

一般社団法人日本コンクリート診断士会

第3回業務体験発表会 報告集

平成27年11月27日

一般社団法人日本コンクリート診断士会

於：金沢市 IT ビジネスプラザ武蔵

目 次

	頁
01. 横締め破断が確認された ASR 劣化 PCT 桁の耐荷性評価	亀田 浩昭 (石川) 1 浦 修造 笹谷 輝彦
02. 塩害の影響を受けた道路構造物の補修設計事例	柴原 幸 (福井) 5
03. 半世紀経過した堰堤の劣化事例	徳武 雅博 (長野) 13
04. カメラ撮影によるひび割れ調査例	柳 益夫 (新潟) 17
05. 打音検査システム	齋田 浩之 (東海) 21 仙田 勉 (東海)
06. コンクリート診断士とサステナビリティ	木村 克彦 (東京) 27 堺 孝司 野口 貴文
07. コンクリート橋梁床版端部に於ける劣化補修新工法	佐藤 一也 (東海) 33 林 承燦
08. 衝撃弾性波法による PC シース管グラウト充填度調査	大久保員良 (京滋) 37
09. 橋梁補修設計と補修後の効果確認事例紹介	植木 高志 (鳥取) 41
10. 場所打 RC (鉄筋コンクリート) 床版における ひび割れ抑制対策	熊谷 真孝 (静岡) 47
11. 既設 RC 固定アーチ橋の補修・補強設計事例	児玉 明裕 (大分) 51
12. 44 年および 52 年供用された橋梁の劣化度調査	平塚 正人 (宮崎) 56 小川 良一 中澤 隆雄
13. コンクリート探偵会 (合同診断演習について)	鈴木 智郎 (広島) 62

※本業務発表会は、技術部会 (部会長：奥田由法，副部会長：奥村智洋，米倉亜州夫) が担当しました。

注) 01. ～13. は報告あり。

氏名の後の () 内は所属する地区診断士会名で，発表者を前に記載している。

横締め破断が確認されたASR劣化PCT桁の耐荷性評価

石川 株式会社国土開発センター ○亀田 浩昭
 浦 修造
 笹谷 輝彦

1. はじめに

本橋は、新潟県糸魚川市に位置し、昭和42年に建設され約47年経過した2径間単純ポストテンション方式PCT桁橋である。橋梁の諸元は、橋長52m、幅員3mである（図-1）。

この地方では、北陸地域によく見られるASRによる劣化が確認されており、本橋でも原因がASRである橋軸方向のひび割れを確認した。ASRで劣化した橋梁は、劣化シナリオはわかるものの、その劣化防止のための抜本的な対策が困難である。一般的には延命化処置による長寿命化と点検の強化等による維持管理がなされている現状である。

本橋のようにASRによる損傷を受けたPC桁の耐荷性能は、外観目視やコンクリート試験（強度・促進養生等）のみでは評価できないことから、載荷試験により直接的に耐荷性能を評価し、安全性や使用性を確認するものである。

2. ASR劣化状況

本橋では、図-2に示すようにPCT桁の下フランジ全体やウェブに橋軸方向に卓越するひび割れが発生していたが、ひび割れから錆汁までは見られない状態であった。PC構造では、橋軸方向に作用するプレストレス力でASRによる膨張が拘束されているため、ひび割れは膨張が拘束されていない方向に発生することが明らかとなっている。

また、劣化の特徴は、T桁のウェブ側面にも水平ひび割れが入っていることがあげられる。さらに、A2橋台の端横桁において、横締めPC鋼材の破断が見とめられる（図-3）。

これらのASRに伴う劣化状況から、耐荷性の低下が懸念される状況であった。

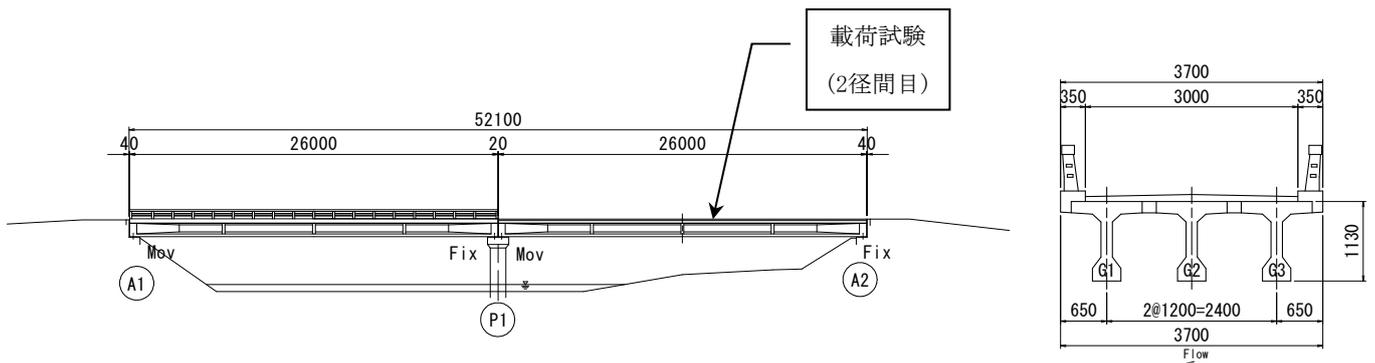


図-1 橋梁概要図（左：側面図，右：断面図）

キーワード：静的載荷試験，アルカリシリカ反応，復元設計，耐荷力評価，単純ポストテンション方式PCT桁橋

連絡先：石川県白山市八東穂3-7（石川ソフトリサーチパーク内） TEL：076-274-8816 FAX：076-274-8426

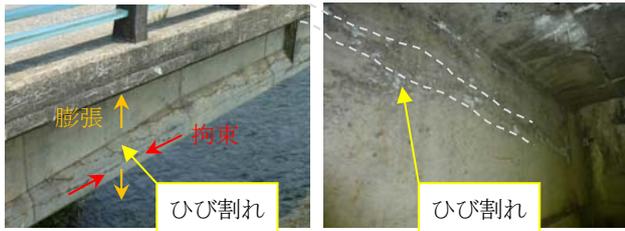


図-2 橋軸方向のひび割れ
(左：主桁側面，右：ウェブ)



図-3 A2橋台部の横締めPC鋼材の破断 (G3桁)

3. 業務の目的

対象橋梁は、病院へ行くための生活道路の利用のほか、耕作道路として多く利用されている。対象橋梁の上下流に橋梁はあるものの1km程度離れていることから、通行止めが困難であり重要な橋梁に位置付けられる。また、ASRによる劣化は顕著であるが、市の財政上直ちに架け替えを行うことは困難であり、安全性や使用性を確認した上で長寿命化することが望まれた。

本業務では、ASRで劣化した実橋で静的載荷試験を実施し、実測たわみを得るとともに、計算たわみとの比較により耐荷性能を把握し、安全性や今後の使用性を確認することが目的である。また、本橋を延命化させるための対策や維持管理に関する具体的な提案を行い、長寿命化を図ることも重要な課題であった。

4. 載荷試験

(1) 試験方法

荷重車である13tのラフタークレーンは、図-4に示すように道路中央部に設置した。載荷試験での主桁変位は、G1～G3の桁下に配置した変位計によって計測した。変位計は、図-4,5に示すように枠組み足場

を計測位置に組み立て、マグネットスタンドによって調整し、所定の位置に固定した。たわみ計測位置は、支間中央と支間1/4点 (A2側) の各主桁位置とし、合計6箇所とした。

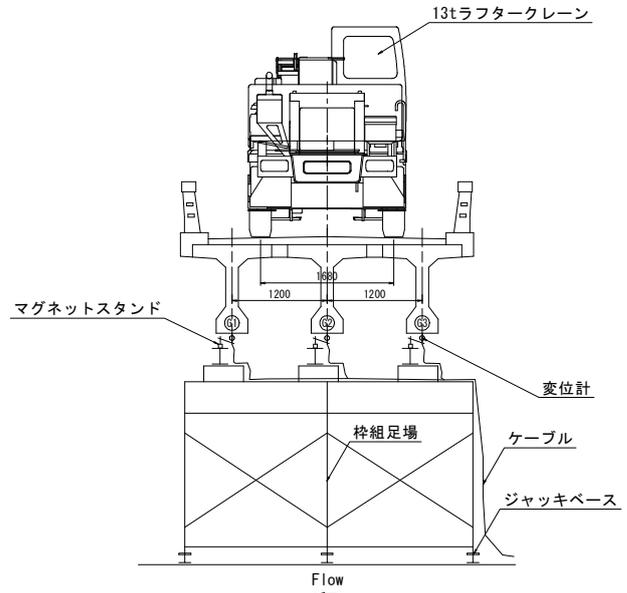


図-4 載荷試験概要図

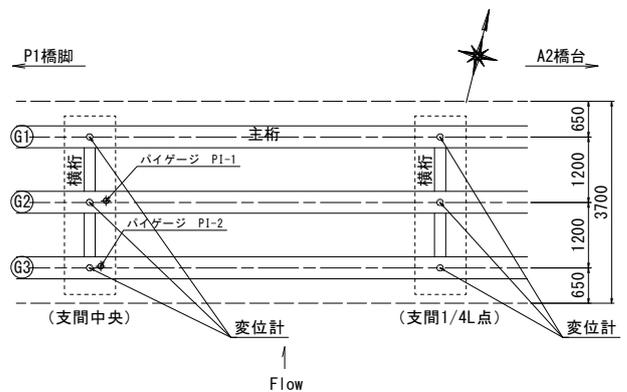


図-5 載荷試験計器配置図

(2) 試験結果

載荷試験の結果による主桁たわみを表-1,2に示す。表-1は支間中央に載荷したケース (載荷ケース①)，表-2は支間1/4点に載荷したケース (載荷ケース②) のそれぞれの計測値を示す。計測は載荷，除荷を3回繰り返して、値にばらつきがないことを確認して行った。実測たわみは、載荷ケース①②ともにばらつきが2%程度と少なく、ほぼ同様な値が得られている。最大たわみは、表-1より載荷ケース①の支間中央たわみで3.7mm程度であった。

表-1 載荷ケース①（支間中央載荷）のたわみ

載荷	たわみ(mm)					
	支間中央			支間1/4点		
	G1	G2	G3	G1	G2	G3
1回目	3.73	3.66	3.60	2.46	2.37	2.34
2回目	3.75	3.64	3.53	2.45	2.35	2.29
3回目	3.70	3.62	3.55	2.41	2.33	2.29
平均	3.73	3.64	3.56	2.44	2.35	2.31

表-2 載荷ケース②（支間1/4点載荷）のたわみ

載荷	たわみ(mm)					
	支間中央			支間1/4点		
	G1	G2	G3	G1	G2	G3
1回目	2.81	2.81	2.78	2.31	2.23	2.24
2回目	2.82	2.80	2.75	2.28	2.21	2.20
3回目	2.80	2.79	2.75	2.28	2.20	2.21
平均	2.81	2.80	2.76	2.29	2.21	2.21

5. 耐力の検討

(1) 復元設計

本橋は、設計図書がなかったため、構造寸法をもとに復元設計を行った。表-3に復元設計の結果を示す。TL-20の場合、プレストレス導入直後や設計荷重時の応力は許容応力度を超過する。

よって、本橋は建設時TL-14で設計されたものと推測されることから、TL-14の構造諸元にて計算たわみを求める。

表-3 復元設計結果

		TL-14	TL-20	
コンクリート強度 (N/mm ²)		35	40	
PC鋼材12φ7 (本)		7	8	
G2桁支間中央 曲げモーメント (KN・m)	死荷重	1244.4	1244.4	
	雪荷重	100.2	100.2	
	活荷重	506.0	722.8	
	合計	1850.6	2067.4	
支間中央 合成応力 度 (N/mm ²)	プレスト レス 導入直後	上縁	1.43 > -1.35	1.13 > -1.50
		下縁	15.59 < 16.00	18.78 > 18.00
	設計荷重 時	上縁	9.25 < 12.50	10.60 < 14.00
		下縁	-1.00 > -1.35	-1.55 < -1.50

※赤字はNGを示す

(2) たわみ計算条件

たわみの計算条件を以下に示す。

- ・13tラフタークレーンの軸重を載荷重とする
- ・主桁、横桁を考慮した格子モデルとする
- ・PC桁の物性値は「道示」の値を使用
- ・計算たわみは、TYPE-1（主桁と横桁のみの剛性を考慮）、TYPE-2（上部工全体として地覆、高欄、舗装の剛性も考慮）の2ケースで求める

(3) 計算たわみ

載荷ケース①②におけるTYPE-1、TYPE-2の計算たわみを表-4に示す。

載荷ケース①の場合、TYPE-1では最大7.2mmのたわみに対して、TYPE-2では最大5.6mmと小さく、TYPE-2がTYPE-1の77%程度のたわみとなっている。

これより、地覆、高欄、舗装の主構造以外の剛性が耐荷性に寄与していることがわかる。

表-4 計算たわみ(mm)

載荷ケースと 主桁番号		TYPE-1		TYPE-2	
		支間中央	支間1/4	支間中央	支間1/4
載荷 ケース ①	G1	7.205	4.855	5.554	3.743
	G2	7.203	4.855	5.554	3.743
	G3	7.205	4.855	5.554	3.743
載荷 ケース ②	G1	5.844	4.578	4.505	3.529
	G2	5.843	4.577	4.505	3.529
	G3	5.844	4.578	4.505	3.529

(4) 実測たわみと計算たわみの比較

実測たわみと計算たわみの総括を表-5,6に示す。

表-5は載荷ケース①、表-6は載荷ケース②の結果である。

主桁・横桁の剛性を考慮したTYPE-1の計算結果では、実測たわみと計算たわみの比率が50%程度となっており、実測たわみが小さいことがわかる。

一方、TYPE-2では、実測たわみと計算たわみの比率が60%を超え、計算たわみが実測たわみに近づいていることがわかる。

載荷ケース①②とも同様な傾向となっており、実測たわみは計算たわみより小さいことから、現状では耐荷性の低下は顕著に見られない。

表-5 実測たわみと計算たわみの比較
(载荷ケース①)

载荷ケース①：支間中央 (単位：mm)

