P2 橋脚上の支承の状況

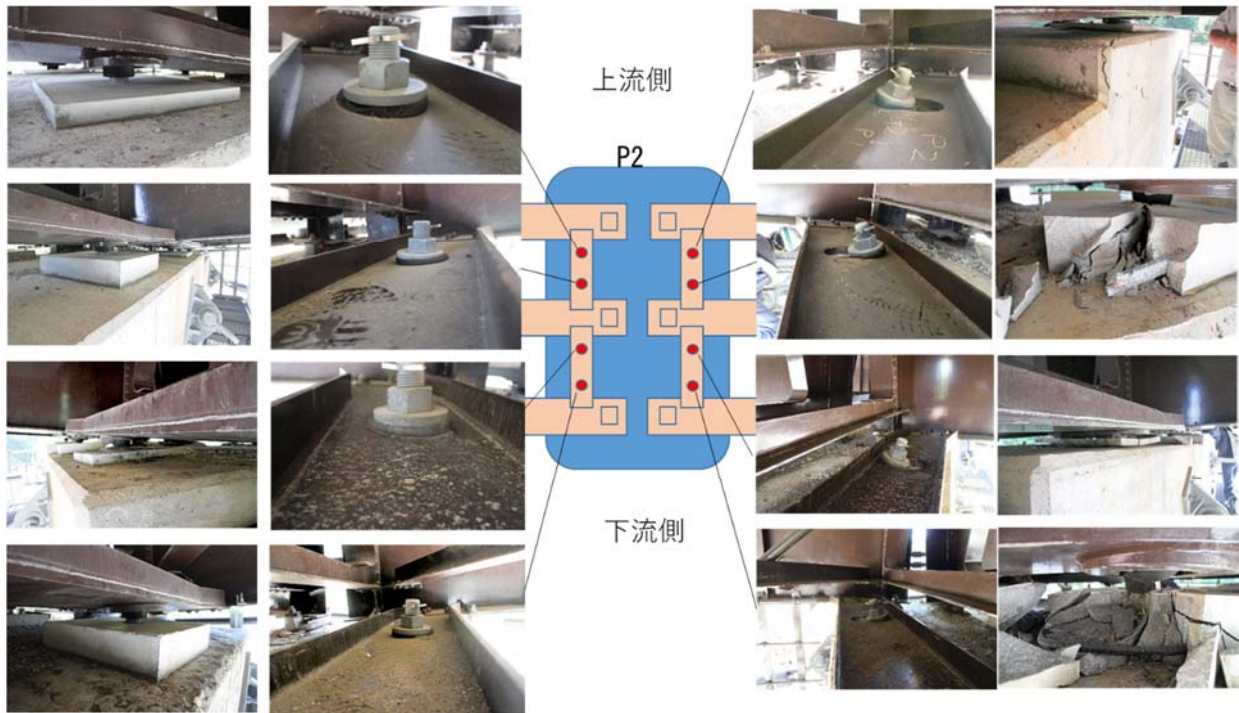


写真-3.1.11 P2 橋脚上の変位制限装置の状況



写真-3.1.12 第1径間の状況（写真左上）（P1 橋脚上より撮影）、
第2径間の状況（写真右上）（P1 橋脚上より撮影）、及び第3径間の状況（写真下）（P2 橋脚上より撮影）

2) 滞筋の変遷

過去の空中写真より、滞筋の変遷を示す(写真-3.1.14)。昭和27年時点では、橋梁は未架設であるが、架設地点では右岸側を流れている。昭和47年、昭和52年と左岸側へ滞筋が変化しているが、平成13年では右岸側に滞筋が戻っている。高原大橋の約2km上流にある石狩平水位観測所の今回の出水による水位データは既往最高水位を越える水位となっていた(図-3.1.3)。

今回の既往最高水位を超える洪水により、主流部が再度変化し、水衝部が橋梁上流部左岸側になり、A2橋台背面土が流出したと考えられる。また、橋脚沈下時の流況は不明ではあるが、高原大橋は急縮部に立地し、上流側の河道が湾曲していることが一因となり、P2橋脚の局所洗掘が発生したと考えられる(写真-3.1.13)。

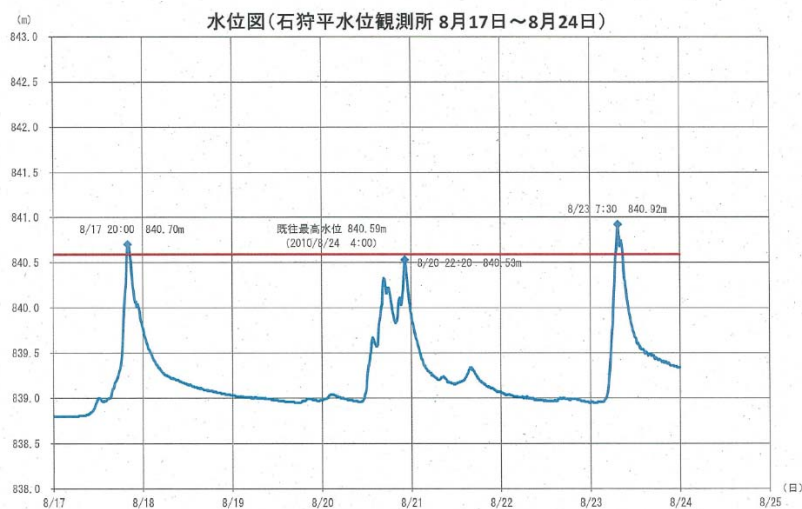


図-3.1.3 石狩平水位観測所 水位図 (北海道開発局提供)



写真-3.1.13 写真(左)(A1橋台より撮影)

上空写真(右)(平成28年8月23日撮影 北海道開発局提供)



写真-3.1.14 滞筋の変遷（国土地理院 地図・空中写真閲覧サービスの空中写真を加工）

3.2 九線橋

九線橋は石狩川水系辺別川を渡河する、橋長 58.7m の 2 径間単純ポステン T 桁橋であり、昭和 57 年 11 月に供用開始されている。下部構造は A1、A2 とともに逆 T 式橋台、P1 橋脚は小判型 RC 橋脚となっており、基礎はいずれも直接基礎である。

九線橋は昭和 57 年にすぐ上流側にあった旧橋から現況位置へ架け替えが行われている。美瑛町の豪雨、暴風の記録（文献³⁾）によれば、昭和 56 年に洪水被害を受けており、その際は旧橋の A1 橋台背面土が流失している。また、当時の写真では、橋台、橋脚の沈下は発生していないようである。なお、昭和 56 年洪水被害時は、現況の橋脚工事中であり、矢板が被害を受けている。旧橋は昭和 29 年架設、昭和 57 年解体となっている（文献⁴⁾）。

また、現地調査時のヒアリングでは、平成 22 年にも洪水による洗掘被害を受けており、災害復旧として、橋脚及び上部工を再構築している。その際は旧橋位置に仮橋を架設している。九線橋の側面図（図-3.2.2）に記載されている破線は平成 22 年以前の橋脚及び河床を示している。

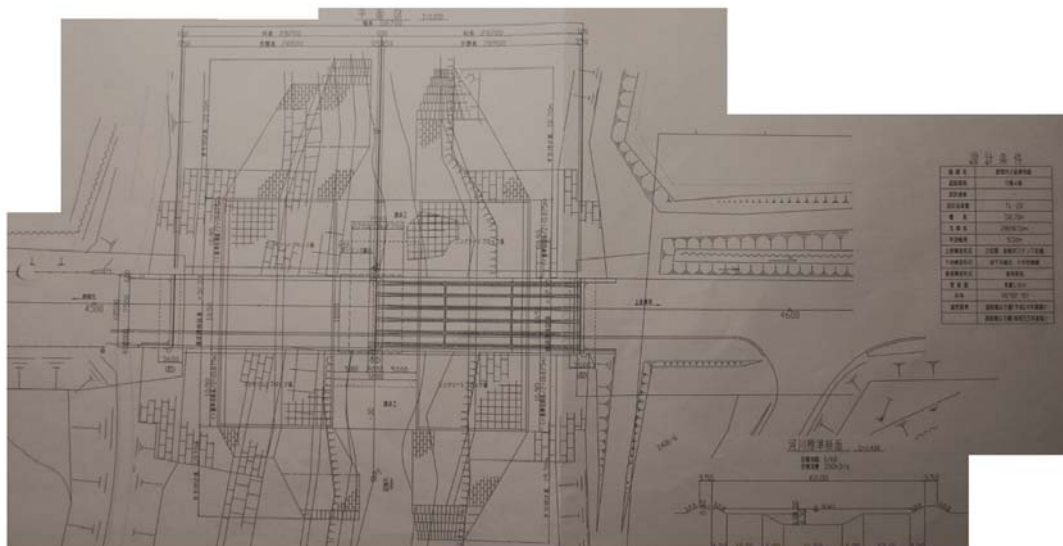


図-3.2.1 九線橋 平面図

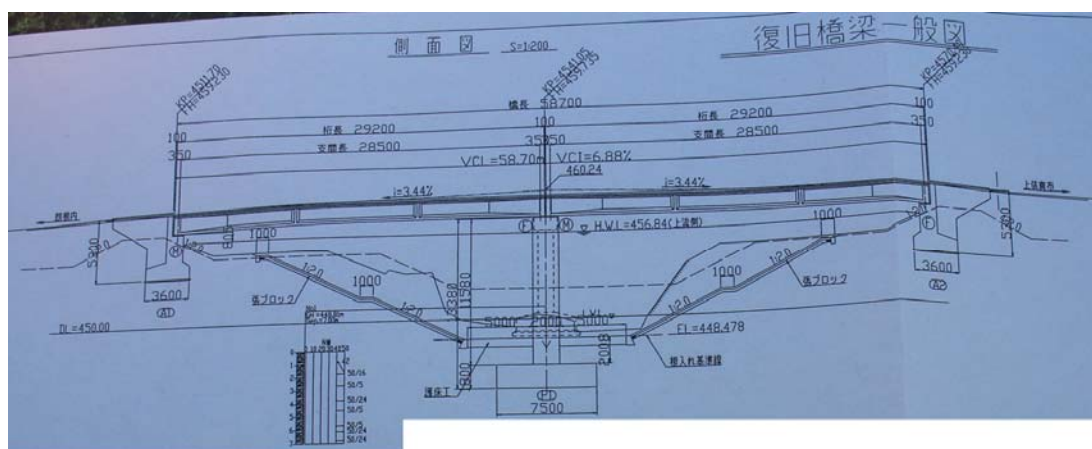


図-3.2.2 九線橋 側面図

表-3.2.1 九線橋 諸元表

上部構造形式	単純ポステンT桁橋
下部構造形式	逆T式橋台 (A1、A2) 小判型橋脚 (RC) (P1)
基礎形式	直接基礎
橋長	58.7m(2×28.5m)
供用開始年	1982年
活荷重・等級	TL-20
適用示方書	昭和55年道路橋示方書 平成14年道路橋示方書

8月31日に現地調査を実施した際、A1橋台は洗掘により傾斜沈下が発生し、背面土が流失していた(写真-3.2.1~3.2.3)。A1橋台は上流側へ傾斜沈下し、第1径間の上部構造もこれと一体となって沈下している。そのため、上部構造にねじれが発生し、全ての主桁に同一方向のひびわれが見られる。また、プレテンT桁上フランジ、歩道上の舗装にもねじれによるひびわれが見られる(写真-3.2.4)。

桁沈下に伴い、P1橋脚上でも損傷が見られる。第1径間G1桁端部と第2径間G1桁端部が衝突し損傷している。P1橋脚上部のA1側桁かかり部でも沈下による損傷が見られる(写真-3.2.5)。第1径間と第2径間を結ぶ落橋防止ケーブルは、5箇所の内、遊間のひらきが大きい下流側3箇所破断している(写真-3.2.6)。美瑛町の出来形図面では、支承はゴム支承であり、横桁内に変位制限構造としてアンカーバーが2本設置されている(図-3.2.3)。P1橋脚上では、第1径間の沈下に伴う移動により、A1側アンカーバーの変形、台座コンクリートが損傷しており、A1側の横桁にもひびわれが確認できる。A2側でもアンカーバー台座コンクリートにひびわれが確認できる。G6桁支承部ではA1側の桁かかり部コンクリートが損傷し、ゴム支承が橋脚天端からはみ出している(写真-3.2.7、3.2.8)。

A2橋台には、特段の変状は確認されなかった(写真-3.2.9、3.2.10)。P1橋脚の傾斜沈下については、現地調査時には確認できなかった。しかし、P1上のA2側支承(可動)では台座コンクリートが損傷していることから、第1径間の沈下に伴い、また、落橋防止ケーブルを介した作用により変位が生じた可能性は考えられる。

上流側には頭首工があり、今回の洪水で損傷した。この頭首工と九線橋のちょうど中間部で河川が湾曲しており、九線橋直上右岸側が水衝部となったと考えられる。今回の洪水で越水した形跡は無く、橋台は上流側へ傾斜している。したがって、橋台部の被災は、上流側護岸背面に水が回り込み、護岸が破壊したことにより背面土が流出するとともに橋台上流側から洗掘が進み、橋台の傾斜沈下に至った可能性が考えられる。

