

御銚橋 直轄診断 調査結果報告

目次

1-1. 調査概要	1
1-2. 御銚橋の概要	2
1-3. 御銚橋の位置付け	4
1-4. 環境条件	6
1-5. 工事・補修・点検等の履歴	8
1-6. 設計条件整理（歴史）	9
2-1. 調査結果総括表	11
2-2. 上部構造について	13
2-3. 下部構造について	19
3-1. 巻末資料	別紙

平成 29 年 2 月

1-2 御鉾橋の概要

1-2-1 御鉾橋の諸元

路線名	: 町道御鉾橋線
橋梁名	: 御鉾橋
架橋位置	: 群馬県多野郡神流町大字生利 地内
管理者	: 群馬県神流町役場 建設課 (竣工当初県管理→生利大橋竣工 (S48.3) 後町管理)
交差物件	: 神流川
供用年	: 昭和4年1月、昭和31年(3~5径間)
橋梁形式	: 5径間単純I桁橋
橋長	: 45.60m
支間割	: 9.020m+9.080m+9.120m+9.070m+9.200m
幅員	: 4.3m

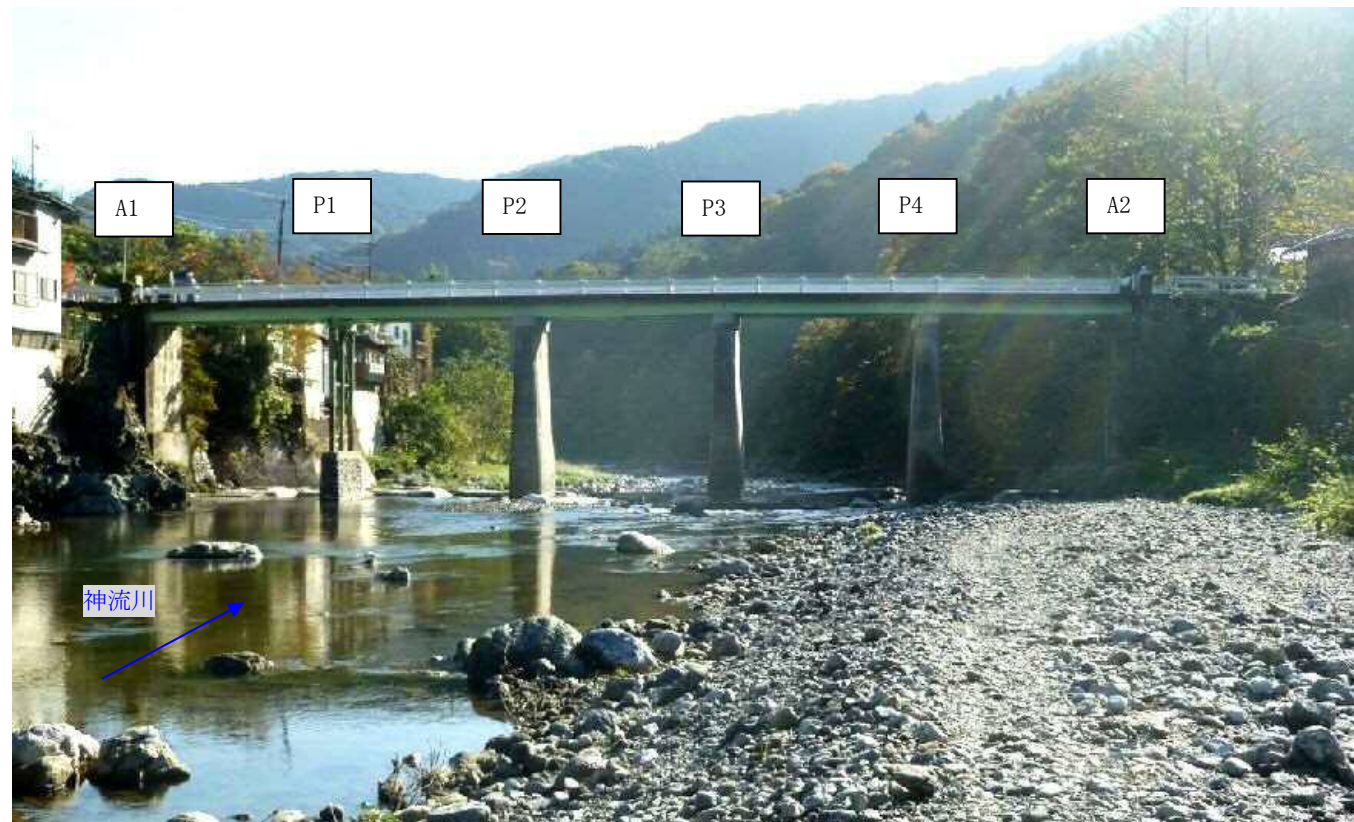


写真 1-1 御鉾橋の全景 (上流側)

1-2-2 位置図

所在地：多野郡神流町大字生利地内外




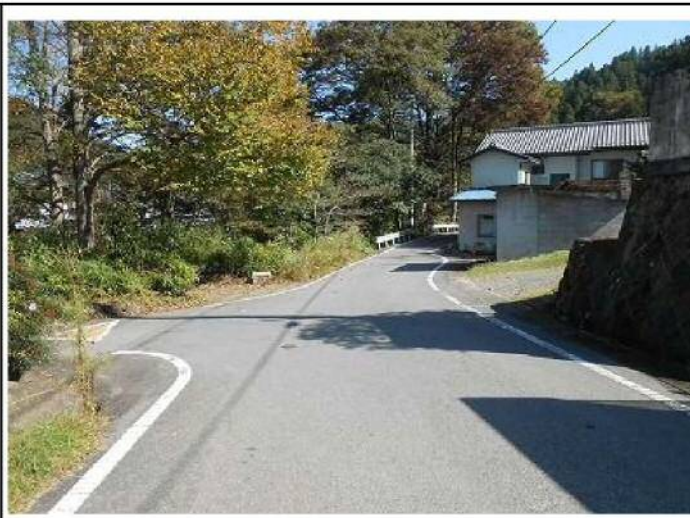










図 1-3 御鉾橋位置図



図 1-4 御鉾橋周辺 航空写真 (出典：goo 地図)

【周辺状況写真一覧】

			
橋上（左岸→右岸）	橋上（右岸→左岸）	右岸側道路	右岸側道路
			
左岸側道路	左岸側道路	右岸側道路	右岸側道路
			
左岸側道路	左岸側道路	右岸側道路	右岸側道路

1-3 御銚橋の位置付け

御銚橋は一般国道 462 号と町道麻生小平線とを結ぶ町道御銚橋線に架橋する、橋長 45.6m の鋼単純 I 型鋼桁橋である。

本橋は、神流川右岸地区住民（戸野地区（15 世帯、34 名））の職場への通勤や、診療所へ通院、バス停などのアクセス等に利用され、日常生活路線かつ水道供給ルートとして地区の日々の生活を支える路線である。また、災害時は万場高校へ避難するルートとして使用される。

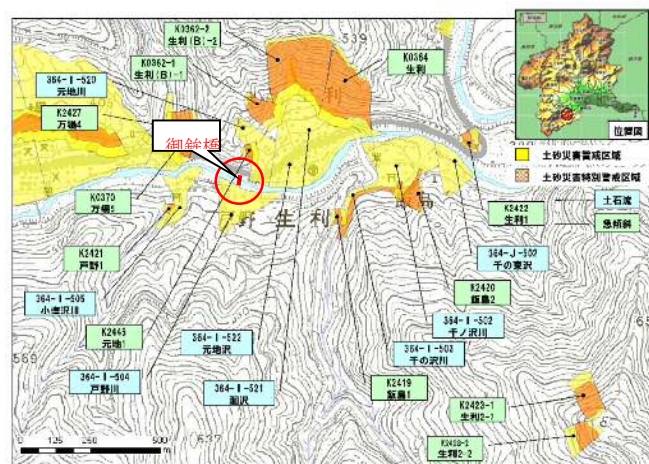


図 1-5 御銚橋を使用した、各施設への進入ルート（航空写真：goo 地図）



平成 19 年 9 月の台風 9 号上陸時には、土砂災害警戒区域で道路上に土砂が堆積しており、車両のスリップ等、二次災害を及ぼす供用状態であることが当時の状況写真から確認できる。

また、国道と町道は、土砂災害警戒区域および土砂災害特別警戒区域が広く分布している。



（出典：群馬県【砂防】土砂災害警戒区域及び土砂災害特別計画区域等区域図（神流町））

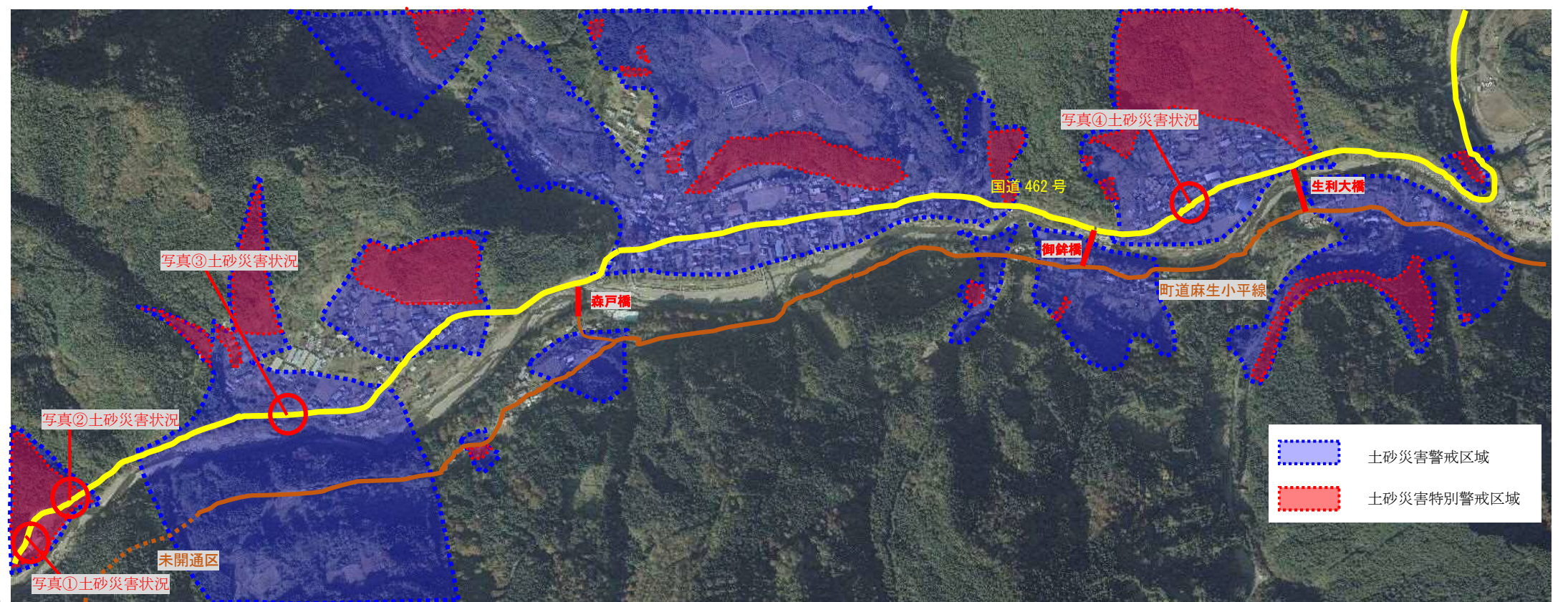


図 1-6 台風 9 号上陸時の国道 462 号線上の災害状況および、国道 462 号に対する町道麻生小平線のリダンダシー（航空写真：goo 地図）

図 1-7 架橋位置付近の土砂災害警戒区域

国道 462 号線の生利大橋－御鉾橋間周辺は土砂災害警戒区域に指定される。

下図に示すとおり、国道 462 号線上で通行止めが発生した場合、生利大橋および御鉾橋を利用した迂回が可能である。

したがって、御鉾橋は、土砂災害警戒地域を抱える国道 462 号の緊急時の代替路線として、[リダンダシ](#)ーの観点から防災上重要な路線である。局部的に町道麻生小平線で代替する車両導線を下記に示し、国道 462 号と町道麻生小平線が隣接する箇所全体については次頁に示す。

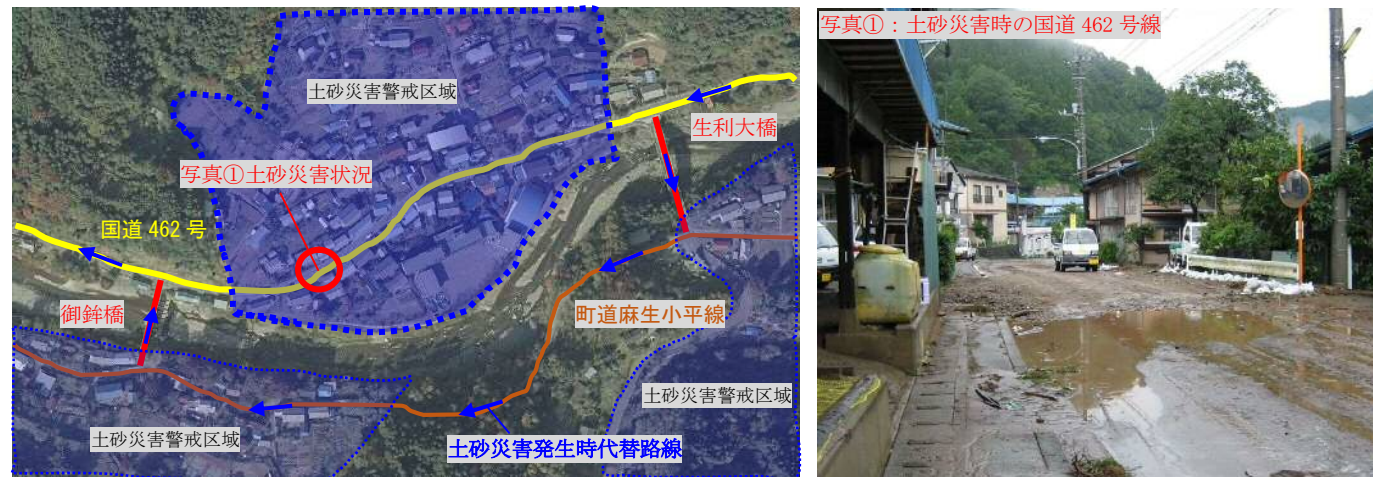


図 1-8 土砂災害発生時、代替路線（航空写真:goo 地図）および台風 9 号上陸時の状況写真

なお、町道麻生小平線についても土砂災害警戒区域が点在し、災害時に戸野地区の孤立が懸念される。国道 462 号線と同様に、平成 19 年 9 月の台風 9 号上陸時に、町道でも土砂災害が発生した。車両の通行が危険であり、安全な状態で、戸野地区から国道 462 号線へのアクセスは御鉾橋のみの状態であったことが当時の状況写真から確認できる。

したがって、御鉾橋は台風、豪雨災害時の[孤立集落化リスクを回避させる避難路として重責を担う路線](#)である。



図 1-9 戸野地区の孤立集落化について（航空写真:goo 地図）



図 1-10 台風 9 号上陸時の町道の状況写真

なお、神流川では、こいのぼり祭り（4～5 月）・神流の涼（7 月～8 月）・神流マウンテンラン&ウォーク（11 月）神流イルミネーション（12 月～1 月）といった代表的なイベントが開催される。神流川および、その河川敷で行われる、「神流の涼」については国道 462 号から会場アクセス道路としても使用され、イベント成功に大きな影響を占めている。



図 1-11 イベント開催時の御鉾橋を使用した車両導線（航空写真:goo 地図）

1-4 環境条件

1-4-1 周辺の交通状況

町道御鉾橋線に繋がる国道 462 号は、小型車 1,726 台、大型車 253 台、合計 1979 台/日の交通量がある。
(平成 22 年度道路交通センサス 一般交通量より)

表 1-1 平成 22 年度 全国道路・街路交通情勢調査 (道路交通センサス)

路線番号	路線名	交通量観測地点名 市区町村	昼間12時間自動車類交通量			24時間自動車類交通量			昼夜率	昼間12時間比率	昼間12時間混入率	混雑度	平成17年度	
			上下合計			上下合計							昼間12時間交通量	24時間交通量
			小型車	大型車	合計	小型車	大型車	合計						
407	一般国道407号	太田市古戸町485(刀水橋)	24889	5601	30490	33377	6260	39637	1.30	11.7	18.4	1.85	21142	28753
407	一般国道407号	太田市古戸町485(刀水橋)	24889	5601	30490	33377	6260	39637	1.30	11.7	18.4	1.85	21142	28753
407	一般国道407号	太田市古戸町485(刀水橋)	24889	5601	30490	33377	6260	39637	1.30	11.7	18.4	1.85	21142	28753
462	一般国道462号	神流町魚尾694-2	1243	199	1442	1536	267	1803	1.25	11.8	13.8	.24	1706	2064
462	一般国道462号	神流町魚尾694-2	1243	199	1442	1536	267	1803	1.25	11.8	13.8	.23	1706	2064
462	一般国道462号	藤岡市坂原1327	1404	179	1583	1726	253	1979	1.25	14.0	11.3	.35	1706	2064
462	一般国道462号	藤岡市坂原1327	1404	179	1583	1726	253	1979	1.25	14.0	11.3	.35	1706	2064
462	一般国道462号	藤岡市坂原1327	1404	179	1583	1726	253	1979	1.25	14.0	11.3	.34	1706	2064
462	一般国道462号	藤岡市坂原1327	1404	179	1583	1726	253	1979	1.25	14.0	11.3	.35	1706	2064
462	一般国道462号	藤岡市坂原1327	1404	179	1583	1726	253	1979	1.25	14.0	11.3	.35	1706	2064
462	一般国道462号	藤岡市坂原1327	1404	179	1583	1726	253	1979	1.25	14.0	11.3	.33	1706	2064
462	一般国道462号	藤岡市坂原1327	1404	179	1583	1726	253	1979	1.25	14.0	11.3	.32	1706	2064
462	一般国道462号	藤岡市鬼石町浄法寺699	4696	587	5283	5719	767	6486	1.23	10.0	11.1	.53	9486	11442
462	一般国道462号	藤岡市浄法寺844-8	3507	553	4060	4539	698	5237	1.29	12.0	13.6	.49	5984	7241
462	一般国道462号	伊勢崎市八斗島町1053-102	24000	4292	28292	33818	5827	39645	1.40	11.7	15.2	.94	25110	33145
462	一般国道462号	伊勢崎市八斗島町1053-102	24000	4292	28292	33818	5827	39645	1.40	11.7	15.2	.90	25110	33145
462	一般国道462号	伊勢崎市山王町	10921	916	11837	13932	1338	15270	1.29	10.9	7.7	.53	25110	33145
462	一般国道462号	伊勢崎市山王町	10921	916	11837	13932	1338	15270	1.29	10.9	7.7	.47	12056	15914
462	一般国道462号	伊勢崎市美茂呂町4022	10950	714	11664	14197	966	15163	1.30	11.1	6.1	.73	11996	15355
462	一般国道462号	伊勢崎市美茂呂町4022	10950	714	11664	14197	966	15163	1.30	11.1	6.1	1.22	14210	18757
462	一般国道462号	伊勢崎市下植木町3-10	11822	1690	13512	15584	1982	17566	1.30	9.0	12.5	1.28	14210	18757
462	一般国道462号	伊勢崎市鹿島町359	10893	1294	12187	14286	1557	15843	1.30	10.5	10.6	1.20	12539	16551
462	一般国道462号	伊勢崎市鹿島町359	10893	1294	12187	14286	1557	15843	1.30	10.5	10.6	1.31	12539	16551
462	一般国道462号	伊勢崎市鹿島町359	10893	1294	12187	14286	1557	15843	1.30	10.5	10.6	1.27	12539	16551
462	一般国道462号	伊勢崎市本関町27-3	11060	1070	12130	14674	1295	15969	1.32	10.9	8.8	.49	12588	16611

1-4-2 御鉾橋の利用状況

御鉾橋 (町道御鉾橋線) の利用は主に神流川右岸地区 (戸野地区) の 15 世帯、34 名の住民の国道 462 号へのアクセス、老人ホームの送迎車程度であるため、日に数台~数十台程度の交通量である。

幅員構成 (有効幅員 : 3.5m) から、橋上でのすれ違いができないため、起終点からの交通がある場合は、交互通行となる。したがって活荷重が満載の状態となる可能性は低い。

なお、車両の総重量が 3t 以上の場合の通行は規制している。

1-4-3 気象・気候

神流町は標高 300m 以上の高地に位置する。気候は温暖冬季少雨気候 (おんだんとうきしょうきこう) であり、夏は降水量が多く高温湿潤となるも、冬には乾燥した気候となる。

7 月~9 月の期間であっても平均気温は 20 度前後であり、夏としては比較的過ごしやすい気候である。12 月~3 月の期間であっても平均気温は 0 度 (最低気温は -10℃ 程度) を下回ることはなく、通年の平均気温は 12.4 度である。

積雪寒冷地域ではないため、融雪材などの散布は多くない。

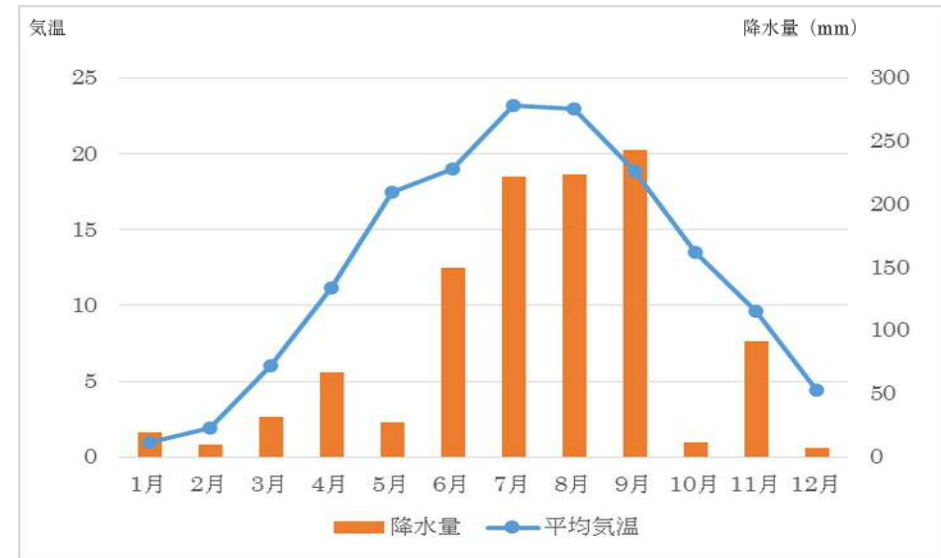


図 1-12 平成 27 年度 月別気温・降水量 (出典 : 気象庁 神流町)