载荷	支間中央			支間1/4点			
	G1	G2	G3	G1	G2	G3	
1回目	3.73	3.66	3.60	2.46	2.37	2.34	
2回目	3.75	3.64	3.53	2.45	2.35	2.29	
3回目	3.70	3.62	3.55	2.41	2.33	2.29	
実測たわみ平均	3.73	3.64	3.56	2.44	2.35	2.31	
計算たわみ	TYPE-1	7.21	7.20	7.21	4.86	4.86	4.86
	TYPE-2	5.55	5.55	5.55	3.74	3.74	3.74
TYPE-1と実測平均との比率	51.7%	50.5%	49.4%	50.3%	48.4%	47.5%	
TYPE-2と実測平均との比率	67.1%	65.5%	64.1%	65.2%	62.8%	61.7%	

表-6 実測たわみと計算たわみの比較
(载荷ケース②)

载荷ケース②：支間1/4点 (単位：mm)

载荷	支間中央			支間1/4点			
	G1	G2	G3	G1	G2	G3	
1回目	2.81	2.81	2.78	2.31	2.23	2.24	
2回目	2.82	2.80	2.75	2.28	2.21	2.20	
3回目	2.80	2.79	2.75	2.28	2.20	2.21	
実測たわみ平均	2.81	2.80	2.76	2.29	2.21	2.21	
計算たわみ	TYPE-1	5.84	5.84	5.84	4.58	4.58	4.58
	TYPE-2	4.51	4.51	4.51	3.53	3.53	3.53
TYPE-1と実測平均との比率	48.1%	47.9%	47.2%	50.0%	48.4%	48.4%	
TYPE-2と実測平均との比率	62.4%	62.1%	61.3%	64.9%	62.8%	62.8%	

(5) 検討結果

今回の検討結果では、ASRによるひび割れ発生に起因する剛性低下の可能性は小さいと推測された。

なお、土木研究所で実施された「ASRによりひび割れが生じたPC撤去桁の耐荷性能」の結果1)でも、耐荷力の低下は認められていないとの報告もあり、本業務でも同様な結果が得られた。

この原因として以下のことが考えられる。

- ・主桁のPC鋼材が健全であり、緊張力の低下まで至っておらず、PC桁の剛性の低下がみられない。
- ・実橋のPC桁の静弾性係数は、「道示」の静弾性係数よりも高い可能性がある。

6. 維持管理と今後の課題

(1) 維持管理の提案

今回の载荷試験ならびに耐荷力照査の結果、耐荷性の低下は認められなかったものの、PC桁には無数のひび割れがあり、劣化因子の浸入による早期劣化が懸念されたことから、ひび割れ補修や橋面防水、伸縮装置の非排水化等の長寿命化対策を提案した。

また、当該路線には25t程度の産廃積載車両が通行しており、想定外の载荷荷重によるひび割れ防止を目的に、TL-14の荷重制限を提案した。

なお、今後劣化が進行した場合、今回と同じ条件においてたわみや変位を再計測し、劣化進行程度を確認して、安全性を確保することが必要となる。

(2) 今後の課題

本業務では、コンクリートの圧縮強度、静弾性係数、促進養生試験等の物理試験やひび割れ詳細調査を実施していないことから、ASRによる劣化がどの程度進行しているのか定量的に整理できていない。

そのため、今回の载荷試験結果や解析結果を活用するためにもコンクリート物性値やひび割れとの関係性も明らかにする必要がある。

また、本業務の計算たわみは、図-6に示すとおり「道示」の静弾性係数を用いた計算結果である。この計算たわみが実測たわみとなるような静弾性係数を逆算し、実橋の静弾性係数を推定することで、コア試験の静弾性係数との対比が可能となり、既往の論文等で報告されている結果と同様な結果が得られるか検証することが重要と考える。

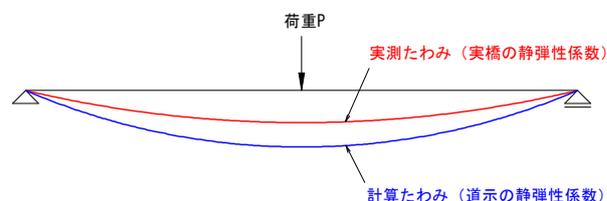


図-6 計算たわみと実測たわみのイメージ

参考文献

- 1) 土木技術資料56-5(2014): ASRによりひび割れが生じたPC撤去桁の耐荷性能

塩害の影響を受けた道路構造物の補修設計事例

福井 株式会社 帝国コンサルタント 柴原 幸

1. はじめに

一般国道305号の糠ロックシェッドにおいて、供用後9年しか経過していないにも係わらず、平成25年6月に実施した点検において、海側柱、桁および山側受台に塩害と思われる「ひび割れ」「浮き」「鋼材腐食」などが多数確認された。このため、塩害劣化に対する詳細調査・診断を実施し、補修設計を行った事例を紹介する。

2. 構造物諸元

構造物名	糠ロックシェッド		
履行場所	一般国道305号 南条郡南越前町糠地係		
上部形式	P C 逆L型覆工		
下部形式	逆T式受台(場所打ち杭 1200)		
竣工年月	上部工	平成15年(2003) 8月〔着工:平成11年 3月〕	
	下部工	平成16年(2004) 3月〔着工:平成 8年10月〕	
延長	L=90.0m (6@15.0m)		
道路幅員	車道部: 8.0m(0.75+2×3.25+0.75), 歩道部: 3.0m(両側)		
設計年月	平成 8年 9月	補修履歴	なし



図-1 位置図

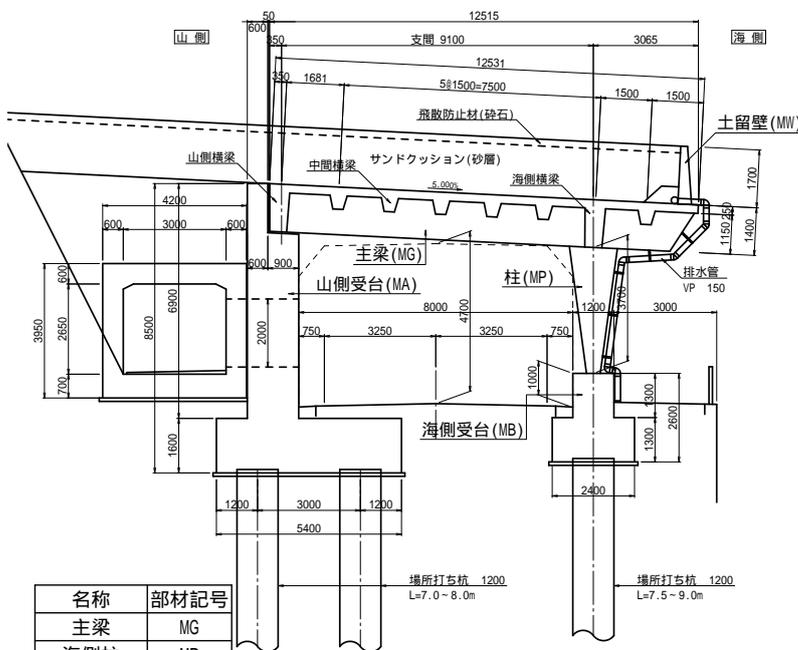


図-2 糠ロックシェッド断面図



キーワード: 塩害, 構造物調査・診断, 鋼材腐食, 劣化予測, 耐久性設計

連絡先: 福井県越前市国高1丁目6-1 (株)帝国コンサルタント 技術部 TEL: 0776-21-8006 FAX: 0776-21-5322

3. 実施フロー

「調査」は、損傷確認調査と詳細調査を行う。当該構造物は、海岸線に面しており、塩害対策区分は、「影響が激しい：S」に該当する。

「損傷原因の推定」は、損傷原因が塩害によるものかを判定。

「健全度の評価」は、損傷程度と劣化進行予測を行い、塩害対策の有無と補修後の再浸透予測を行う。

「補修要否、対策方針の選定」は、部材・部位ごとに塩害対策としての事後保全、予防保全、それ以外の対策方針を選定し、各方針に基づいた「補修設計」へと進める。

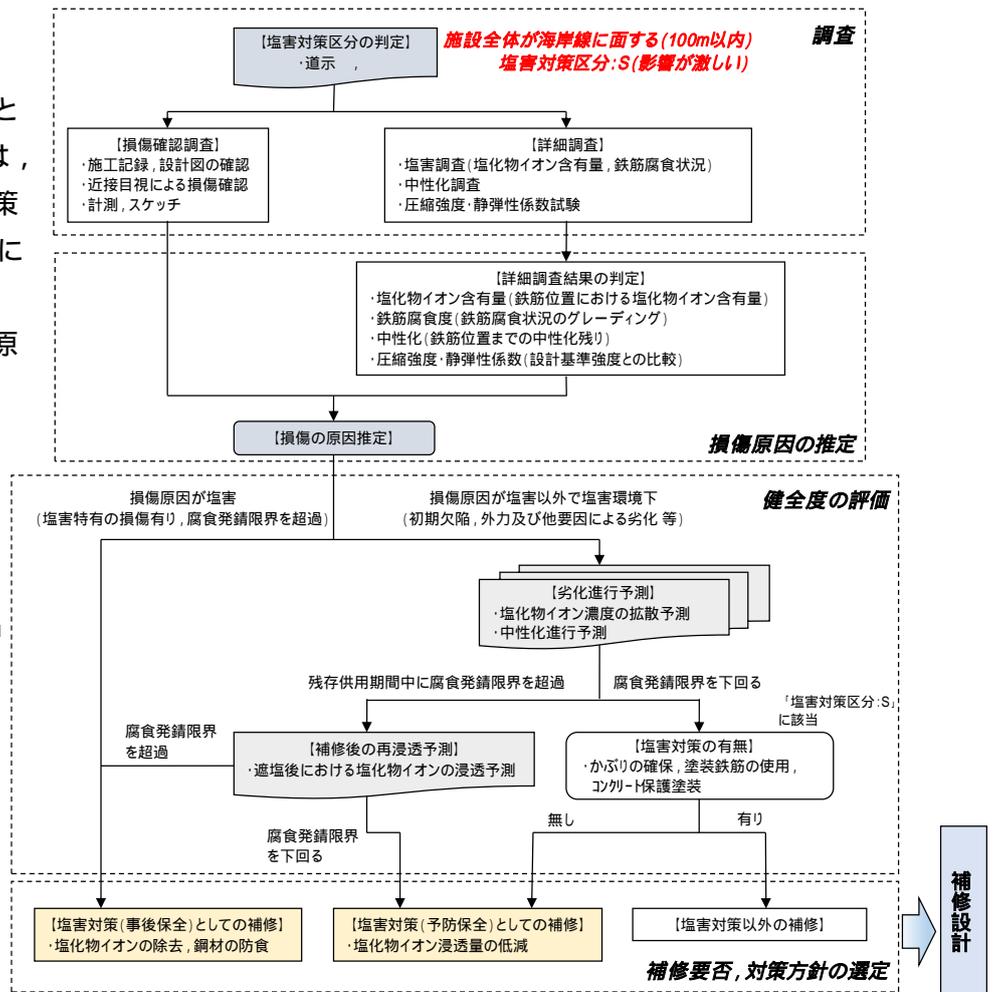


図-3 調査～設計までの実施フロー

4. 調査

4.1 調査項目と調査箇所

調査項目は、外観目視調査、鋼材の状態確認のはつり調査、塩化物イオン含有量調査、中性化深さ調査、圧縮強度・静弾性係数試験を実施し、調査箇所は、損傷程度を面的に判断するため、1) 季節風による影響として起点側と終点側の延長方向での差異、2) 海に面しているか車道に面しているか、3) 海側からの距離や高低差、4) 構造物特性、5) 日射による影響を考慮して設定した。

表-1 調査項目の一覧

項目	調査項目	調査方法
損傷確認調査	外観目視調査	目視, 打音調査
	RC鉄筋状態確認	はつり調査
塩害調査	PC鋼材定着部状態確認	はつり調査
	中性化深さ調査	フェノールフタレイン溶液噴霧法
材料劣化	強度特性	圧縮試験、静弾性係数試験

延長方向に6スパンを6ブロックに設定
福井側から BL-1~6

凡例

	コア採取箇所(正面)
	コア採取箇所(正面)(追加実施)
	コア採取箇所(側面)
	コア採取箇所(側面)(追加実施)
	はつり調査箇所
	はつり調査箇所(追加実施)

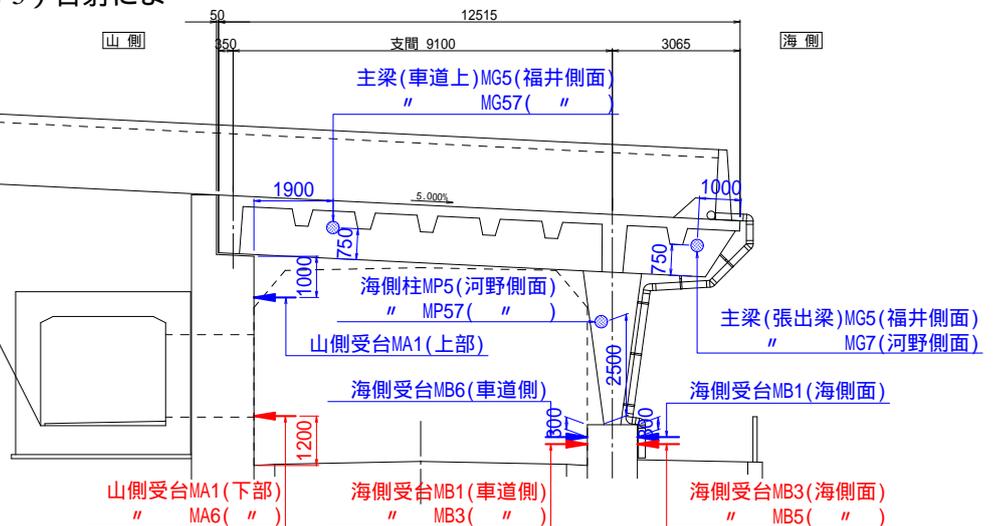


図-4 調査位置断面図

赤字は当初調査結果を踏まえ、追加調査を行った箇所を示す。

4.2 代表的な損傷

PC部材：「微細なひび割れ」や「浅い浮き」が多く、かぶりの少ない箇所では錆汁や鉄筋露出も見られる。また、セパ穴や定着部の2次コンクリート部には、錆汁を伴った発錆とコンクリートの剥落が見られた。