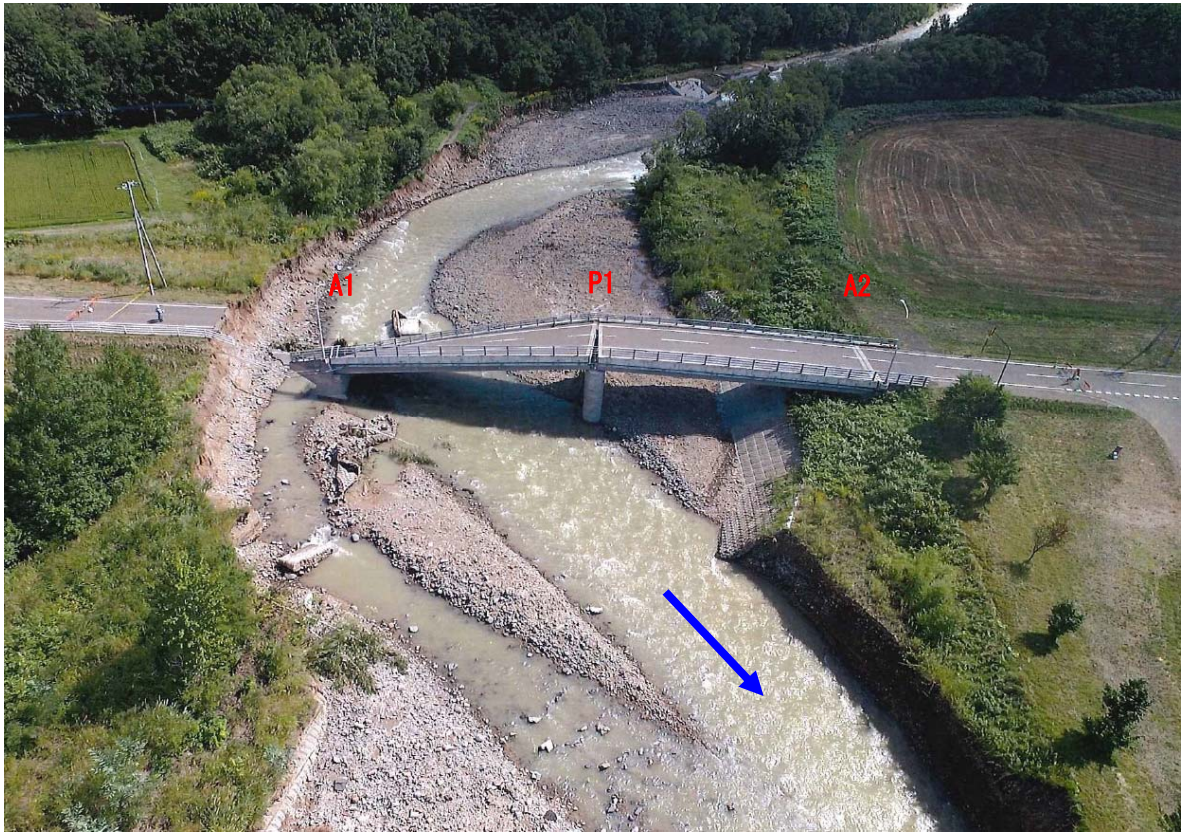


写真-3.2.1 上空写真（美瑛町提供）



写真-3.2.2 上空写真（美瑛町提供）



写真-3.2.3 A1 橋台の状況



写真-3.2.4 第1径間上部構造の状況



写真-3.2.5 P1 橋脚上の状況



写真-3.2.6 桁連結の抜け落ち

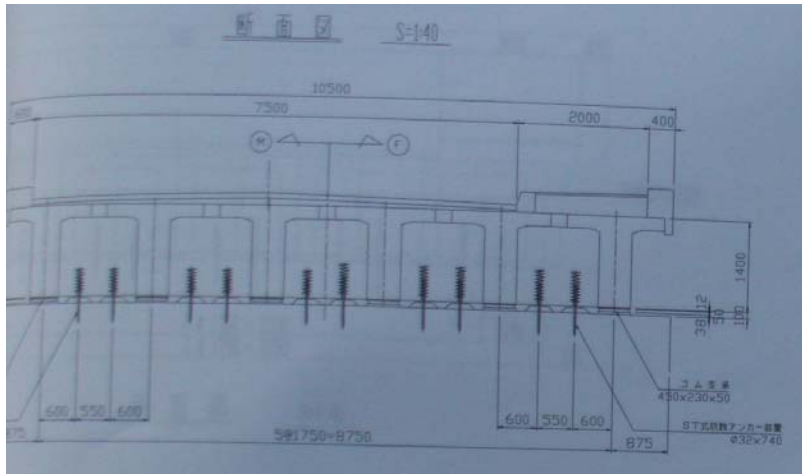
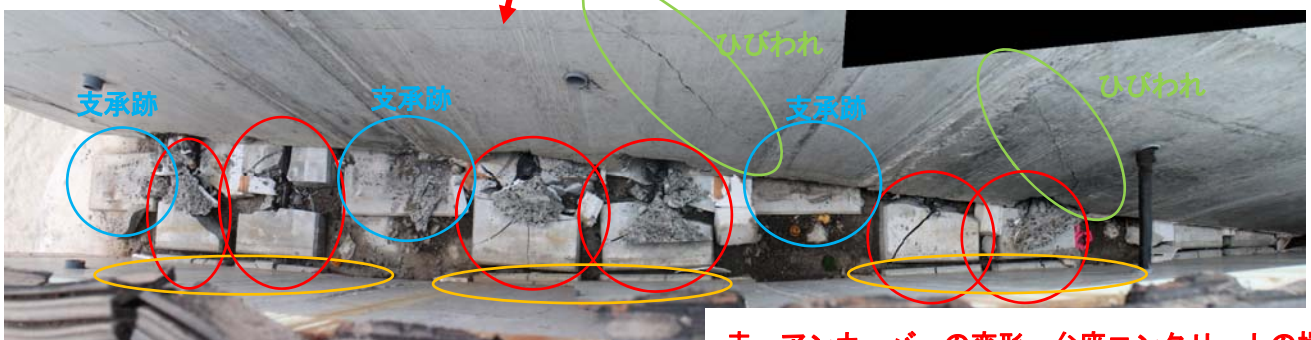
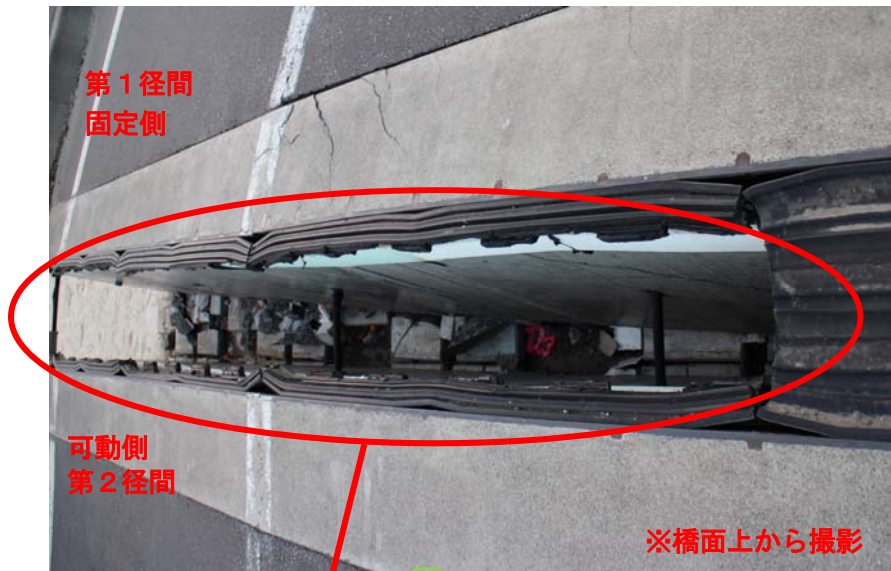


図-3.2.3 支承部の断面図



赤：アンカーバーの変形・台座コンクリートの損傷
オレンジ：台座コンクリートの損傷

写真-3.2.7 P1 支承部の損傷状況

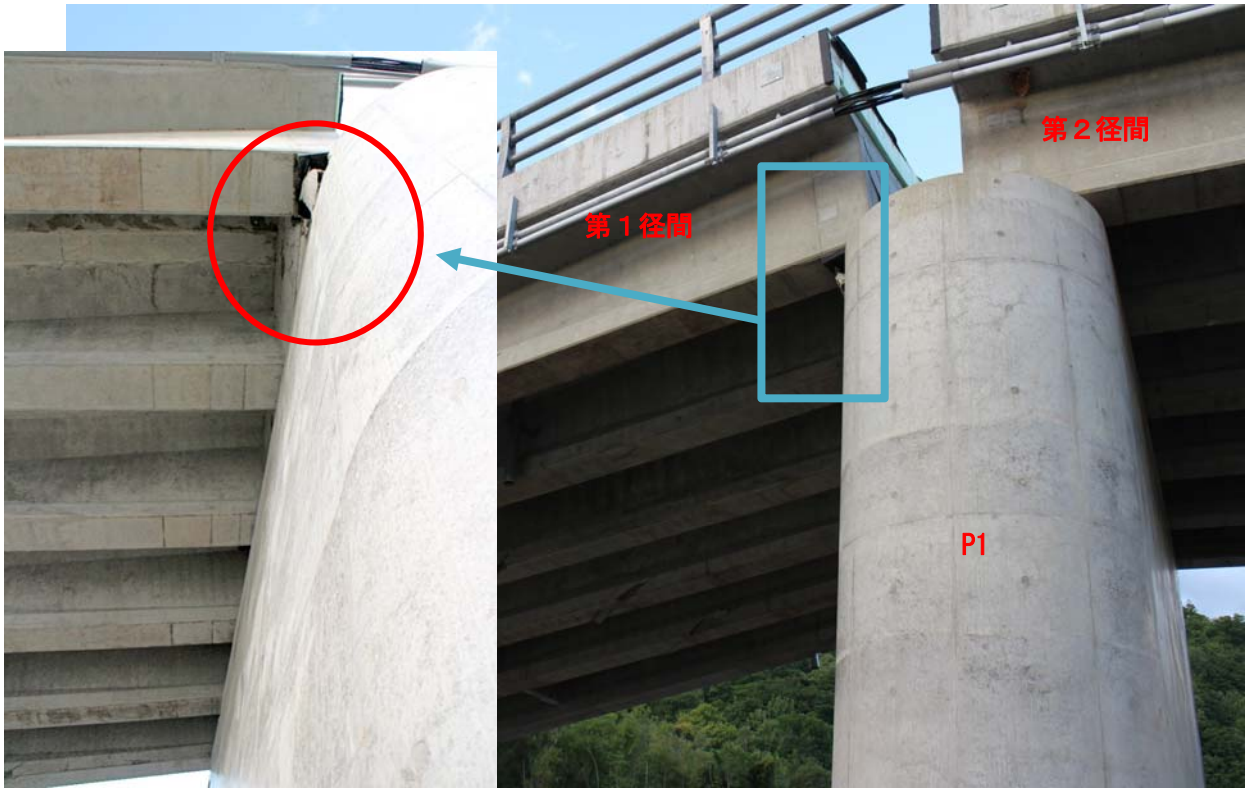


写真-3.2.8 P1 橋脚上の状況



写真-3.2.9 A2 橋台の状況



写真-3. 2. 10 A2 支承部の状況

1) 滲筋の変遷

過去の航空写真より滲筋の変遷を示す(写真-3. 2. 11)。

昭和 23 年の写真より、河川が蛇行していた状況が確認でき、昭和 52 年の写真より、河川整備された九線橋の上流側で線形が少し湾曲していることが確認できる。また、平成 21 年の写真より、頭首工より上流側には落差工と見られる構造が確認できる。空中写真の履歴から、河川整備により、以前は湾曲していた河川が九線橋のすぐ上流地点までほぼ直線的に改修されたことから、洪水時の流速が従前とは変化している可能性がある。頭首工の損傷が確認でき、頭首工のすぐ下流側では左岸側に湾曲し、橋梁上流側では右岸に湾曲、水衝した可能性も考えられ、河岸の侵食、橋台の洗掘に至ったと考えられる。



写真-3.2.11 滞筋の変遷 (国土地理院 地図・空中写真閲覧サービスの空中写真を加工)

3.3 千呂露橋

千呂露橋は、沙流川水系沙流川を渡河する橋梁であり、橋長 83.8m の 3 径間単純ポステンT桁橋であり、昭和 35 年 12 月に供用開始されている。下部構造は A1、A2 とともに重力式橋台となっており、基礎は直接基礎である。また、P1、P2 橋脚ともに T 型橋脚柱小判型 (RC) となっており、基礎はオープンケーソンである。

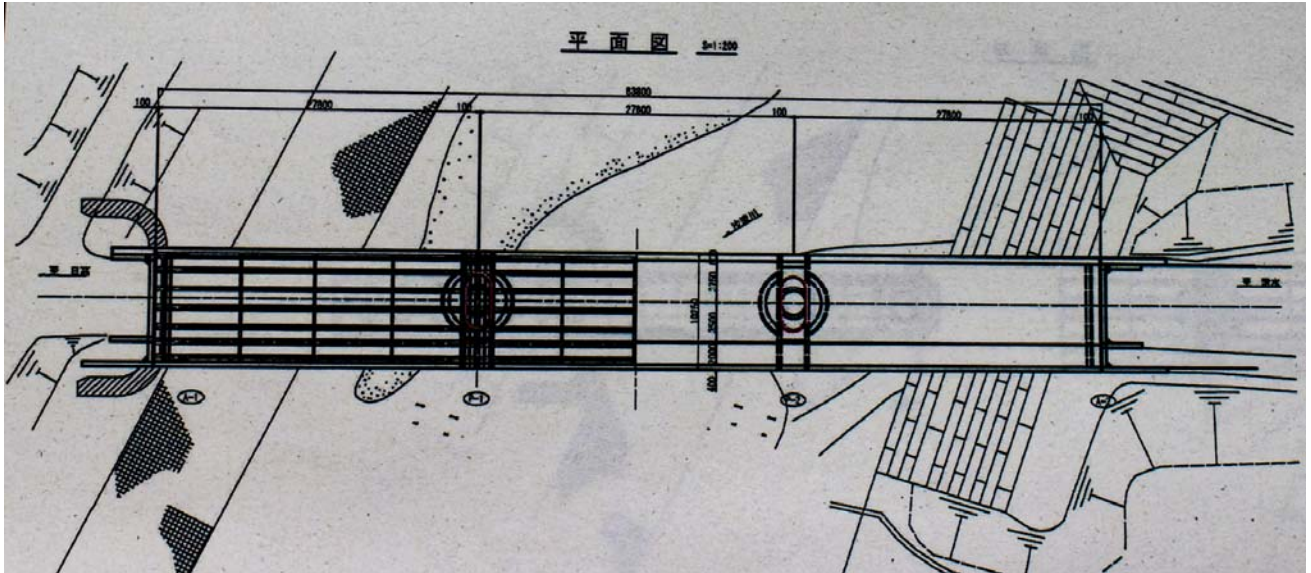


図-3.3.1 千呂露橋 平面図 (図は平成 25 年度耐震補強設計業務より)

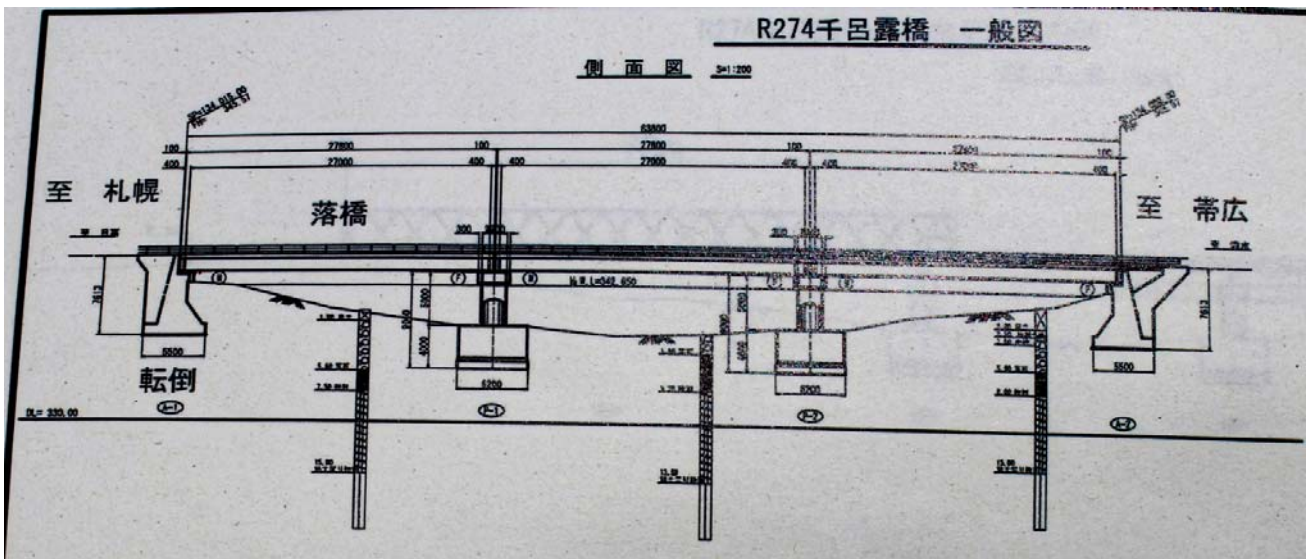


図-3.3.2 千呂露橋 側面図 (図は平成 25 年度耐震補強設計業務より)

表-3.3.1 千呂露橋 諸元表

上部構造形式	単純ポステンT桁橋
下部構造形式	重力式橋台 (A1、A2) T型橋脚柱小判型 (RC) (P1、P2)
基礎形式	直接基礎 (A1、A2) オープンケーソン (P1、P2)
橋長	83.8m (3×27.0)
供用開始年	1960年
活荷重・等級	TL-14・2等級
適用示方書	昭和31年鋼道路橋設計示方書

9月1日に現地調査した際、A1橋台が洗掘により沈下し、下流側に傾斜している状況であり、それに伴い第1径間の上部構造もこれと一体となって沈下、A1橋台背面土が上下流側の広範囲にわたり流出している状況であった(写真-3.3.1~3.3.4)。

現地調査は右岸側からのみ調査を行ったため、橋台や上部構造、さらに左岸側は近接目視できていない。また、橋脚基礎はケーソン基礎であるが、増水及び流木により河床部からの露出の有無も確認できていない。

右岸側は広範囲に河岸が侵食されており、橋台背面土がおよそ40m流失している(写真-3.3.2)。

A1橋台は下流側に傾斜しており、橋台近傍では河岸の下流側が洗掘され、取付け盛土が流出した可能性が考えられる。

橋台の沈下による上部構造の沈下により、第1径間はねじれが発生しており、P1上の上流側遊間に開きが発生していた。また、橋梁上部構造は、下流側に添架された歩道部の桁が流失していた。

第1径間の橋面には、起点～中央部まで流水跡があるが、第2径間は流水跡や高欄の異常は無い。このことから、第1径間の橋面の流水跡は、A1橋台が傾斜沈下した後に付いたものと考えられる。A1橋台上流側、P1橋脚上流側には流木が引っかかっていた。千呂露橋の右岸側上流側に神社があるが、右岸側の河岸侵食の境界に位置し、基礎が一部洗掘し、周辺にはシルト質の土が堆積していた(写真-3.3.5)。また、基礎部分や看板の柱に、地表から20cm程度の位置に洪水の痕跡が確認できる(写真-3.3.6)。