図 1-13 積雪寒冷地域 (出典 : 国土交通省)

1-4-4 地形・地質概要

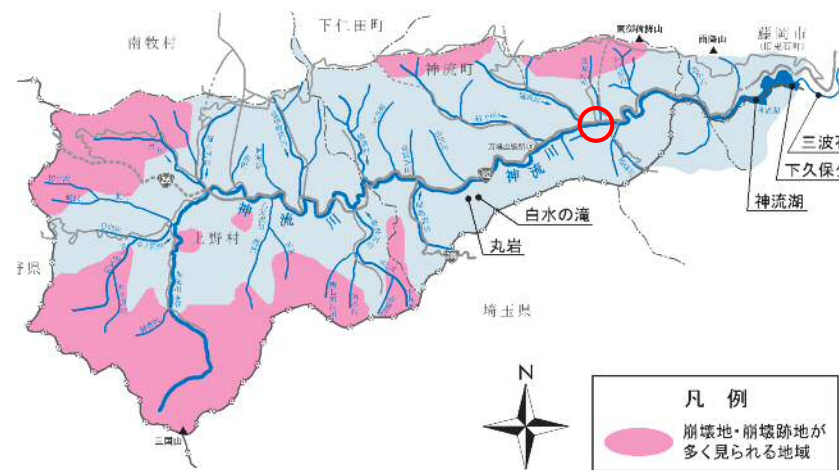
(1) 地形概要

御鉾橋は前橋市より南西に約 35 km離れた群馬県多野郡神流町に位置する。

付近は関東山地に属する標高 1000m 級の山々が連なり、それら山々の間を利根川上流の支流である神流川が蛇行を繰り返して流れている。

神流川では河川浸食により地山岩盤が削られ、河川の両岸には急峻な地形が形成されており、河床および両岸の崖では硬質な岩盤露頭（露岩）を確認することができる。また、神流川沿いには河岸段丘の平坦面も発達しており、わずかな平坦面を利用して国道 462 号線が走り、万場町の集落が立ち並ぶ。

神流川周辺の地形の特徴は、流域形状が細長形であり、急峻で、沢が深く晩壮年期の地形を示している。



(出典：国土交通省 利根川水系砂防砂防事務所 流域情報)

図 1-14 神流川流域の地形



図 1-15 調査地付近の地形状況（御鉾橋より上流側を撮影）

(2) 地質概要

神流町周辺は、関東山地北縁にあたり、中生代の地層が分布する。これらは、南に中世代白亜紀の山中層群、北に中生代三畳紀からジュラ紀の秩父帯北帯が東南東から北北西に帯状をなしている。この地域では地層は破碎されて、いわゆる破碎型の地すべり地帯が多い。



(出典：国土交通省 利根川水系砂防砂防事務所 流域情報)

図 1-16 架橋位置周辺の地質構成

御銚橋周辺の地盤は、下位から古生代の秩父累帯北帯の二畳系に属する柏木層群 (Pk)、万場層群 (Pm) が分布し、それらの上位に新生代第四紀の礫及び砂から構成される段丘堆積物 (dN) が分布する。

- ・柏木層群 (Pk) は淡緑色準片岩を主とし、黒色準片岩・チャートおよび珪岩からなる層群である。
- ・万場層群 (Pm) は輝緑凝灰岩 (きりよくぎょうかいがん) を主体とする累層であるが、黒色粘板岩、まれに硬砂岩を挟在することがある。
- ・段丘堆積物 (dN) は新羽段丘と小鹿野段丘に分けられる。新羽段丘は低位の段丘であり、神流川沿いで断続的に広範囲で発達する。段丘の上段は亜角礫ないし亜円礫で淘汰が悪く (大きさのバラつきが大きく)、一般的にφ5~20 cmの礫が多い。下段はφ5 cm程度の中礫が多く淘汰は比較的良好。

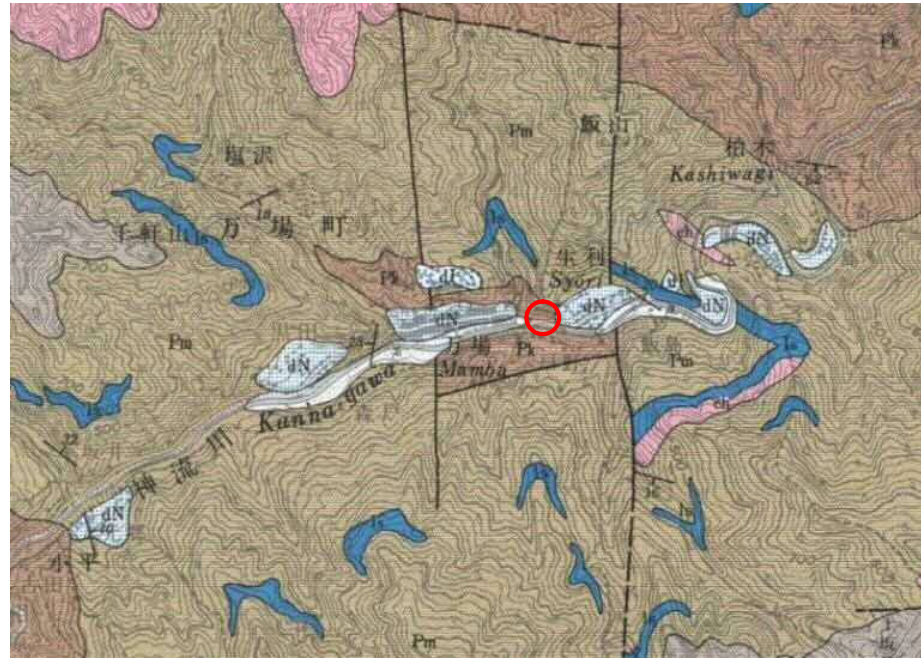


図 1-17 調査地周辺の地質図幅 (5 万分の 1 図幅「万場」より引用)

1-5 工事・補修・点検等の履歴

既往の記録や現地状況から確認できる工事、補修、橋梁点検や被災履歴を下表に示す。

表 1-2 御銚橋 調査・補修・補強履歴

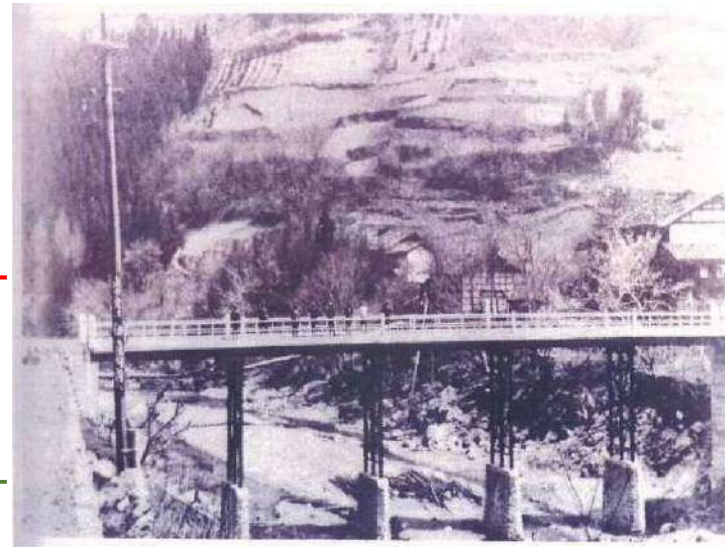
実施年	経過年数	調査・補修・補強履歴	備考	
1929年	S4.1	-	御銚橋 竣工	
1938年	S13.8	9	水害 神流町が氾濫し、土石流や流木により半壊	(仮設の木橋で供用)
1956年	S31	27	御銚橋 竣工 (橋梁台帳より)	
1984年	S59.9	55	【工事】 塗装工事	藤澤塗装工業㈱ ←H22.3点検の塗装履歴より確認 (ガードレール交換工事?)
2010年	H22.3	81	【調査】 定期点検	㈱富永調査設計事務所
2014年	H26.10	85	【調査】 補修設計	㈱富永調査設計事務所
2015年	H26年度	86	【工事】 塗装工事	黒沢建設㈱
2016年	H27年度	87	【工事】 伸縮装置取替え (P1~P4)、上部工・橋脚断面修復	
2017年	H28年度	88	【調査】 直轄診断	

●御銚橋の話 <田本紘一郎さん> 10月11日(火)

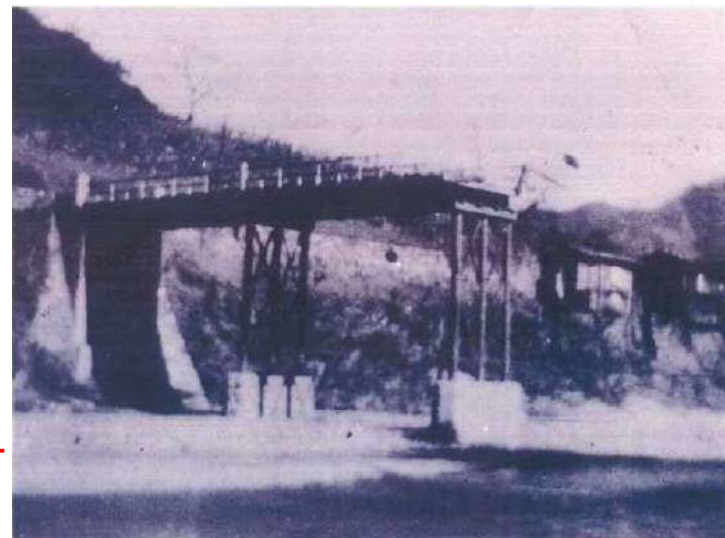
昭和4年、御銚橋は旧万場町で最初の永久橋として建設され、鉄の桁(鋼橋)であった。その後、戦争で鉄が不足し、御銚橋の桁が一部取り壊された。終戦の5年くらい前に木の橋に復旧されたが、昭和13年の洪水により木の桁が一部流出され、その後は木材で復旧された。それから昭和31年までは御銚橋がない状況が続き、仮橋でしのいでいたが、洪水のたびに仮橋が壊されてしまい大変苦労した。昭和24年頃(田本さん小学生)、やぐらを組み松杭を打ち込んでいたのを覚えている。P1橋脚(国道側)は鋼製の橋脚で岩着されている。P2橋脚は鋼製橋脚をコンクリート巻き立てしている。P3橋脚は松杭が岩盤に到達しており、井桁を組み、その上に基礎コンクリートが打設されている。P4橋脚は10尺2本(約6m)の松杭でも岩盤に届いておらず、基礎部の支持力不足と経年劣化による損傷など流出の不安が続いている。当時の技術力では水替えだけでも大変な工事であった。竣工後は下流部の麻生地区や地元の生利地区に加え、上流部の森戸地区においても唯一の永久橋として日常生活を支えるとともに長い間親しまれてきた。

1-6 設計条件整理 (歴史)

橋の名称・活動	規格	コンクリート橋	下部構造	耐震設計
(1)1886(明19) 国県道の築造保存標準 (2)1919(大8) 道路構造令 街路構造令 (3)1926(大15) 道路構造に関する細則案	(3)1926(大15) 道路構造に関する細則案	(3)1926(大15) 道路構造に関する細則案 (i)1931(昭6) 土木学会鉄筋コンクリート標準示方書 (ii)1936(昭11) 土木学会鉄筋コンクリート標準示方書		(3)1926(大15) 道路構造に関する細則案
活荷重 8t (第2種)			S4 御銚橋竣工	
(4)1939(昭14) 鋼道路橋設計示方書案 活荷重 9t (第2種)	(4)1939(昭14) 鋼道路橋設計示方書案 鋼道路橋製作示方書案 (5)1940(昭15) 電弧熔接鋼道路橋設計及製作示方書案 (6)1940(昭15) 木道路橋設計示方書案	(iii)1940(昭15) 土木学会鉄筋コンクリート標準示方書 (iv)1943(昭和18) 土木学会無筋コンクリート標準示方書 (v)1949(昭24) 土木学会コンクリート標準示方書 (vi)1955(昭30) 土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針	S13 御銚橋水害	(4)1939(昭14) 鋼道路橋設計示方書案 設計震度 水平方向 0.2g 鉛直方向 0.1g
(7)1956(昭31) 鋼道路橋設計示方書 活荷重 TL-14 (2等橋) ○1958(昭33) 道路構造令	(7)1956(昭31) 鋼道路橋設計示方書 鋼道路橋製作示方書 (8)1957(昭32) 溶接鋼道路橋示方書 (9)1954(昭34) 鋼道路橋の合成桁設計施工指針	(vii)1956(昭31) 土木学会コンクリート標準示方書 (viii)1961(昭36) 土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針 (ix)1964(昭39) 鉄筋コンクリート道路橋設計示方書	S31 御銚橋一部再建 (第3、4、5径間)	(7)1956(昭31) 鋼道路橋設計示方書 設計震度 水平方向 0.1~0.35g 良好~軟弱 鉛直方向 0.1g
(11)1964(昭39) 鋼道路橋設計示方書	(11)1964(昭39) 鋼道路橋設計示方書 鋼道路橋製作示方書 (12)1964(昭39) 溶接鋼道路橋示方書 (14)1965(昭40) 鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針 (15)1966(昭41) 鋼道路橋高力ボルト摩擦接合設計施工指針	(13)1964(昭39) 道路橋下部構造設計指針：くい基礎の設計篇 (16)1966(昭41) 道路橋下部構造設計指針：調査および設計一般篇		(11)1964(昭39) 鋼道路橋設計示方書



竣工時(昭和4年1月)



水害(昭和13年8月)



橋梁台帳写真
(昭和62年)



路線名	御銚橋線	図面対照番号	K-8	整理番号	3-6
交差名	河川 神流川	調査年月日	昭和62年 2月28日		
所在地	大字生利亭元地1477-5	適用示方書類	314		
昭和31年	耐荷荷重				

橋梁台帳 (1987年)

橋梁形式	鋼 5径間合成桁橋	等級	2等橋	設計活荷重	不明
橋長(m)	45.60	設計基準	昭和14年	設計震度	不明
橋面積(m ²)	173.736			施工 上部構造	不明
総径間数	5	下部構造	不明	会社 下部構造	不明
平面形状		耐震補強		荷重制限(t)	なし
平面線形(m)				通行制限	なし
縦断勾配(%)				迂回路有無	あり

橋梁管理カルテ (2010年)

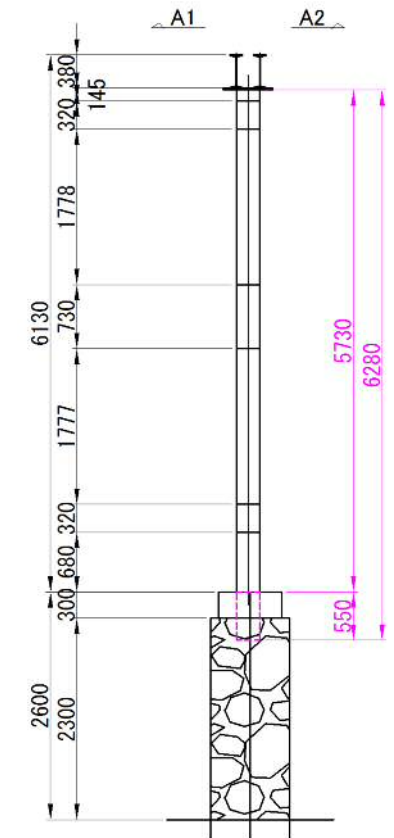


NO.7
外径寸法 φ0.29m
右側断面部
(写真は上から6本目)



NO.10
全長 6.28m
(写真は上から5本目)

全橋脚の全長	上側より
1本目	3.69m
2 "	3.69m
3 "	2.65m
4 "	6.28m
5 "	6.28m
6 "	6.27m
7 "	6.27m



下流側鋼管放置状況 (P3、P4 竣工時躯体)

昭和13年の水害により、P3、P4 橋脚の鋼管部分の流出が発生し、現在も御銚橋下流側に放置されている。計測結果より、6.3m程度の鋼管が4本と、真ん中で折れたと思われる3m程度の鋼管が3本確認でき、ほぼ竣工時の状況に整合する。

P1 橋脚の計測結果と合わせると、根入れ長は50cm程度である。

2-1. 調査結果総括表
調査結果総括表(1)

橋梁諸元		橋梁一般図										
橋梁名	御銚橋											
管理者	神流町											
橋梁コード	-											
橋長	45.620m											
全幅員/有効幅員	4.3m/3.5m											
径間数	5											
竣工年度	昭和4年1月 (1929年)											
竣工年度(3~5径間)	昭和31年 (1956年)											
適用示方書	大正15年											
適用示方書(3~5径間)	昭和31年(橋梁台帳より)											
設計活荷重	8t(第二種)											
設計活荷重(3~5径間)	TL-14(二等橋)											
橋脚耐震補強	無											
落橋防止システム	無											
総合健全度判定	IV (緊急措置段階)											
耐震補強対策	必要											
維持補修対策	必要											
構造形式および耐震補強の状況		A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	P4橋脚	A2橋台	備考				
上部構造形式		鋼単純I型鋼桁橋		鋼単純I型鋼桁橋		鋼単純I型鋼桁橋		鋼単純I型鋼桁橋				
下部構造形式		重力式橋台	鋼管支柱式橋脚	壁式橋脚	壁式橋脚	壁式橋脚	壁式橋脚	重力式橋台				
基礎構造形式		直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	想定		
橋脚耐震補強	補強の有無	無	無	無	無	無	無	無				
	補強工法											
支承部	現況桁かかり長(m)	0.415	0.200	0.200	0.495	0.495	0.495	0.495	0.495	0.495	0.630	現場計測
	現況支承縁端距離(m)	0.180	0.055	0.055	0.355	0.355	0.355	0.355	0.355	0.355	0.380	現場計測
	支承構造	アンカーボルト形式	アンカーボルト形式	アンカーボルト形式	アンカーボルト形式	アンカーボルト形式	アンカーボルト形式	アンカーボルト形式	アンカーボルト形式	アンカーボルト形式	アンカーボルト形式	

現地写真

橋面状況

橋梁全景

下部構造 (A1, P1, P2, P3)

下部構造 (P4, A2)

上部構造 (主桁, 床版)

塗装履歴板

塗装記録表	
塗装年月	平成27年3月
塗装系(適用規格)	RC-Ⅲ系
塗装会社	下塗 黒澤建設株式会社
	上塗 黒澤建設株式会社
塗装材質	下塗 ポリアミド硬化型エポキシ樹脂塗料
	上塗 アクリル変成ポリウレタン樹脂塗料
上塗塗色	G39-B0H色
塗料製造会社	下塗 株式会社 染めQテクノロジー
	上塗 株式会社 染めQテクノロジー

伸縮装置状況

防護柵(ガードレール)

環境条件

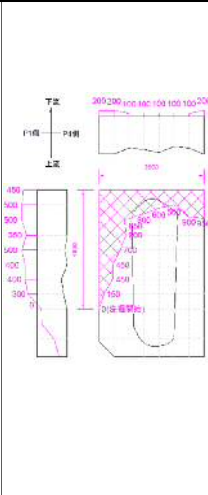
周辺環境	地域区分	都市部・郊外部・山地部・工業地帯・塩害地域・その他	山地部
使用状況	気候区分	普通地・雪寒地	普通地域
	交通量	大型車の交通量	不明
	床版の漏水	床版防水層の有無	不明
	桁端部の塩害	凍結防止剤の散布状況	不明
	その他	桁下：神流川	管理：群馬県
特定対策の要否	アルカリ骨材反応対策	不要	-
	塩害対策	不要	-
	第三者被害予防措置	不要	河川,船舶航行なし

調査結果総括表(2)