部材	海側柱[MP]			主梁[MG] (車道上)	
代表的な損傷					
	柱基部付近の浮き (MP7)	柱基部付近の微細ひび割れ (0.05mm) (MP5)	セパ穴補修モルタルの剥離 (MP55)	梁下面の剥離 (MG4)	梁下面の浮き (MG18)
部材	張出梁[MG] (海側歩道上)				
代表的な損傷					
	PC鋼材定着部補修モルタルの剥離, 浮き (左: 張出梁端部 (MG2), 右: フランジ端部 (MG10))		張出梁端部の鉄筋露出及び錆汁 (帯鉄筋) (左: MG8, 右: MG15)		張出梁端部の水平方向ひび割れ (0.1~0.2mm) (MG12)

RC部材：「ひび割れ」が多く、一部では「鉄筋露出」や「浮き」が見られる。海側受台に多い。

部材	山側受台[MA]				
代表的な損傷					
	開口部上部の鉛直ひび割れ (0.5mm) (MA2)	開口部隅各部の斜めひび割れ (0.5mm) (MA5)	水平方向のコールドジョイント (0.1mm) (MA6)	開口部上部の浮き (300×400mm) (MA3)	開口部下面の鉄筋露出 (1300×150mm) (MA3)
部材	海側受台[MB]				
代表的な損傷					
	天端・側面のひび割れ (0.6mm) (MB1_海側面)	天端・側面のひび割れ (0.8mm) (MB2_山側面)	天端・側面のひび割れ, 遊離石灰 (0.5mm) (MB5_山側面)	セパ穴補修モルタルの剥離 (MB2_海側面)	仕上げモルタルの剥離 (700×400mm) (MB6_天端)

RC部材 (土留め壁)：乾燥収縮等による規則的なひび割れが多く見られる。

PC部材 (主梁覆い工)：外力の作用と思われる損傷が見られる。

部材	土留め壁[MW]			主梁覆い工	
代表的な損傷					
	直方向のひび割れ, 遊離石灰 (0.1~0.5mm) (左: MW1-1)	基部付近の豆板 (150×350mm) (MW2)	収縮目地付近の剥離 (100×300mm) (MW6-2)	福井側: 下り線上部の変形・欠損 (河野側へのずれ35mm (傾斜角約2°), ひび割れt=2mm, L=6400, 2400mm)	

以上より、外観目視調査では塩害による損傷はそれほど進行していないと思われた。

5. 損傷原因の推定

5.1 塩害調査

腐食発錆限界濃度は、一般に1.2~2.5kg/m³とされており、「コンクリート標準示方書」では、コンクリートの種類と水セメント比によって設定されている。当該構造物は、施工記録が残っていないため、PC部材は、設計基準強度60N/mm²よりW/Cを45%相当と推定し、RC部材は「塩害橋梁維持管理マニュアル(案)」に準じて、腐食発錆限界濃度(Clim)をPC部材=2.05kg/m³、RC部材=1.2kg/m³に設定した。鋼材腐食状況の判定は「塩害橋梁維持管理マニュアル(案)」に準じて判定した。

調査結果、PC部材は、鉄筋位置における塩化物イオン含有量は、全ての試験箇所腐食発錆限界(Clim=2.05kg/m³)を下回った。張出梁の塩化物イオン含有量は、福井側面と河野側面で異なり、1深度目(0~20mm)を比較すると、11.74kg/m³に対し、3.03kg/m³と大きな差が生じた。福井側面は北向きになるため、季節風によるものなのか、また海岸沿いの岩形状による波がかりなのか、特定に至らなかった。

PC鋼材定着部のはつり調査では、鋼材頭部から20mm程度までの範囲で表面錆を伴う腐食が確認されたが、内部までの損傷はなく、ごく表面的な腐食で健全性は高い状態でした。

RC部材の海側受台は、福井側のBL-1区間において、鉄筋位置の深度80~100mmで、海側面=2.55kg/m³、車道側面=0.97kg/m³で海側面、車道側面ともに高い塩化物イオン濃度が確認された。はつり調査において、海側面では前側の主鉄筋に腐食度(2)~(3)程度の表面錆が認められることから、今後急激に腐食が進行する可能性が高いと考えられた。山側受台は、腐食発錆限界(Clim=1.2kg/m³)を下回っており、はつり調査においても鉄筋に腐食は認められなかった。なお、山側受台と海側受台ともに中性化領域に塩化物イオンの濃縮が確認された。

全体的に塩化物イオン含有量が示す傾向は、「海側面>山側面」「福井側面>河野側面」「福井側ブロック>河野側ブロック」となり、風向や波がかりの有無等の環境条件、施工順序や配合等の施工条件が要因にあると推定された。

5.2 中性化深さ調査

中性化は「塩害橋梁維持管理マニュアル(案)」に基づき、中性化残り25mmを判断基準とした。

現時点で、PC部材、RC部材ともに25mmを下回っている箇所はなく、中性化の進行が単独で耐久性に与える影響は少ないと判断された。

5.3 圧縮強度・静弾性係数試験

PC部材は海側柱、RC部材は海側受台を代表部材としてコアを採取し試験を実施した。いずれも設計基準強度以上で、弾性係数も標準値の範囲内で健全と判断された。

6. 健全度の評価

6.1 劣化進行予測(塩化物イオン拡散予測)

拡散予測は、フィックの方程式を使用し、暴露期間は、上部工の竣工年の平成15年とし、現時点までの11年と設定した。下部工の竣工年は、平成16年ではあるが、附帯工事が含まれていたものと思われるため、上部工の竣工年を採用した。当該構造物の供用期間は、竣工から100年として塩化物イオン拡散予測を行う。

【(9)海側受台 MB1_海側面】

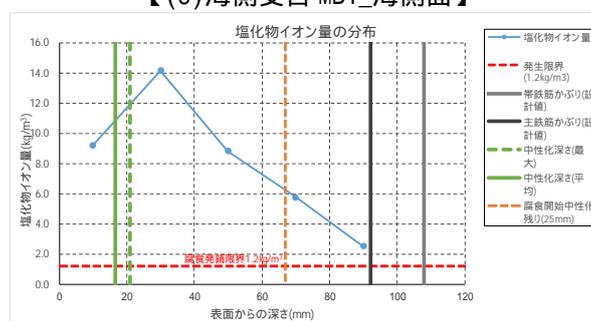


図-5 塩化物イオン量の分布



写真-3 鉄筋腐食状況

拡散予測の実務として、本業務では「港湾の施設の維持管理技術マニュアル」のEXCELを用いた計算手法にて実施した。塩化物拡散予測は「最小二乗法」、補修した後のコンクリート中の拡散予測は「差分法」を用いた手法である。詳細については、本書をご確認ください。

6.2 塩化物イオン拡散予測結果

PC部材（海側柱，主梁（張出梁，車道上））の「(3)張出梁MG5_福井側面(BL-1区間)」で他の箇所比べて卓越した高い濃度を示し，6年後（2020年）には発錆限界を超過する結果となる。その他では，100年経過した時点においても閾値（Clim = 2.05kg/m³）を下回る結果となる。RC部材（山側・海側受台）は，「(9)海側受台MB1_海側面(BL-1区間)」で海側面，車道側面ともに現時点で鉄筋位置における塩化物イオン含有量が閾値（Clim=1.2kg/m³）を超過した。また，河野側BL-6区間以外の試験箇所では，残存供用期間（89年）内に鉄筋位置における塩化物イオン含有量が発錆限界を超過する結果となる。最も早く発錆限界を超過するのは，「(16)海側受台MB5_海側面(BL-5区間)」の約14年後（2028年）で，次に「(14)海側受台MB3_海側面(BL-3区間)」の約29年後（2043年）となり，福井側からの規則性は見られない結果となる。

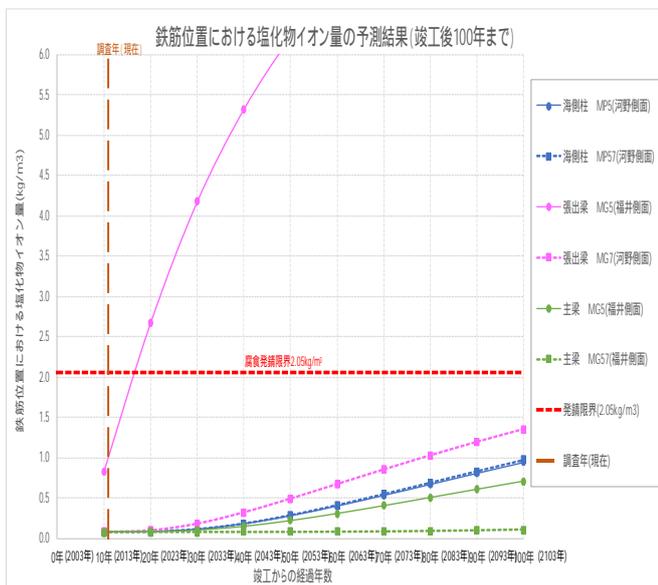


図-6 塩化物イオン量の拡散予測（PC部材）

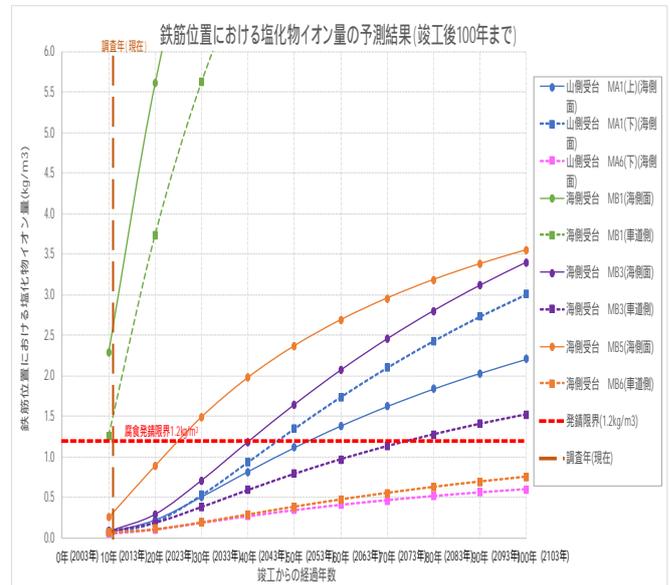


図-7 塩化物イオン量の拡散予測（RC部材）

6.3 健全度の評価

健全度評価は「塩害橋梁維持管理マニュアル（案）」に準じて行う。健全度評価に際しては，「架設後の経過年数が約30年未満の橋梁」「過去に補修が行われていない部材」とし，(1)外観の健全度，(2)鋼材の健全度，(3)塩化物イオン含有量と中性化残りおよび劣化進行予測結果の3項目を基に評価を行う。

表-2 健全度の評価結果

部材	番号	部位	外観の健全度	鋼材の健全度	塩化物イオン含有量及び中性化残りの健全度	総合評価 (各健全度の最も厳しいもの)
PC	海側柱	MP5 (河野側面)	グレード	-	グレード	グレード
		MP7 (河野側面)	グレード	-	グレード	グレード
	張出梁	MG5 (福井側面)	グレード ()	-	グレード ()	グレード
		MG7 (福井側面)	グレード	-	グレード	グレード
	主梁	MG5 (福井側面)	グレード	-	グレード	グレード
MG7 (福井側面)	グレード	-	グレード	グレード		
RC	山側受台	MA1(海側面)(上)	グレード	グレード	グレード	グレード
		MA1(海側面)(下)	グレード	-	グレード	グレード
		MA6(海側面)(下)	グレード	-	グレード	グレード
	海側受台	MB1(海側面)	グレード ()	グレード ()	グレード ()	グレード
		MB1(車道側)	グレード ()	グレード ()	グレード ()	グレード
		MB3(海側面)	グレード	-	グレード	グレード
		MB3(車道側)	グレード	-	グレード	グレード
		MB5(海側面)	グレード	グレード	グレード ()	グレード
MB6(車道側)	グレード	-	グレード	グレード		

中性化残りは，t 則にて進行予測を行った結果，すべてにおいて満足したが，PC張出梁の「(3)張出梁MG5_福井側面(BL-1区間)」とRC海側受台「(9)海側受台MB1_海側面(BL-1区間)」「(10)海側受台MB1_車道側面(BL-1区間)」で残存供用期間内に発錆限界に達する結果となり，総合評価でグレードが高くなった。

表-3 劣化過程の評価結果

部材		外観上のグレード(劣化過程)
PC	海側柱	グレード (潜伏期)
	張出梁	グレード (潜伏期) ~ グレード -1 (加速期前期)
	主梁	グレード (潜伏期)
RC	山側受台	グレード (潜伏期)
	海側受台	BL-1~2 グレード (進展期)
	受台	BL-3~6 グレード (潜伏期)

6.4 劣化過程の評価

劣化過程の評価は、「コンクリート標準示方書 維持管理編-2013-」に示される構造物の外観上グレードと劣化状態から各部材の評価を行う。PC張出梁は、最も劣化が進行しており、グレード (潜伏期) ~グレード -1 (加速期前期) に判定された。

7. 対策方針

健全度の評価および劣化過程より、各部材の対策方針を下表に示す。なお、健全度評価がグレード と判定された部材については、部材・部位により、かぶり部分に高濃度の塩化物イオンを含有している箇所もあり、表面被覆工等により遮塩を行った場合でも、濃度拡散により将来的に鉄筋位置における塩化物イオン含有量が発錆限界を超過する恐れもある。このことから、遮塩後における塩化物イオンの浸透予測を行い、残存供用期間内における塩化物イオン濃度の変化を踏まえた上で詳細な対策方針を選定する。