写真-3.3.1 上空写真（平成 28 年 8 月 23 日撮影 北海道開発局提供）



写真-3.3.2 右岸側上流側より撮影



写真-3.3.3 右岸側より撮影



写真-3.3.4 右岸側より撮影



写真-3.3.5 右岸側上流側の千栄神社基礎洗掘状況



写真-3.3.6 右岸側上流側の千栄神社看板周辺の増水状況

1) 滯筋の変遷

航空写真より滯筋の変遷を示す (写真-3.3.7)。

昭和 23 年の写真では橋梁上流側で河川が右岸側に湾曲していることが確認できる。今回の大規模な洪水でも、右岸側が水衝部となり河岸侵食に至ったと考えられる。



写真-3.3.7 滞筋の変遷（国土地理院 地図・空中写真閲覧サービスの空中写真を加工）

3.4 小林橋

小林橋は十勝川水系小林川を渡河する橋梁であり、橋長 37.6m の 3 径間単純プレテン床版橋であり、昭和 38 年に供用されている。

下部構造は A1、A2 とともに逆 T 式橋台、P1、P2 橋脚ともに壁式橋脚（RC）となっており、基礎は橋台、橋脚ともに直接基礎である。

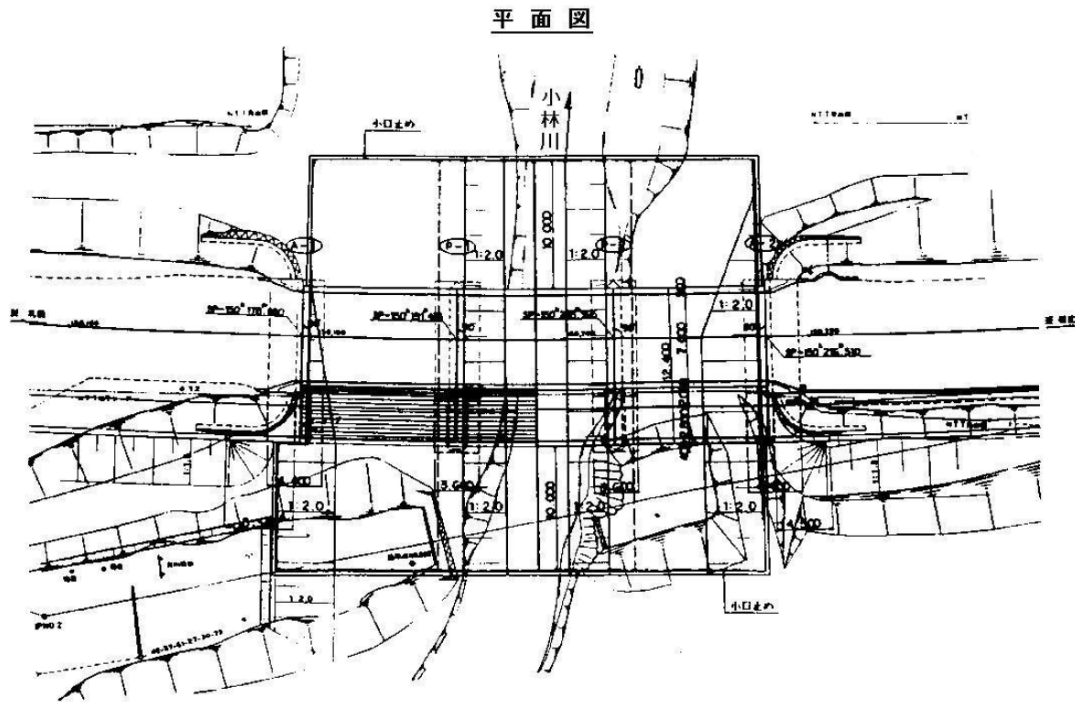


図-3.4.1 小林橋 平面図

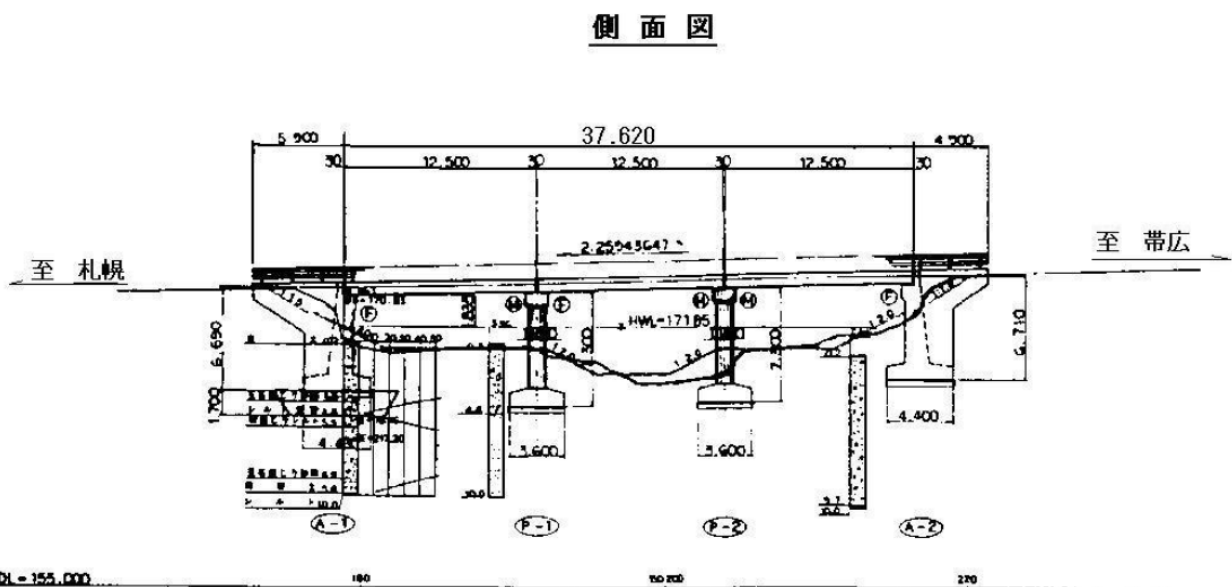


図-3.4.2 小林橋 側面図

表-3.4.1 小林橋 諸元表

上部構造形式	単純プレテン床版
下部構造形式	逆T式橋台 (A1、A2) 壁式橋脚 (RC) (P1、P2)
基礎形式	直接基礎
橋長	37.6m
供用開始年	1963年
活荷重・等級	TL-20・1等橋
適用示方書	昭和31年鋼道路橋設計示方書

9月1日に現地調査した際は右岸側からのみ調査を実施した。A1橋台は洗掘により沈下し、上流側に傾斜している状況であり、それに伴い第1径間の上部構造落下、A1橋台背面土が上下流の広範囲にわたり流失している状況であった(写真-3.4.1~3.4.3)。左岸側のA1橋台背面土は80m程度流失したことが確認できる(写真-3.4.1)。

A1橋台の上流側ウイングは下流方向へ折れ曲がっている(写真-3.4.3)。また、橋梁上流側には流木がA1橋台からA2橋台間を塞ぐように堆積している(写真-3.4.1、3.4.4)。第一径間はほぼ閉塞していることがわかる(写真-3.4.5)。なお、ウイングの取り付け部の破壊状況については、近づけなかったために確認できなかった。

上部構造では、舗装面にP1橋脚上では横断方向、P2橋脚上では横断方向、第2径間では縦断方向にそれぞれひびわれが発生している(写真-3.4.6)。橋脚の沓座構造が車道部と比較して歩道部は拡幅されていること、A1橋台の上流側ウイングが2つあることから(写真-3.4.3)、後施工により拡幅されたと考えられ、上部構造の境界で横連結がされていない、あるいは十分に連結されていない可能性があるため、縦断方向のひびわれが顕著に表れた可能性が考えられる(写真-3.4.7)。

小林川は、小林橋の直上流部でS字湾曲しており、水衝部となる左岸側で大規模な河岸侵食が発生したと推測される(図-3.4.3)。左岸側の河岸高が右岸側より低く浸水しやすかったこと、右岸側に流木が堆積し水位が堰き上げられたことも、左岸側の河岸侵食を助長した可能性がある。