部材名	損傷名	損傷ランク		前回損傷ランク：定期点検要領（群馬県）	橋梁点検：平成21年度（2009年）	損傷写真				
		前回	今回	・群馬S0：損傷が認められるので、詳細に専門家点検を行った上で補修を行う必要がある。（C2, C1, S1に対応）	橋梁点検：平成21年度（2009年）					
		定期点検	詳細調査	・群馬S2：損傷が認められないか、軽微なので早急に補修をする必要はなく、継続的に職員点検・定期点検をする必要がある。（S2, B, Aに対応）	所見（概要）					
		【凡例】 E1:緊急対応が必要な損傷、C2:速やかに補修する必要有、C1:予防保全の観点から補修する必要有、S2:追跡調査の必要有、M:維持工事で対応する必要有								
外観変状調査結果	上部構造	主桁	腐食	群馬S0	C1	主桁端部に塗装の再劣化による板厚減少を伴う腐食が見られる。最大板厚減少量として、ウェブ(1径間G4起点、3径間G4起点、4径間G4終点):-8.0mm(5.0mm/13mm)、下フランジ(4径間G1起点):-14.9mm(3.1mm/18mm)であった。伸縮装置からの漏水が原因であると考えられる。(P2~P4上は埋設ジョイントに交換済み)主桁ウェブ、下フランジに変形が見られる。計測の結果、最大変形量として、ウェブ(3径間G3終点):15mm×500mm、下フランジ(4径間G3中央部):13mm×800mmであった。主桁の変形は竣工図書などの記録がないため、施工時からのものか、外力(活荷重、地震時水平力)によるものかの判定はできない。ウェブ変形の許容値としては、道示p446より「h/250→2mm」である。主桁上フランジと床版へのアンカーボルトにゆるみ、脱落が多数見られる。当て板補強箇所の打音の結果、ゆるみはなかった。 →A1,A2の伸縮装置の設置が望ましい。また板厚減少を反映させた耐力照査を実施し、許容値を満足する結果を得た。現状では当て板等の補強は必要ないが、塗装の再劣化が進行しているため防食の更新が必要である。				
			ゆるみ・脱落							
			防食機能の劣化							
			断面減少							
			変形・欠損							
	床版	剥離・鉄筋露出	群馬S0	C1	1径間目は、鉄筋露出やうきが所々見られる。施工時のかぶり厚が薄かったものと考えられる。床版ひびわれは1方向で幅も広く、遊離石灰は伴っていない。2径間目は、過年度の補修跡の再劣化と補修跡周辺のうきが確認された。床版コンクリートの品質劣化が原因となる可能性も高い。床版ひびわれについては遊離石灰が伴っているため、防水層の未設置が予想される。3、4、5径間目は、2方向ひびわれが床版全体に発生している。1,2径間目と比べて床版厚が薄いこと、主桁が変形して横桁がない構造のため、床版の挙動が複雑となり、床版ひびわれが進行していると考えられる。中性化試験では、2径間目で16.6mm、4径間目で3.7mmである。鉄筋のかぶりは30mm程度のため、中性化残りは十分であると考えられ、施工誤差でかぶり厚が薄い箇所、鉄筋腐食による、うき・剥離鉄筋露出が進行すると考えられる。 →床版の機能劣化を防ぐため、防水層の設置をすることが望ましい。また、今後定期点検で床版ひびわれ、うき・鉄筋露出の範囲の進展を確認するのが良い。また、横桁が無い構造のため、床版の2方向ひびわれが発生しやすいため、床組などを追加するのが望ましい。					
		漏水・遊離石灰								
		床版ひびわれ								
		うき								
		変形・欠損								
支承	腐食	群馬S0	C1	主桁端部の塗装の再劣化と同様にアンカーボルトの腐食が見られる。また、ボルトナットのゆるみが顕著であり、脱落箇所も確認した。塗装塗替え時に締め込みなどの対策は未実施である。走行車両の振動等による原因は考えにくい。竣工当初よりこの状態であった可能性が高い。 →不足する箇所やゆるみに対しては、ボルトナットの再設置や締め直しが必要である。						
	ゆるみ・脱落									
	防食機能の劣化									
下部構造	胸壁、堅壁 コンクリート (A1, P2~P4, A2)	ひびわれ	群馬S0	S2 E1 (P4)	A1橋台の胸壁に10mmのひびわれ、下流側堅壁と護岸に25mmの隙間が発生していること異常遊間も確認していることから、周辺土の沈下・移動・傾斜による下部工への拘束力や応力が発生した可能性が考えられる。 →今後、構造詳細や支持地盤の調査、定期点検でひびわれ量や護岸との隙間を計測して原因究明を行うのが良い。 P2、P3、P4橋脚、A2橋台の基部に広範囲に剥離(すりへり)が見られる。すりへり深さはP2:70mm、P3:50mm、P4:60mm、A2:20mmであり、洪水時など、流水との接触などが繰り返されていると考えられる。RCレーダー結果より、鉄筋を確認できなかったことから無筋構造物である可能性が高い。また、「橋脚基部にある洗掘防止工とみられるコンクリート」の上部が露出しており、河川全体の河床低下の可能性も考えられる。 洗掘調査結果より、P4基部下側が洗掘していることを確認した。洗掘量は、水平方向:150~950mm、最大鉛直方向:500mmであった。 →今後洗掘が進行すると下部工の安定性を損なう危険性があることから、洗掘対策を実施する必要がある。					
		剥離(すりへり)								
		うき								
		隙間								
		漏水・滞水								
柱部、壁部 鋼管支柱(P1)	腐食	群馬S2	C1	P1橋脚全体に腐食、防食機能の劣化を確認した。鋼管支柱とガセットに最大-2mmの減肉量を確認した。また、コンクリート埋め込み部の腐食部の板厚減少は小さい(7.3mm/7.6mm)ことを確認した。→腐食部の塗装塗替えを行うのが良い。						
	防食機能の劣化									
橋面	舗装	路面の凹凸	M	M	A1橋台部に路面の凹凸が発生しており、段差量は45mm(A2橋台部は40~45mm)であり、1径間目は中央まで轍掘りが25mm発生している。2~5径間目は、車軸荷重位置に5~10mmのひびわれが発生している。→走行性に問題となる可能性が高いため、舗装打替えが妥当である。					
		舗装の異常								
	防護柵	腐食	群馬S2	M	防護柵のトップレールに部分的な腐食が発生している。また、1径間目の下流側の変形を確認したため、維持工事で塗替えおよびなどの補修を実施することが望ましい。					
防食機能の劣化										
地覆	漏水・遊離石灰	-	C1	1、2、4径間目の地覆側面の打ち継ぎからの遊離石灰を確認した。橋面からの漏水が疑われるため、防水層を設置することが望ましい。A2橋台ウイング部の地覆の欠損を確認した。経年劣化によるものと思われるため、補修することが望ましい。						
	うき									
変形・欠損										

項目	上部工		下部工	備考	
	2径間目(張出)	4径間目(張出)	P4橋脚		
中性化に対して	鉄筋の純被り(mm)	29.0	29.0	-	RCレーダー
	中性化深さ(mm)	16.6	3.7	-	JISA1152
	中性化残り(mm)	12.4	25.3	-	腐食限界(塩分なし)
	判定	OK	OK	-	10mm以下
塩害に対して	目視による損傷状況	無	無	無	
	詳細調査の要否	不要	不要	不要	
アルカリ骨材反応 に対して	目視による損傷状況	無	無	無	
	詳細調査の要否	不要	不要	不要	
コンクリート強度	一軸圧縮強度(N/mm ²)	-	-	28.6	JISA1107
	設計基準強度(N/mm ²)	-	-	16.8	コア強度健全度
判定	-	-	OK	設計強度80%	

載荷状態 CASE	主桁下フランジ				床版			備考
	G1	G2	G3	G4	G1~G2	G2~G3	G3~G4	
A	32	28	22	12	6	23	2	1/4径間
B	47	44	35	15	9	61	-1	1/2径間
C	22	20	10	8	3	40	2	3/4径間
※載荷位置：後輪G1側左寄せ								
実応力 CASE	σ(N/mm ²)				備考			
A	6.4	5.7	4.3	2.5	1.1	4.5	0.4	μ×E
B	9.4	8.9	7.0	3.0	1.9	12.3	-0.2	μ×E
C	4.3	4.0	2.1	1.5	0.6	7.9	0.4	μ×E

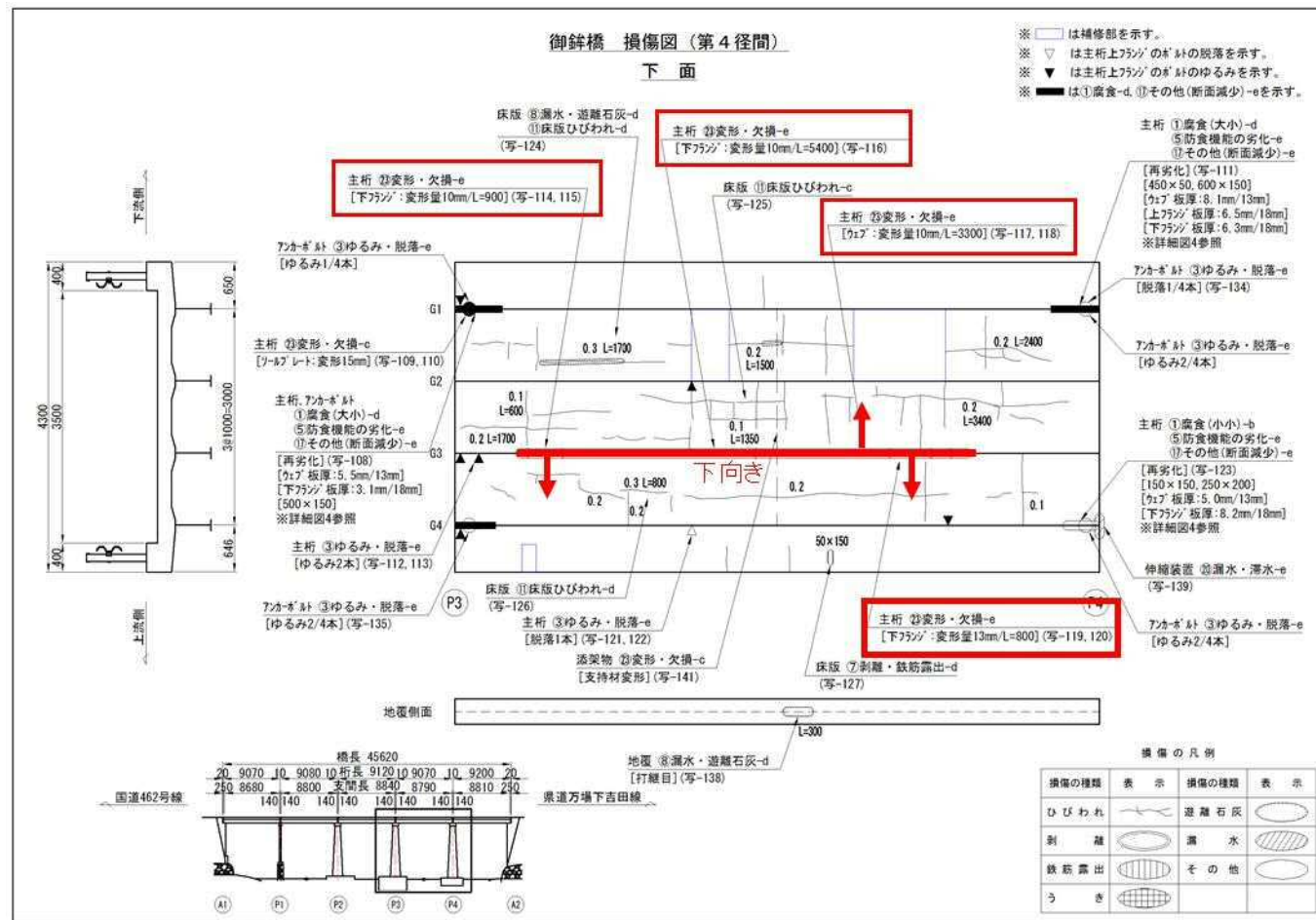


総合所見

本橋は昭和4年に竣工し、昭和31年に3~5径間が現在の姿で一部再建している。現在87年(60年)が経過、直近の塗装塗替えはH26年である。

- P4基部下側まで洗掘を確認しており、今後の進行具合によっては橋梁構造の安全性に関わるため、P4橋脚の洗掘対策、下流側根固めブロックの補修を実施するなど、緊急対応が必要である。
- 主桁の変形のほか、床版ひび割れ、うき、剥離・鉄筋露出が生じている。主桁の変形は局部的であるが、変形量が大きく、この変形が床版ひび割れを助長している可能性があることから、床組などを追加し、上部構造の剛性を高めるのが望ましい。
- 主桁端部、支承アンカーボルトの再劣化とP1橋脚に対して、塗装塗替えが必要である。
- 床版の2方向ひびわれ及び鉄筋露出に対しては、ひび割れ補修、断面修復のほか、予防保全的に防水工を行う。
- コンクリート品質試験結果より、P4は設計強度の80%以上を確保している。また、床版の中性化深さも2径間:16.6mm、3径間:3.7mmであり、鉄筋の腐食発生限界の中性化残り10mm以上を確保されている。

【E1:橋梁構造の安全性の観点から緊急対応が必要な損傷】 ■P4橋脚の洗掘対策
 【C1:予防保全の観点から速やかに補修する必要のある損傷】 ■床組追加 ■鋼材再劣化部塗装工
 ■床版ひび割れ補修、断面修復 ■下部構造断面修復工 ■橋面防水工 ■舗装工
 【S2:追跡調査の必要のある損傷】 ■胸壁ひびわれ、橋台と護岸の隙間



(2) ボルトゆるみ (上フランジ)

上フランジのボルトのゆるみ脱落が「第3、4、5径間」に多く発生している。なお、「第1、2径間」は上フランジのボルト同損傷は生じていない。

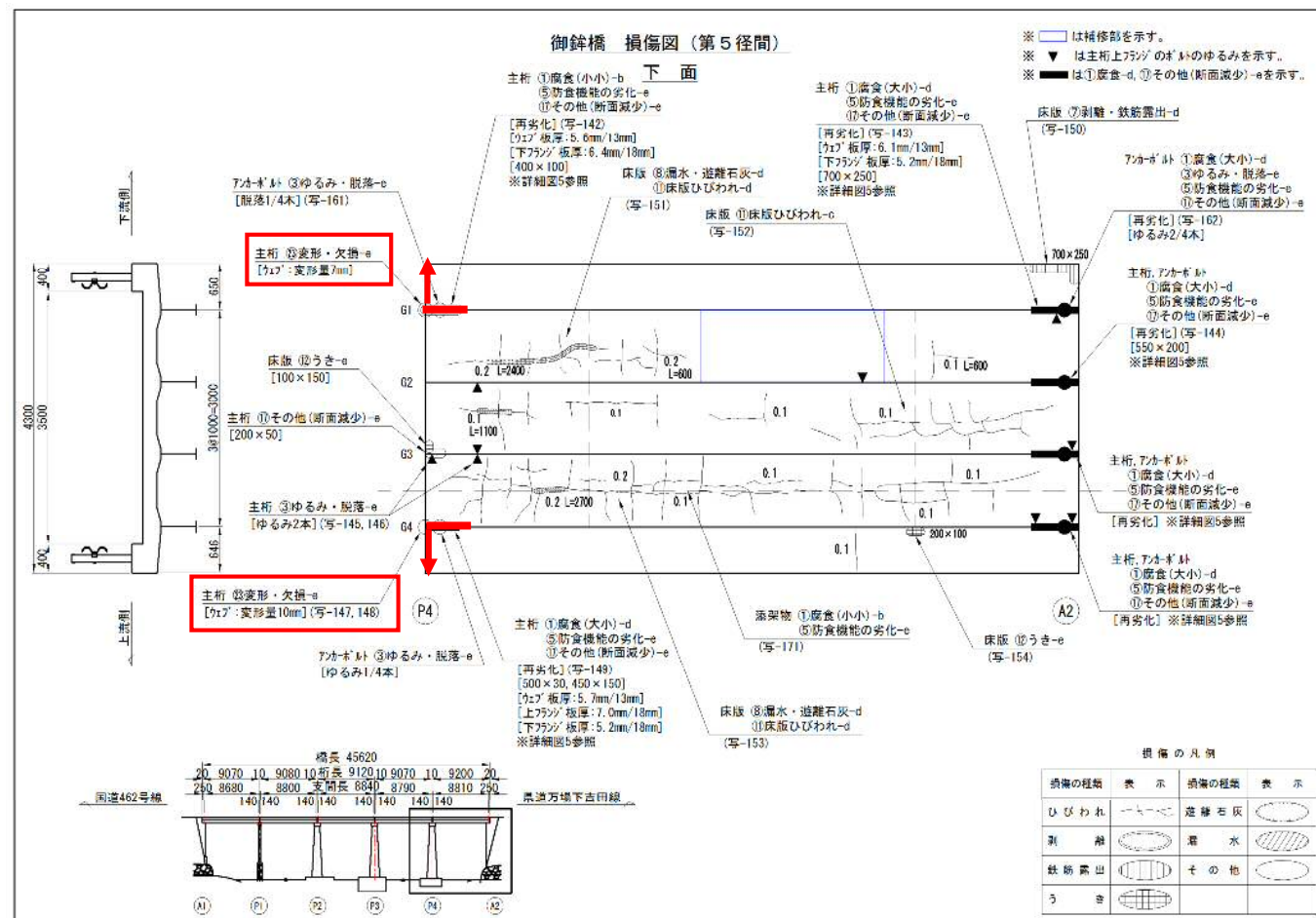
竣工年代より、御鉢橋は非合成桁と考えられる。1径間1主桁あたり1~2本程度の抜けのため、定着が不足していたとしても、非合成桁の機能としては問題ないと思われる。(1主桁片側ボルト本数:15箇所程度 (@600mm))



(3) ボルトゆるみ、脱落 (支承)

支承アンカーボルトのボルトゆるみや脱落(ナットがない)状況を確認した。上フランジ同様に「第3、4、5径間」が多い結果である。

下部へのアンカー定着はされていると考えられるが、ナットが欠損しているため、上部構造からの力を下部構造へ伝える機能が不足すると判断できる。ナットの設置、締め込みが必要である。施工時にナット設置をしない状況は考えにくいこと、振動などによる影響と施工品質が悪いことの2つが考えられる。



(4) 床版ひびわれ、うき、剥離・鉄筋露出 (床版)

「第1、2径間」は、鉄筋露出やうきが所々見られ、また1方向の床版ひびわれが見られる。「第2径間」には、過年度の補修跡の再劣化と補修跡周辺のうきが確認された。床版コンクリートの品質劣化が原因である可能性が高い。床版ひびわれには、遊離石灰が伴っている箇所もあるため、防水層が設置されていないと考えられる。

「3、4、5径間」は、2方向ひびわれが床版全体に発生している。大型車交通量が殆どないことから、疲労とは考えにくい。「第1、2径間」と比べて床版厚が薄いこと、また主桁の変形が生じていて、横桁がない構造であるため、床版の挙動が複雑となり、床版ひびわれが進行していると考えられる。

中性化試験では、2径間目で16.6mm、4径間目で3.7mmである。鉄筋のかぶり厚は30mm程度のため、中性化残りは十分であるが、施工誤差でかぶり厚が薄い箇所で、鉄筋腐食による、うき・剥離鉄筋露出が進行していると考えられる。



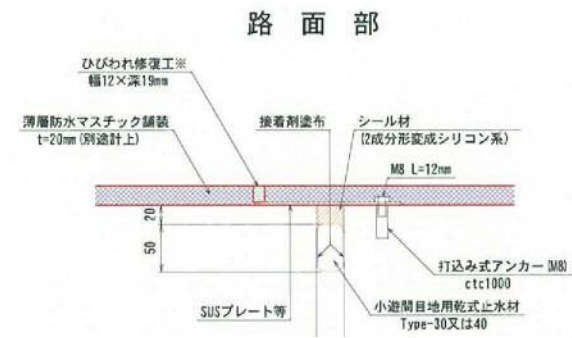
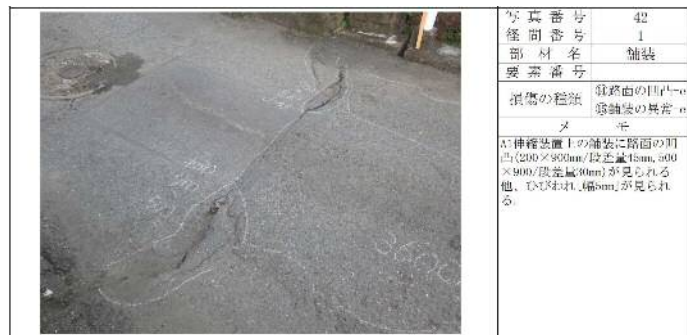
(5) 桁端再劣化（腐食）

主桁端部に塗装の再劣化による板厚減少を伴う腐食が見られる。

【最大板厚減少】

- ・ウェブ(1径間G4起点、3径間G4起点、4径間G4終点) : -8.0mm(計測5.0mm/標準板厚13mm)
- ・下フランジ(4径間G1起点) : -14.9mm(計測3.1mm/標準板厚18mm)

伸縮装置からの漏水や、外桁への雨がかりが原因であると考えられる。なお、「P2~P4」は埋設ジョイントに交換済みのため、今後、劣化進行は小さいと考えられる。現状では耐荷力は問題ないため、A1、A2の伸縮装置の設置および主桁端部の再塗装を実施するのが良い。



伸縮装置図（埋設ジョイント）



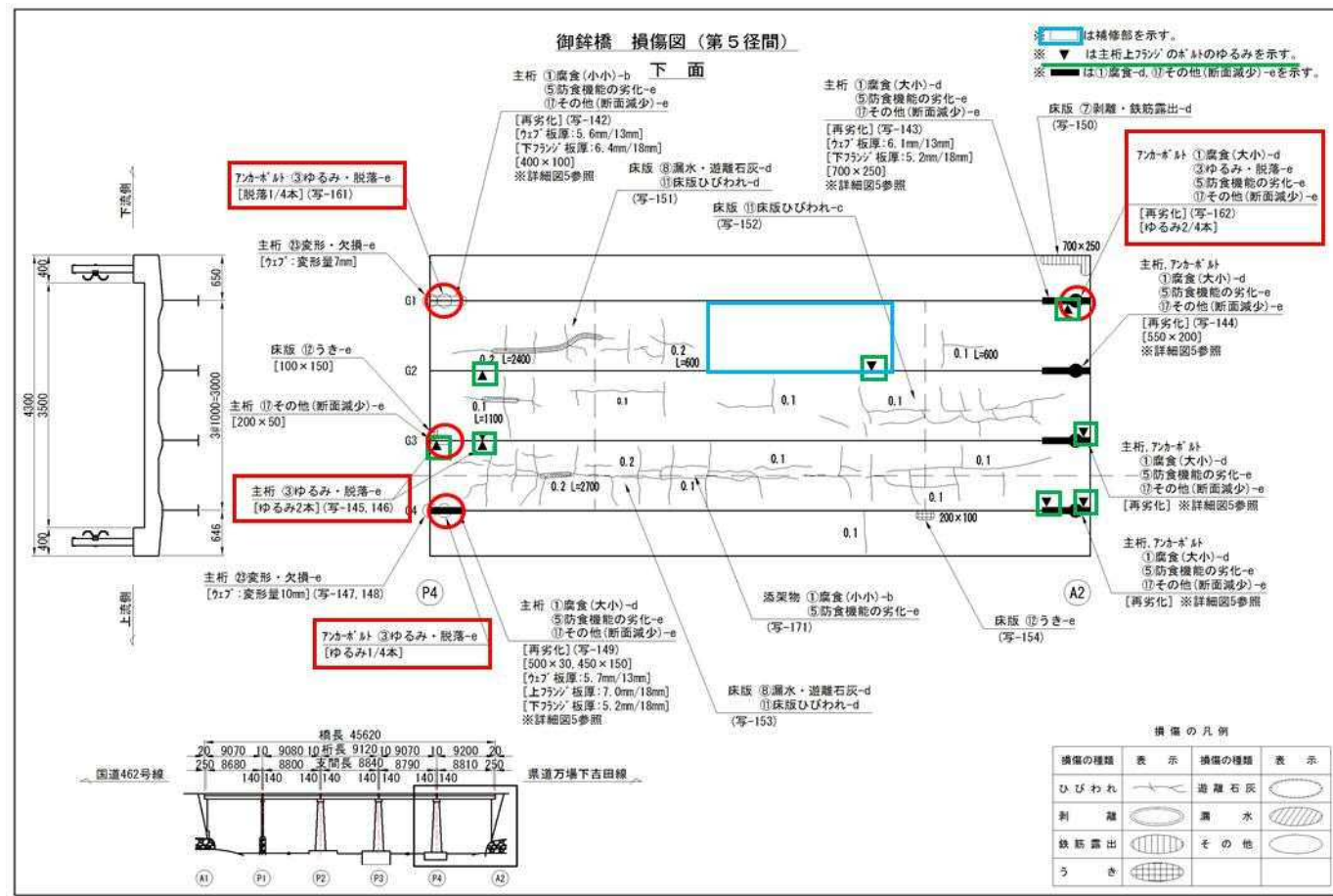
(6) 当て板補強のボルトゆるみ（過年度点検調査より）

過年度点検調査より、ボルトのゆるみが予想されていた。H26年度に塗装塗替えが行われている。打音検査の結果、ボルトのゆるみなどは確認されなかった。

過年度点検結果では添接板とされているが、全桁のうち1箇所のみであること、板の切れ目が下フランジの片側のみであることから、施工時の桁の矯正跡を補強したものと考えられる。