表-4 各部材の外観上のグレードと対策工法例

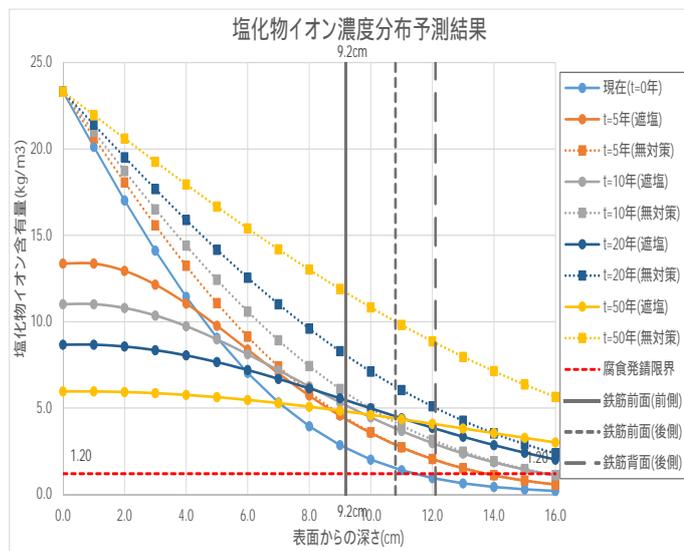
外観上のグレード	部材	期待する効果	対策工法例
グレード (潜伏期)	海側柱, 主梁, 山側受台, 海側受台 BL-3~6	塩化物イオンの浸透量の低減 (予防保全)	表面処理
グレード (進展期)	海側受台 BL-1~2	塩化物イオン浸透量の低減・除去, 鋼材の防食	表面処理, 脱塩, 電気防食, 断面修復 + 表面処理
グレード -1 (加速期前期)	張出梁	塩化物イオンの除去, 鋼材の防食	断面修復 + 表面処理, 脱塩, 電気防食

8. 補修設計

補修設計に関しては、すでに鉄筋位置での発錆限界を超過している「(9)海側受台MB1_海側面(BL-1区間)」の塩害に対する補修に限定して述べる。

8.1 遮塩の効果評価

塩化物イオン濃度は、遮塩を行っても鉄筋前面で2.68kg/m³ ~ 5.45kg/m³となり、年数が経つにつれて内部の濃度が上昇するため、遮塩のみでは対策は不十分である。



$C_0 : 23.25\text{kg/m}^3, D_{ap} : 1.52\text{cm}^2/\text{年}$

図-8 塩化物イオン濃度分布予測

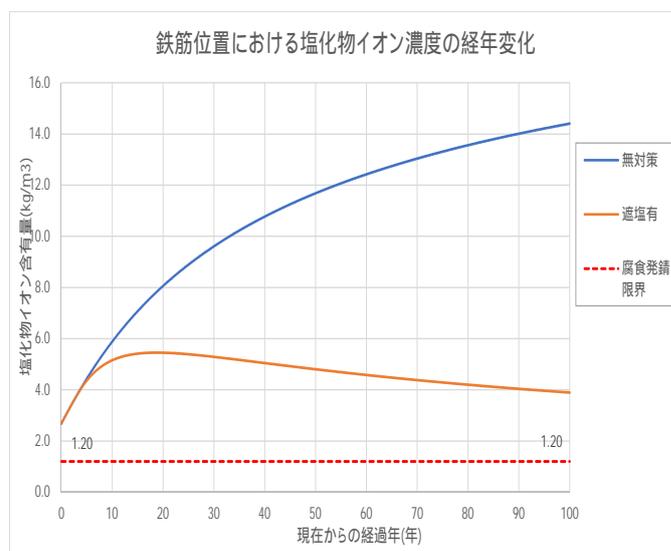


図-9 塩化物イオン濃度の経年変化

8.2 補修工法の選定

対策工法は、外部電源方式の電気防食は最終的な工法選定とし、表面保護工法を基本に「NEXCO設計要領 第二集 橋梁保全編」の塩害対策工選定の流れを参考に4案で比較を行う。全工法に表面被覆工を実施する。

表-5 塩害対策工法比較表

	第 1 案：断面修復工法 (PCM) 【従来工法】	第 2 案：断面修復工法 (PCM+防錆材入 PCM)
概要図		
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> 塩化物イオン含有量が発錆限界 (1.2kg/m^3) を超えている部分のコンクリートを撤去し、鉄筋を防錆材 (亜硝酸リチウム) で処理した後に、ポリマーセメントモルタル (PCM) で埋め戻す工法。 塩化物イオンが鉄筋位置以深まで浸透している場合には、鉄筋背面 20mm 程度まではつるのが望ましい。 	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋表面までのかぶりコンクリートを撤去し、高濃度の亜硝酸リチウム水溶液 (標準混入量: 55kg/m^3) を混入した PCM と PCM で埋め戻す工法。 防錆剤 (亜硝酸イオン) の浸透による後側鉄筋背面までの防錆雰囲気形成を期待する。 一般に防錆雰囲気形成に必要なモル比 ($\text{NO}_2^- / \text{Cl}^-$) を 0.8 以上とし、防錆雰囲気形成までの期間は 3 年未満を目安とする。 当該箇所では、概ね 2 年以内に後側鉄筋背面まで防錆雰囲気の形成が可能と予測される。
劣化過程	進展期～劣化期	進展期
評価	×	
	第 3 案：断面修復工法 (塩分吸着剤入 PCM) 【NETIS 登録番号: KK-100009-V】	第 4 案：断面修復 (PCM+防錆材入 PCM) + 犠牲陽極工法 【NETIS 登録番号: CB-020037-V】
概要図		
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> 第 1 案の断面修復工法と施工手順は同様であるが、防錆材として特殊な塩分吸着剤を用いる工法。 塩分吸着剤は鉄筋周辺の塩化物イオンを吸着固定し、亜硝酸イオンを放出することでコンクリート中を防錆環境に改質する。 腐食抑制効果については、モル比 1.0 以上 (放出・供給される $\text{NO}_2^- /$ (躯体の Cl^- - 吸着・固定化される Cl^-) 1.0) として照査を行う。 鉄筋の防錆効果は補修界面から 20mm 程度である。 	<ul style="list-style-type: none"> 亜硝酸イオンによる防錆雰囲気形成を期待する第 2 案と同様であるが、防錆雰囲気形成までの期間の防食を犠牲陽極材に受け持たせる複合防食工法。 亜鉛をバックフィル材で包み込んだ犠牲陽極材を固定ワイヤーで鉄筋に取り付け、内部の亜鉛を犠牲陽極にすることにより、電気化学的に鉄筋の腐食抑制を図る。 1m^2 当り使用量 3~6 個, 1 個当りの防食半径 30~60cm 程度 犠牲陽極材の寿命は 15~20 年程度。
劣化過程	進展期～劣化期 塩化物イオン含有量に応じて塩分吸着剤の添加率を変更	加速期 (前期)・劣化期
評価		

表中の劣化過程は、各工法の特徴を分かりやすくするために独自の考え方で設定したものである。

8.3 補修工法の選定結果

評価結果，第2案は，施工性，経済性，はつり深さによる構造体への影響の面で優れる。また，鉄筋位置における塩化物イオン量が比較的少なく，進展期に相当する当該部材では，合理的な塩害対策工法であるため，第2案：断面修復工法（PCM+防錆材入PCM）を採用することとした。

なお，防錆雰囲気予測を行い，防錆剤入りPCMと一般のPCMの組み合わせることで，少しでも安価とするための最適な組み合わせを検討した。

「NEXCO設計要領第二集 橋梁保全編」では，対象とする鉄筋位置で高濃度の防錆剤ポリマーセメントモルタルから拡散される亜硝酸イオン（ NO_2^- ）と塩化物イオン（ Cl^- ）とのモル比を予測することを防錆雰囲気予測といい，モル比0.8以上確保されれば防錆雰囲気が形成されていると考えている。第2案の断面修復（PCM+防錆材入PCM）場合の後側鉄筋背面（表面から深度12.1cm）における防錆雰囲気予測結果を右図に示す。概ね2年以内に後側鉄筋背面のモル比（ $\text{NO}_2^-/\text{Cl}^-$ ）は0.8以上となり，防錆雰囲気が形成されると考える。

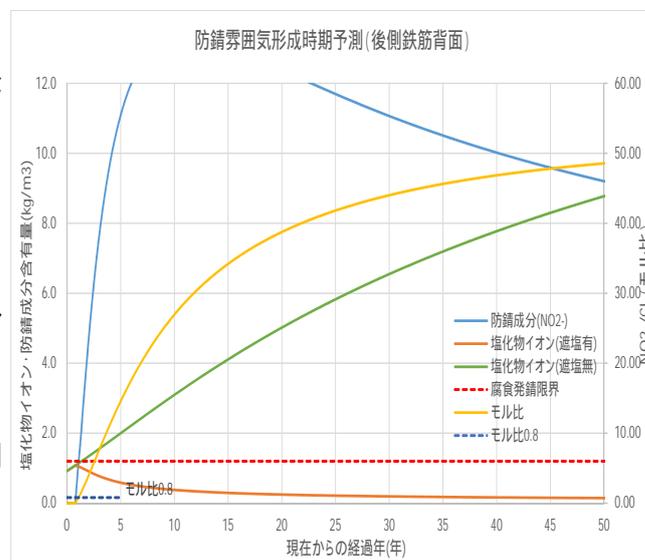


図-10 防錆雰囲気形成予測

9. おわりに

今後の維持管理に関し，(1)定期的な表面洗浄，(2)モニタリングの実施（自然電位測定などを含む），(3)表面含浸工法で補修した箇所の耐用年数調査，(4)点検強化（補修後の状況確認）を提案した。

最新の基準では，塩害対策は2つ以上を組み合わせることが望ましいとされており，当該のような海岸線に位置する構造物は，PC部材であっても変状が顕在化する前に予防対策を行うことは非常に重要であると痛感した。また，PC部材とRC部材が複合している構造物にあっては，一部の部位・部材が損傷することで構造物全体の健全度が低下します。補修工法の選定にあたっては，構造物全体の残存供用期間を見据えて，適切な工法選定することが，予算制約が厳しくなっていく中，ますます重要になってくると考える。

塩害対策は，福井県が抱える主要な損傷であり，今後も注視するとともに新技術や新工法を利用しながら，適切に維持管理し延命化させていきたいと考える。

【参考文献】

- 1) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書 設計編，2013.3
- 2) 土木学会：2013年制定コンクリート標準示方書 維持管理編，2013.10
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編，下部構造編，2012.4
- 4) 橋梁塩害対策検討委員会：塩害橋梁維持管理マニュアル(案)，2009.4
- 5) (財)沿岸技術研究センター：港湾の施設の維持管理技術マニュアル，2007.10
- 6) 東・中・西日本高速道路(株)：設計要領第二集 橋梁保全編，2014.7
- 7) 青山實伸：現場技術者のための塩害対策ノート，2012.7

半世紀経過した堰堤の劣化事例

長野 中野土建株式会社 徳竹 雅博

1. はじめに

本事例は、西暦1966年（昭和41年）に施工された砂防堰堤が、およそ半世紀を経過する中、経年の劣化および旧規格構造物であることから、下流直下の河床洗掘対策工事に合わせ補修・補強工事として発注されたものである。下流域には、小型の床固工が連続して設置され、コンクリート流路工の様相を呈している区間もあるが、河川周辺の環境は、一般に山菜取りや、釣りなどの入山以外はない、自然豊かな環境となっている。尚、当該工事は2期目工事であり、1期目工事においては対象構造物の一部（河川センターより右岸）を設計通りに補修・補強を完了させている。

2. 補修・補強の概要（一般部）

当初発注された補修・補強の概要は以下の通り（図-1）

- 1) 対象構造物は無筋コンクリート構造物である
- 2) 凍結融解によると思われる剥離が最大2cm確認されたことから、チップング（はつり）を5cm行い、健全部を露出させる
- 3) 差筋アンカー（エポキシ樹脂接着）および、ひび割れ抑制鉄筋の配置
- 4) チップング分5cmを含め、全厚55cmとして張りコンを行う

上記は設計業務委託において、目視観察および打音法のみにより決定。

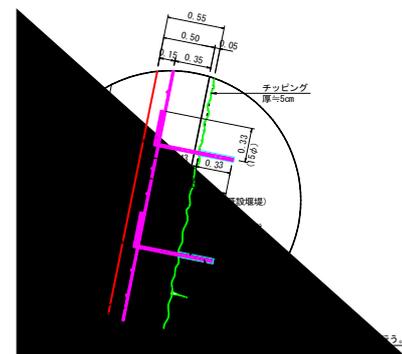


図-1

2-1. 対象構造物の施工された時代からの推定

対象構造物の施工記録が存在しないことから、施工されて以降、現在に至るまでのJIS、基準類の制定・改訂、当時の時代背景より、使用されたコンクリート性質の可能性について推定する。

1. JIS、基準類の制定・改訂（関連事項抜粋）

- 1982年 化学混和剤のJIS制定
- 1986年 塩化物総量規制、レディミクストコンクリートのJIS改正（アルカリシリカ反応抑制方法）
- 1987年 コンクリート用化学混和剤（全アルカリ量）規定追加

2. 高度経済成長期

1955年（昭和30年）から1973年（昭和48年）の間が、一般的に高度経済成長期と呼ばれ、対象構造物の施工年はこの間に該当する1966年である。

以上から推定される可能性として

- 1) 当時の化学混和剤に含まれていた塩分の可能性
（AE減水剤促進型において最大値0.63kg/m³ ※）
※ コンクリート用化学混和剤協会 調べ（表-1）
- 2) 建設ラッシュによる川・山砂の不足による海砂の使用、
場合によっては除塩不足の可能性
- 3) コンクリート硬化促進剤として塩化カルシウムが使用されていた可能性

表 3-4-2 化学混和剤の塩分量

分類	種類	コンクリート中のCl ⁻ (kg/m ³)		
		最大	最小	平均
A 型	1	0.42	0.00	0.08
	2	0.9	0.00	0.38
	3	4.5	2.4	3.35
B 型	1	—	—	1.13
	2	0.34	0.00	0.08
	3	0.9	0.00	0.37
C 型	1	3.4	1.05	2.04
	2	107.25	77.05	80.9
	3	0.9	0.00	0.38
D 型	1	4.33	1.5	3.17
	2	—	—	1.00
	3	4.0	1.0	4.0

表-1

この事から、内在塩分の存在について疑う必要性が生じた。対象構造物は無筋コンクリート構造物である事から、偶然に塩分の影響による劣化が表面化しなかったのかもしれないとも考えられた。