写真-3.4.1 上空写真（北海道開発局提供）



写真-3.4.2 A1 橋台背面土流失状況



写真-3.4.3 A1 橋台傾斜沈下状況



写真-3.4.4 橋梁上流側の流木堆積状況



写真-3.4.5 第1径間の状況（下流側より撮影）

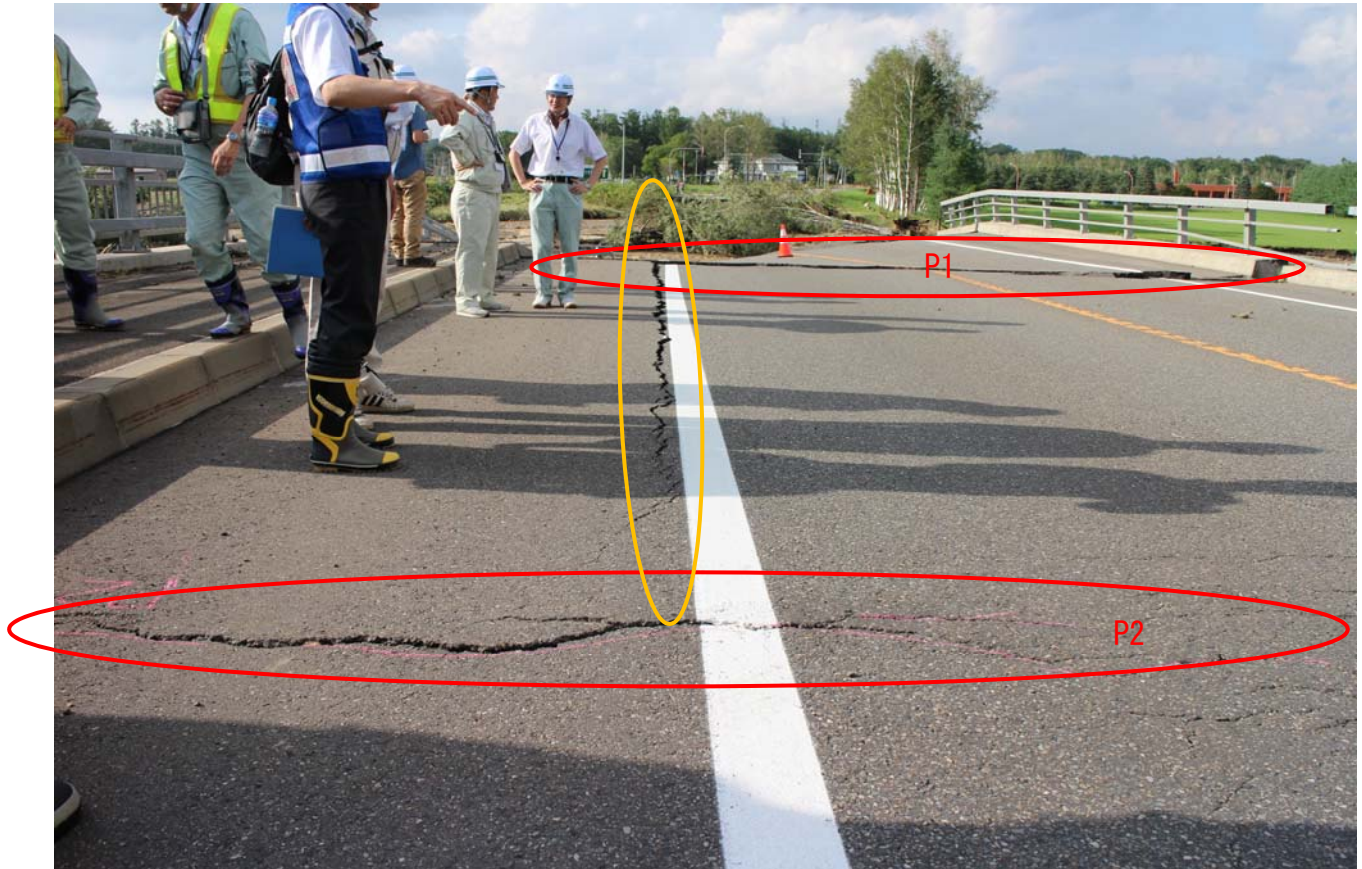


写真-3.4.6 路面状況（A2橋台付近より撮影）



写真-3.4.7 P1橋脚の状況（P2側から撮影）

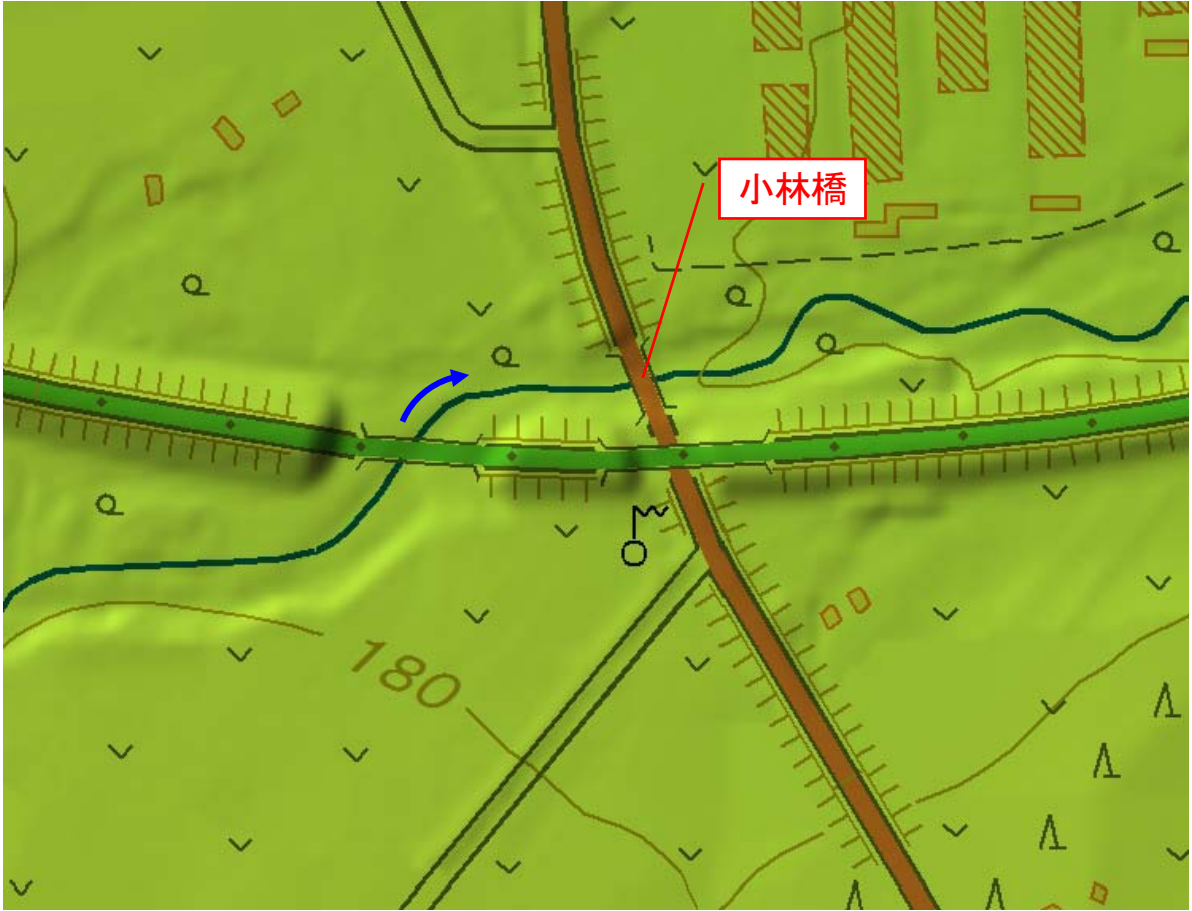


図-3.4.3 色別標高図（電子国土WEBを加工）

3.5 清見橋

清見橋は十勝川水系ペケレベツ川を渡河する橋梁であり、橋長 37.6mの 3 径間単純プレテン床版橋であり、昭和 38 年に供用されている。

下部構造は A1、A2 とともに逆T式橋台、P1、P2 橋脚ともに壁式橋脚（RC）となっており、基礎は橋台、橋脚ともに直接基礎である。

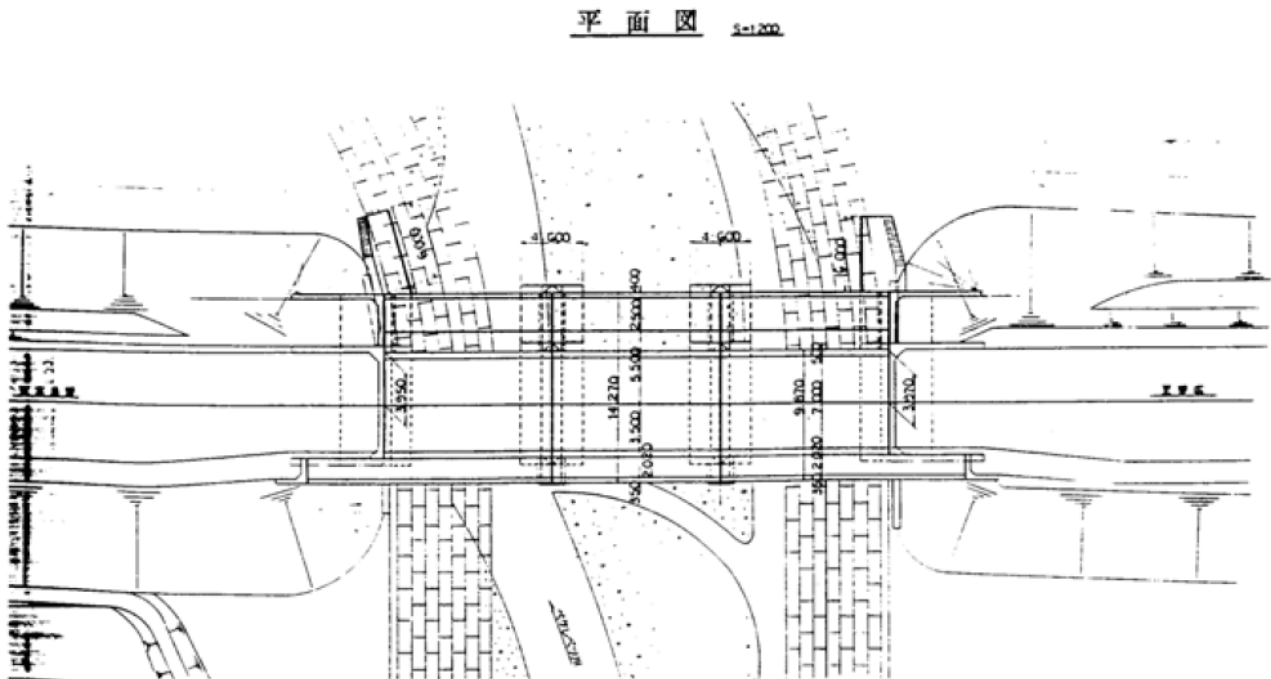


図-3.5.1 清見橋 平面図

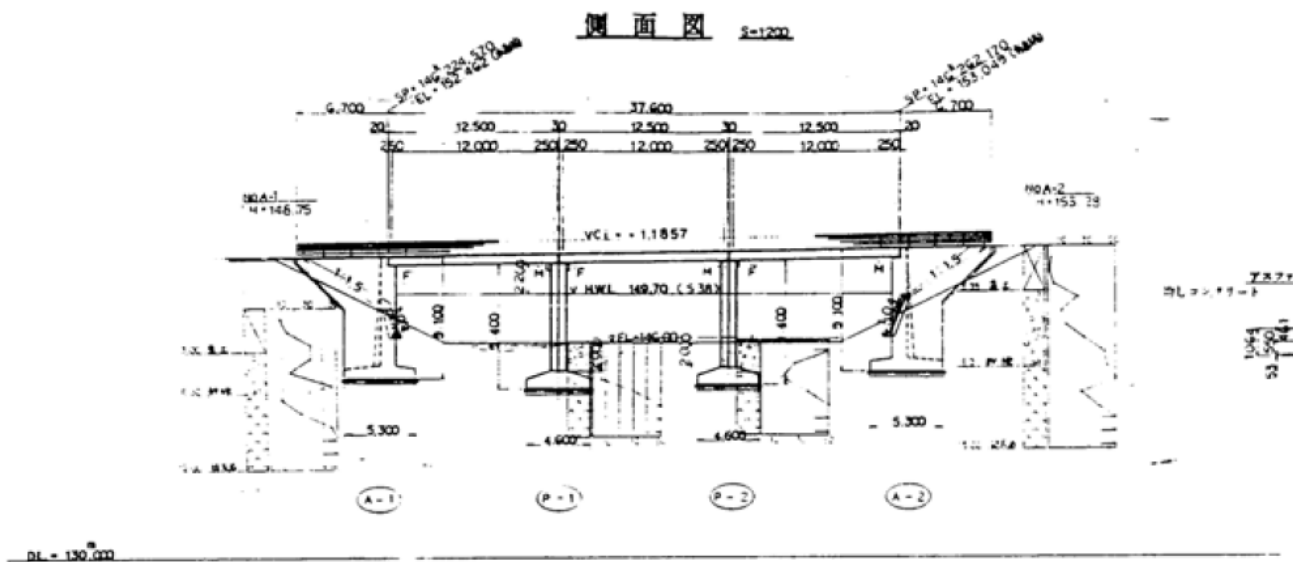


図-3.5.2 清見橋 側面図

表-3.5.1 清見橋 諸元表

上部構造形式	単純プレテン床版
下部構造形式	逆T式橋台 (A1、A2) 壁式橋脚 (RC) (P1、P2)
基礎形式	直接基礎
橋長	37.6m
供用開始年	1963年
活荷重・等級	TL-20・1等橋
適用示方書	昭和31年鋼道路橋設計示方書

9月1日に現地調査を実施した際、清見橋はA1橋台背面土が流失している状況であった(写真-3.5.1~3.5.3)。現地調査は左岸側(A1側)からのみ実施している。目視では越流した痕跡は認められず、また橋台に目立った傾斜及び沈下は認められなかった。

上流側歩道部は張出し構造であるが、A1橋台において支持部材が損傷、流失し、上部構造が傾斜している(写真-3.5.3)。車道部の高欄には目立った変状は認められない。

P2付近上流側には流木が多く残存しており、第2、第3径間はほぼ閉塞されている(写真-3.5.3、3.5.4)。

A1橋台上流側は河岸が大きく侵食し(写真-3.5.4、3.5.5)、橋台背面上流側盛土が一部侵食され、ガードパイプの基礎が露出及び沈下している(写真-3.5.6)。この上流側左岸侵食やA1橋台背面土流失の原因として、上流側の河道変化が発生し左岸側に主流が変わったことや、流木に伴う河道閉塞によるせき上げの影響が考えられる。



写真-3.5.1 上空写真(北海道開発局提供)



写真-3.5.2 A1 橋台状況（左岸側より撮影）



写真-3.5.3 A1 橋台状況（左岸側より撮影）



写真-3.5.4 上空写真（北海道開発局提供）



写真-3.5.5 上流側侵食状況（左岸側より撮影）



基礎が露出及び沈下した
ガードパイプ

写真-3.5.6 橋台背面盛土侵食状況

3.6 まとめ

調査を行った橋の被災形態は従前の洪水による橋の被災でもみられたものではあるが、河岸侵食により橋台背面部が広範囲にわたって流出した事例が多いことは今回の被災の大きな特徴といえる。今回の被災を踏まえると、特に道路の機能を早期に確保することが求められる路線では、水衝部付近を避けるなどの架橋位置に関する計画での配慮や橋本体の洗掘対策を行うことに加え、これに接続する橋台背面の一定範囲についても必要に応じて流水に伴う土砂流出防止対策を行ったり、さらに河岸侵食を最小限にとどめられるよう河川整備と連携を行うなど、包括的な対策の検討が必要となることを示唆していると考えられる。

4. 河道の流下能力を上回る洪水時に生じた橋台周辺の被災機構

本章では、橋台、橋脚、床版を「橋梁本体」と呼び、橋台、橋脚、床版以外も含む全ての上部構造、下部構造、上下部接続部、及び橋台背面アプローチ部を総称して「橋梁」と呼ぶ。

表-1.1 からもわかるように、調査対象とした橋梁被災の共通的特徴として、橋台及びその周辺の損傷が挙げられる。また、これらの被災は、河道の流下能力を上回る洪水規模において生じたことも共通事項として挙げられる。上記のような規模の洪水によって橋梁本体が被災した場合、交通ネットワーク自体の復旧に長い期間を要することにより、被災地域においては洪水による直接的影響のみならず、地域社会の営みへの影響が中長期的に続くことも懸念され、これらの影響を可能な限り小さくするための対策が求められる。このうち、河道の流下能力を大きく上回る洪水が生じた場合、橋梁の被災が一定程度生じることをやむを得ないものとし、「橋梁の壊れ方を一定程度制御」することにより、被災後の施設復旧を短期間で完了させ、さらには地域社会の復旧対応のより迅速な開始を実現するための戦略も、今後の選択肢となり得ると考えられる。このような対策技術を得るためにはまず、洪水中の河道変化に応じ、橋梁周りで生じる局所的な変化の過程を把握する必要がある。しかし、橋台及びその周辺の被災パターンについては、河床洗掘等に伴い発生する橋脚の損傷に比べ知見が少ない現状にある。そこで本章では、上述した戦略を念頭に、調査事例とした5橋梁の被災実態の整理及び移動床模型実験を行い、橋台及びその周辺の被災に至る過程と、その発生要因となる移動床の水理現象の把握を試みた。

4.1 調査対象とした橋梁の被災実態の整理

調査対象とした橋梁の橋台周辺に関する被災実態及び橋台の構造、橋台設置当時の河床形状と橋台基礎高との関係を、表-4.1.1 に示す。表中、埋戻し量（橋台基礎高から橋台近傍の地盤高までの差分）については、各橋梁の設置当時あるいは過去の復旧当時の側面図に記載された河床横断形状をもとに読み取った。表-4.1.1 から得られた知見を以下に示す。なお、表-4.1.1 に示すとおり、調査対象である橋梁の橋台基礎形式は全て直接基礎であることを踏まえ、これ以降に用いる橋台基礎高は、フーチング下面高を示す。また、3.4節（小林橋）において、流木による水位せき上げが河岸侵食を助長した可能性が指摘されているが、対象とした5橋梁すべてに共通したものではない。このことを踏まえ、流木堆積は必ずしも河岸侵食の主要因ではないと考え、以下の考察の対象外とした。

- 1) 対象とする橋台の基礎形式は全て直接基礎であった（共通事項）。
- 2) 橋台の変位がない橋梁には、背面盛土の上流側が一部侵食されていた橋梁（高原大橋）と、下流まで侵食が到達し流路が形成されていた橋梁（清見橋）があった。これより、背面盛土は上流側から下流方向に侵食が進行し、盛土下流端への到達により、橋台背面に流路が形成されるものと考えられる。

- 3) 橋台が沈下・傾斜した橋梁においては、出水後の背面盛土は上流から下流まで侵食されており、橋台背面に流路が形成されていた（九線橋、千呂露橋、小林橋）。
- 4) 出水前に橋台前面（河道中央側）に位置していた河岸が、出水後には橋台裏側（堤内地側）へ大きく侵食されていた（九線橋、千呂露橋、小林橋、清見橋）。但し、侵食の進行が途中で止まり、橋台背面に流路が形成されなかった橋梁においては、橋台上流側の河岸が優位に侵食されていた（高原大橋）。
- 5) 橋台が沈下・傾斜した後に橋台上の路面を越流したことがあったものの（千呂露橋）、橋台上の路面を越流するような水位が生じなくても、橋台及びその周辺が損傷する場面があった（九線橋、小林橋）。
- 6) **写真-3.4.1** 及び**写真-3.4.2** からわかるように、小林橋では橋脚付近の路面の亀裂幅が広がっており、沈下・傾斜した橋台は、横断方向に元の河道方向とは逆となる堤内地方向に傾斜していることが推察される。従って、橋台が河道方向に沈下・傾斜後に、洪水流が通過するような橋台・背面盛土間の小さな空隙が形成されなくとも、橋台背後に流路が形成され、場合によっては橋台が沈下・傾斜に至る場合がある。
- 7) 上記1)～6) より、調査対象とした5橋梁における橋台及びその周辺の損傷は主に、河岸侵食に起因する橋台近傍の河床高（地盤高）低下によるものであることが有力視される。また、橋梁及び背面盛土等が水没するほどの水位でなくても、この被災パターンが生じることを示している。

表-4.1.1 橋台周辺の被災実態及び橋台と河床形状との関係

	高原大橋	九線橋	千呂露橋	小林橋	清見橋
橋台の変位状況	変位なし	上流側へ沈下・傾斜	下流側へ沈下・傾斜	上流側へ沈下・傾斜	変位なし
橋台背面盛土の侵食状況	上流側のみ侵食	上流から下流まで侵食し、橋台背面に流路形成	上流から下流まで侵食し、橋台背面に流路形成	上流から下流まで侵食し、橋台背面に流路形成	上流から下流まで侵食し、橋台背面に流路形成
橋台越流の有無	越流なし (写真より判読)	越流なし	橋台沈下後に越流 (写真より判読)	越流なし (写真より判読)	越流なし
橋台基礎形式	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎
埋戻し量(基礎高から地盤高までの差分を測)	3~4.5m	3~3.7m	5m	3.2~4.6m	3.7~6m

4.2 基本的な被災機構把握のための移動床模型実験

河川の施設能力を上回る洪水によって生じた、橋台及びその周辺の損傷に関する基本的な被災メカニズムを把握することを目的とし、5つの調査事例のうち、九線橋（石狩川水系辺別川）を代表事例として選定し、移動床模型実験による現象の再現を試みた。

4.2.1 実験条件及び実験ケース

実験のモデルとした九線橋（石狩川水系辺別川）の、被災前航空写真を写真-4.2.1.1に示す。九線橋より上流約190mに床固工が設置されており、本実験ではこの地点を模型上流端とした。床固工から九線橋に向かって、右岸側が外岸となる湾曲部となっており、九線橋付近で河道法線の変曲点を迎え、直下流側で左岸側が水衝部となった後、直線河道となる。本実験ではこの直線河道部分を模型下流端とし、九線橋を中央付近とした延長430m程度の区間を対象とした。

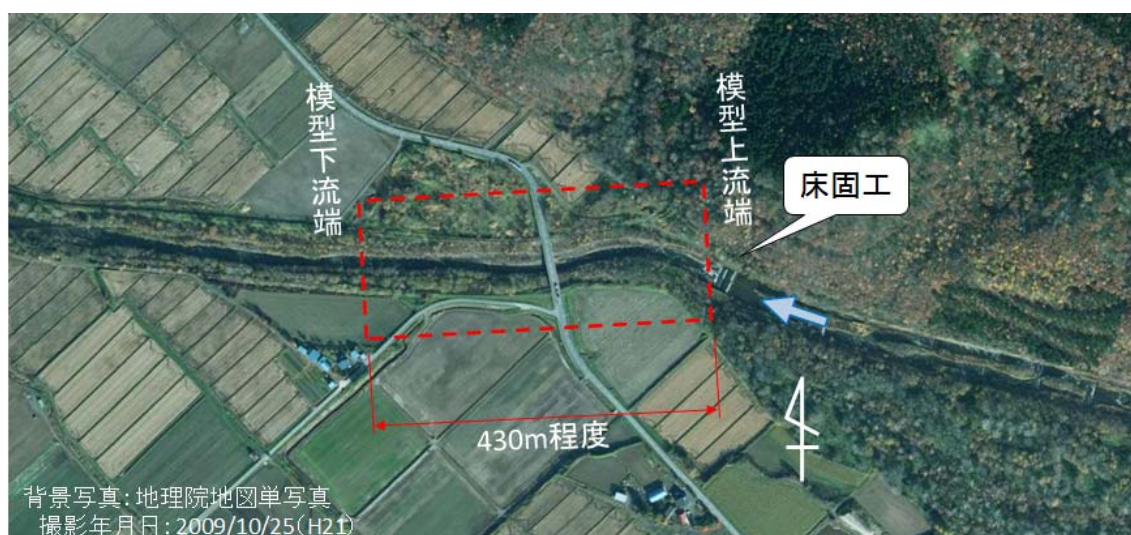


写真-4.2.1.1 九線橋周辺の航空写真と実験範囲

1) 実験条件

辺別川の河道情報を参考に、フルードの相似則を満足させ、模型縮尺を1/120に設定した。模型で設定した諸量を表-4.2.1.1に示す。実験条件のうち無次元掃流力： $\tau_* = U_*^2 / sgd$ 、水深粒径比： h/d 、河道幅水深比： B/h 、河床材料水中比重： s を実河川と合わせ、移動床の相似則を満足させた。ここに、 U_* ：摩擦速度、 g ：重力加速度、 ν ：動粘性係数である。なお、粒子レイノルズ数： $Re_* = U_* d / \nu$ が実河川と模型水路とで異なる。粒子レイノルズ数は実験条件でも十分大きく、小規模河床波発生による流れへの抵抗増が生じず、移動床の相似則を満たすものと考えた（第二義的な量）。

模型水路の横断形状は、辺別川の出水前河道の河床横断形状に基づき設定した。但し、

低水路部の河床は平坦とした。4.1に示したように、今回調査した橋台周辺の損傷事例は、河岸侵食に起因するものと推察される。通常、実河川では低水護岸が設置されていることが多いが、本実験では、河岸侵食を起点とした橋台周辺の損傷過程を確認するため、低水護岸に相当する模型は設置しない条件とした。言い換えれば、大きな外力により低水護岸が被災・流失した後の河道変化と、その変化が橋台周辺に影響を及ぼす過程を調べるものである。

2) 実験ケース

1) で設定した模型に、九線橋を模擬した橋梁本体（橋台、橋脚、床版）及び、橋台背面盛土を設置した。橋梁本体については、九線橋の形状を縮尺 1/120 で製作し、そのうち橋台及び床版の比重は現地と等しくした。本実験は、橋台及びその周辺の基本的な被災機構の把握が目的であることから、橋脚を固定し、河床洗掘等による変位が起こらないようにした。実験前の模型の概観を写真-4.2.1.2に示す。

実験ケースを以下に示す。いずれのケースも、水路上流端では無給砂条件とした。

①橋台変位ありケース

- ・縮尺 1/120 で製作した九線橋の橋台を設置し、河床高変化により橋台が変位し得る条件とした。
- ・橋台基礎高は、九線橋設計図を参考に設定した。

②橋台変位なしケース

- ・橋台を鉛直下向きに伸ばし、水路床に固定することにより、河床高変化により橋台が変位しない条件とした。

表-4.2.1.1 設定した実験模型の諸量

項目	条件	現況値 (辺別川)	実験模型 縮尺：1/120
	河道延長	L (m)	430
河道幅	B (m)	12	0.10
河床材料粒径	d (mm)	130 (d_{60})	1.1 (一様)
土粒子水中比重	s	1.65	1.65
河床縦断勾配	I	1/60	1/60
流量	Q (m ³ /s)	350	0.0022
水深	h (m)	3.8	0.032
無次元掃流力	τ^*	0.30	0.30
水深粒径比	h/d	29	29
川幅水深比	B/h	3.16	3.13
粒子レイノルズ数	Re^*	101403	77.1



i) 全景



ii) 設置した橋梁と背面盛土



iii) 右岸側橋台（左岸上流より臨む）



iv) 右岸側橋台（左岸下流より臨む）

写真-4.2.1.2 模型の概観（実験前）

4.2.2 実験結果 ～①：橋台変位ありケース～

通水後の右岸側橋台周辺の状態を写真-4.2.2.1～写真-4.2.2.4 に示す。それぞれの写真を、出水後の九線橋（辺別川）周辺の航空写真等と比較した結果、右岸側の橋台及び床版の沈下・傾斜の状況や、河岸侵食後の河道形状について、実際の状況を極めて良く再現できていることがわかる。従って、本実験ケースでの河道及び橋台周辺の変化過程を調べることで、基本的な被災メカニズムが把握できる可能性が大きい。