写真番号	43	径間番号	3	撮影年月日	2010年1月14日
部材名	*主桁	損傷の種類	ゆるみ・脱落	メ	モ
損傷程度	a	対策区分	S2	添接板のボルトにゆるみが生じている	





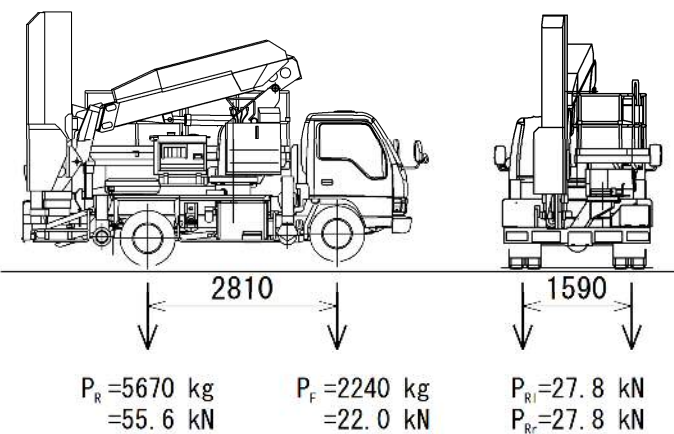
(7) 耐荷力照査

a) 静的荷重試験結果と理論値の比較

御銚橋は横桁を有さない非合成桁であることから、荷重分配を考慮しない簡易法(1-0法)で理論値を算定した。

1) 荷重荷重

橋梁点検車 (BT-110) の仕様書より荷重荷重は以下のとおり設定する。

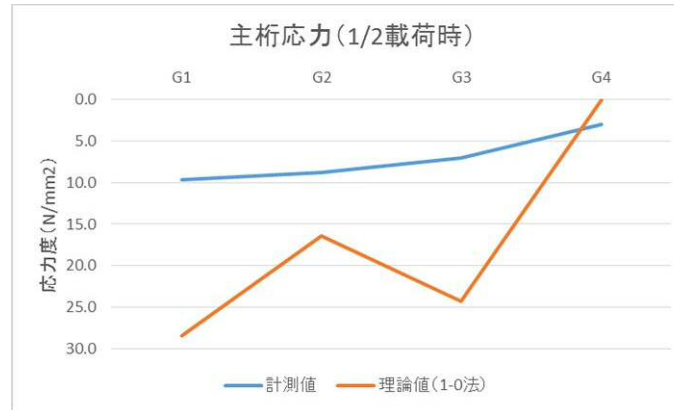


主要諸元比較表

項目	標準車	変更車	基準	項目	標準車	変更車	基準
車名	日野	日野		乗車定員	3	2	
型式	TKG-XZU700X, TKG-XZU700X			最大積載量	4000		
自動車の種別	普通	普通		前軸重	2485	2240	≦ (3100)
用途	貨物	特殊		車内積載重			≦
車体の形状	ダンプ	道路作業車		総重量	5200	5670	≦ (6200)
燃料の種類	軽油	軽油		計	7685	7910	≦ (8000)
原動機型式	N04C	N04C					
総排気量	4,009	4,009					
長さ	5,340	5,765	≦ 12m	最大安定	右	48	37
幅	2,130	2,180	≦ 2.5m	傾斜角	左	49	37
高さ	2,340	3,750	≦ 3.8m				
軸距	2,810	2,810		前軸軸径	215/70R17.5	123/121J	S:3100
前軸軸径	1,655	1,655		後軸軸径			
後軸軸径	1,590	1,590		前軸軸径	215/70R17.5	123/121J	D:5800
車内又は	3,400			積載時			
荷台の内径	2,000			前軸軸径	80.2	72.3	
軸の寸法	0.370			積載割合			≦ 100%
前軸重	1810	2130		積載時前軸			≦ 1.8, 80%
車両重				積載割合	32.3	28.3	≦ 1.8, 80%
前軸重				リヤ・オーバ			≦ 1.8, 80%
後軸重	1710	5670		ハンダ	1.345	1.845	(1.873)
計	3520	7800		ハンダオフセット	0.355		
				最小回転半径	4.8	4.8	≦ 12m

2) 計測値と理論値の比較

桁番号	載荷位置(片側)				載荷ケース			
	G1	G2	G3	G4	G1	G2	G3	G4
計測値 (N/mm ²)	6.4	5.6	4.4	2.4	9.6	8.8	7.0	3.0
理論値(1-0法) (N/mm ²)	20.9	12.1	17.8	0.0	28.5	16.4	24.3	0.0



1/2点(支間中央) 載荷時の主桁毎応力度の比較



G1桁 主桁応力分布の比較

3) 考察

- 理論値に比べて計測値は、1/2~1/3の応力度となっている。理論値は非合成桁として算定した値であるため、計測値には主桁とコンクリート床版との合成効果が作用したと考えられる。竣工後60年経過しているが、現橋は理論値に対して余剰耐力を有しているといえる。
- 理論値ではG1およびG3桁の応力度が卓越するが、計測値はG1桁からG4桁にかけて徐々に応力度が減少しており、分配横桁を有さない構造であるが、実挙動ではコンクリート床版による荷重分配効果が見られる。

b) 実橋の耐荷力検討

1) 設計荷重 L-14 に対する照査

昭和 31 年 鋼道路橋設計示方書に定める設計荷重 (L-14) に対する照査を行った結果、昭和 31 年に定める許容応力度に対して、応力度、活荷重たわみとも満足する結果を得た。

・ 応力度

断面位置	断面1-L	断面1-R	断面1-C
断面長 [mm]	8680.0	8680.0	8680.0
材質 上フランジ	SM400A	SM400A	SM400A
ウェブ	SM400A	SM400A	SM400A
下フランジ	SM400A	SM400A	SM400A
断面力 My(max) [kN・m]	0	0	205
My(min) [kN・m]	0	0	101
Sz [kN]	94	94	21
固定間距離 [mm]	8680.0	8680.0	8680.0
断面 上フランジ [mm]	155 x 18	155 x 18	155 x 18
ウェブ [mm]	464 x 13	464 x 13	464 x 13
下フランジ [mm]	155 x 18	155 x 18	155 x 18
断面諸量 δ [cm]	0.00	0.00	0.00
Yu [cm]	-25.00	-25.00	-25.00
Yl [cm]	25.00	25.00	25.00
Δg [cm ²]	116.12	116.12	116.12
Iy [cm ⁴]	43246	43246	43246
応力度 σu(max) [N/mm ²]	0.0 < 140.0	0.0 < 140.0	-118.8 < -140.0
σL (H) [N/mm ²]	0.0 < 140.0	0.0 < 140.0	118.8 < 140.0
σu(min) [N/mm ²]	0.0 < 140.0	0.0 < 140.0	-58.4 < -140.0
σL (H) [N/mm ²]	0.0 < 140.0	0.0 < 140.0	58.4 < 140.0
τ [N/mm ²]	15.6 < 80.0	15.6 < 80.0	3.5 < 80.0
合成応力度 Wu	0.038 < 1.2	0.038 < 1.2	0.622 < 1.2
Wl	0.038 < 1.2	0.038 < 1.2	0.622 < 1.2

・ 活荷重たわみ δ l=7.379 < 14.467mm (L/600 S31 示方書)・・・OK
(L/2000 H24 示方書)：参考値

2) 桁端部の板厚減少を考慮した耐荷力の整理

断面減少は桁端部のフランジ、ウェブに生じている。桁端部は曲げ引張の影響を殆ど受けないため、桁端部のせん断力に対するウェブの板厚減少を考慮した検討を行った。

・ ウェブの板厚減少の最大値：-8mm (残存板厚 5mm)

・ せん断力に対する照査

$$S = 94\text{kN}$$

$$A = 464 \times 5\text{mm} = 2320\text{mm}^2$$

$$\therefore \tau = 94000 / 2320 = 40.5 \text{ N/mm}^2 < 80 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

照査の結果、現状の残存板厚においても、設計荷重 L-14 に対して許容値を満足した。

【診断】

- 伸縮装置は P1~P4 交換済みのため、桁端の劣化は抑制されると予想される。A1、A2 は未実施であることから、伸縮装置の設置後、桁端に対しては再塗装が望ましい。
- 「第 1、2 径間」の床版は、88 年経過して中性化が進行しているため、今後、劣化要因の遮断や除去を検討することが望ましい。「第 3、4、5 径間」は、主桁の変形や横桁がない構造が原因で床版ひびわれが進行していると考えられるため、横桁などの床組を追加することが望ましい。
- 支承は、ボルト設置や締付などを実施し、耐震性については、今後検討することが必要である。

2-3 下部構造について

(1) 洗掘状況について

橋脚洗掘調査結果より、P4 橋脚基部下面への洗掘を確認した（写真4）。また、深淺測量から橋梁周辺の水深を広範囲で把握した。

- ・P4 橋脚下流側の根固めブロックが洗掘による沈下している箇所付近で、周辺に比較して流速が速い。（図中のA地点 写真3）
- ・P3 橋脚とP4 橋脚の間に水深の深い箇所がある。（図中のB地点 写真1）
- ・ブロックが損傷している下流で洗掘を受けている箇所がある（図中のC地点）ことからB→A→Cのラインで常時の主流路が形成されていることが分かる。

以上の現地状況から洗掘のメカニズムは以下のように想定される。

- ①粗度係数が急変するため、根固め下流側で全幅にわたり河床洗掘が進行する。
- ②洗掘は下流から上流に向かって進行するため、洗掘はやがて根固めブロックの下部にも及び、ブロックの自重に耐え切れなくなったA地点のブロックが沈下・損傷した。
- ③ブロックが沈下したことでその部分の河床が下がり、そこへ流水が集中することで流速が上がり、更に局所的な洗掘を助長することになった。

また、将来的な洗掘の進行については、現時点では以下のように考える。

- ・「(2)地盤状況」で後述するとおり、橋脚基部はおおよそ岩着しているものと思われるが、P4 橋脚基部下面が下流側から洗掘を受けている。橋脚基部周辺は非常に複雑な流況となっていることから、シミュレーション等で現象再現を行うことは極めて困難であり、また、洗掘の進行性についても掃流力と橋脚基部の地盤状況の関係性が不明である以上、判断はできない。

→P4 橋脚基部下面が洗掘されていることから、状況が変わらない限り、洗掘が進行すると考えられるため、早期の対策が必要である。



写真1



写真2



写真3

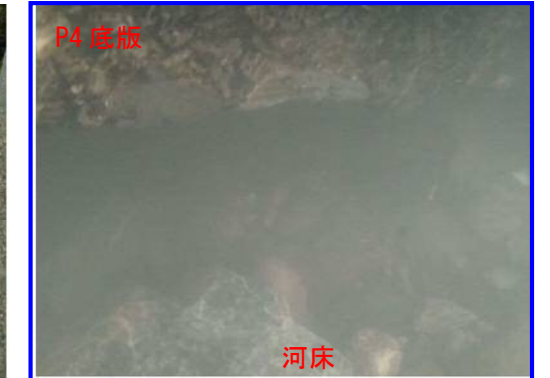
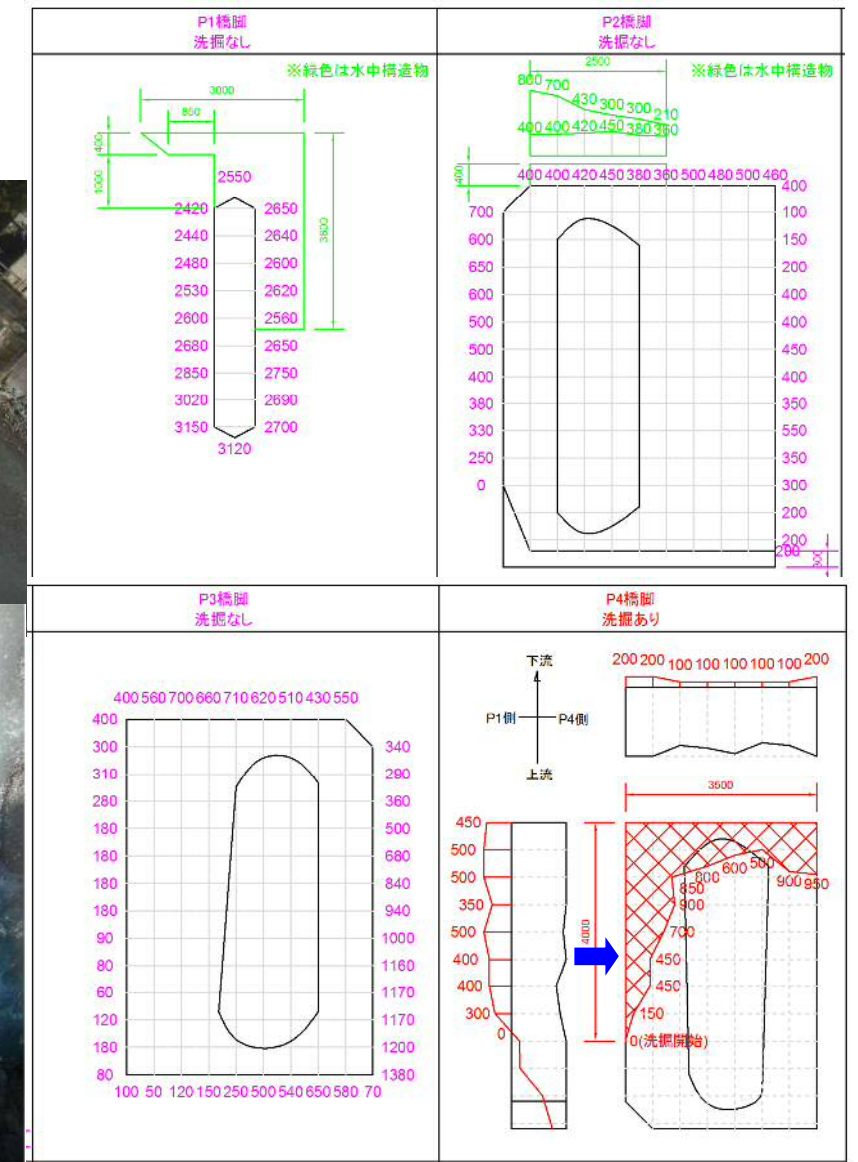
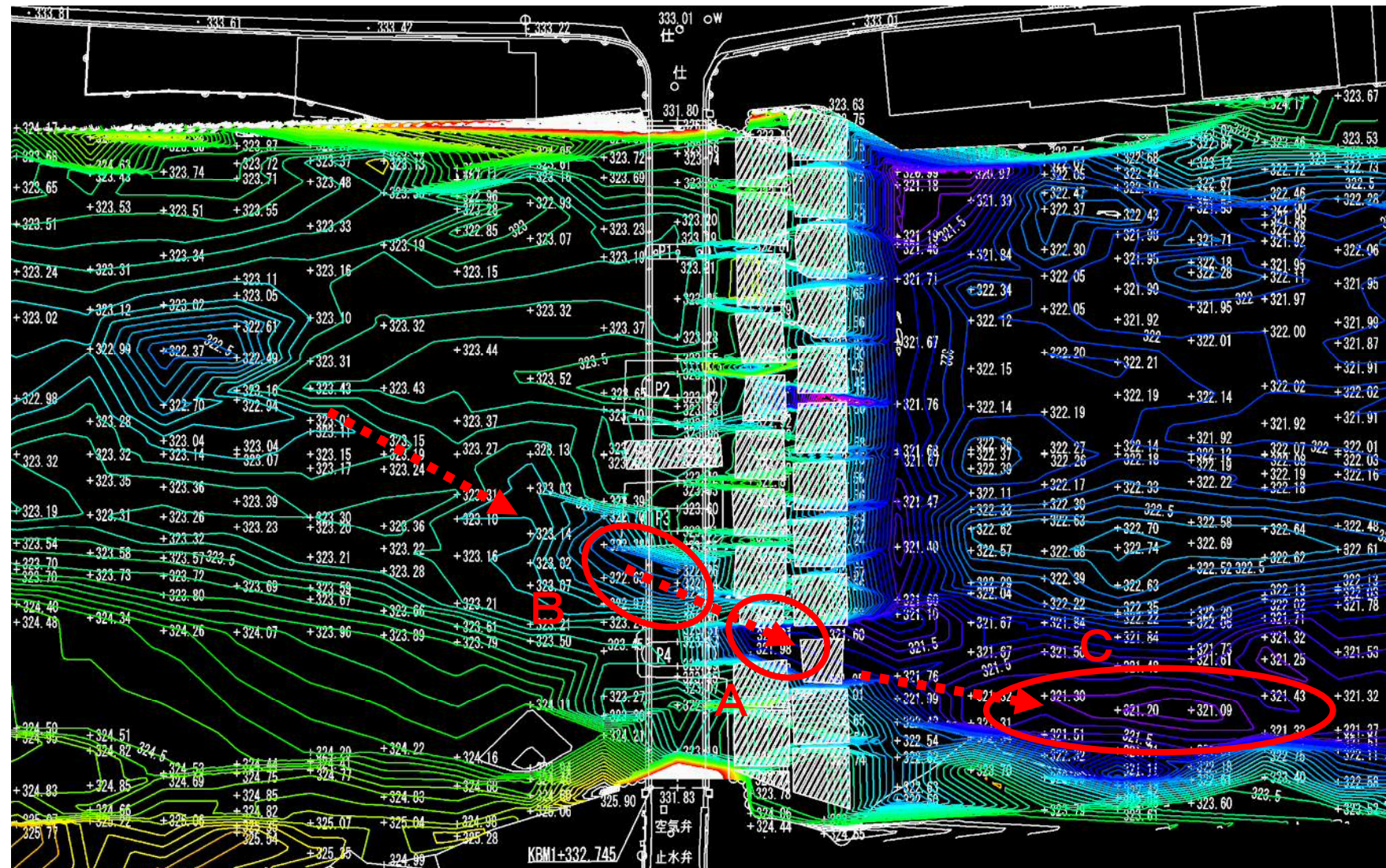


写真4



(2) 地盤状況について

P3 橋脚およびP4 橋脚基部のコア削孔調査を行い、基部下面の地盤状況を確認したほか、P4 橋脚上流側でボーリング調査を実施し、当該地点での地盤条件を確認した。

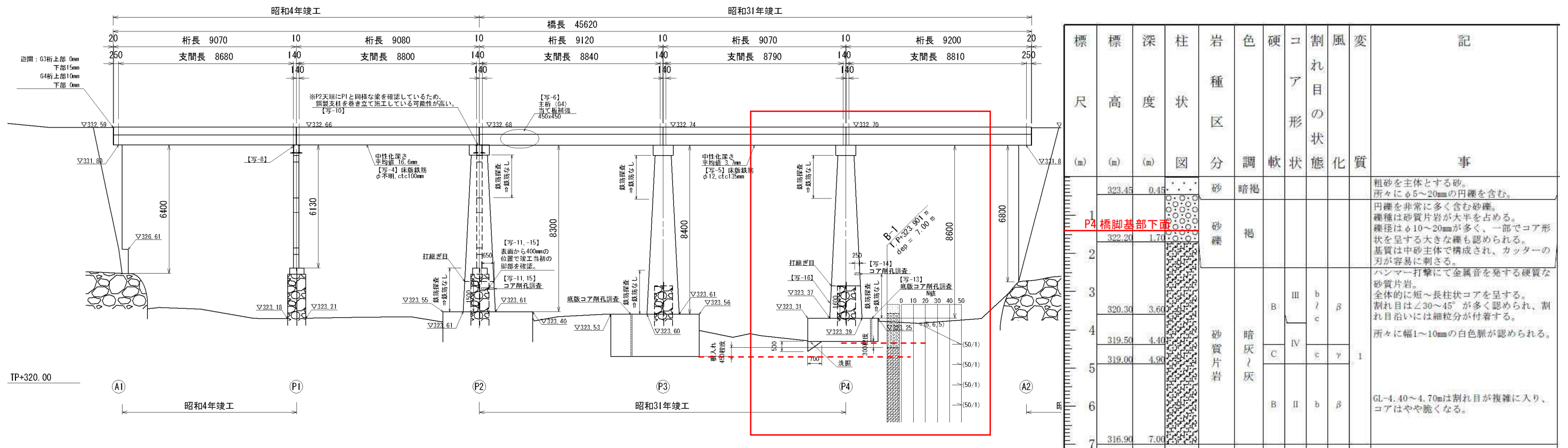
ボーリング調査結果より、P3 橋脚基部下面は岩着している状況（根入れ 450mm 程度）であるが、P4 橋脚基部下面の土質は砂礫である可能性がある。しかし、P4 橋脚基部下面と支持地盤（砂質片岩）との標高差が 30cm 程度と小さいこと、P4 橋脚基部コア削孔調査でコア先端に砂礫片岩を確認していることから、河川縦断や河道形成に伴う支持地盤傾斜の影響も考えられ、橋脚基部下面は岩着されていると考えられる。