2-2. 追加調査の計画

推定された内在塩分の可能性について追加調査の他、中性化深度ならびに、圧縮強度の確認を実施。

これは、対象構造物の目視観察による劣化程度は、1期目工事の補修・補強箇所比べて進んでいないと判断(写真1,2参照)した事、また仮に内在塩分が存在していた場合、中性化の進行による塩分濃縮の発生、マクロセル腐食の可能性など、差筋アンカーに影響を及ぼす可能性を考慮しての事である。



写真-1 (1期目 右岸上流より撮影)



写真-2 (2期目 左岸上流より撮影)

2-3. 追加調査の結果

1) 硬化コンクリートの含有塩化物イオン試験

無水削孔による採取コアを1cm毎スライスし、各深度の塩化物イオン量を測定

2) 中性化

有水削孔による採取コアにフェノールフタレイン1%溶液を噴霧、呈色状況の確認

また、そのコアを1cm毎スライスし、各深度のpHを測定

現地においてはドリル法により確認

3) 圧縮強度

有水削孔による採取コア、現地においては表面研磨の後、反発度法により確認

中性化および圧縮強度試験結果一覧

試験項目	天端 (1)	表 (下流面)	裏 (上流面)
中性化深さ (平均値)	40.6 mm	25.4 mm	102.6 mm
圧縮強度	34.3 N/mm ²	22.6 N/mm ²	33.9 N/mm ²

塩分含有量試験結果一覧

深度	天端	表 (下流面)	裏 (上流面)
0~1 cm	0.16 kg/m ³	0.15 kg/m ³	0.11 kg/m ³
1~2 cm	0.18 kg/m ³	0.13 kg/m ³	0.09 kg/m ³
2~3 cm	0.22 kg/m ³	0.13 kg/m ³	0.11 kg/m ³
3~4 cm	-	0.09 kg/m ³	0.16 kg/m ³
4~5 cm	-	0.09 kg/m ³	0.14 kg/m ³

pH 測定結果一覧

深度	天端 (1)	表 (下流面)	裏 (上流面)
0~1 cm	11.3	11.7	11.9
1~2 cm	11.6	11.2	12.1
2~3 cm	11.9	11.4	12.1
3~4 cm	11.9	11.6	12.2
4~5 cm	11.8	11.7	12.2

表-2

試験結果（表-2参照）から、内在塩分の存在については、最大値で0.22kg/m³（0.3kg/m³以下）である事から、当地での現在新設されるコンクリートに比べやや多いものの、問題ないと判断した。

圧縮強度については、採取したコアの測定結果で最小値22.6N/mm²、反発度法による結果においても最小値で36.3N/mm²を確認した。当時の施工記録が無いため、使用されているコンクリートの設計強度と比較する事はできないが、今回の補修・補強により使用されるコンクリートの設計強度は、一般部で18N/mm²、堤冠部で21N/mm²であり、それ以上の圧縮強度を有している事が確認された。

中性化試験の結果については、やや不明な点が存在する。中性化および圧縮強度試験結果一覧（表-2）だけを見ると、25.4mm～102.6mmと中性化の進行は進んでいると判断される。

ここで中性化試験の詳細について（表-3）を確認する。

測 点	コア端面	中性化深さ [mm]						特記事項
		測定値			最大値	平均値	うす赤褐色の呈色部 有無	
天端 (1)	表面	139.0	5.0	11.0	139.0	40.6	無	鮮明
		44.0	3.5	41.0				
表 (下流面)	表面	116.5	6.5	21.0	116.5	25.4	無	鮮明
		2.5	2.5	3.5				
裏 (上流面)	表面	※184.0	64.0	122.5	125.0	102.6	無	鮮明
		90.0	※173.5	125.0				

表- 3

例えば、天端 (1) のコアを見ると、測定値が数mm程度から100mm以上と、測定値のバラツキが非常に大きい結果となっている。この測定値についてコア呈色状況写真と照合すると、写真-3のように、深部において局所的に中性化した領域が見受けられる。中性化とは、表層部より程度の違いはあれど、ある程度一律の深度となっている事が一般的と思われるが、本事例は異なる状況を示した。



写真- 3

（表-1）pH測定結果一覧（JGS 0211 土懸濁液のpH試験方法を引用：注 試験結果はやや中性側を示す）では、各箇所、表層～深度5cmまでの結果は11～12程度を示している。

注記の通り、試験結果は試験方法の特性上、やや中性側に値を示してしまう事から、11～12程度であれば十分なアルカリ性を保持しているものと判断された。

また、ドリル法では、コア採取場所から離れ、深度5cmまで3箇所実施したが、表層部より鮮明な呈色を示す結果であった。

半世紀経過した今も、表層部から呈色を示しているのは、中性化の原因となる二酸化炭素の供給源（人、自動車など）が無く、自然豊かな環境の恩恵によるものと思われる。

以上、内在塩分、圧縮強度、中性化についての調査結果より、対象構造物はその表層部においても、健全性を保持しているものとした。中性化については不明な点があるものの、対象構造物は無筋コンクリートである事、中性化については圧縮強度に影響を与えない物である事から、健全であるとしている。

ここで、中性化領域が深部の局所的に発生している事例について、当工事の補修・補強において必要な情報ではなく、詳細調査を実施していないため断定できないが、推定原因は以下とした。

今回工事の補修・補強部（写真-4）の目視観察による表層部は、施工当時の打継部、またはその後発生したと思われるクラックからエフロレッセンスが析出していた。また、ASRによって発生するひび割れ（無筋コンクリートの場合、方向性の無い亀甲状に発生する事が多い）は見受けられなかった。その他、施工当時の型枠締付金具（写真-5）が全体に残置されていた。この事から、内部への劣化因子の浸入は比較的容易な状況にあったと判断される。そこに劣化因子として降雨（酸性雨）があり、クラック等から浸入し中性化した。また表層部はクラック等と比較すると酸性雨が停滞しづらいため、中性化が進行しなかったと思われる。酸性雨の原因物質は東アジアから偏西風によって移動してくるものが多く、特に日本海側で観測される事からも、酸性雨の可能性が強いと推測する。



写真-4 (2期目表層部状況)



写真-5 (残置された金具)

3. 補修・補強方法の変更

調査結果から補修・補強方法は（図-2）とした。

- 1) チッピング厚5cm → 1cm に変更
- 2) これにより張りコン厚55cm → 51cmに変更
- 3) 差筋アンカーをエポキシ樹脂塗装鉄筋に変更

目視観察では、剥離が2cmまで生じていない、ASRによるひび割れなし、また圧縮強度等から、表層部より健全であることを確認したので、チッピング厚は1cmに減じ、付着強度確保の為に面粗し程度とした。

差筋アンカーの削孔定着長は、当初のままでも被りを十分に確保出来る事から、変更はしていない。尚、使用鉄筋については、塩分や新旧コンクリートの性質差による電気腐食の可能性は低いものの、打継面からの浸水による発錆の可能性が大きいと判断。今回のような壁面への張りコンの付着は、差筋に依存しており、破断を招く可能性は回避しなければならない。そのため、ノーマル鉄筋に比べ防食性の高いエポキシ樹脂塗装鉄筋を採用した。

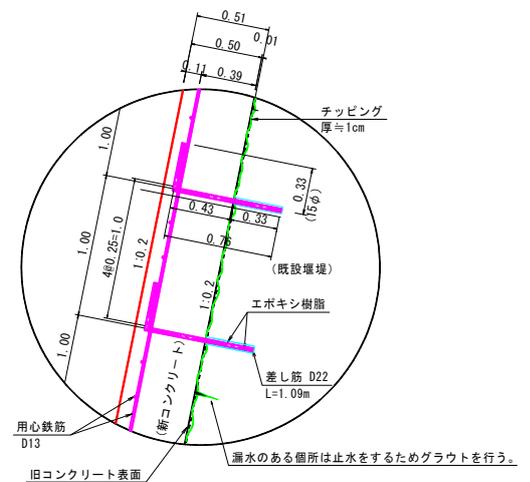


図-2

4. まとめ

ライフラインである橋梁などはその優先度から耐震補強を含め、その手法が確立され、さまざまな補修・補強がなされているが、本報告のような無筋コンクリート砂防施設の事例は少なく、また手法も確立されていない。当地、長野県は山岳県であり、大小多くの河川が存在する中、防災施設として過去多くの砂防構造物が施工されてきた。それらの劣化進行、旧規格構造であることを踏まえた時、今後同様の補修・補強工事が発注される事が予想される。その時に役に立てる技術者でいられるよう研鑽を続けたい。

カメラ撮影によるひび割れ調査例

新潟 (株) ダイアテック ○柳 益夫

1. はじめに

近年、老朽化したインフラ構造物を維持管理のための点検・調査業務が増加している。点検・調査業務の一つとして肉眼による近接目視はほぼ必須の点検手法である。

特にひび割れは人の手によるチョーキング、スケッチ、写真撮影、CAD化という複数の過程を経てようやく損傷図となる。しかし、人の手で複数の工程がなされる以上、ひび割れの位置、ひび割れの幅の情報の正確性に欠ける可能性があることは否めない。また、高さのある構造物であれば近接目視には足場が必要となり、工程や経済性の観点から大きな負担となる。

弊社では、建設後20年近く経過した下水道処理施設の劣化調査（調査面積約82,000m²）の機会を得た。通常の足場を使用した近接目視では時間と人員の面で業務を遂行できないと判断し、デジタルカメラ画像によるひび割れ自動抽出システムを使用し、調査業務を行った。

本稿では、ひび割れ自動抽出システム（Kuraves Ultimate）を用いたカメラ撮影によるひび割れ調査例を報告するものである。

2. ひび割れ自動抽出システムの概要

Kuraves Ultimateは、デジタルカメラで撮影した可視画像データの画素中に含まれる輝度の違いを感知し、可視画像上にひび割れを自動的にトレースするものである。

その際に、画像内の特定の2点間の距離を検出したいひび割れ数値の基準として入力することでの幅や長さをデジタル情報として検出・保存することが可能である。これらのデータはDXFデータに変換出力してCAD化することができる。また、遊離石灰・鉄筋露出等の自動抽出できなかった損傷も画像上で人の操作によりトレースしてCAD化できる。

このひび割れ自動抽出システムは最小分析能1画素の20%以上のひび割れを検出することが可能であることから、調査目的に応じデジタルカメラの画素数と撮影距離を考慮する必要がある。例えば本調査例では2,000万画素のデジタル一眼レフカメラを使用し、最小ひび割れ検出幅0.2mmと設定した。よって、写真の1枚における撮影範囲は横4.1m×縦2.7m程度となった。

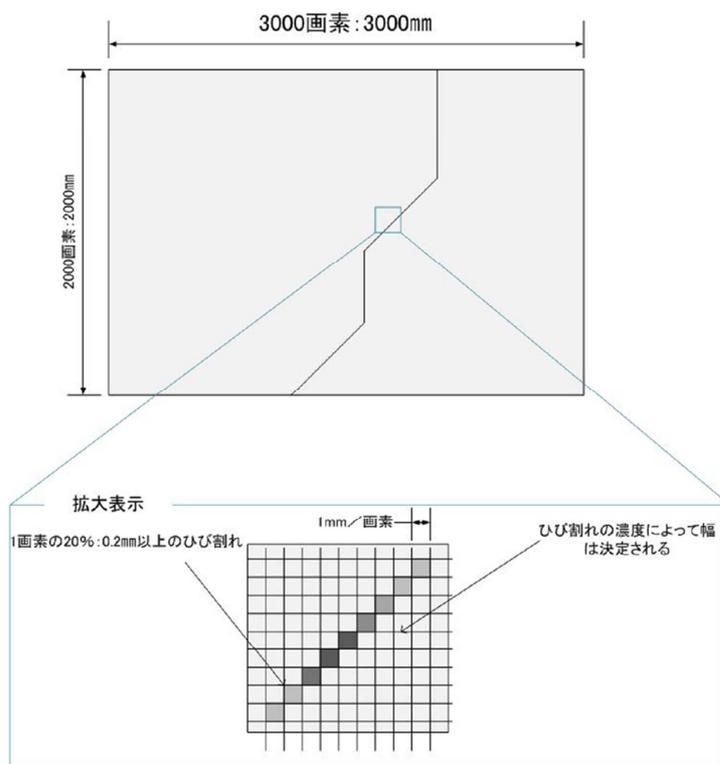


図 2.1 最小分解能のイメージ

キーワード：検査技術・診断、ひび割れ、効率化、定量的評価

連絡先：新潟県新潟市西区山田2554 TEL：025-250-5678 FAX：025-250-5679

3. 対象構造物概要

建設後約20年程度経過した下水道処理施設の未稼働部分が調査対象である。調査対象面積は、約82,000m²である。各槽の断面形状は、用途・目的によって異なり、最小で1.5m×1.5m、最大で約11m×10mである。未稼働の箇所であるため、下水処理施設特有の硫化水素によるコンクリート劣化はみられなかった。