写真-3.2.1 上空写真（美瑛町提供）（再掲）



写真-4.2.2.1 通水後の状況（下流より上流方向を臨む）



写真-3. 2. 2 上空写真（美瑛町提供）（再掲）

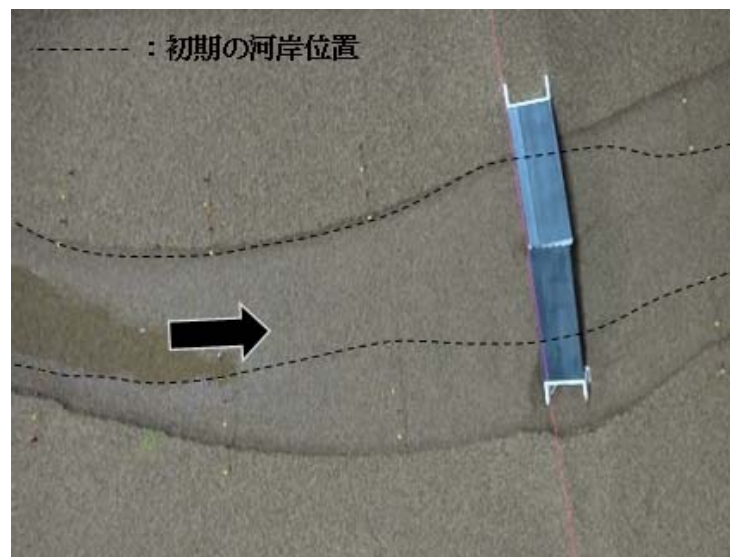


写真-4. 2. 2. 2 通水後の状況（上空より臨む）



写真-3. 2. 3 A1 橋台の状況（再掲）



写真-4. 2. 2. 3 通水後の状況（右岸より左岸方向を臨む）



写真-3.2.4 第1径間上部構造の状況（再掲）



写真-4.2.2.4 通水後の状況（左岸より右岸方向を臨む）

河床高の時間変化及び、右岸側橋台周辺被災に関する事象を図-4.2.2.1に、それぞれの計測位置を図-4.2.2.2に示す。橋台上流面地点における河床高に着目する。通水開始後5分から15分の間に、「橋台上流面河床高の低下速度がまず増大し、時間経過とともに小さくなった後に河床高が上がる時間帯」が、大きく分けて4つあることがわかる。これに、橋台上流面の河床高が変化しない実験初期の時間帯を加え、以下のように呼ぶこととする。

- ・フェーズ A1 (通水開始後 0~5分)
- ・フェーズ B1 (通水開始後 5~7.5分)
- ・フェーズ C1 (通水開始後 7.5~10.5分)
- ・フェーズ D1 (通水開始後 10.5~13.5分)

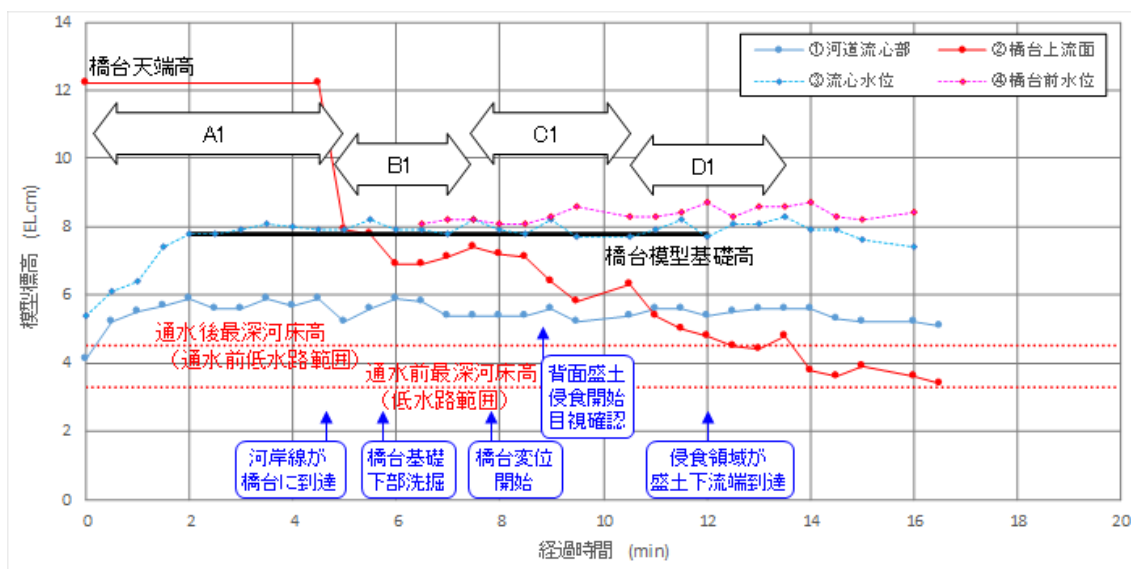


図-4.2.2.1 橋台周辺及び河道流心部の河床高・水位時間変化（橋台変位ありケース）

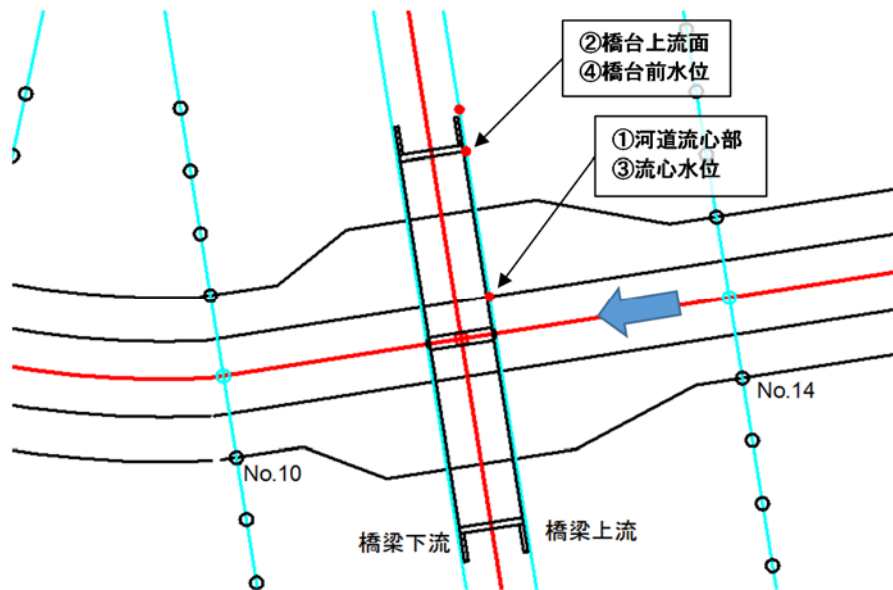


図-4.2.2.2 河床高及び水位の計測位置（橋台変位ありケース）

以下に、各時間の主な河道変化や流況と、橋台周辺の河床高変化の関係を考察する。

1) フェーズ A1 での変化 (0～5 分)

水衝部となる橋梁上流右岸側、橋梁下流左岸側において、河岸侵食が進行した（図-4.2.2.3(a) : 3.5 分）。その後も河岸侵食が進行し、右岸側橋台上流側へ河岸が到達した（図-4.2.2.3(b) : 5.0 分）。河岸が橋台に到達したことにより、橋台上流面付近の河床高が、橋台基礎高と同程度まで低下した（図-4.2.2.1）。

2) フェーズ B1 での変化 (5～7.5 分)

河岸侵食の進行に伴い、露出する橋台の横断方向幅が増大するとともに、橋台基礎下部のうち上流側が洗掘され、空隙が生じた状態となった（図-4.2.2.3(c) : 6.5 分）。その後も河岸侵食が進行し、橋台下部における洗掘領域の増大が継続した（図-4.2.2.3(d) : 7.5 分）。

3) フェーズ C1 での変化 (7.5～10.5 分)

通水開始後 7.5 分過ぎに、橋台の微小な変位が確認された。その後も河岸侵食の進行とともに、橋台は上流側への変位を続け、明らかに橋台が変位したことが確認できたと同時に、橋台背面盛土の露出が目視で確認された（図-4.2.2.3(e) : 9.5 分）。この時、既に橋台背面盛土部に大きな空洞が形成されていた（図-4.2.2.3(e) : 9.5 分）。空洞内に投入された染料は、橋台下流側基礎の下部から河道へ流出した。図-4.2.2.1 より、橋台下部における洗掘領域が増大していったフェーズ B1 の段階から、橋台上流面河床高が橋台基礎高を下回っていることがわかる。このことから、橋台背面盛土が橋台基礎の下部から吸出され始め、既に背面盛土内で空洞が形成されていたものと考えられる。な

お、通水開始後 10.5 分で橋台上流面河床が高くなったが、これは、直前に橋台上流面付近の河岸が大きく崩落し、一時的に土砂供給が大きくなったためと考えられる (図-4.2.2.3(f) : 10.5 分)。

4) フェーズ D1 での変化 (10.5~13.5 分)

橋台は沈下及び上流側への傾斜が進行し、橋台ウイングが水没し始めた (図-4.2.2.3(g) : 11.0 分)。これより少し前の通水開始後 9.5 分以降に、橋台上流面での水位が、河道流心部水位より高くなっていることがわかる (図-4.2.2.1)。これは、流れが橋台上流面に水衝し、動圧が発生したためである。この場合、橋台上流面へ流下方向に水衝した流れが、鉛直方向に向きを変化させることがわかっており、鉛直下向きの流れ発生によって橋台上流面付近の河床洗掘を進行させたものと考えられる。橋台の変位及び背面盛土部の侵食が進行し、侵食域が背面盛土部下流端に到達した (図-4.2.2.3(h) : 12.0 分)。その結果、橋台背面上流側から流入した洪水流が、橋台背面下流側を通過し始めた。

以上の考察から、対象とした橋台被災パターンは、井上ら⁵⁾が指摘するように、大規模な河岸侵食に起因するものであり、橋台基礎高と、河岸侵食の進行に伴い低下する橋台周辺河床高の高低関係から橋台の沈下・傾斜の有無が決まり、周辺河床高は河岸侵食の進行に伴って低下していくことがわかる。

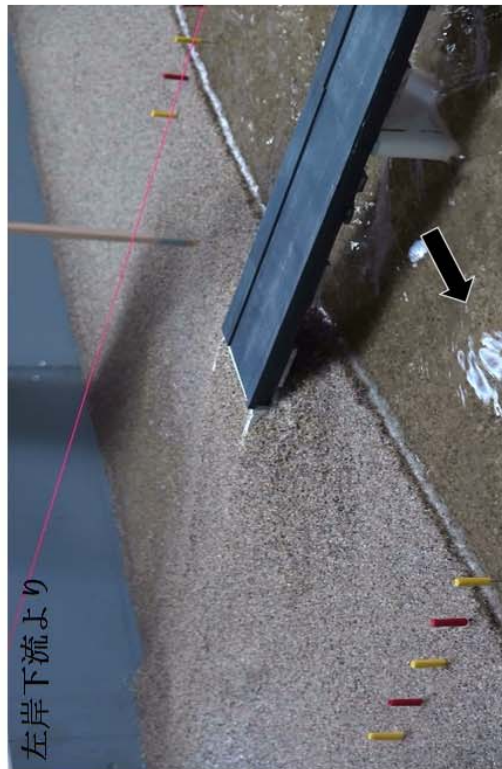
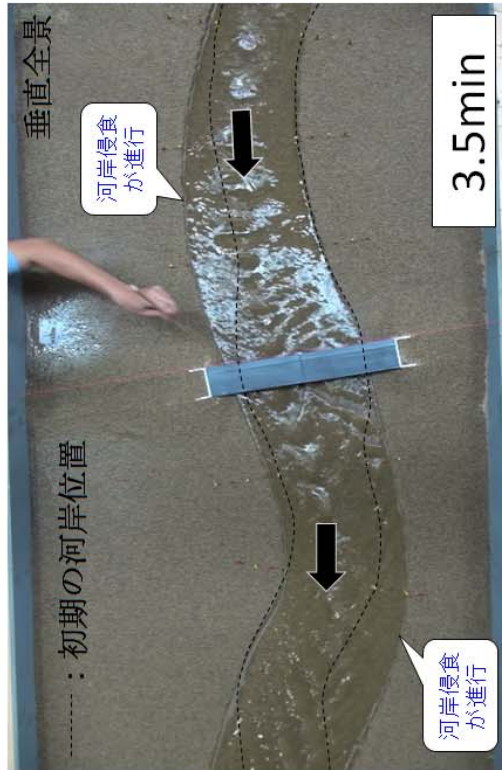
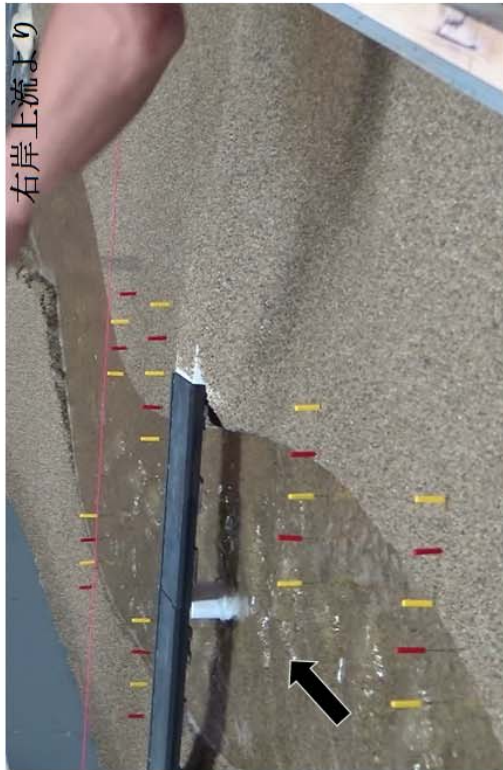


図-4.2.2.3(a) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化 (通水開始後3.5分)

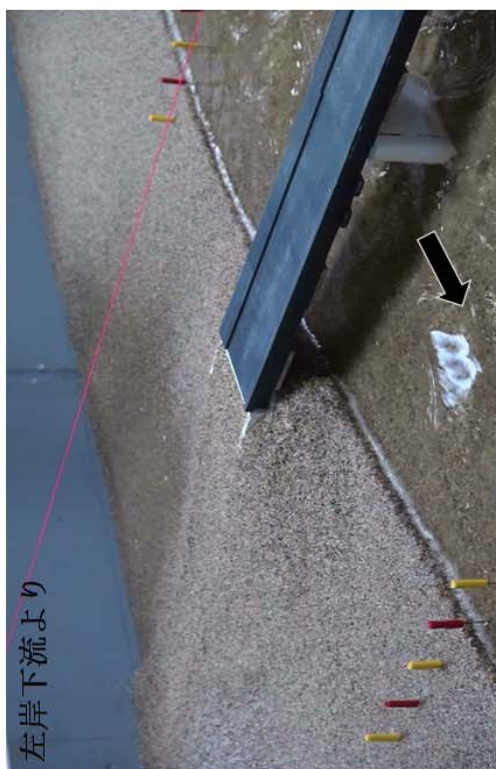
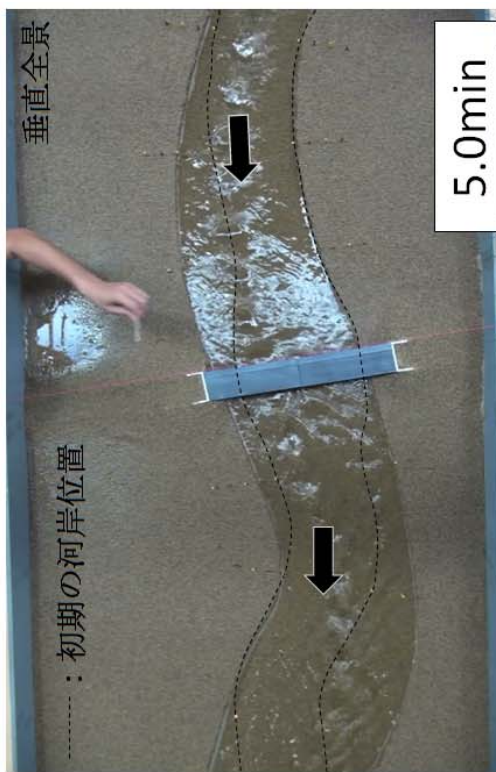