一方、水中調査では、P4 橋脚の洗掘を受ける P3 側の橋脚基部下面には礫が確認されている。一部岩着されていない橋脚基部下面が洗掘され、その後上流の礫が流されて橋脚基部下面に堆積しているものと推察する。

P2、P3 橋脚基部コンクリートに対して、躯体（柱）位置が偏心しており、左右対称でない。このため、基部コンクリートは、洗掘防止工の可能性が高いと考えられる。



河床面（礫）↑



P3 橋脚基部コア

P4 橋脚基部コア

P4 拡大写真



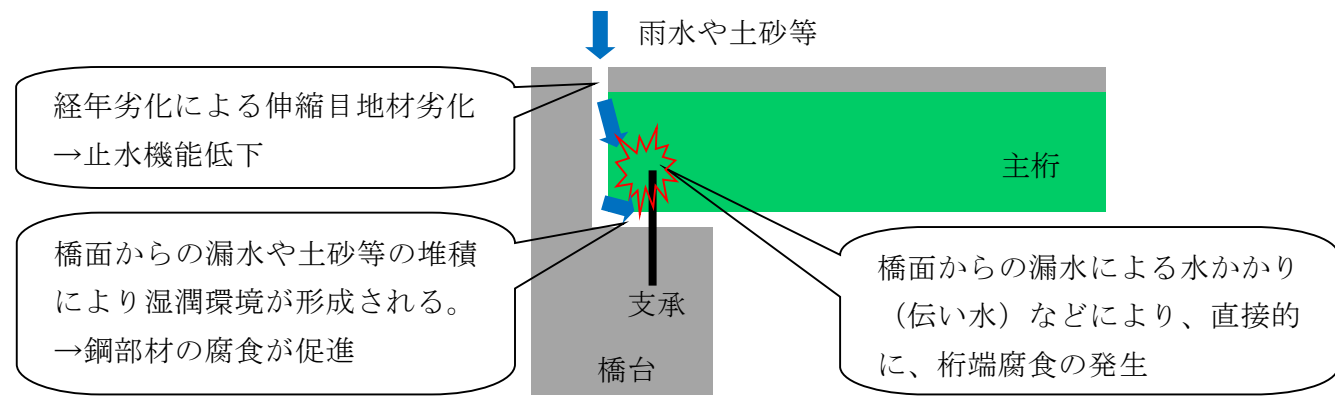
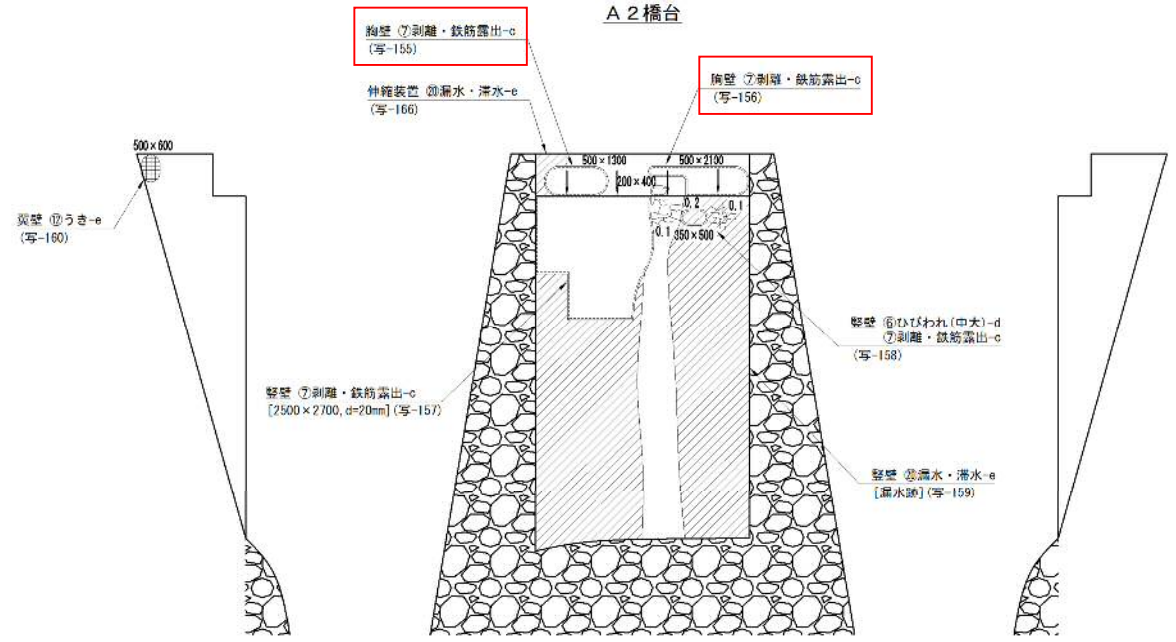
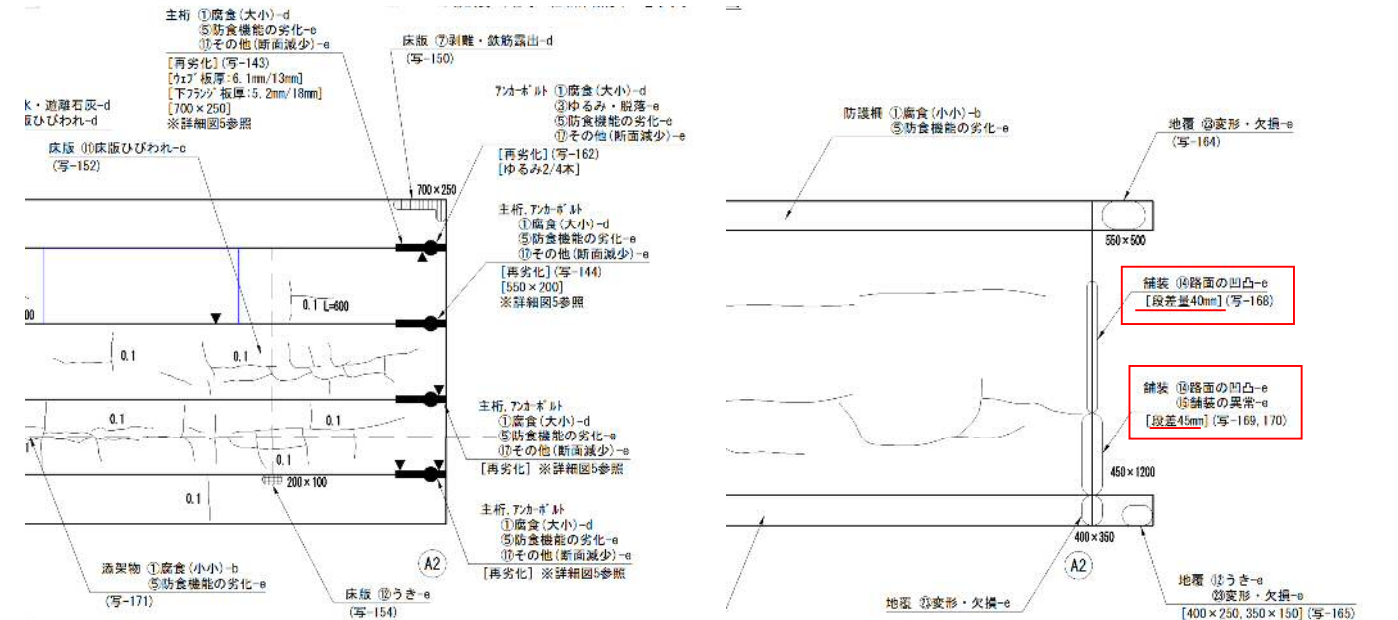
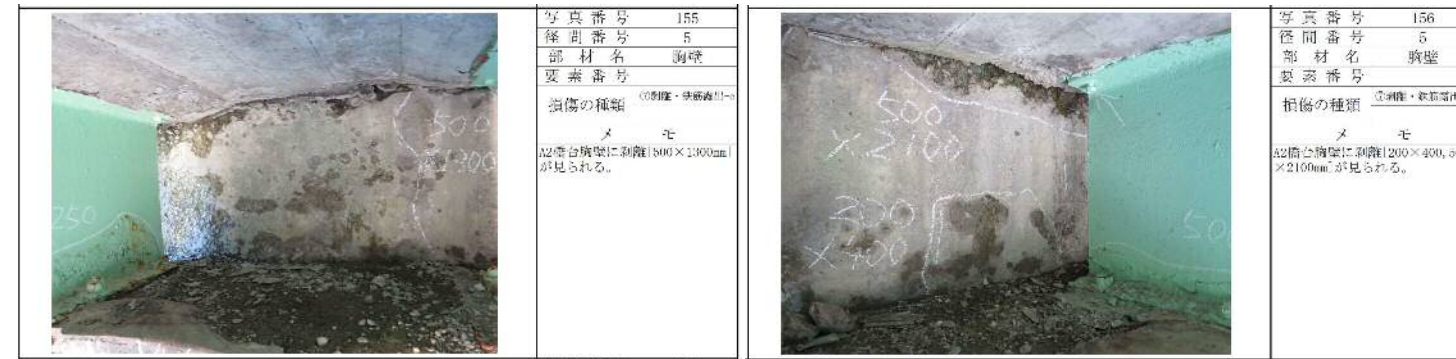
橋脚基部コアの先端に支持地盤（砂質片岩）を確認

b) 橋台 (A2)

A2 橋台は、A1 橋台と同様に伸縮装置がないため、桁端の漏水を確認しており、主桁の腐食（再劣化）が発生している。床版とパラペットの隙間に目地材の設置がされているが、経年劣化による目地材の劣化が原因となり、沓座に橋面からの水や土砂が沓座に堆積し、湿潤状態となっている。下図に桁端の漏水が原因の腐食メカニズムを示す。

橋面のひびわれや土砂堆積の状況より、伸縮装置の設置の他に、沓座の清掃、桁端切り欠きなどによる風通しの確保や沓座の排水勾配を設置などが望まれる。

A2 橋台は、A1 橋台のような異常遊間は発生しておらず、パラペットのひびわれなども確認されていない。




c) 橋脚（鋼製）

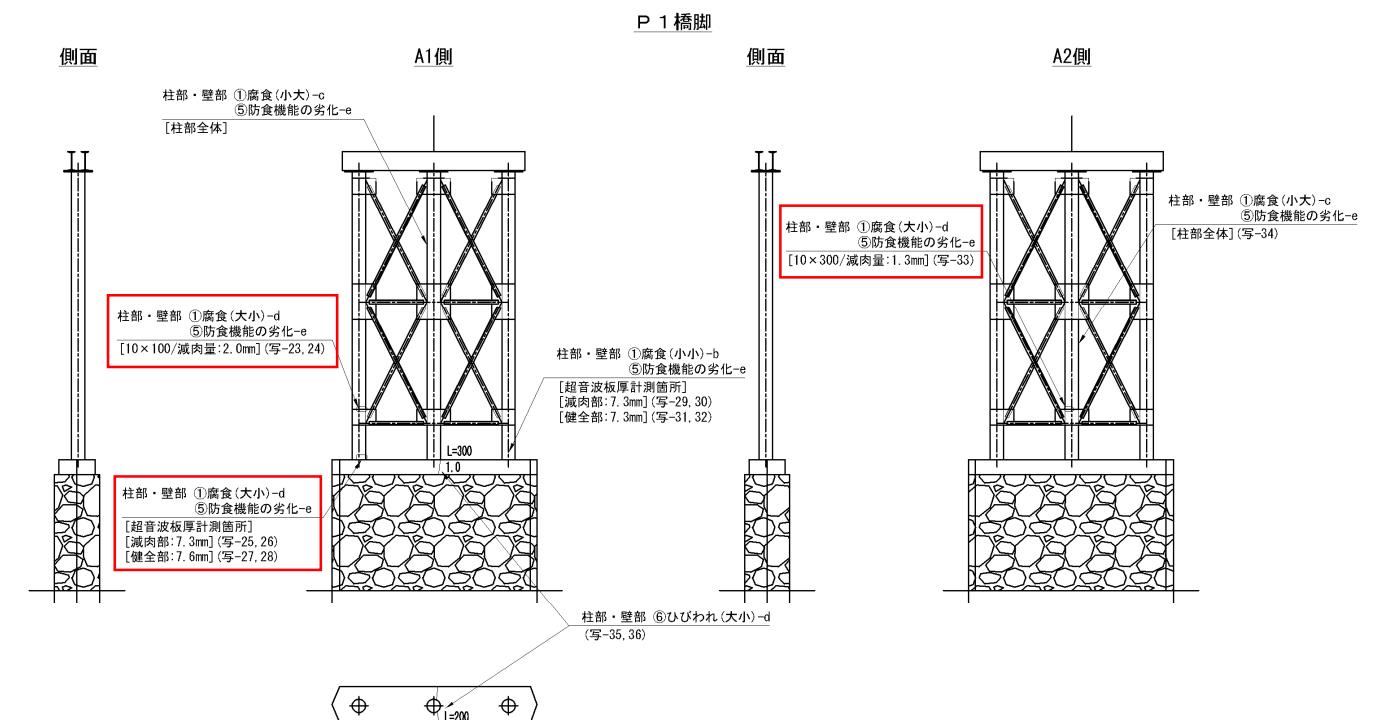
P1 橋脚全体に腐食、防食機能の劣化を確認した。鋼管支柱とガセット周辺に局部的に最大-2mm の減肉量を確認した。また、コンクリート埋め込み部の腐食部の板厚減少は小さい（7.3mm/7.6mm）ことを確認した。

コンクリートとの埋め込み部周辺の板厚減少もほぼなく、支柱とコンクリートとの隙間も確認されていないことから、コンクリート内部の腐食は発生していないと考えられる。

以上より、腐食部は軽微であるため、躯体の塗装塗替えを行うのが良い。

なお、橋面は埋設ジョイントに交換されており、段差などの損傷は発生していない。

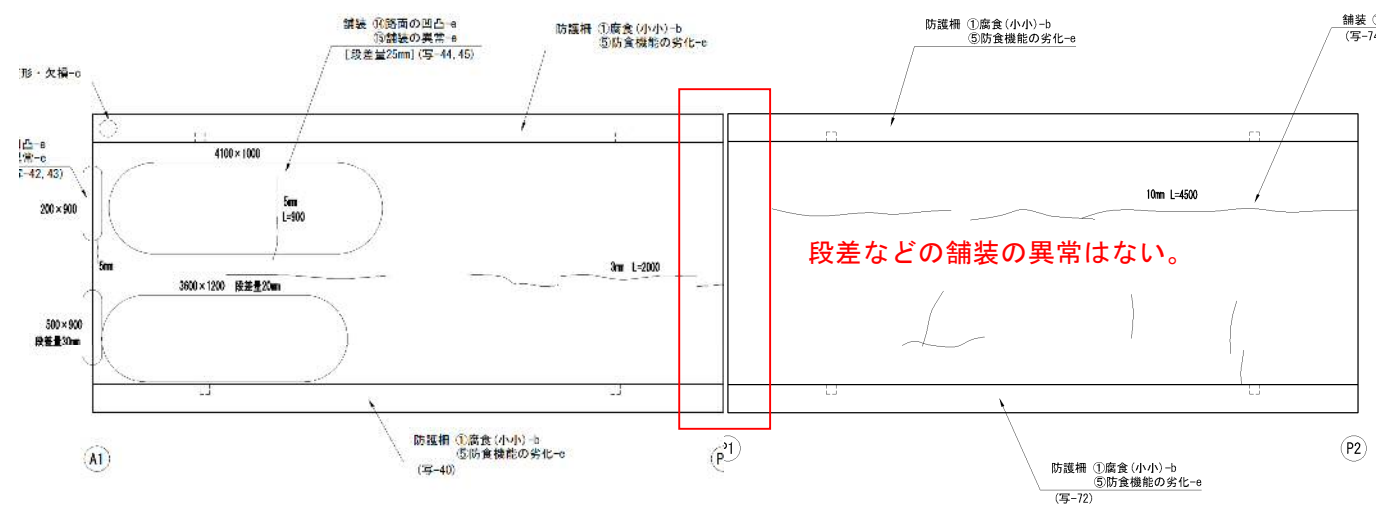
	写真番号	34
	径間番号	1
	部材名	柱部・壁部
	要素番号	
	損傷の種類	①腐食(小大)-c ⑤防食機能の劣化-e
メモ		
P1橋脚の柱部全体に腐食が見られる。		



	写真番号	25
	径間番号	1
	部材名	柱部・壁部
	要素番号	
	損傷の種類	①腐食(小大)-d ⑤防食機能の劣化-e
メモ		
P1橋脚柱部の基部に断面減少を伴う腐食が見られる。		

	写真番号	23
	径間番号	1
	部材名	柱部・壁部
	要素番号	
	損傷の種類	①腐食(小大)-d ⑤防食機能の劣化-e
メモ		
P1橋脚柱部に断面減少を伴う腐食(10×100mm)が見られる。		

	写真番号	24
	径間番号	1
	部材名	柱部・壁部
	要素番号	
	損傷の種類	①腐食(小大)-d ⑤防食機能の劣化-e
メモ		
写真番号23の右接写真 ※減肉量2.0mm		

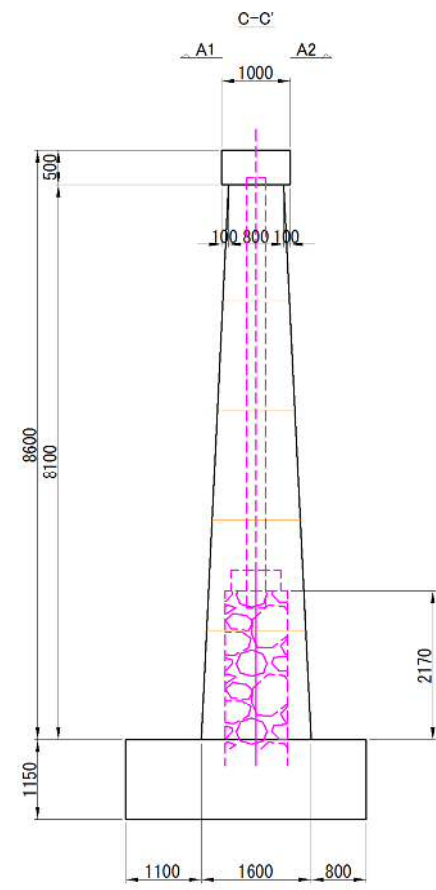
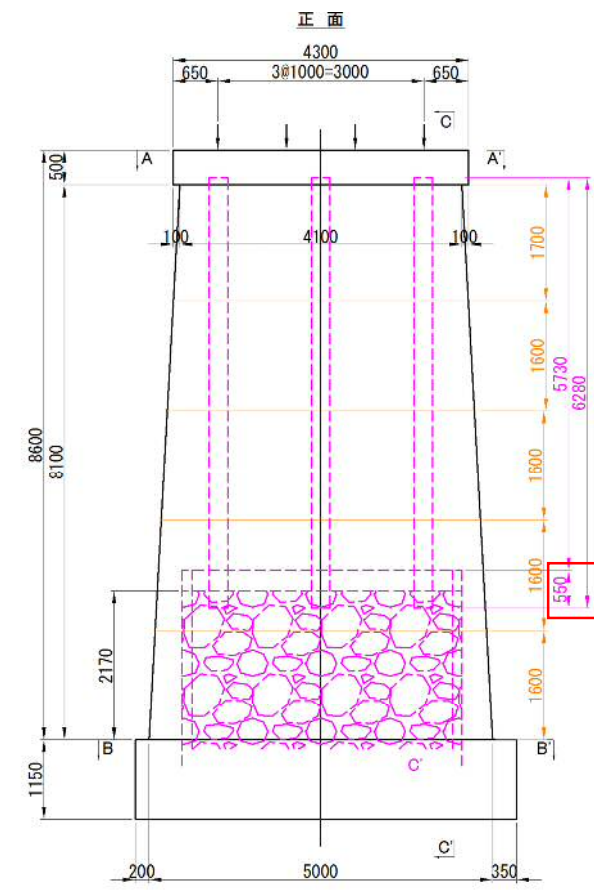


d) 橋脚（コンクリート製）

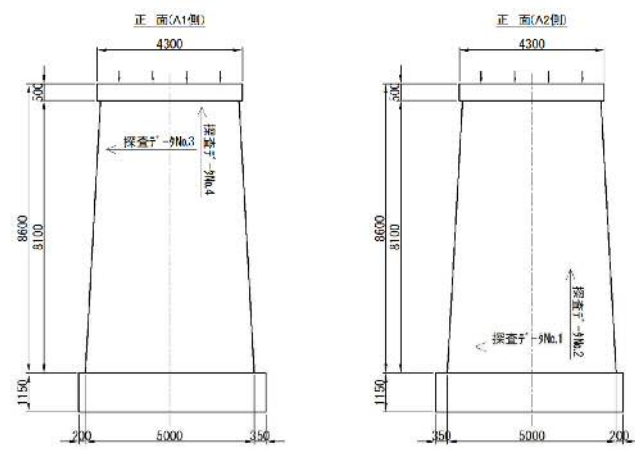
P3、P4 橋脚は、P1 橋脚のコンクリート基礎を元に無筋コンクリートが打設されていると推察される。下流側に放置された鋼管の長さは、計測結果より最長は 6.28m である。P1 の寸法計測結果と重ね合わせると、コンクリート基礎に 0.55m 程度の根入れがあると考えられる。

P3、P4 橋脚は、昭和 13 年の水害後、この鋼管根入れ部分の上部コンクリートを撤去して新たな下部構造を構築したと考えられ、打ち継ぎ位置が底版から 1.6m 程度になったものと考えられる。