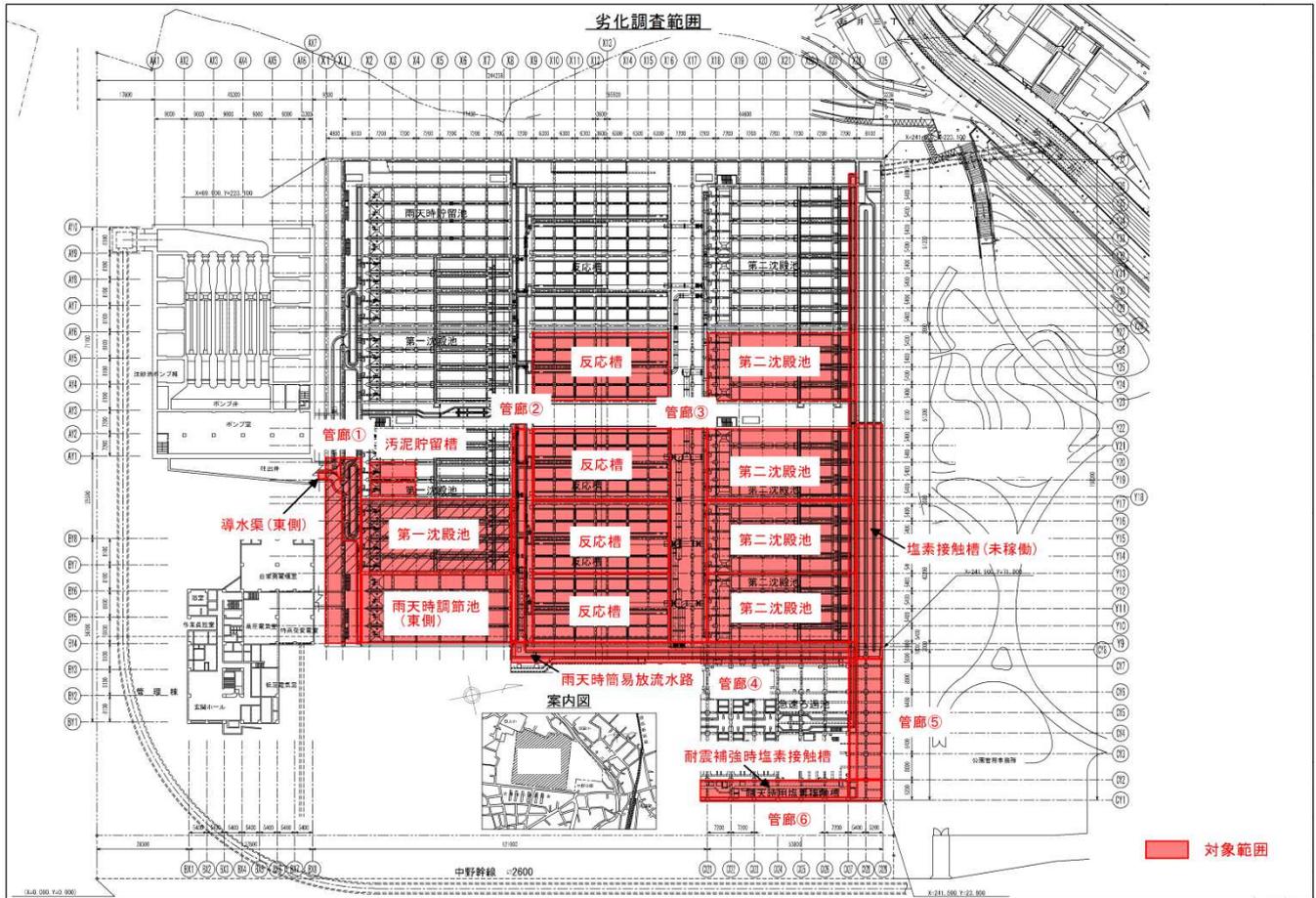


図 3.1 対象構造物平面図

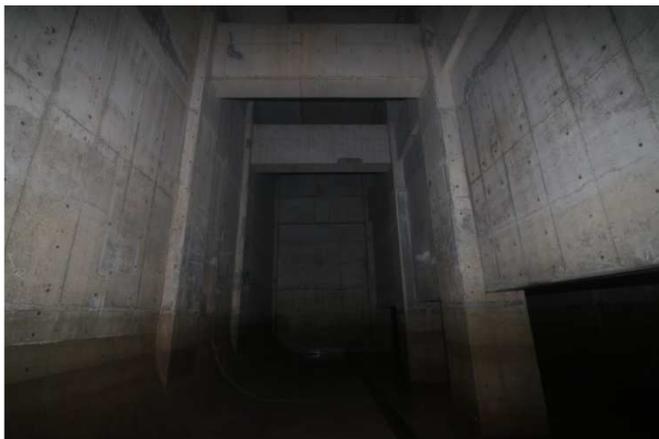


写真 3.1 反応槽



写真 3.2 代表的な変状（ひび割れ、遊離石灰）

4. 調査方法

4.1 調査フロー

調査フローを次図に示す。

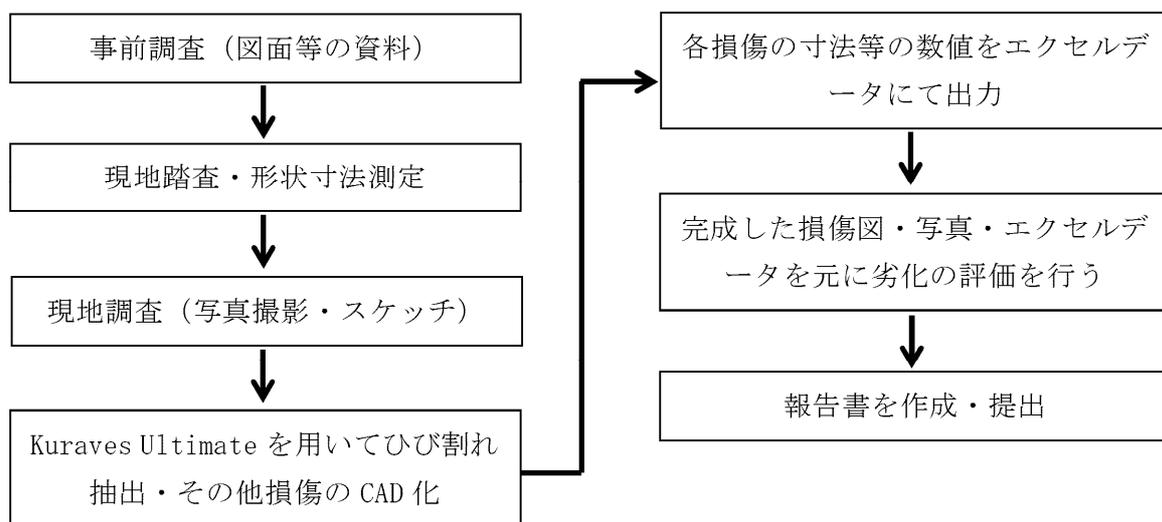


図 4.1 調査フロー

4.2 撮影前の準備

調査箇所は下水道処理施設ということもあり、経年による埃、湿気等により、撮影ができてはひび割れ抽出がスムーズにできない場合が予想された。よって、撮影前に以下のような準備を実施した。

- ・写真を複数枚接合する場合、重複する範囲を分かりやすくするために、対象面に水平方向2mおきに撮影ポイントをチョーキングした。
- ・くもの巣等をひび割れと誤認しないために、近接目視によりひび割れの位置を矢印等でチョーキングし、補助的にひび幅を記入した。
- ・コンクリート壁面のコンパネ跡の大きさなど、ひび割れ幅を抽出するための基準となる長さを記録した。

4.3 抽出ひび割れ幅の確保の工夫

調査箇所は、最大約11m×10mの空間があり、通常の人立って撮影する方法では、撮影角度、撮影距離の関係で、正確なひび割れ抽出を行う必要条件を満たすことができない箇所がある。

そこで、足場の代わりに治具を作成し、カメラをひび割れ抽出に必要な撮影位置まで上昇させ、スマートフォンのWI-FI機能を用い遠隔操作で写真撮影を行うことにした。以下にその治具を示す。



写真 4.1 治具 1



写真 4.2 治具 2

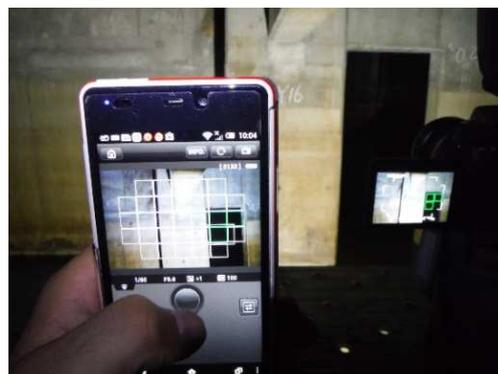


写真 4.3 スマートフォンで遠隔操作

(1) 治具1

キャスター付の単管の土台に測量用の三脚を載せ、上にカメラを搭載した治具である。これにより最大高さ4.1mの壁面を撮影することが可能となった。

(2) 治具2

水圧式の荷上げリフトに木板のアタッチメントを自作しその上に治具1で用いた測量用三脚とカメラを載せたものである。これにより最大高さ約11mの壁面を撮影することが可能となった。

5. 調査結果

5.1 自動抽出できた場合

コンクリート表面が比較的きれいな箇所においては、以下に示すようにひび割れの自動抽出ができた。なお、抽出後の青線はひび割れ幅が0.2～0.5mm未満、赤線が0.5mm以上を示している。



写真 5.1 自動抽出前

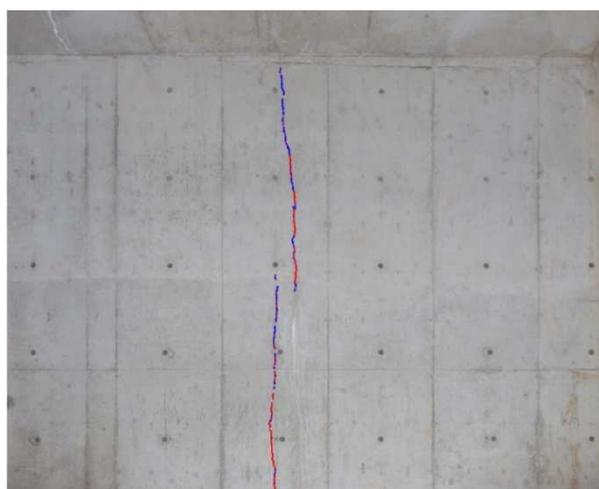


写真 5.2 自動抽出後

5.2 自動抽出できなかった場合

コンクリート表面が経年による埃、泥、湿気により自動抽出ができなかった例を以下に示す。このような場合は画像を拡大し、手動でひび割れをトレースした。



写真 5.3 自動抽出前



写真 5.4 修正後

6. まとめ

コンクリート表面の状態により、ひび割れの自動抽出の可否に大きく影響をおよぼす。ただし、撮影前の清掃やチョーキング等により、調査は可能である。また、足場が不要であることから調査費を軽減することができた。

今後は、効率化および定量的評価の観点から、システムの構築に努めたい。

打音検査システム

東海 蔦井株式会社 ○齋田 浩之
蔦井株式会社 仙田 勉

床版の損傷を舗装上から検査できる「打音検査システム T.T.Car」について説明します。

(現在の打音検査状況)

打音検査システム T.T.Car は国交省・地自体・指定都市高速道路・NEXCO・空港・漁港・民間等の実績があります。平成 27 年 11 月現在で、55 件を超えました。

特に、現在は、前橋市様+前橋工科大学様+弊社との産学官共同研究を行い、打音検査の更なる有効性について研究を始めております。平成 27 年 10 月末までに学生よる 22 橋の打音検査を完了しております。

今後は、学会発表等を行う予定です。

(打音検査 T.T.Car とは?)

打音検査 T.T.Car は、刃先に炭化タングステンとコバルトを焼き固めた合金を取り付けた六角形の鉄塊（打音機）とマイク、そして位置情報の取得のためにセンサーを取り付けた手押し車タイプの T.T.Car を押し運んで測定を行います。1 日に作業員 1 名で 2000 m²/橋もの点検が可能で、従来的人力打音検査（70 m²/h）と比較しても作業効率が飛躍的に高く、人への負担が軽減されます。

(打音検査システムの手順は?)

打音検査システムの手順は、まず交通規制をした後に舗装上へ 500mm ピッチで罫書線を引き、線の上に T.T.Car を走らせます。そして、打音機と路面（AS 舗装面や RC 床版面）との衝撃音を収集します。その収集データ波形を弊社が開発したソフトウェアで解析することによって、路面下の不良箇所（空隙や防水層の剥離、RC 床面上の土砂化等）を二次元の平面データ（異音マップ図）として表示します。

(検査範囲等は?)

打音検査 T.T.Car によって分かる検査範囲は、現在のところ AS 舗装 8cm+RC 床面 12cm=20cm 程度です。人力打音検査範囲よりやや深い位置と思って頂ければいいと思います。

この打音検査 T.T.Car が一番得意とするところは、AS 舗装下の防水層の剥離や空隙です。また、床面増厚で鋼繊維補強コンクリート（SFRC）を使用した橋床面です。この橋床面は鋼繊維のために電磁波探査ができませんので弊社の打音検査システム T.T.Car が有効です。

ご理解頂きたいところは、打音検査システム T.T.Car は、現在のところは二次元の平面データのみ解析結果で、深さ方向の異音の位置は特定できません。異音マップ図からわかるのは、「路面下に何か不良箇所があるな」というところまでです。

(どのように利用するか?)