図-4.2.2.3(b) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化（通水開始後5分）

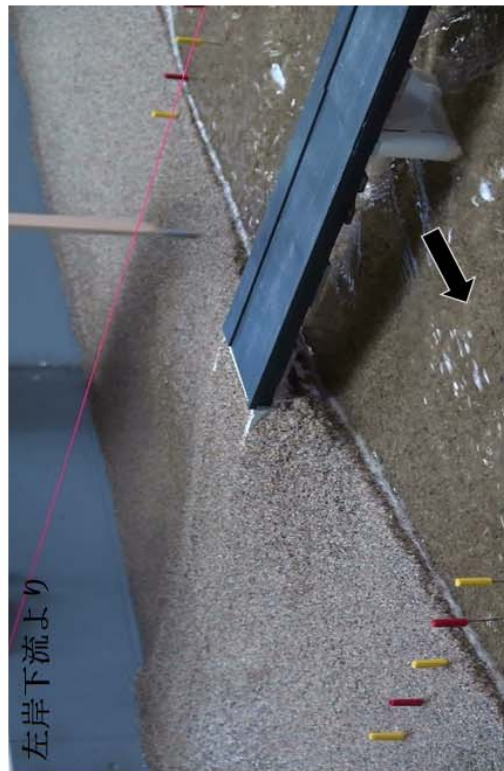
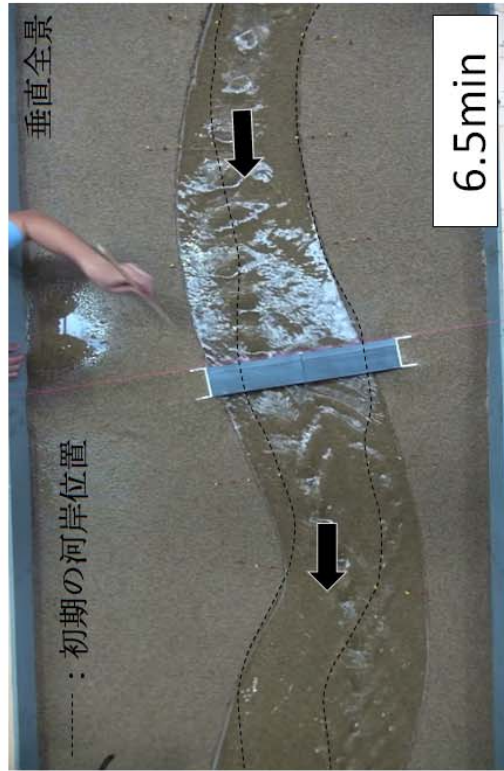


図-4.2.2.3(c) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化 (通水開始後 6.5分)

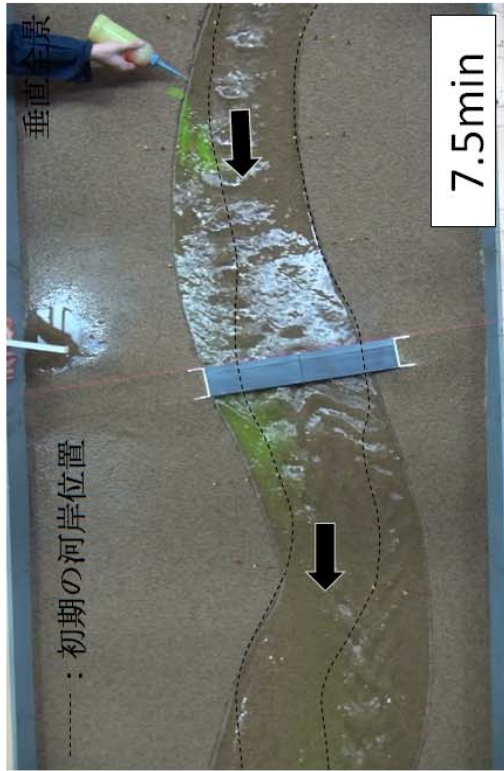


図-4.2.2.3 (d) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化 (通水開始後 7.5 分)

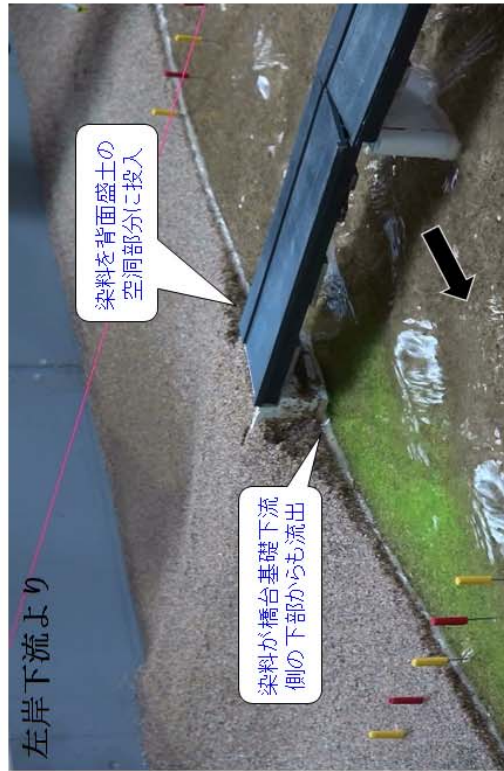
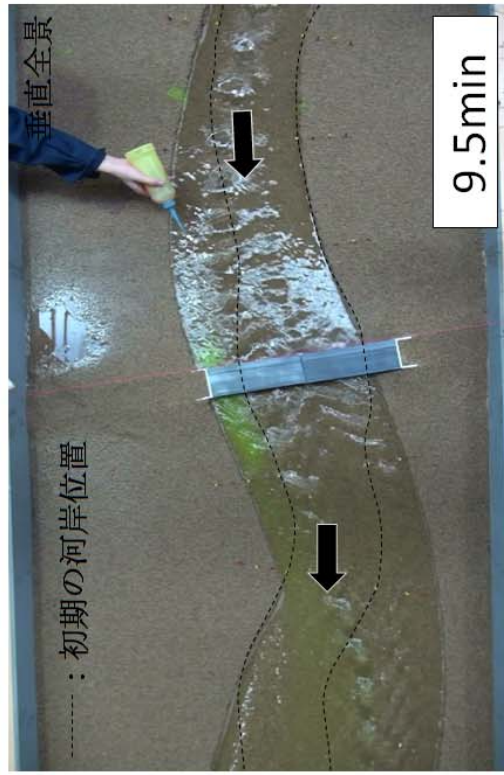


図-4.2.2.3(e) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化（通水開始後9.5分）

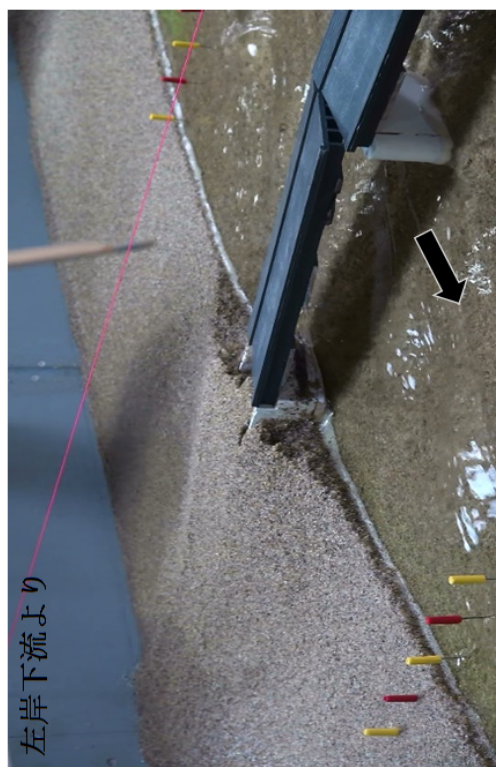
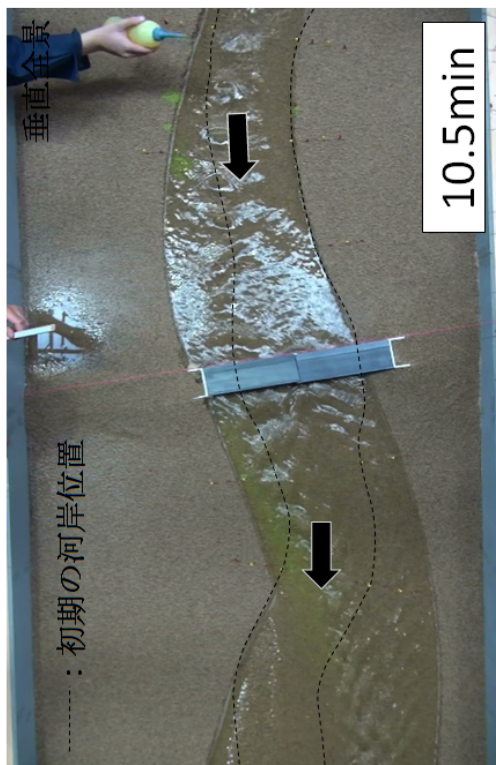


図-4.2.2.3(f) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化（通水開始後10.5分）

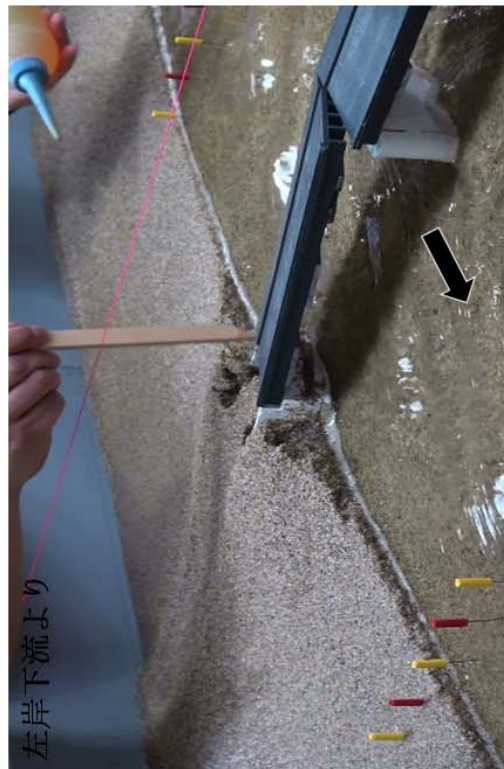
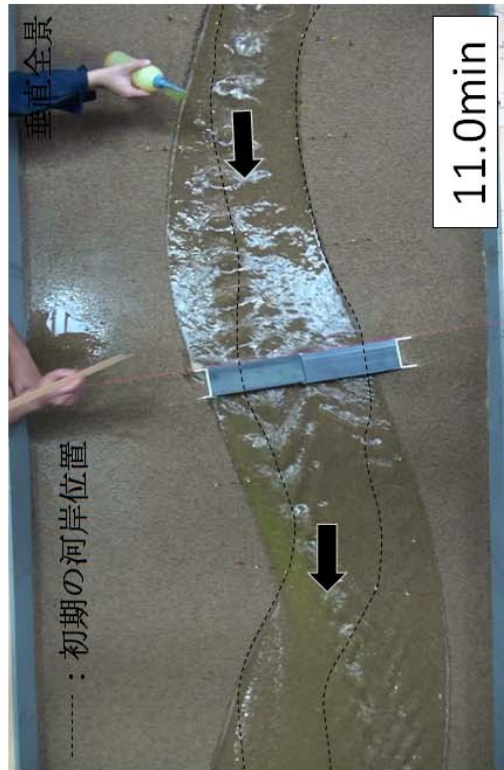


図-4.2.2.3(g) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化（通水開始後11分）

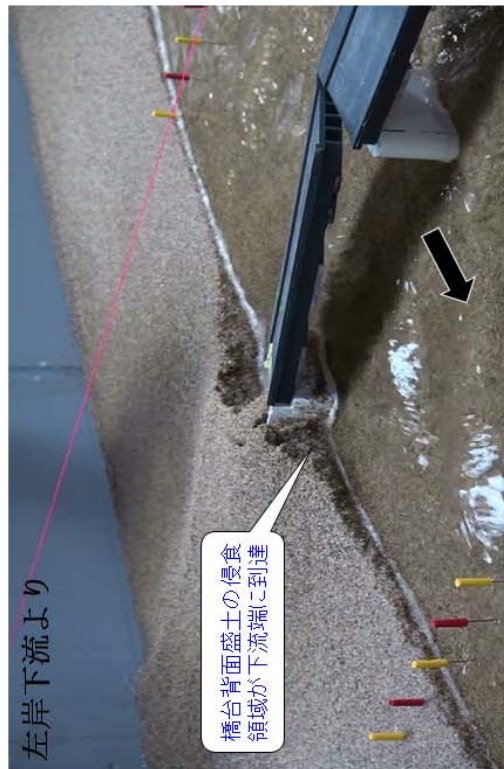
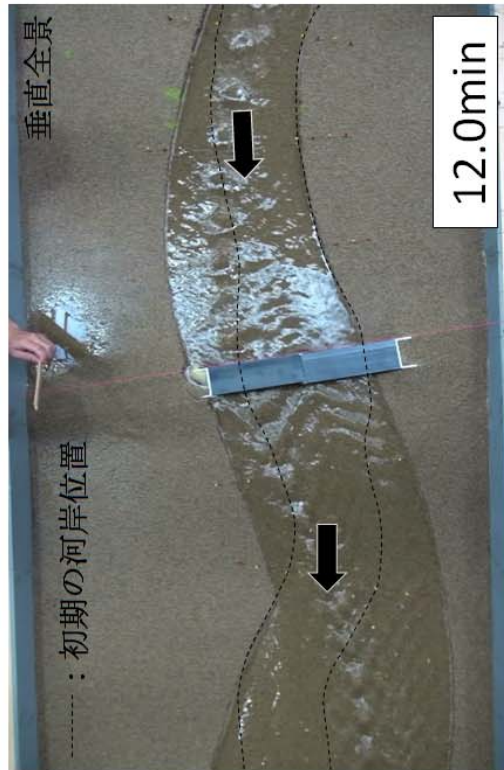


図-4.2.2.3(h) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化（通水開始後12分）

4.2.3 実験結果 ～②：橋台変位なしケース～

章冒頭で示した狙いは、河川の流下能力を大きく上回る洪水が生じた場合、橋梁の被災が一定程度生じることをやむを得ないものとし、「橋梁の壊れ方を一定程度制御」することである。そのため、最低限、橋梁本体である橋台の沈下・傾斜を食い止めるための基礎情報として、河岸侵食の進行に伴う橋台周辺河床高の低下過程を把握する必要がある。そこで、橋台変位なしケース（橋台を鉛直下向きに伸ばし、水路床に固定することにより、河床高変化により橋台が変位しない条件）での実験を行った。

河床高の時間変化及び、右岸側橋台周辺被災に関する事象を図-4.2.3.1に、それぞれの計測位置を図-4.2.3.2に示す。橋台上流面地点における河床高に着目する。通水開始後4.5分から13分の間に、「橋台上流面河床高の低下速度がまず大きくなり、その後時間経過とともに小さくなっていく時間帯」が、大きく分けて4つあることがわかる。これに、橋台上流面の河床高が変化しない実験初期の時間帯を加え、以下のように呼ぶこととする。

- ・フェーズ A2（通水開始後 0～4.5 分）
- ・フェーズ B2（通水開始後 4.5～7.5 分）
- ・フェーズ C2（通水開始後 7.5～8.5 分）
- ・フェーズ D2（通水開始後 8.5～10 分）
- ・フェーズ E2（通水開始後 10～13 分）

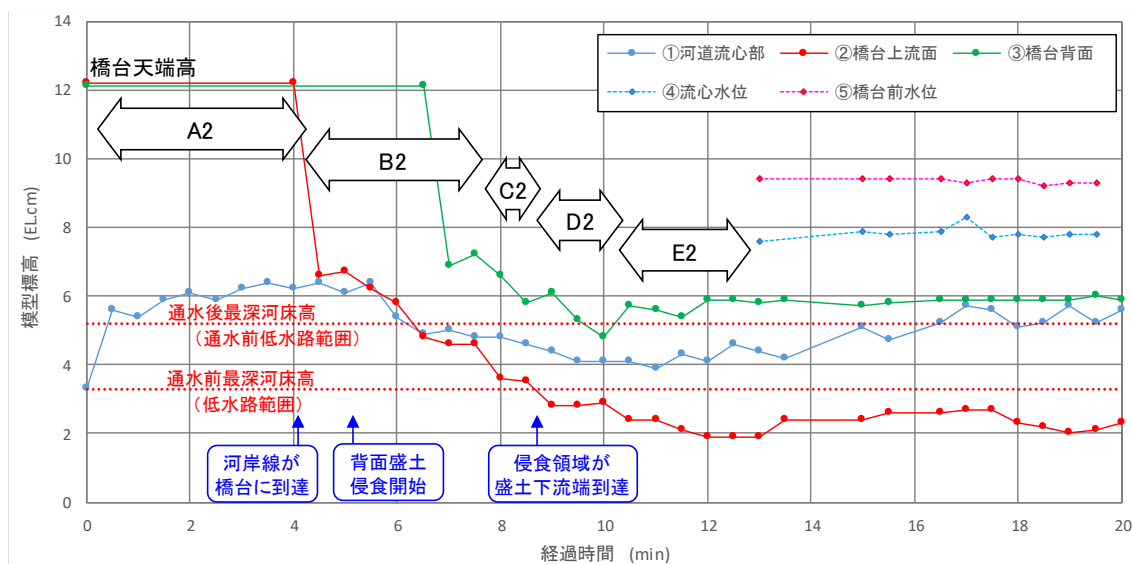


図-4.2.3.1 橋台周辺及び河道流心部の河床高・水位時間変化（橋台変位なしケース）

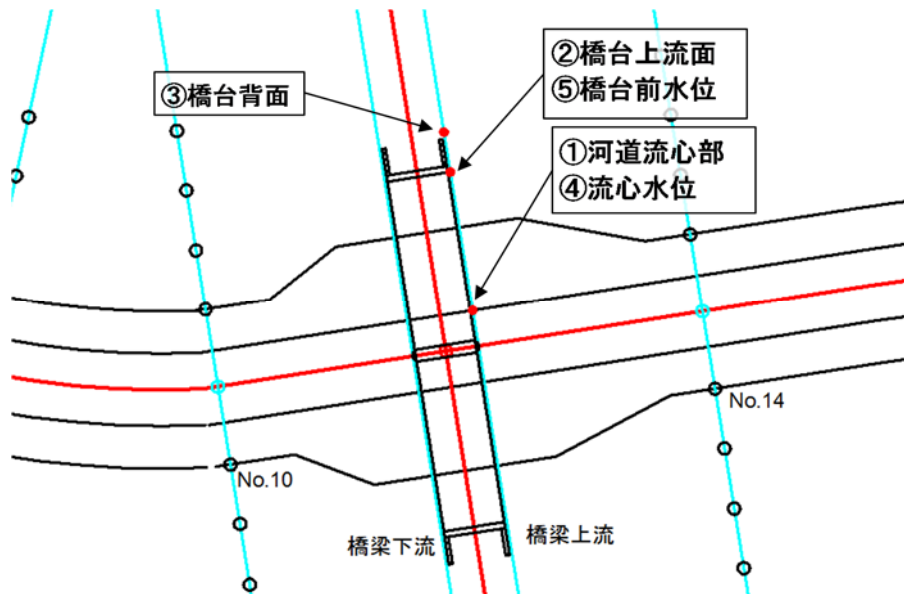


図-4.2.3.2 河床高及び水位の計測位置（橋台変位なしケース）

以下に、各モードの主な河道変化や流況と、橋台周辺の河床高変化の関係を考察する。

1) フェーズ A2 での変化 (0~4.5 分)