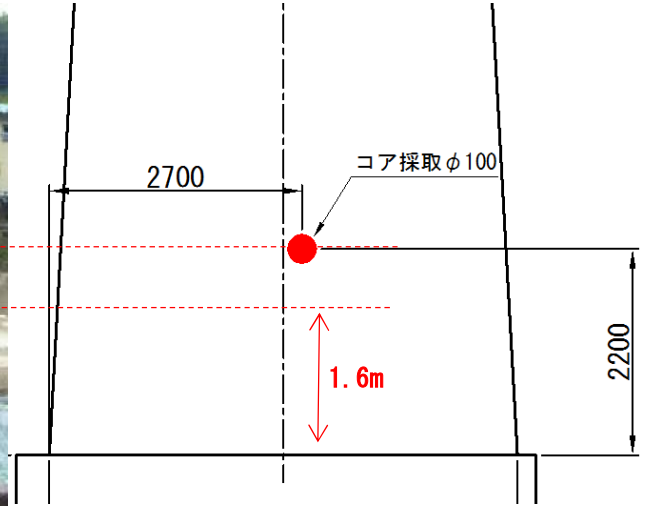
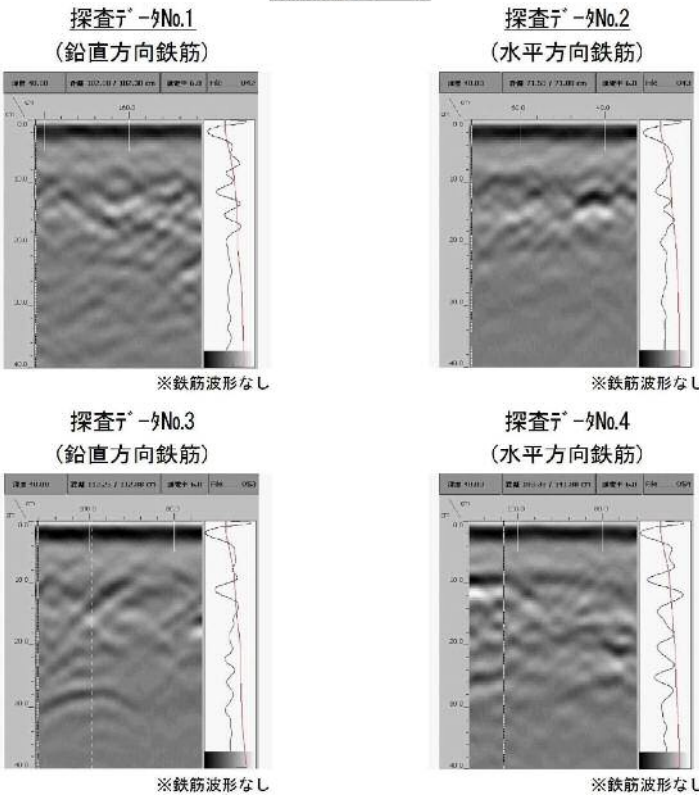
現場状況より、橋脚が橋軸方向へ傾いているように見られた。これは、RC レーダー調査結果より橋脚は無筋構造であることから、施工の際に、1 段目に型枠設置し、打設後脱型後、2 段目型枠設置・・・としたため、上方へ行くに従い、僅かな型枠の傾き生じたままコンクリートが打設されたため、打ち継目ごとに前後左右に少しずつ、ズレたものと推察される。なお、3D スキャン結果より、大きな移動・傾斜・沈下が見られないことから、竣工時の状況をそのまま残していると考えられる。



御鋒橋_鉄筋調査 (P4 橋脚)
鉄筋調査位置図



鉄筋調査データ

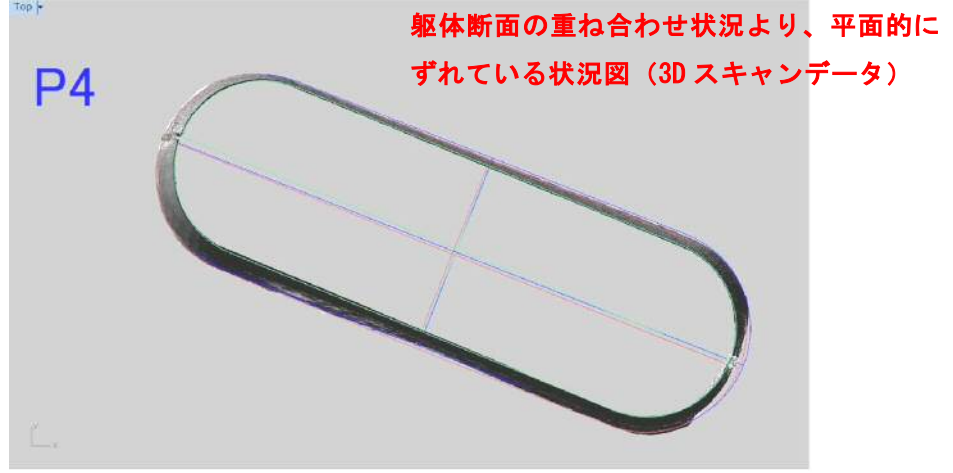
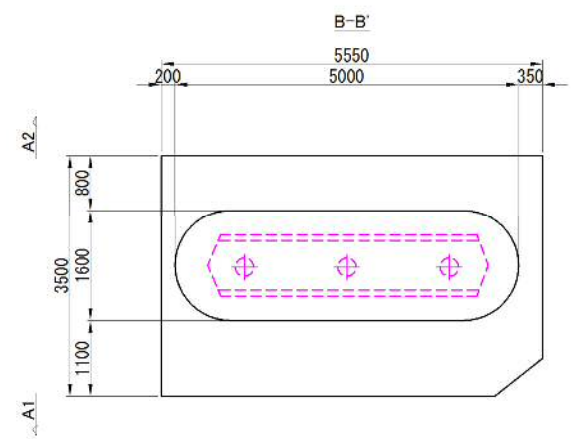


NO.10
全長 6.28m
(写真は上から5本目)

全橋脚の全長
上側より

1本目	3.69m
2 "	3.69m
3 "	2.65m
4 "	6.28m
5 "	6.28m
6 "	6.27m
7 "	6.27m

凡例
マゼンダ色 : P1 橋脚の計測結果
オレンジ色 : 打ち継目位置



躯体断面の重ね合わせ状況より、平面的にずれている状況図 (3D スキャンデータ)

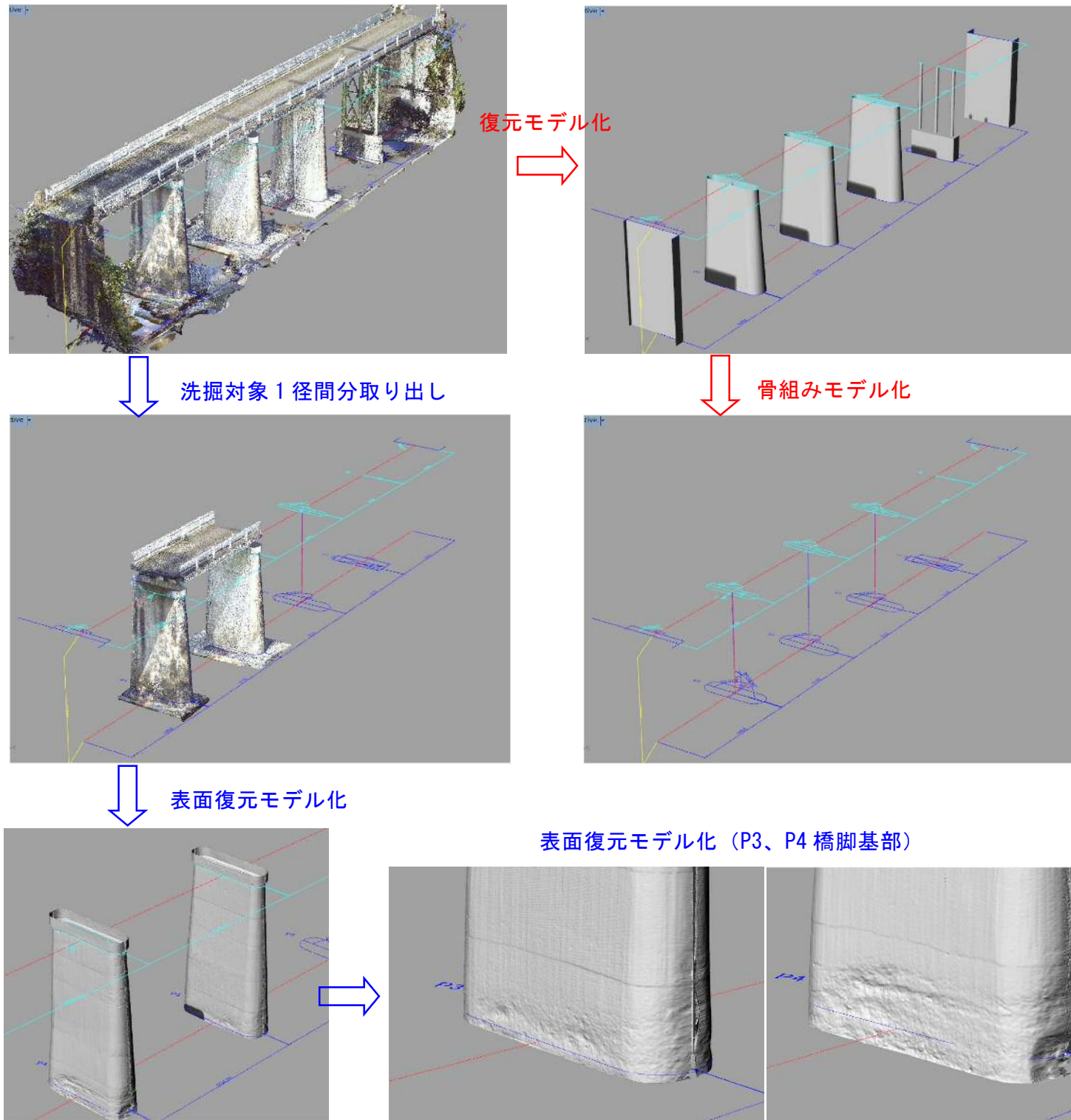
(4) 移動・傾斜・沈下・すりへりについて

P4 橋脚の洗掘に伴い、下部構造の移動・傾斜・沈下が懸念されることから、3D スキャン計測により評価を実施した。

橋梁全体のスキャン結果から、上下部構造の形状を復元し、骨組みモデルを作成し、下部工の水平垂直などの解析をした。

a) 今回データ解析

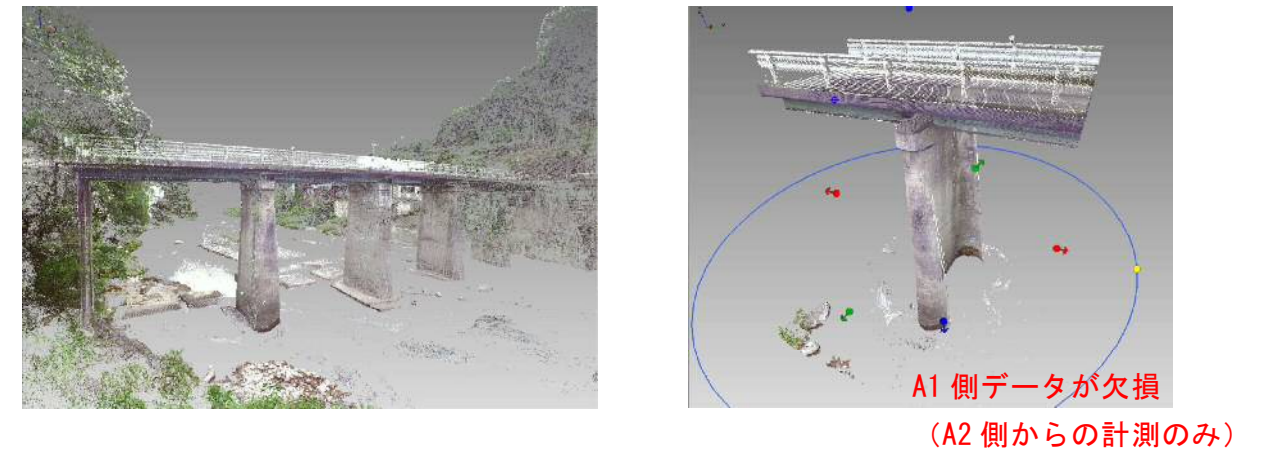
今回結果を中心に解析方針を示す。洗掘による影響を評価するため、P3、P4 橋脚に注目する。橋軸方向、橋軸直角方向の水平垂直はおおむね 90 度であった。



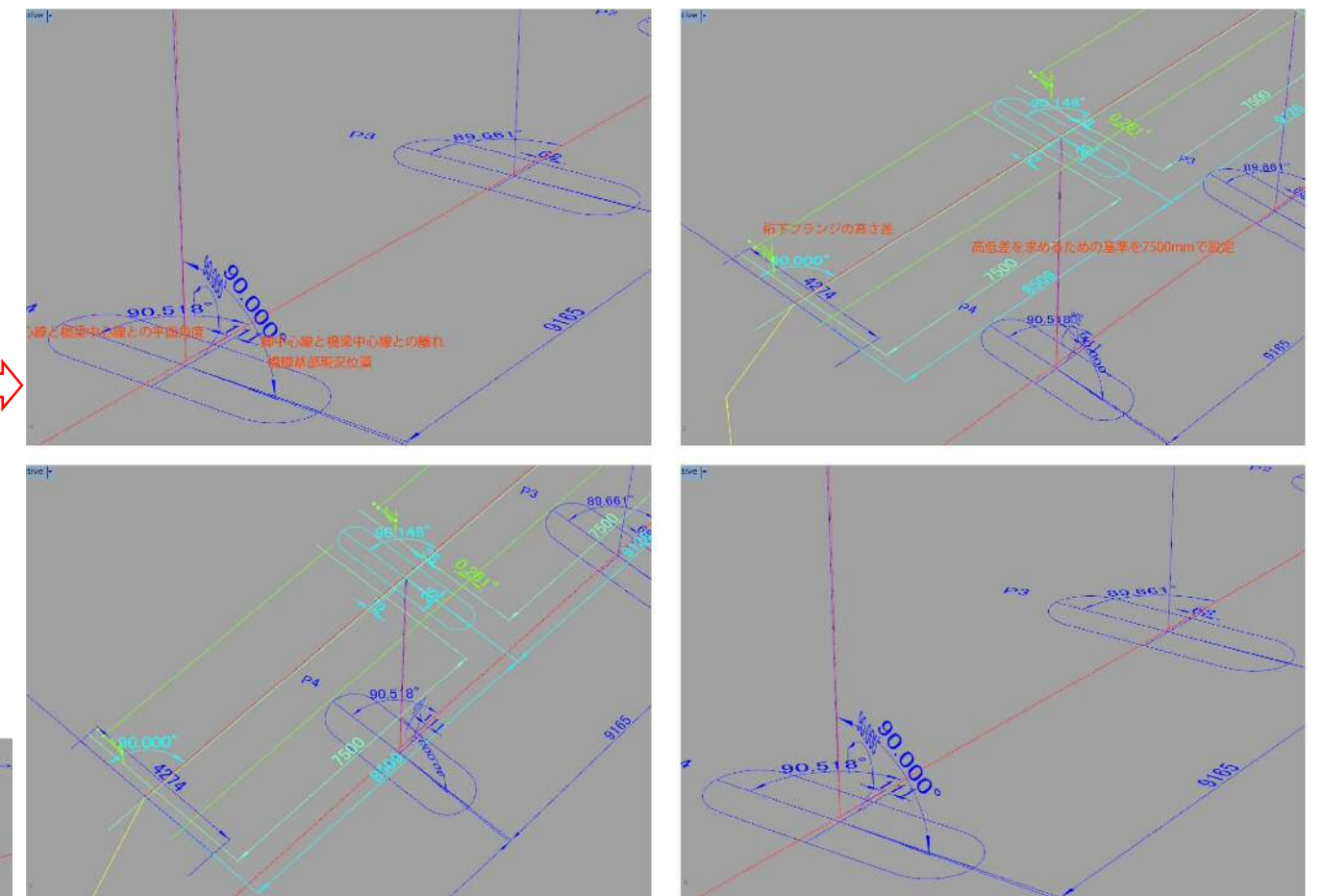
b) 過年度点群データからモデル復元

神流町（委託業者：富永調査事務所）より受領した御銚橋の点群データより、モデル図を今回と同様の作業を行い、復元して、今回データとの対比のため、作成した。

【過年度 3D スキャンデータの復元】



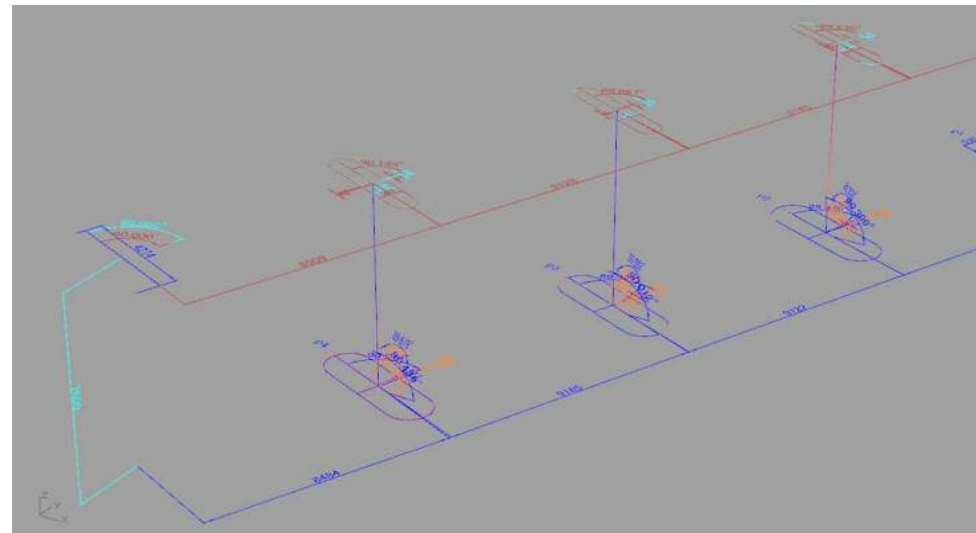
骨組みモデル水平垂直の確認



c) 過年度データとの比較（骨組みモデル比較）

線形モデルの比較条件を以下の通り設定した。

- ・ A2 橋台は過去今回と変化（移動）していないと仮定（基準線の定義）
（A1 橋台は、データの精度が低く、橋台周辺の雑草等により、エッジ部分の確認が出来ないため、基準線の設定は不可能であった。A2 橋台は異常遊間なども確認されていないことから、不動点と仮定し、今回解析の基準とした。）
- ・ A2 橋台堅壁の頂部に橋軸直角方向にラインを設定し、その中心から橋軸方向ラインを設定し、基準線と仮定
- ・ 橋脚梁下を橋脚上部として仮定
- ・ 橋脚上部から 7600mm 下方に橋脚基部を設定



前回計測結果と今回の線形モデル図重ね合せ図

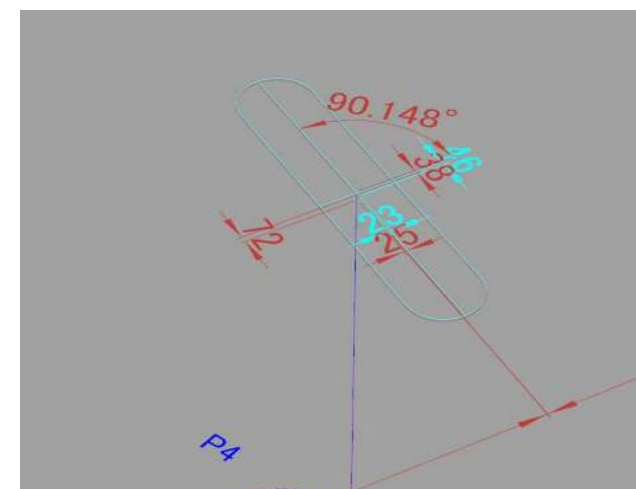
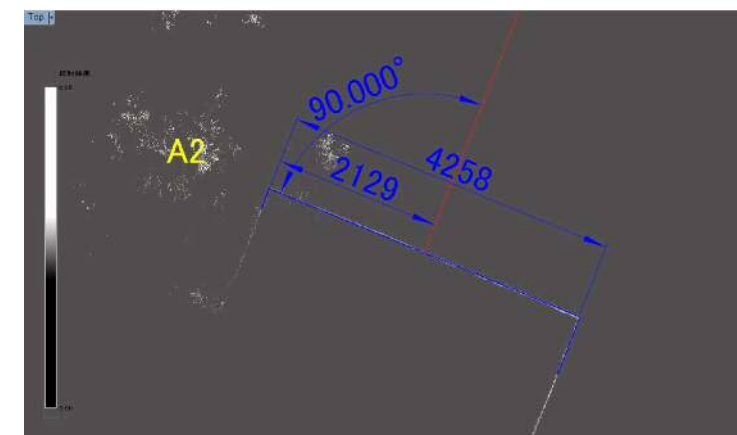
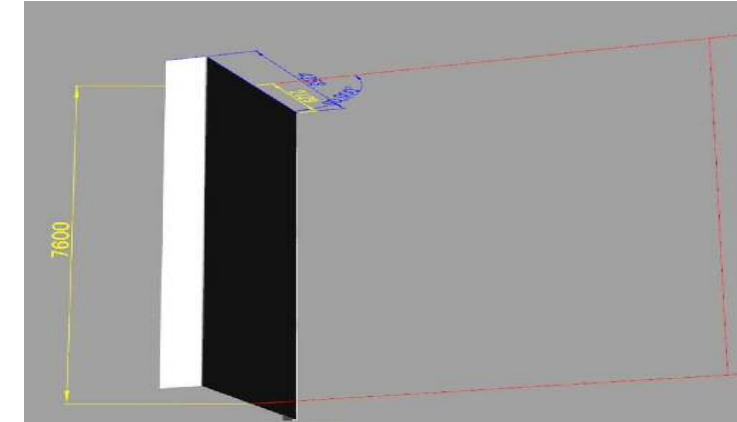
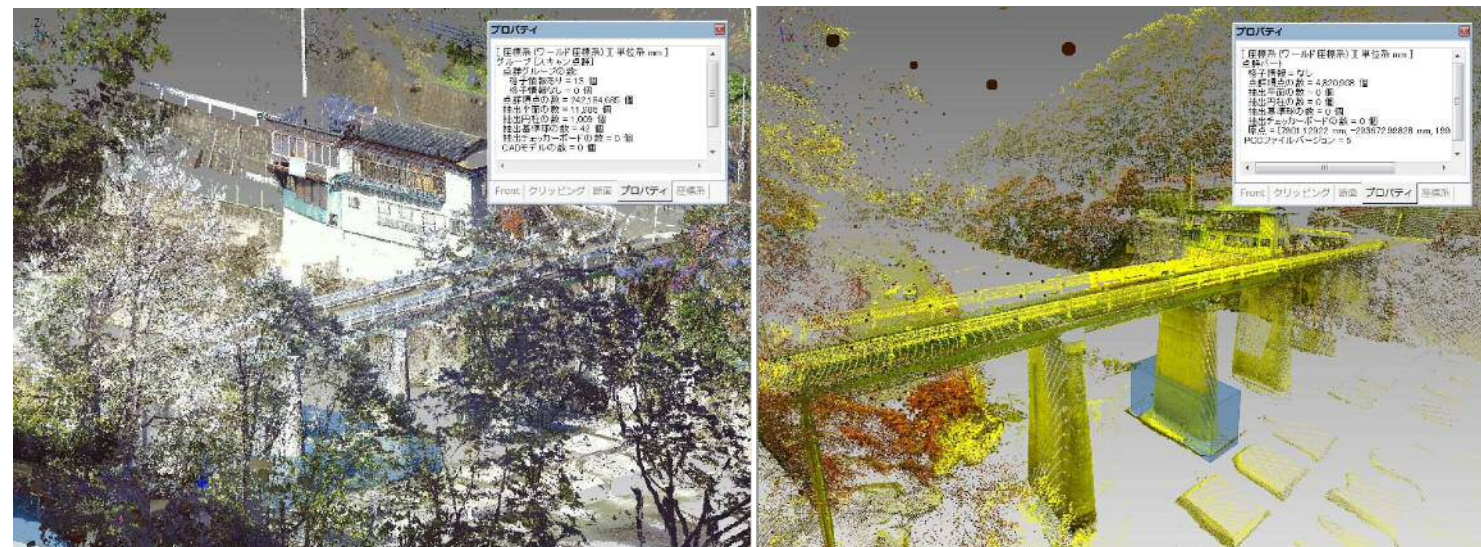
d) 点群データ数