2014 年 3 月に国土交通省より「道路橋の維持修繕に関する省令・告示の制定」が公布され、「対象橋梁の橋の長さ 2m 以上」「国県市町村において 5 年に 1 回定期点検を義務付け」となりました。

橋梁の点検は、まずは橋床面や橋梁下面等の近接目視点検を行います。その後、舗装や橋梁下面の劣化状態の悪い橋をピックアップ。そのピックアップした橋を 1 次スクリーニングする際の補修設計に使用することが良いのではないかと思います。すべての橋梁に弊社の打音検査システム T.T.Car を使用することは無理がありますので、このように 1 次スクリーニングの補修設計で便利に使用して頂けると、国が掲げるインフラの長寿命化、ライフサイクルコストの削減になります。

次頁からは、打音検査システムの業務体験例説明資料（PP）を示します。

打音検査システム



目次

1. 打音検査システムとは・・・(DVDによる説明あり)
2. 打音検査システムの概要
3. 打音検査システムの構成
4. 打音検査システムの特徴
5. 打音検査システムの測定方法
6. 業務体験例
 - ①橋梁の打音検査実施例(1)
 - ②橋梁の打音検査実施例(2)
 - ③港湾の打音検査実施例(1)
 - ④建物の打音検査実施例(1)



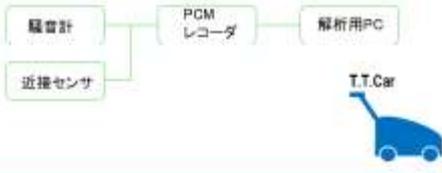
打音検査システムの概要

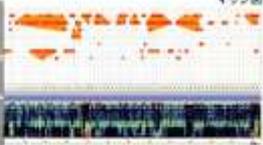
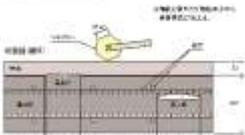
打音検査システムは、AS舗装及びコンクリート床版を打音する打音機。打音の結果、発生する音を検知する超音波、トリガパルスが発生する近接センサ、超音波と近接センサの出力を記録するPCMレコーダ、打音の録音の空音地帯を解析する解析用PC(ソフトウェア含む)からなります。



打音検査システムの構成

下図にシステムブロック図を示します。測定時、超音波からの信号をPCMレコーダに録音します。また、近接センサにより測定箇所データをPCMレコーダに収録します。測定終了後、PCMレコーダに記録されたデータを解析用PCと接続して解析を行います。



打音検査システムT.T.Carの概要図



打音検査システムの特徴

- ① 一つの判定基準による判定で、信頼性の高い打音検査のデータが作成できる。
- ② 測定機器がシンプルで持ち運びが容易であるため、準備工・測定時間も短く作業性が良好である。
- ③ 測定機器の動力が不要のため、環境性において優位である。
- ④ AS舗装からの打音検査は、以下の不良箇所を検査できる。
 - ・AS舗装とコンクリート床版の防水層の浮き
 - ・AS舗装とコンクリート床版の空隙
- ⑤ コンクリート床版からの打音検査は、以下の不良箇所を検査できる。
 - ・表面から第1鉄筋(圧縮鉄筋)の間の不良箇所
- ⑥ 増厚した床版とコンクリート床版の間の不良箇所(空隙)を検査



キーワード：検査技術・診断， リニューアル

連絡先：東京都国分寺市本町2-23-3富沢ビル3F TEL：042-328-0337 FAX：042-320-5506

打音検査システムの測定方法

打音検査システムT.T.Carは、打音発生装置（ヘキサゴン）を搭載した台車（手押し式4輪車）を一方、一定速度で走行させ、ヘキサゴンの回転で得られた衝撃音を、発生音源の近接部に設置した集音マイクを通じてPCMLレコーダに収録する。

走行距離の測定は、ヘキサゴンの側面に位置情報を検知するための距離センサと検出用円盤が取り付けられており、測定距離データをPCMLレコーダに打音とともに収録する。

検査要員は、検査管理責任者1名、打音検査者1名及び、検査補助要員（安全対策業務）1名、計3名を基本とする。ただし、全体交通規制要員は別途とする。



T.T.Car 業務体験例



T.T.打音検査 調査実績表

HE2.10時点

国土交通省	3件
地方自治体	29件
指定都市高速道路	3件
中日本高速道路(株)	9件
西日本高速道路(株)	1件
東日本高速道路(株)	1件
空港等	2件
漁港等	2件
その他	3件
合計	57件

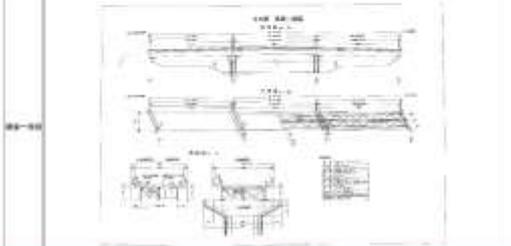
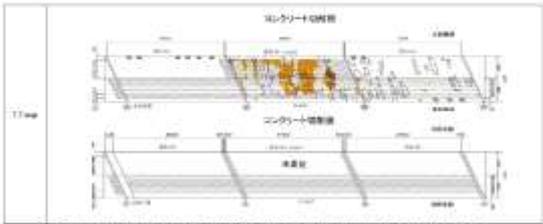


T.T.Car 橋梁の打音検査実施例(1)

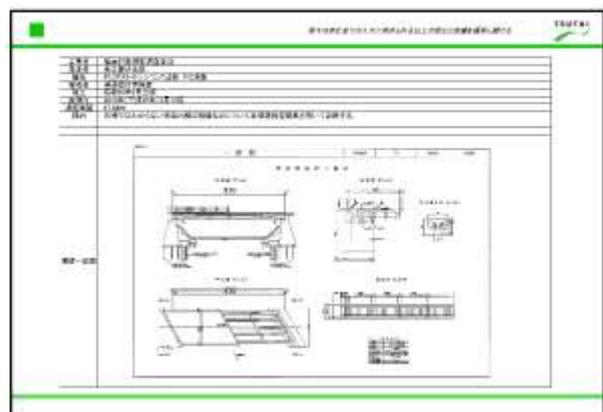
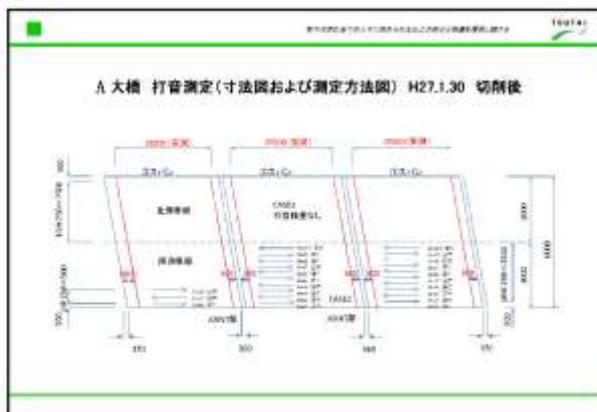
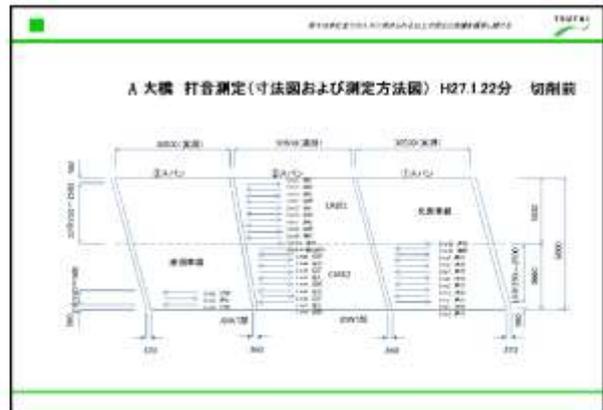
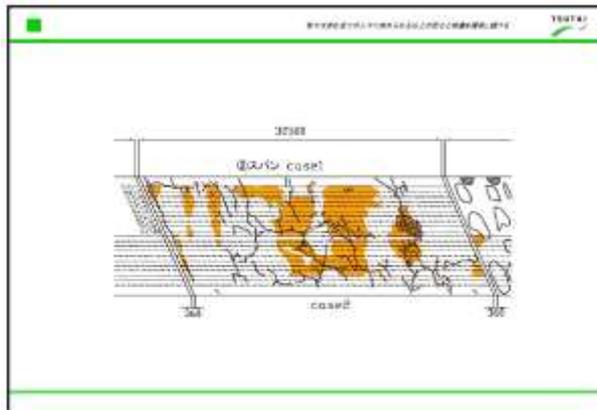


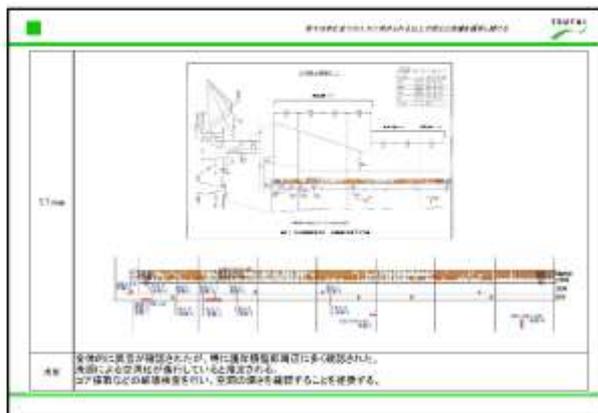
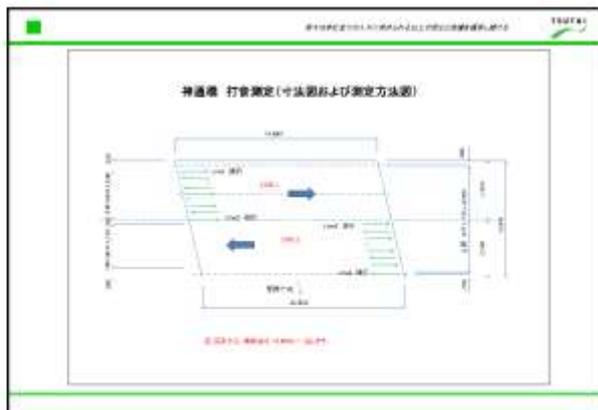
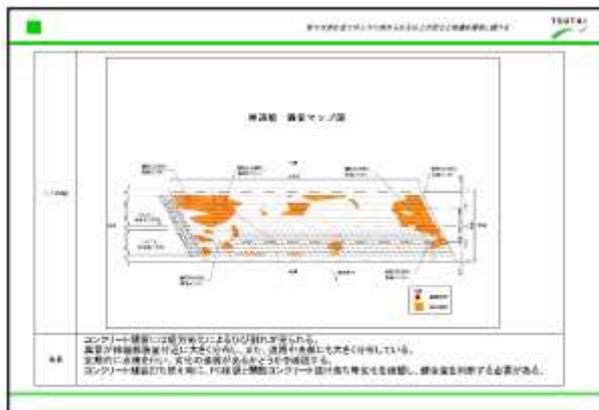
検査実施要領書

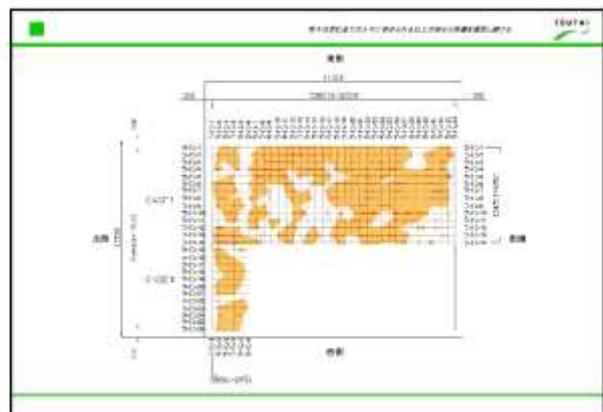
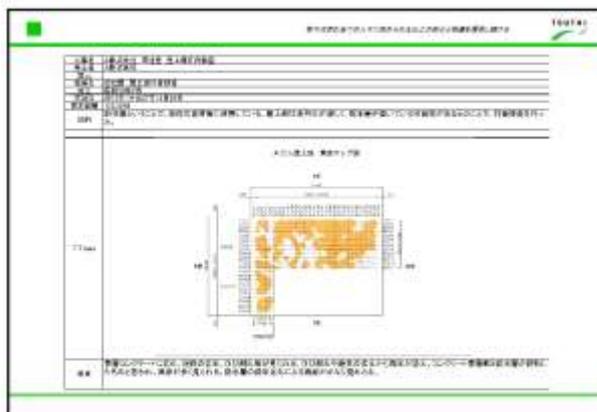
1. 目的
2. 検査対象
3. 検査時期
4. 検査方法
5. 検査結果の報告

コンクリート橋梁のひび割れは、丈夫にして多く見られる。それに伴い、聲音も多く分布している。ひび割れから雨水が浸入し、強度を低下させている可能性が疑われる。東北自動車道から橋梁を撮影。片側の表札を確認し、健全区画を確認することを確認する。







コンクリート診断士とサステイナビリティ

東京 木村技術士事務所 ○木村 克彦
 JCIサステナビリティフォーラム議長 堺 孝司
 JCIサステナビリティ委員会委員長 野口 貴文

1. はじめに

本報告は、コンクリート診断士（以下、診断士）と今課題になっているサステイナビリティとの関係について述べたものである。まず、ここでは「サステイナビリティ」とは「何か」について述べる。文献¹⁾では「“Sustainability”とは、持続可能性を意味する言葉で、企業分野では、利益を上げるだけでなく社会的責任を果たすことで、将来においても事業を存続できる可能性を持ち続ける」としている。また、文献²⁾ではサステイナビリティについて次のように説明しているので少し長いが引用する。

「持続可能性を意味するサステイナビリティは時代のキーワードとして益々その重要性を増している。人類は、地球という限られた空間の中で、資源・エネルギーを消費して生活を営んでいる。（中略）。人口の増加に加えて、生活水準の向上が、地球資源の枯渇や化石燃料消費増加を加速させている。また、IPCCは第5次評価報告書で、（中略）、地球温暖化が現実のものであることを明言した。こうした状況から、すべての産業が資源・エネルギーの消費効率を著しく高めることにより、地球の保全を図り、以って将来世代のニーズを確保し続けることが極めて重要となる。」とし、サステイナビリティの定義について①ISO Guide 82:2014 および②fib Model Code 2010での定義を次のように示している。

サステイナビリティとは、①では現世代と次世代がそのニーズを妥協なく満たすことのできる、環境、社会、および経済サブシステムからなる全体システムの状態、②では自然、社会、経済、そして福祉に関する現世代と次世代のニーズを満たすことに陽に資する構造物あるいは構造要素の能力である。すなわち、サステイナビリティとは、「環境、社会および経済で人間のニーズを将来に亘って満足できる状態が、この地球が、地球上に暮らす人類にとって、また世代を超えて、持続可能なこと」と考えられる。

2. 今、なぜサステイナビリティが必要なのか？

「今、なぜサステイナビリティが必要なのか？」については、今ほど地球の環境が問題にされている時代はなく、日本においても身近に、これまでになかったような自然災害が頻繁に起きている。これらの災害を減少させるためには、地球上に暮らす一人一人が自ら考え、どのような暮らし方が環境により優しいのか、環境の持続性が保たれるか、などについて考え実践するしかない。とくに、地球温暖化の原因と考えられるCO₂についてはその排出量を低減していく必要がある。

そこで、視点を関係のある建設業界、とくにコンクリートに関係する業界に当てると、膨大な資源・エネルギーを消費しCO₂を排出しており、また社会・経済基盤の整備に直接関与することから、サステイナビリティにとって極めて重要な位置を占めている。これらのことから社会資本整備の一翼を担う診断士も、サステイナブルな社会の実現のために重要役割を求められていると考えるのが自然である。