水衝部となる橋梁上流右岸側、橋梁下流左岸側において、河岸侵食が進行していることが確認された（図-4.2.3.3(a) : 3.0 分）。その後も河岸侵食が進行し、右岸側橋台上流側へ河岸が到達した（図-4.2.3.3(b) : 4.5 分）。その結果、橋台前面上流端の河床高が急激に低下した。栗山ら⁶⁾や井上ら⁵⁾は、上流からの供給土砂量が多い場合に、砂州の形成等に伴って流心が移動し、河岸侵食が引き起こされることを数値解析的に調べた。本実験では、水路上流端において無給砂条件としたが、水路上流端付近の局所洗掘や、橋梁上流区間での河岸侵食により、下流への土砂供給が生じたため、これらの知見と同様に大きな河岸侵食が引き起こされたものと考えられる。

2) フェーズ B2 での変化 (4.5~7.5 分)

橋梁上流右岸側の河岸侵食の進行に伴い、橋台上流面の横断方向露出幅が増大していった。この時、上流から橋台上流面に向かう流れは、橋台前面上流端付近で河道方向に向きを変え、その後橋台前面（河道側）に回り込んでいた（図-4.2.3.3(c) : 5.5 分）。この過程において、橋台上流面では、特に河道に近い部分（橋台前面上流端付近）における河床の洗掘が進行した。この流況及び洗掘の特徴は、例えば音田ら⁷⁾が指摘する非越流・不透過型水制周りの流れ及び水制先端部の局所洗掘と良く似ており、これと同様の機構により、橋台前面上流側における河床低下が進行したものと考えられる。その後も橋梁上流右岸側の河岸侵食が進行し、橋台背面盛土の上流側部分に空洞ができ、洪水流が流入し始めた（図-4.2.3.3(d) : 7.5 分）。

3) フェーズ C2 での変化 (7.5~8.5 分)

侵食された河岸が橋台背面に到達し、背面盛土上流面の侵食が進行するとともに、背面盛土内部には空洞が形成され始め、盛土天端がオーバーハングの状態となった (図-4.2.3.3(d) : 7.5 分)。空洞部壁面の土砂は侵食後に空洞底面に堆積後、空洞内で生じた渦によって橋台上流側面付近を経由して河道側に流送されていた。露出した橋台上流面において、局所的に水位上昇が生じていることが確認された (図-4.2.3.3(d) : 7.5 分)。これは、流れが橋台上流面に水衝し、動圧が発生したためである。この場合、橋台上流面へ流下方向に水衝した流れが、鉛直方向に向きを変化させることがわかっており、フェーズ B2 で見られた水制周りの流れにこの鉛直方向の流れが加わり、橋台上流面付近の河床洗掘が進行したものと考えられる。橋台背面盛土の侵食・流出が進行し、侵食域が背面盛土下流端に到達し、橋台背面上流側から流入した洪水流が橋台背面下流側を通過し始めた (図-4.2.3.3(e) : 8.5 分)。

4) フェーズ D2 での変化 (8.5~10 分)

橋台背面を通過する流れが生じた後も、河岸侵食は進行を続け、橋台背面盛土の侵食幅増大に伴い、橋台背面側を通過する流速が徐々に大きくなっていくことが、目視により確認された (図-4.2.3.3(f) : 10 分)。前述の「3) フェーズ C2 での変化」及び、後述する「5) フェーズ E2 での変化」を踏まえると、フェーズ D2 は「フェーズ C2 からフェーズ E2 への遷移フェーズ」であると考えられる。

5) フェーズ E2 での変化 (10~13 分)

橋台背面盛土の横断方向侵食幅が十分に大きくなり、橋台の両側に速い流れが発生した (図-4.2.3.3(g) : 12.5 分)。この時の橋台上流面近傍の水位は、河道流心部水位に比べ有意に高くなっており、橋台上流面に動圧が働いていることがわかる (図-4.2.3.1 : 通水開始後 12.5 分以降)。すなわち、フェーズ E2 において、橋台周辺は、橋脚周りの流れ及びそれに伴う局所洗掘の発生と類似した機構として説明できるものと考えられる。なお、橋脚周りの局所洗掘については、例えば福岡ら⁸⁾などにより、多くの研究が蓄積され、洗掘深評価手法が数多く得られている。

以上の考察から、橋台上流側面付近の河床高低下には、次に示す 3 つのフェーズが存在し、大規模な河岸侵食という大きな平面スケールの変化の中で、局所スケールである橋台上流側面での河床低下がカスケード的に進行すると考えられる。

- i) 侵食された河岸が橋台に到達することにより、低水路河床高相当まで急激に低下するフェーズ (フェーズ A2)
- ii) 河岸侵食の進行に伴い橋台上流面の横断方向露出幅が増大し、橋台周辺が「非越流・不透過水制周りの流れ」で説明される流況に変化することで生じる、橋台前面上流端付近の河床洗掘フェーズ (フェーズ B2, C2)

- iii) 河岸がさらに侵食され、橋台背面においても速い流れが生じるようになった結果、橋台周辺が「橋脚周りの流れ」で説明される流況に変化することで生じる、橋台上流面付近の河床洗掘フェーズ（フェーズ D2, E2）

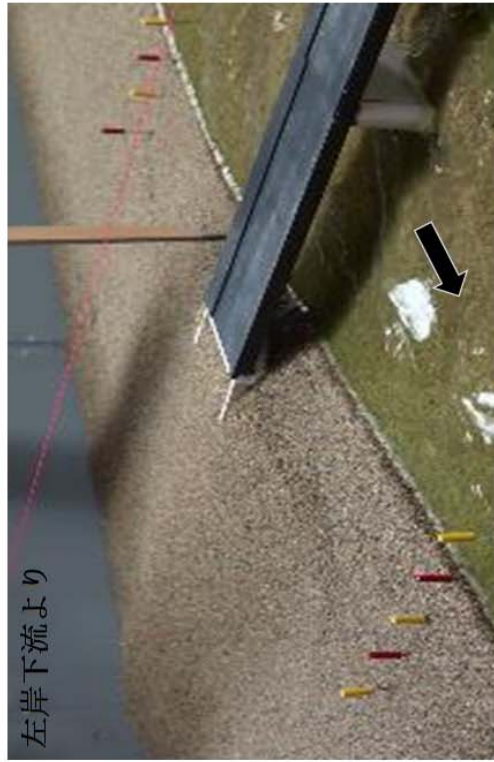
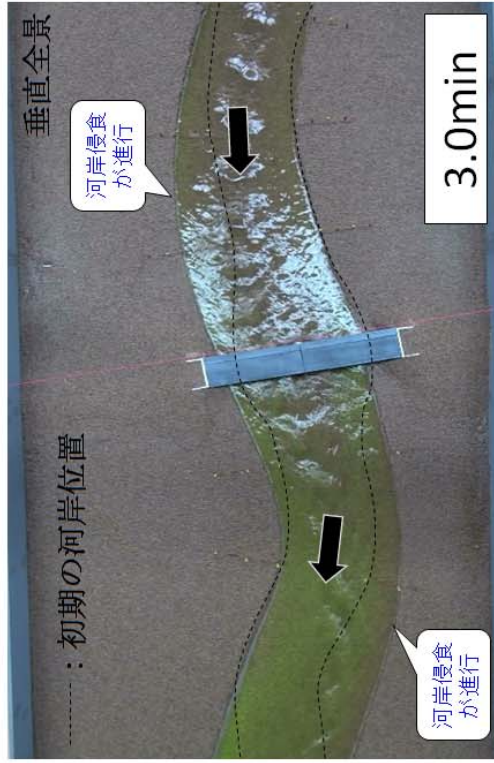
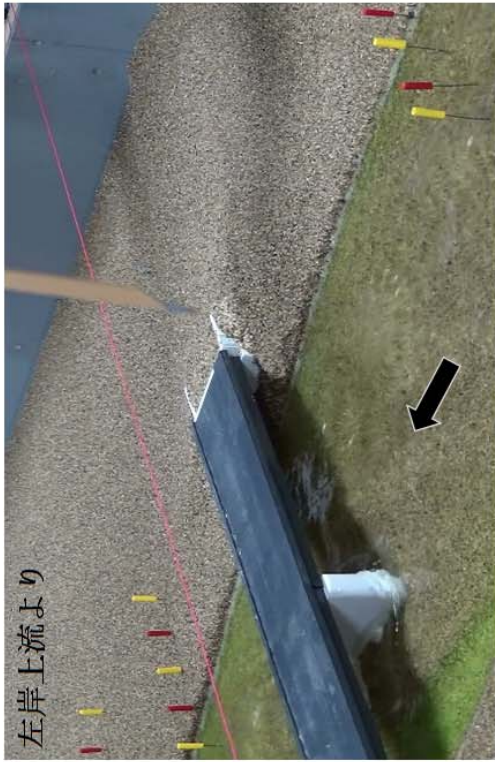


図-4.2.3.3(a) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化（通水開始後3分）

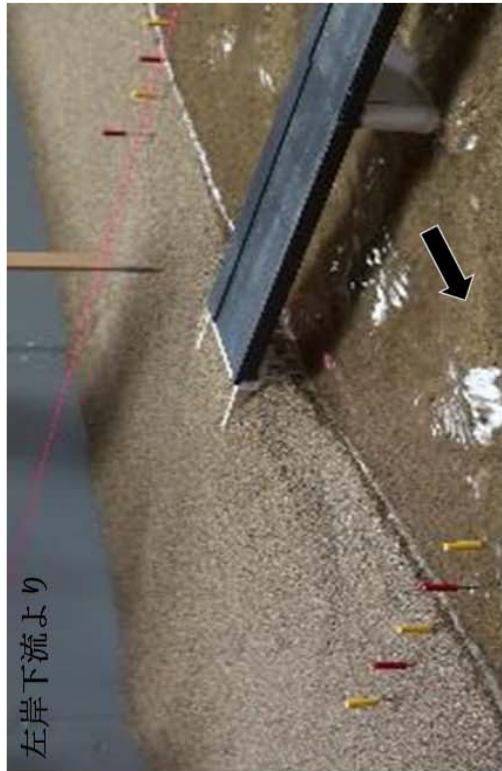
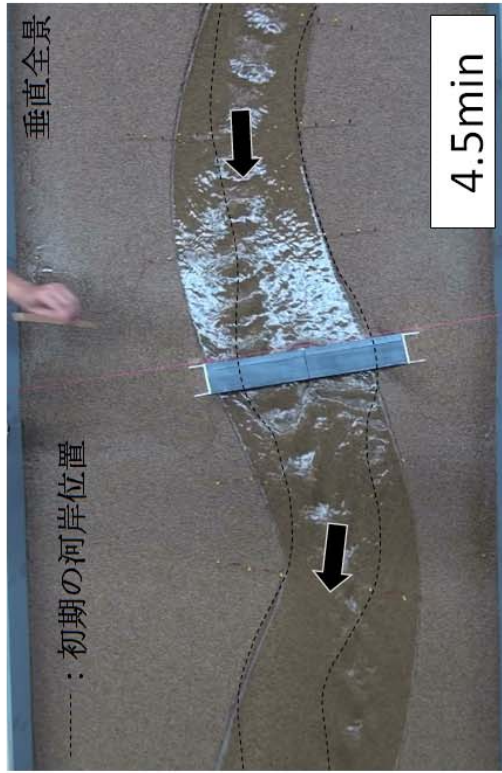
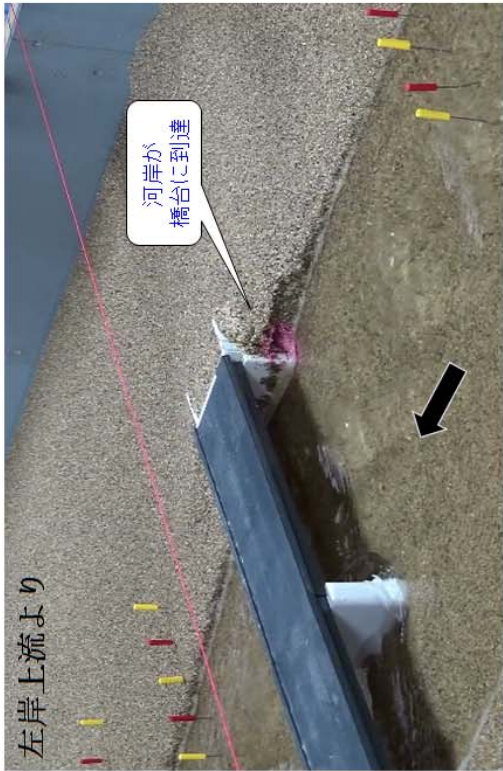
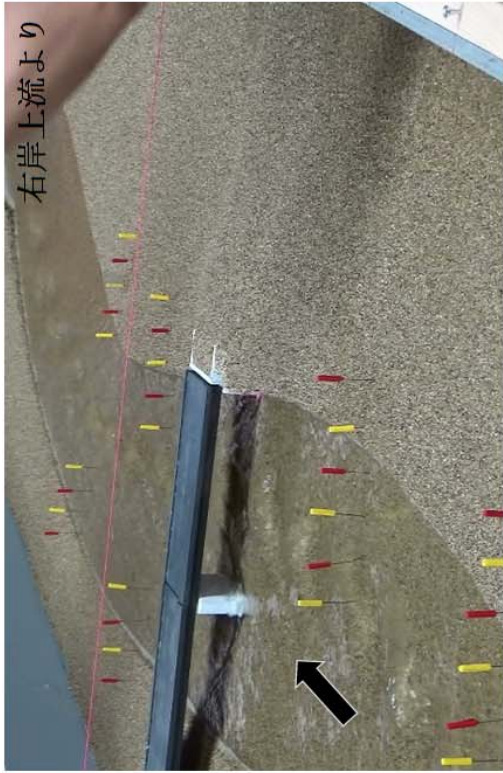


図-4.2.3.3(b) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化 (通水開始後 4.5分)