今回：242,184,685 個

前回：4,820,908 個

前回点群データ量が圧倒的に少ない。

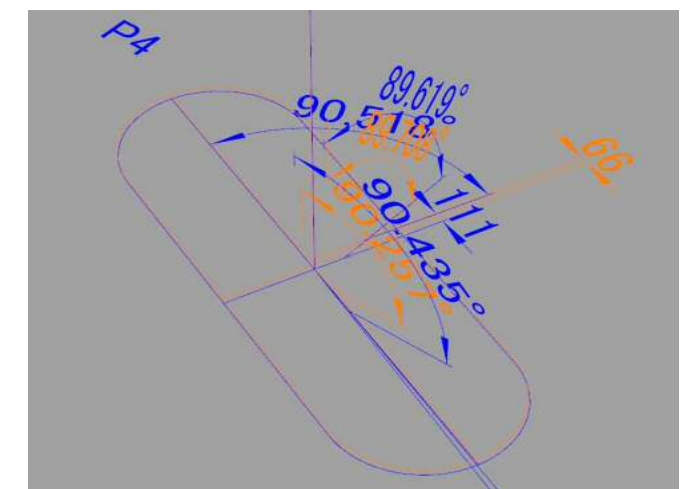
一般図作成程度であれば問題ないデータ数であるが、移動・傾斜・沈下などの精査には不足する。



橋脚上部

茶色：今回計測結果

水色：前回計測結果



橋脚基部

青色：今回計測結果

橙色：前回計測結果

e) 頂部

「流速の早いP3橋脚」と「洗掘の発生しているP4橋脚」、「比較のためにP2橋脚」の頂部と基部の移動について、比較検討を実施した。前回と今回の中心線を重ね合わせて、ずれを数値に表している。

【P2橋脚評価】

橋軸方向：前回と比べて、A2側に移動しており、前回から今回の移動量は 4mm

直角方向：前回と比べて、下流側に移動しており、前回から今回の移動量は 8mm

【P3橋脚評価】

橋軸方向：前回と比べて、A2側に移動しており、前回から今回の移動量は 6mm

直角方向：前回と比べて、下流側に移動しており、前回から今回の移動量は 7mm

【P4橋脚評価】

橋軸方向：前回と比べて、A2側に移動しており、前回から今回の移動量は 5mm

直角方向：前回と比べて、下流側に移動しており、前回から今回の移動量は 3mm

f) 基部

【P2橋脚評価】

橋軸方向：前回と比べて、A2側に移動しており、前回から今回の移動量は 1mm

直角方向：前回と比べて、下流側に移動しており、前回から今回の移動量は 4mm

【P3橋脚評価】

橋軸方向：前回と比べて、A2側に移動しており、前回から今回の移動量は 6mm

直角方向：前回と比べて、変化なし

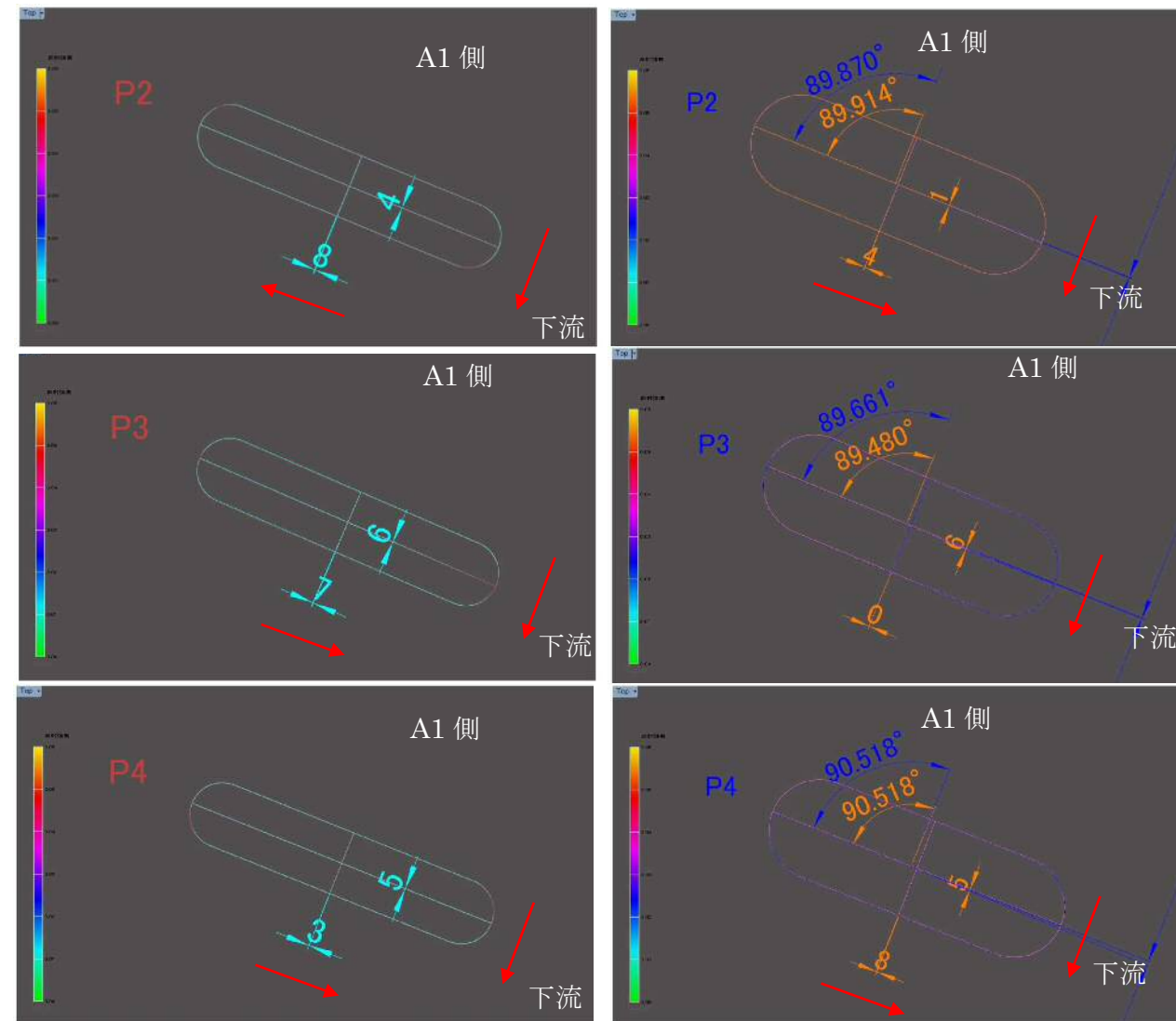
【P4橋脚評価】

橋軸方向：前回と比べて、A2側に移動しており、前回から今回の移動量は 5mm

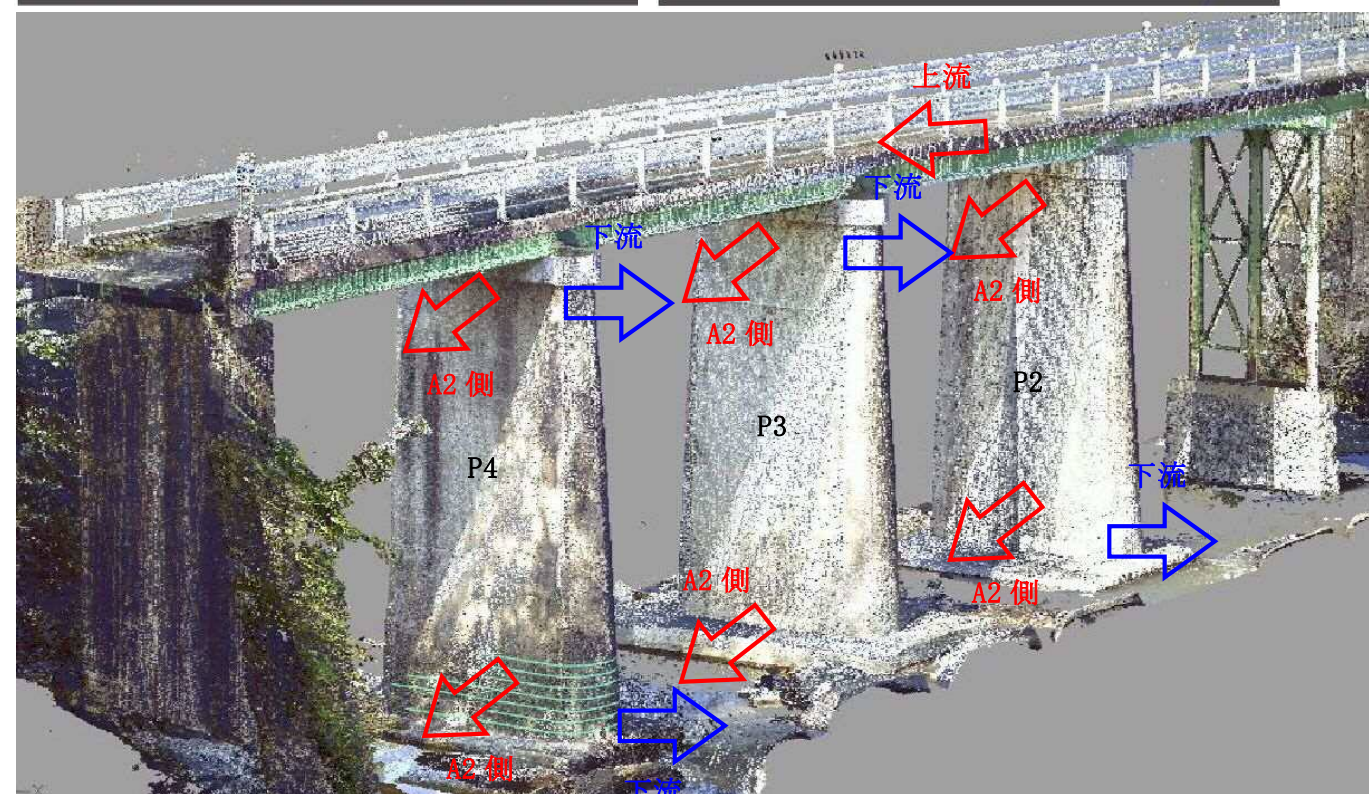
直角方向：前回と比べて、下流側に移動しており、前回から今回の移動量は 8mm

【頂部の前回からの移動量】

【基部の前回からの移動量】



凡例
【頂部】
 茶色：今回計測結果
 水色：前回計測結果
【基部】
 青色：今回計測結果
 橙色：前回計測結果



g) 軸直方向の傾き

頂部、基部の橋脚の曲線を線に置き換えているため、表面の凸凹の状況によっては誤差が発生することから、基部の移動がないことを仮定した場合の頂部の傾きを確認した。

【P2 橋脚評価】

橋軸方向：前回と比べて、A1 側に傾いており、前回から今回の移動量は 2mm

直角方向：前回と比べて、下流側に傾いており、前回から今回の移動量は 12mm

【P3 橋脚評価】

橋軸方向：前回と比べて、A2 側に傾いており、前回から今回の移動量は 3mm

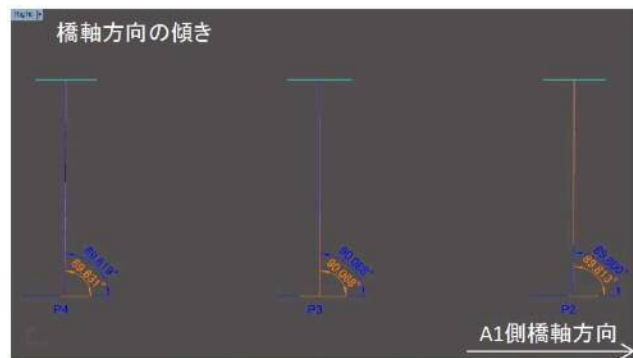
直角方向：前回と比べて、上流側に傾いており、前回から今回の移動量は 6mm

【P4 橋脚評価】

橋軸方向：前回と比べて、A1 側に傾いており、前回から今回の移動量は 2mm

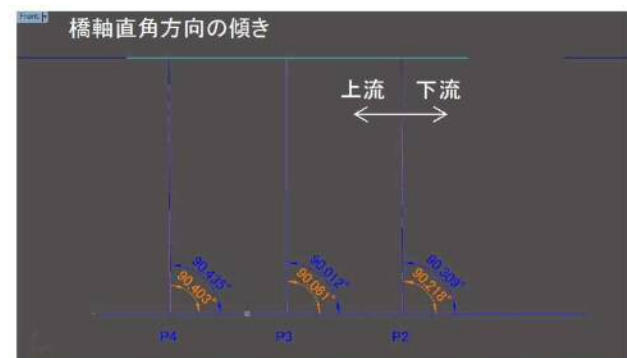
直角方向：前回と比べて、上流側に傾いており、前回から今回の移動量は 4mm

【橋軸方向の傾き比較】



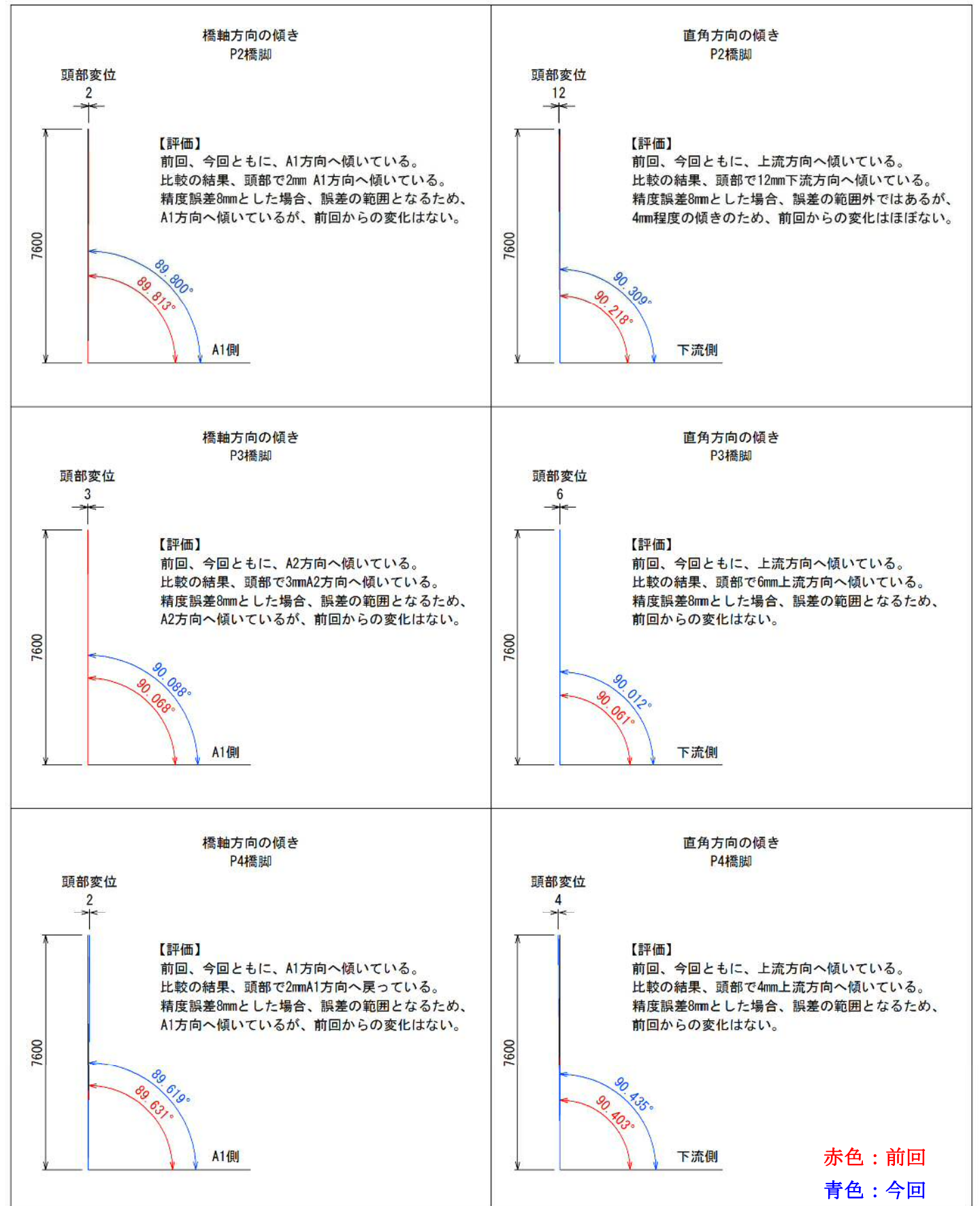
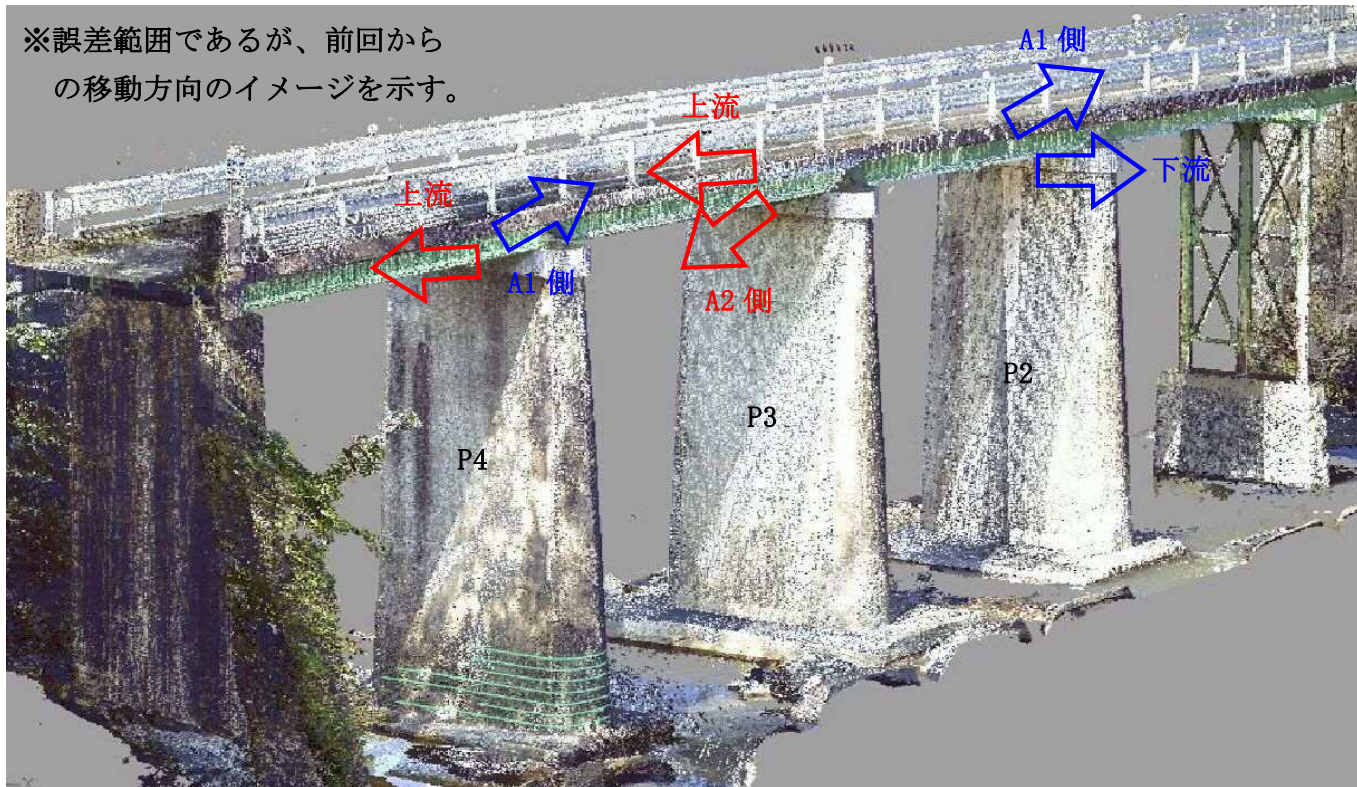
橋軸方向の傾き	今回(°)	前回(°)	差
P2脚	89.800	89.813	-0.013
P3脚	90.088	90.068	0.020
P4脚	89.619	89.631	-0.012