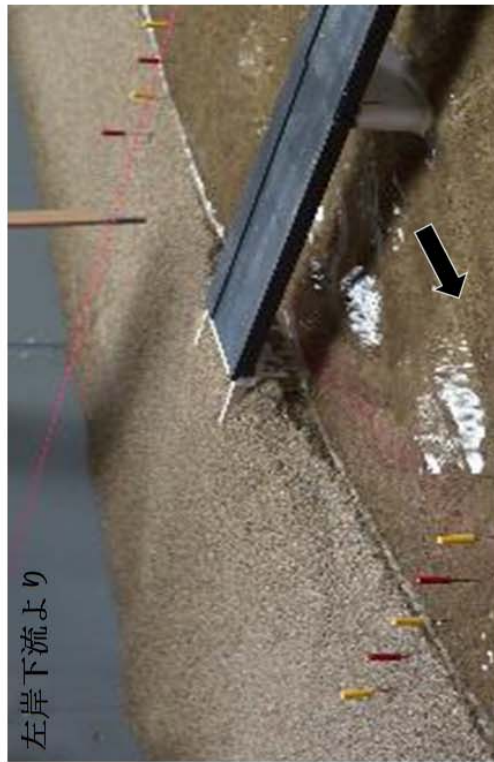
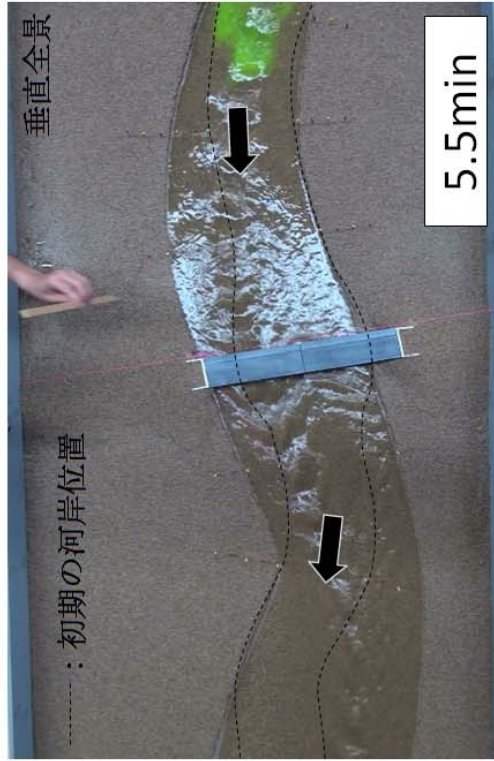
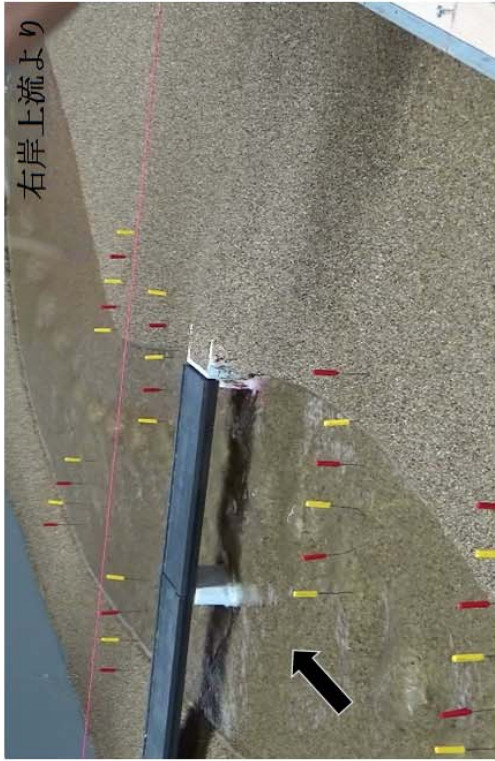


図-4.2.3.3(c) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化 (通水開始後5.5分)

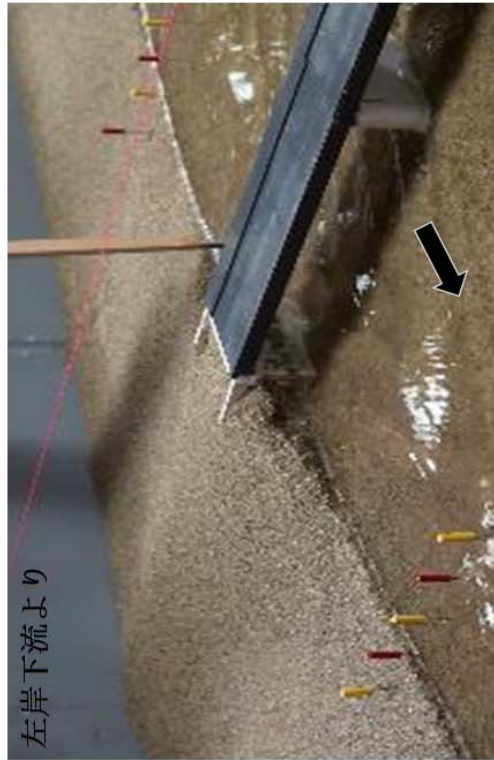
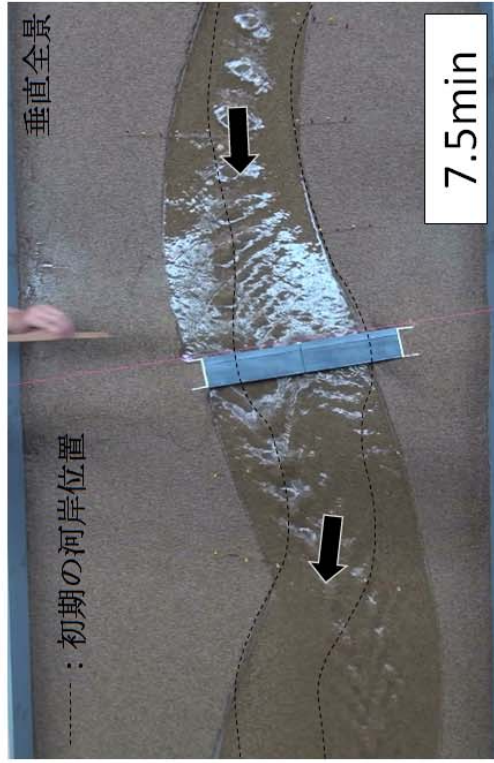


図-4.2.3.3(d) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化 (通水開始後7.5分)

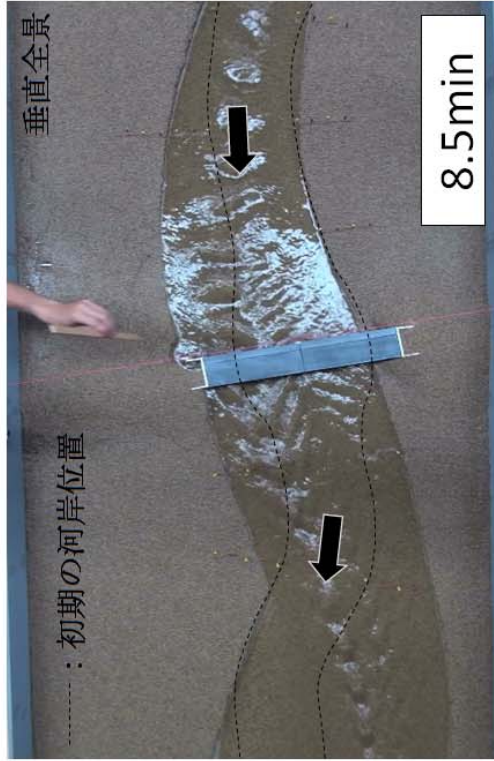
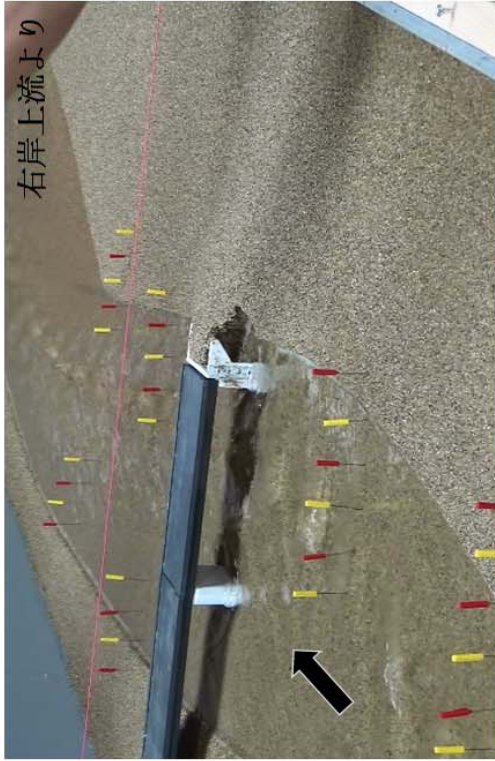


図-4.2.3.3(e) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化 (通水開始後 8.5分)

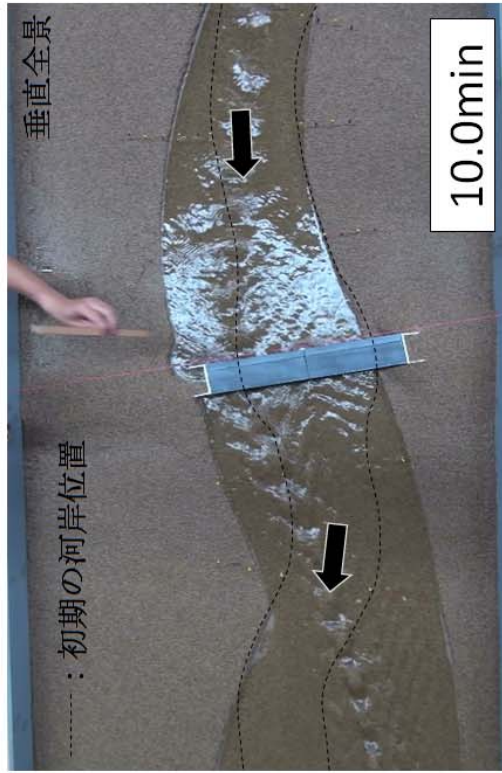


図-4.2.3.3(f) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化（通水開始後10分）

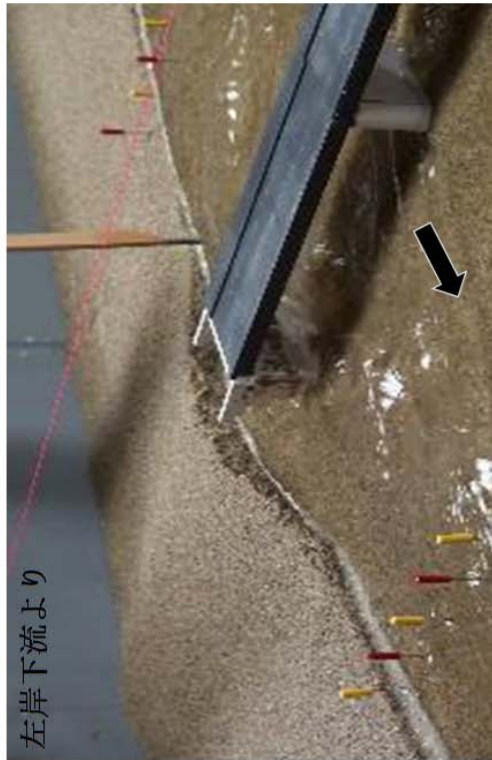
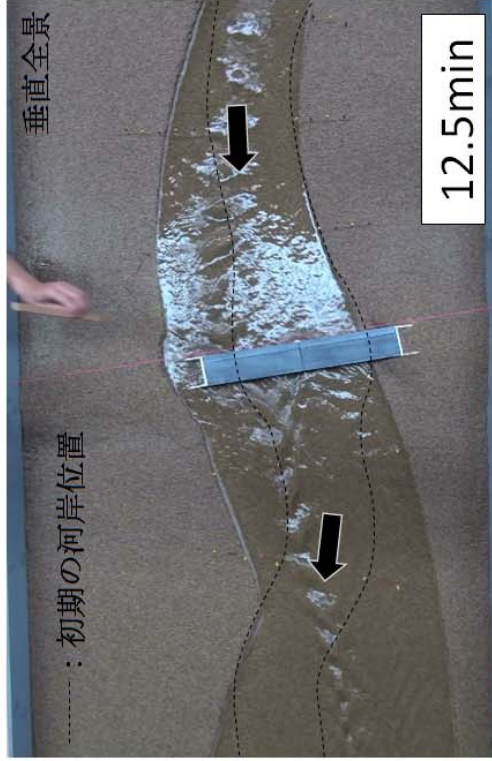
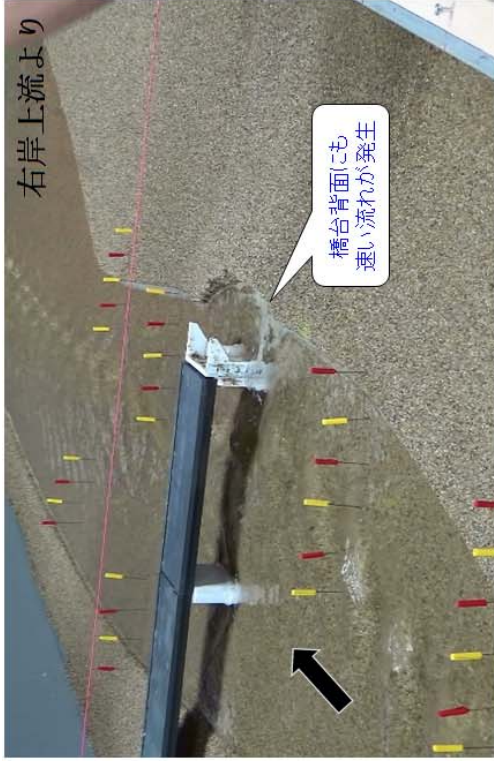


図-4.2.3.3(g) 水路平面形状及び右岸側橋台周辺の変化（通水開始後12.5分）

4.3 橋台周辺の被災機構に関する基本的知見（まとめ）

調査対象とした事例の実態分析及び実験結果から得られた、「河道の流下能力を上回る洪水が発生した際に生じる、直接基礎形式である橋台の被災機構（沈下・傾斜）に関する基本的知見」を、本章のまとめとして以下に示す。

1) 被災実態の整理・考察から得られた仮説

本章で対象とした橋台の沈下・傾斜は、大きな洪水外力による大規模な河岸侵食に起因して生じるという有力な仮説が得られた。

2) 実験から得られた橋台の沈下・傾斜過程の概略

今回の実験においては、侵食や洗掘により低下した橋台近傍の河床高が、直接基礎形式である橋台基礎高（フーチング下面高）を下回り、基礎の下部の土砂が侵食され、その侵食範囲が平面的に拡大し、橋台が自立できなくなった結果として橋台の沈下・傾斜が生じた。

3) 実験から得られた橋台近傍の河床高の低下過程

橋台近傍の河床高の低下過程において、河岸侵食の進行に伴い少なくとも以下の3つのフェーズがあることが見出せた。

- i) 河岸侵食が橋台に到達することに伴い、元の流路範囲における低水路河床高と同程度の高さまで急激に低下するフェーズ
- ii) 露出した橋台の横断方向幅が増大することに伴い、「非越流・不透過型水制周りと類似する流況」が発生することで局所洗掘が進行するフェーズ
- iii) 橋台背面盛土が侵食・流出し、背面側にも高流速の流れが生じた結果、橋台周辺が「橋脚周りと類似する流況」の流れで概ね説明される流況に変化することで、橋台上流面付近の河床洗掘が進行するフェーズ

4) 被災実態の整理・考察及び、実験結果を踏まえた総合的解釈

橋台上の路面を越流するような水位に至らずとも、大規模な河岸侵食が橋台に生じた場合は、今回のような被災が生じ得ることが推察された。

5) 今回の検討から考えられる留意事項等

○橋台近傍の河床高低下に関する上記3つのフェーズのうち、i) では大きな平面スケールでの河道変化の結果としての河床低下が発生する。その後ii) 及びiii) のフェーズでは、橋台周りに速い流れが生じたことによる局所スケールでの河床洗掘により、更なる河床低下が進行する。例えば橋台周りに根入れや矢板等の対策を考えるにあた

っては、ii)、iii) に示す局所的な河床低下も考慮して、その設置深さを検討することが望まれる。

- 上記 i)、ii) のフェーズにおいて、橋台周辺の河床高が橋台基礎高を下回るような場合は、河岸が橋台に到達後、背面盛土上流側面が侵食され始めるまでの間に、背面盛土表層部に変状が見られない状況であっても、橋台基礎の下部からの土砂吸出しによって背面盛土内部に空洞が形成されている場合がある。橋梁の安全性を確保する上で、このことに留意する必要がある。

【参考文献】

- 1) 気象庁：台風第7号、第11号、第9号、第10号及び前線による大雨・暴風（速報）
平成28(2016)年8月16日～8月31日（平成28年9月6日発表）
http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2016/20160906/jyun_sokuji20160816-31.pdf
- 2) 北海道開発局：今夏の大雨による被災状況等について(平成28年12月20日)
http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/saigaikanren/pdf_h28ooame/hisaizyoukyou_all.pdf
- 3) 昭和56年8月豪雨、暴風の記録 美瑛町
- 4) 祝儀真布開基70周年記念（昭和57年11月25日）資料
- 5) 井上卓也，サムナー圭希，加藤一夫，六浦和明，矢部浩規，清水康行：2016年北海道豪雨における九線橋被災メカニズムの調査と解析，河川技術論文集，第23巻，2017.
- 6) 栗山卓也・川口広司・末次忠司・日下部隆昭・最上谷吉則：平成10年余笹川洪水による国道4号橋梁上下流の河床変動と河岸侵食，水工学論文集，第48巻，pp.1087-1092，2004.
- 7) 音田慎一郎・細田尚・木村一郎・岩田道明：平衡・非平衡流砂モデルによる水制周辺の局所洗堀に関する数値解析，水工学論文集，第51巻，pp.943-948，2007.
- 8) 福岡捷二・富田邦裕・堀田哲夫・宮川朝浩：橋脚周りの局所洗堀推定のための実用的数値シミュレーションの開発，土木学会論文集，No.497/II-28，pp.71-79，1994.

【謝辞】

平成 28 年に発生した北海道における台風 10 号等の豪雨による橋梁洗掘被害調査にあたっては、北海道開発局建設部を始めとする関係諸機関の方には、ご多忙の中にもかかわらず、多大な御協力を頂きました。

また、北海道上川郡美瑛町における橋梁被災調査にあたっては、北海道開発局建設部、北海道上川総合振興局、美瑛町建設水道課を始めとする関係諸機関の方には、ご多忙の中にもかかわらず、多大な御協力を頂きました。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of NILIM, No. 1069

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI, No. 4384

March 2019

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所
©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
国土技術政策総合研究所 企画部 研究評価・推進課
〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 TEL 029-864-2675
国立研究開発法人 土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 TEL 029-879-6754