【直角方向の傾き比較】



橋軸直角方向の傾き	今回(°)	前回(°)	差
P2脚	90.309	90.218	0.091
P3脚	90.012	90.061	-0.049
P4脚	90.435	90.403	0.032

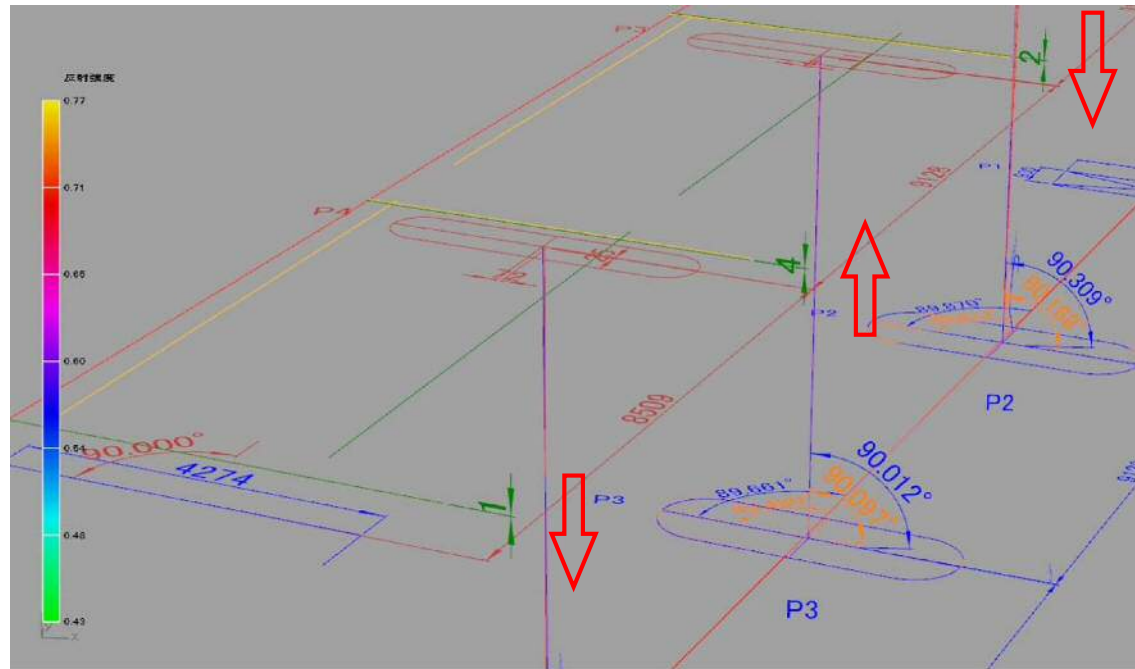
※誤差範囲であるが、前回からの移動方向のイメージを示す。



h) 上部工位置での比較（沈下）

G1～G4 主桁の基準ラインを新旧計測結果で設定し、鉛直方向変位量の比較検討を実施した。

- ・ P3 橋脚上では、前回桁が上であり、今回桁が下であった。
→変位量は 2mm 程度である。【前回に比べ沈下】
- ・ P4 橋脚上では、今回桁が上であり、前回桁が下であった。
→変位量は 4mm 程度である。【前回に比べ隆起】
- ・ A2 橋台上では、前回桁が上であり、今回桁が下であった。
→変位量は 1mm 程度である。【前回に比べ沈下】



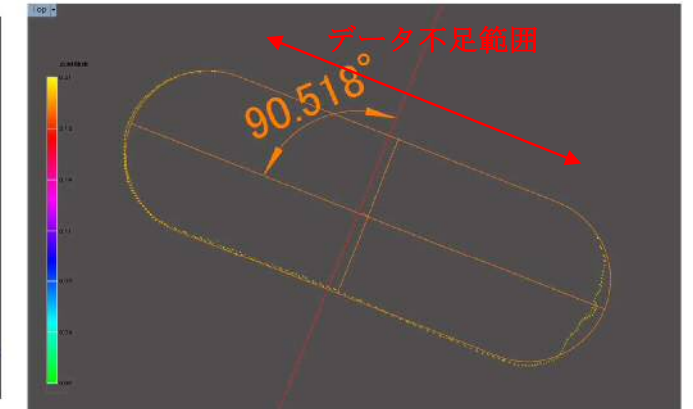
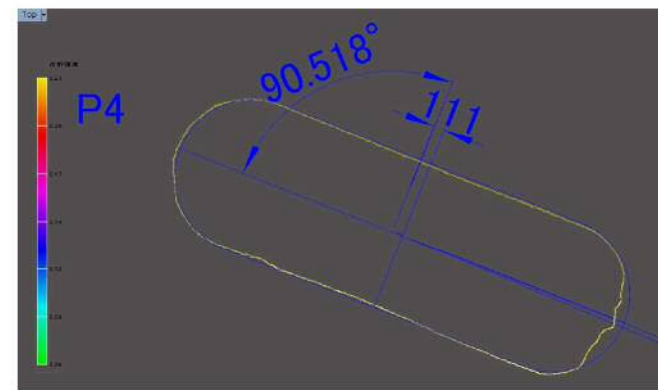
緑色：前回計測結果 橙色：今回計測結果

(5) 誤差について

3D スキャナのカatalog上の精度は±2mm であり、最大 4mm となる。前回の点群は FARO 製スキャナデータの精度は同様に±2mm で最大 4mm である。

このことから、機器の精度として最大 8mm 存在することが考えられる。

なお、過去データは橋梁一般図の作成程度の点群量しかなく、変位の比較を実施する精度には至っていない。これにより、比較精度は大きく減少する可能性は高い。



今回データ



前回データ

(6) 総合評価

前回と今回の比較し、P2 橋脚、P3 橋脚、P4 橋脚の「頂部の移動」と「基部の移動」、「基部を固定した頂部の傾き」、「主桁ラインの沈下」を評価したが、精度誤差程度の変位しか確認できなかった。

比較的精度の高い、3D スキャンを使用しても変位量は、誤差範囲の結果であり、「移動・傾斜・沈下」はないと考えられる。

(下げ振りでの計測を実施した場合には、変位は計測されない程度と考えられる。)

よって、2014.7/18 (前回) ～2016.10/18 (今回) までの下部工の移動・傾斜はないと判断する。

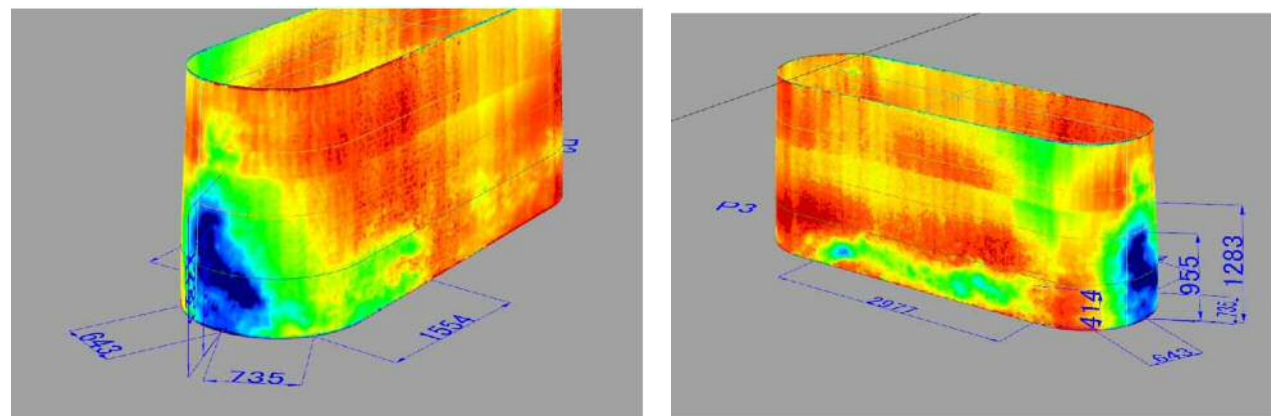
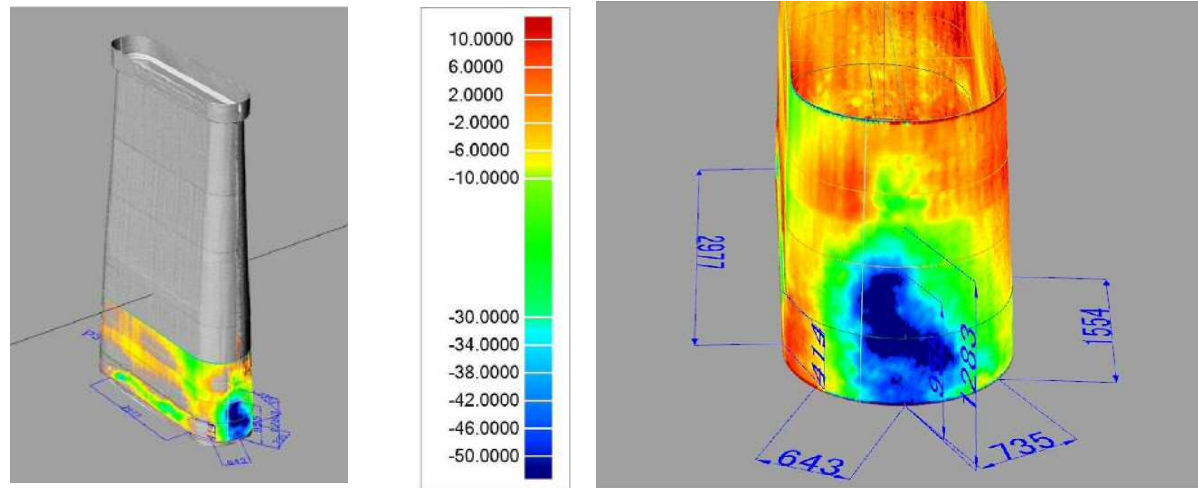
(7) すりへりについて

a) すりへり量

今回計測結果より、P3、P4 橋脚に対して、両側面と下流側のすりへりを確認した。
3D スキャン計測結果より、下部工基準面からのすりへり量の現状を把握する。

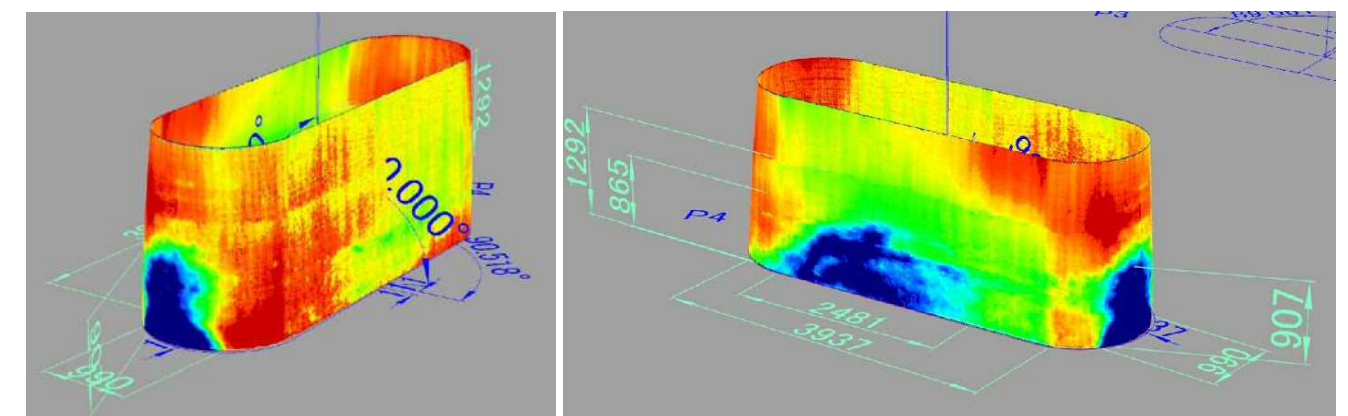
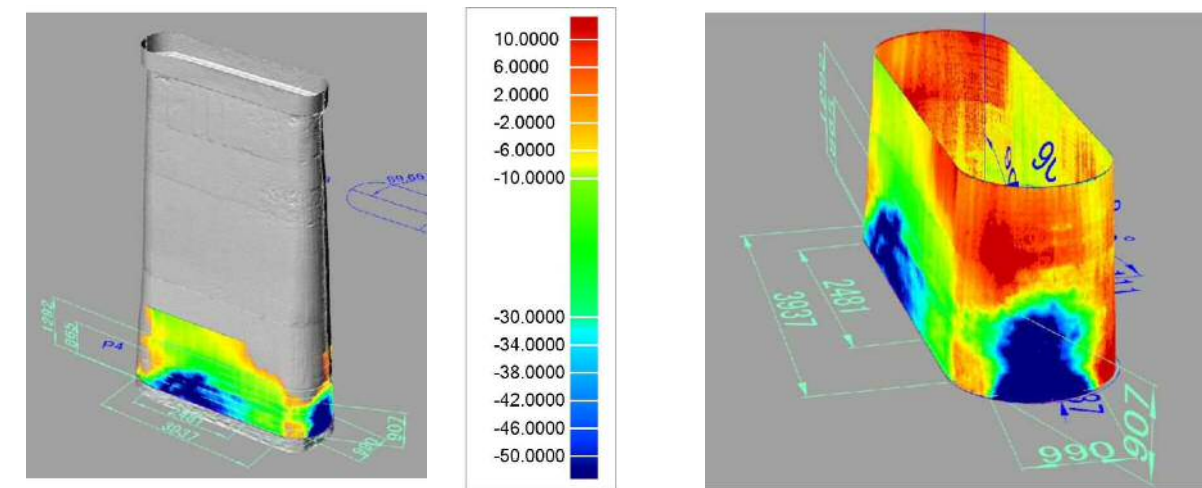
【P3 橋脚】

- ①側面 (A1 側) $V1=0.500 \times 1.554 \times 0.010=0.008m^3$
- ②側面 (A2 側) $V2=0.414 \times 2.977 \times 0.020=0.025m^3$
- ③下流側 (20mm) $V3=1.283 \times (0.643+0.735) \times 0.020=0.035m^3$
- ④下流側 (50-20=30mm) $V4=0.955 \times 0.650 \times 0.030=0.019m^3$
- 合計 (①+②+③+④) $V=V1+V2+V3+V4=0.087m^3$
 $\rightarrow W=0.087m^3 \times 23.0kN/m^3/9.81=0.2t$



【P4 橋脚】

- ①側面 (A2 側 20mm) $V1=1.292 \times 3.937 \times 0.020=0.102m^3$
- ②側面 (A2 側 50-20=30mm) $V2=0.865 \times 2.481 \times 0.030=0.064m^3$
- ③下流側 (50mm) $V3=0.990 \times 0.907 \times 0.050=0.044m^3$
- 合計 (①+②+③) $V=V1+V2+V3=0.210m^3$
 $\rightarrow W=0.210m^3 \times 23.0kN/m^3/9.81=0.5t$

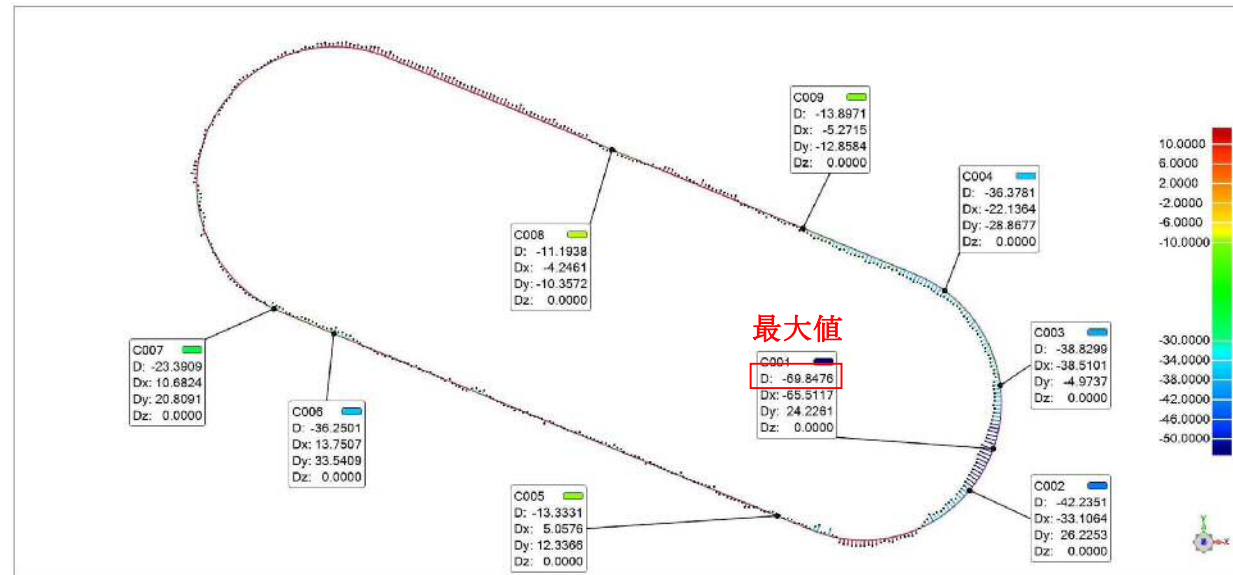


b) 最大、平均すりへり量

【P3 橋脚】

最大すりへり量：69.9mm

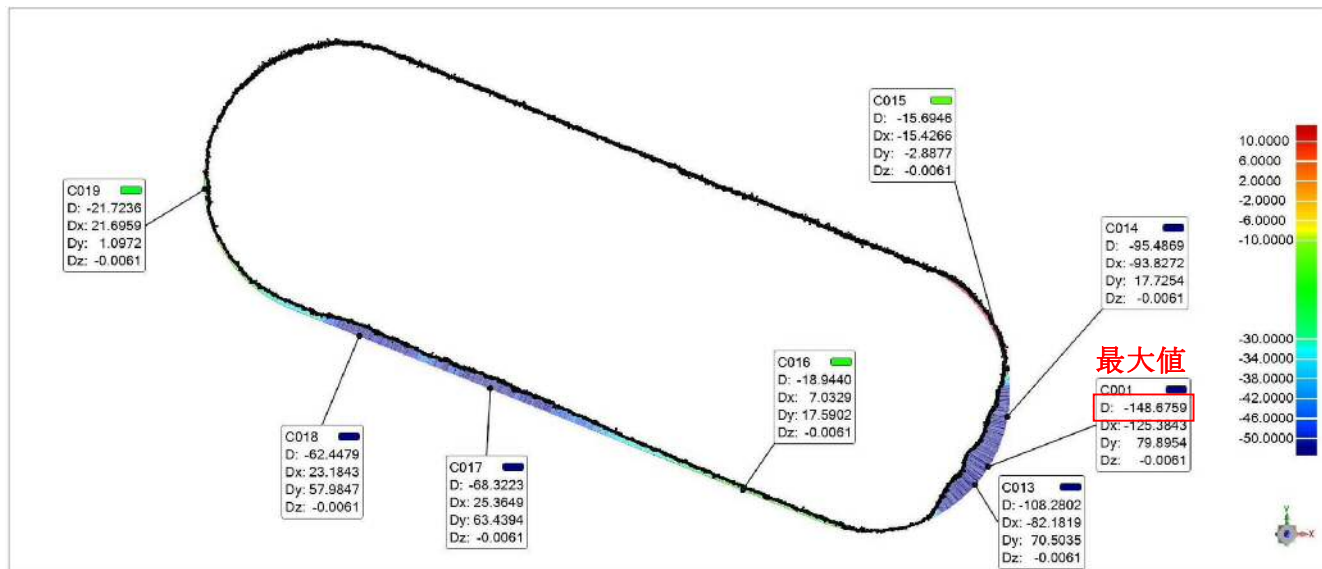
平均すりへり量：22.5mm



【P4 橋脚】

最大すりへり量：148.7mm

平均すりへり量：30.6mm



c) 今後のすりへり予測

「2013年制定 コンクリート標準示方書[維持管理編]」より、進行予測を行う。基本的にすりへり量は時間に比例する考え方より、年間のすりへり量を算出した。

【P3 橋脚 最大すりへり深さ】

$$y = b \times t$$

$$69.9 = a \times 60 \rightarrow a = 1.165 \text{ mm/年}$$

t : 3~5 径間の竣工からの経過年数 (2016-1956=60 年)

y : すりへり量 (69.9mm)、b : すりへり係数

【P4 橋脚 最大すりへり深さ】

$$y = b \times t$$

$$148.7 = a \times 60 \rightarrow a = 2.478 \text{ mm/年}$$

t : 3~5 径間の竣工からの経過年数 (2016-1956=60 年)

y : すりへり量 (148.7mm)、b : すりへり係数

11.3.3 予 測

11.3.3.1 一 般

- (1) すりへりを受ける構造物の維持管理においては、点検時の構造物の性能を定量的に把握し、かつ将来予測を行うものとする。
- (2) 構造物の性能低下を予測するために、すりへりによる劣化を定量的に予測する必要がある。
- (3) (2) が困難な場合には、コンクリートのすりへりの進行を考慮して、潜伏期、進展期、加速期、劣化期の期間を予測してもよい。
- (4) 劣化予測は、点検結果に基づいて行うことを原則とする。

(2) について すりへりの進行予測には、主として3種類の手法がある。以下にそれらを示す。

(i) 点検結果で得られたすりへり量に基づく方法

点検によってすりへり量の経時変化が測定されている場合は、その結果を回帰してすりへりの進行を予測してもよい。同じ環境条件であれば、各劣化過程におけるすりへり速度はほぼ一定としてすりへり量は時間に比例すると考えてよい。

『2013年制定 コンクリート標準示方書 [維持管理編] p.258、259』より抜粋

d) 評価

今回計測結果より、P3、P4 橋脚に対して、両側面と下流側のすりへりを確認した。

これは、水位の高い洪水時等に土砂等を含んだ水が側面に衝突し、橋脚を巻き込む流れが、根固めブロックの落差や流速、粗度の変化により複雑な流れとなり、橋脚下流側を深く磨耗させたと考えられる。

状況が変わらない限り、出水期や洪水時に磨耗が徐々に進行すると考えられる。

また、損傷の進行予測結果より、P3 橋脚に比べて、P4 橋脚の進行が2倍程度である。