3. コンクリート構造物の現状と課題

診断士とサステイナビリティの関わりについて考える前に、これから診断士が関与しなければならないコン

キーワード：コンクリート診断士、サステイナビリティ、社会資本の現状、コンクリート構造物の維持管理の現状と課題、コンクリート診断士に求められる役割

連絡先：東京都国分寺市本町2-23-3富沢ビル2F TEL：042-328-0337 FAX：042-320-5506

クリート構造物の現状と課題について考察する。

3.1 新設構造物

新設構造物では、設計が適切になされていない場合や施工が十分でない場合には、初期劣化や時間の経過と共に種々の劣化が生じやすく、補修や補強が必要になっているのが現状である。このような設計や施工に起因するコンクリート構造物の品質に関するトラブルの主なものは、温度ひび割れ、充填不良等の初期欠陥であり、どのように設計・施工されたかは維持管理の面から注目すべき事項である。

3.2 社会資本の現状

現在供用中の社会資本の現状として、ここでは橋梁の①経過年数と劣化程度の関係、②維持管理工事の推移、③橋梁の点検・修繕状況について考察する。

(1) 経過年数と劣化程度の関係

建設後約30年を超えると半数の橋梁が何らかの補修等が必要で、30年程度で多くの橋梁で劣化が始まり、早めの対策が必要になる。しかし、30年経過した時点で約半数の橋梁は概ね健全であることも見逃せず、これまでの維持管理の状況を考えると、これらの構造物は「よい設計・施工をした構造物」と考えられ今後の社会資本整備の参考にすべきで、コンクリート構造物は基本的に長寿命である、ことを証明している。

(2) 維持管理工事の推移

維持管理工事について考える前に、現在橋梁がどのくらいあるのかについて把握しておく必要がある。橋長15m以上の橋梁の建設状況は、図-1に示すとおりである。

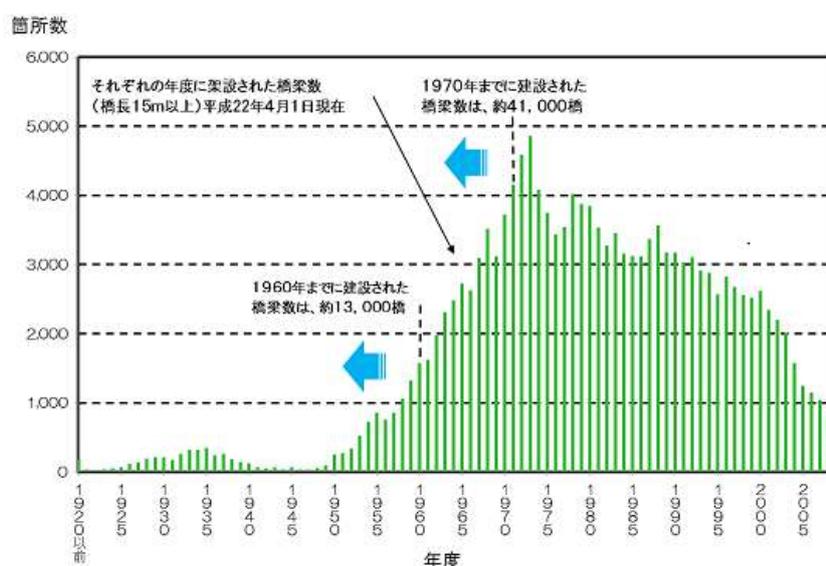


図-1 橋梁の経過年分布 3)

建設年度が1985年以前の橋梁で、架設後30年を超える橋梁は約98,000橋となり、(1)からこれらのうち50%が何らかの補修・補強の対象になる橋梁と考えられる。

図-2に示すように維持補修工事比率は増加しているが、その投資額は事業費の縮小に伴いほとんど横ばいである。構造物の建設後の経過年数や構造物数が増加していることを考慮すれば、今後どのように社会資本を維持・管理、整備するのか早急に国民的コンセンサスを得て、その方針を策定して適切に対応することが重要になる。

(3) 橋梁の点検・修繕状況

橋長15m以上の橋梁点検状況は、図-3に示すように25年4月時点で市区町村では約95%、都道府県・政令都市では99%である。橋梁の修繕計画の策定状況は、都道府県・政令都市では99%であるが、市区町村では79%である。橋梁の修繕実施状況は、図-4に示すように都道府県・政令都市で26%、市区町村で5%

と実施率は低い状態にある。修繕計画の策定や実施は、自治体の技術者数や予算と大きく関係していると推定できる。現在の修繕実施率などから、今後多くの維持管理費用が必要となることが容易にわかる。なお、15m 未満の橋梁数は 15m 以上の橋梁数に比較して多いことは容易に想定できる。

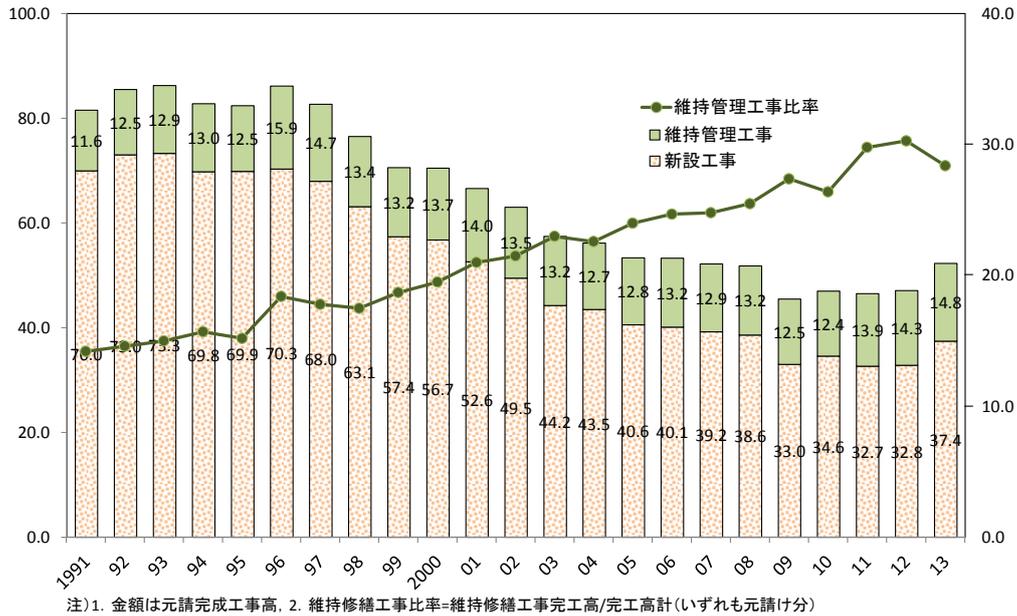


図-2 維持管理工事の推移 4)

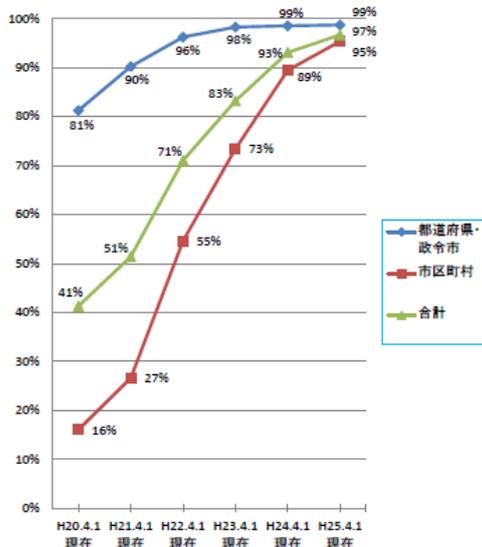


図-3 橋梁の点検状況 5)

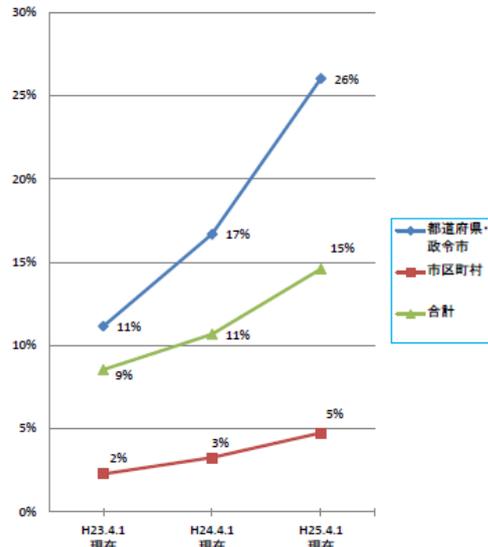


図-4 橋梁の修繕実施状況 5)

3.3 維持管理の現状と課題

(1) 維持管理の現状の問題点

土木構造物の維持管理に係わる現状の問題点について考察する。問題点として次の①～③が考えられる。まず、①施設の老朽化について、イニシャルコスト削減などにより維持管理への配慮が不十分な構造物を構築している場合がある。次に、②維持管理技術の面では、供用年数の長い施設に関する知見の不足、維持管理に必要な技術の不十分があり、③維持管理体制、人材・技術者の面では、施設の管理体制に不備があるとともに、管理する技術者などの不足、調査・診断を行う技術者の不足がある。

これらの問題点の背景には、人口の急速な少子・高齢化や構造物の高齢化に伴う劣化、厳しい財政事情による事業費の抑制、維持管理に対する国民の無理解などがある。維持管理に対する問題点には、その体制やそれに関わる

人材・技術者の不足などが挙げられる。さらに、維持管理方法がまだ十分に確立しておらず、各管理者間で点検データなどの取り方・まとめ方は「橋梁定期点検要領(案)」(国交省)などが策定され大分共通化されてきたが、まだ異なる部分も多く、それぞれのデータを十分に有効利用しにくい環境などがある。

(2) 維持管理の課題

(a) 維持管理の取り組みに対する考え方

構造物を適切に維持管理するには、①～③のような考え方で取り組む必要がある。

- ①構造物の適切な維持管理と更新に対する方針の明確化が重要である。これについて、国交省は課題と方向性を提示しており、各対応事項を一体的に実施し、戦略的に維持管理・更新を推進するものである。⁶⁾
 - ②「事後的管理」から、事故や大規模な修繕に至る前に対策を行う「予防保全的管理」への移行が必要である。この考え方においても、これからの維持管理では対象構造物により事後的管理や観察維持管理など適切な管理方法を採用する必要がある。⁷⁾
 - ③事業プロセスの見直し：新設中心の事業プロセス（調査・計画⇒設計⇒施工⇒維持管理）から、現存のインフラの維持・管理では、現状把握、事業計画で健全度評価、劣化予測をおこない補修・補強、更新、廃棄も含めた「対策の検討→対策の実施→結果の評価→現状把握」に戻るサイクルの実施が重要である。⁸⁾
- また、社会資本に維持管理・更新について国交省からは「インフラ長寿命化基本計画」を受けて「インフラ長寿命化計画（行動計画）」が2014年5月に出された。

(b) 維持管理の方法⁸⁾

社会インフラのように多くの構造物を管理する場合には、個々の構造物の管理に加えて、生活の質の低下を最小限にし、安心・安全、コストの他に代替手段の有無なども考慮する必要がある。そして、ストックである構造物をどのように管理していくのが最も合理的であるかという戦略的な判断を求められ、これらを実施するにはストックマネジメントやアセットマネジメントの導入などが必要である。ここでは、住民の生活の仕方や維持、土地利用などについて総合的に検討し、今後の社会のあるべき姿という新たな視点からどのように構造物を維持管理・整備していくことが好ましいか、すなわち維持管理する構造物の選択など、その根本に立ち返って見直すことが重要となる。このような維持管理に必要な管理技術は、研究開発・実施されているが、まだ開発中の技術が多く、実際に適用しながら改善しているのが現状である。いずれにしても、重要な情報は調査データなどの維持管理データである。

ストックマネジメントでは、施設が一定期間供用されると機能診断が行われ、施設管理者、受益者及び関係機関が情報を共有し、補修等の対策にかかる合意形成がなされる。このとき非破壊調査、劣化挙動の計測・解析、劣化予測などに関する技術が核となり、調査コストを含めて実施する補修・補強の品質やコストなど、コンクリート構造物に関する調査と補修・補強の関係について十分な知識や社会のコンセンサスを確立することが必要である。一方、アセットマネジメントを効果のあるものとするには、周辺の資金のマネジメント、各種分析、データベースなども重要になり、過去の知見と最新の技術が蓄積、共有化されていくという仕組みの構築が必要である。これらの施策を実施するには診断士との協働が必要であると考えられる。

(c) 技術的側面

コンクリートの劣化に関する調査方法には、おもに①外観調査と②詳細調査がある。外観調査では目視調査が重要で、目視調査は調査者の技量により大きく左右されるが、一定以上の技量を持った技術者による調査ではかなりの精度で劣化要因やその程度を把握でき、必要に応じてそれを確認するための調査を行う。

詳細調査技術は、従来から用いられている技術と新しく開発・改良された技術、新しい適用対象について開発中のものも多く、構造物の重要度に応じて適用されるようになればこれから主流となるであろう「予防保全」に寄与すると考えられる。今後は、開発・実用化された技術を調査・診断の実施者がそれぞれの目的に合わせて合理的に選択できるようにする必要があり、調査コストを含めて補修・補強の品質やコストに

のように反映されるかについての構造物の保有・管理者に対して十分な説明責任が求められる。

しかし、コンクリート構造物の寿命に関する調査と補修・補強の関係について十分な知識や社会のコンセンサスが得られておらず、最新の技術が十分に活用されていないのが現状である。補修・補強技術では、性能、適用範囲、施工性などをさらに明確にし、設計者、施工者がそれぞれの目的に合わせて合理的に選択できるようにするとともに品質、コストを含めた十分な説明を行い、理解を得る努力が必要である。

(d) 人的側面

維持管理に関する資格には、コンクリート診断士、コンクリート構造診断士（(公社)プレストレストコンクリート工学会）などがある。これらの資格では、資格者はそれぞれが定めた水準の技術を有することを試験等で確認されている。このことを踏まえて構造物の維持管理にこれらの技術者をどのように活用していくべきかなど、この問題の早期の解決が求められ、国交省で民間資格の登録制度が実施されている。

マネジメントシステムを運用する上で必要なことは「どのようなデータを取り、どのように記録をしていくか」などで、マネジメントシステムなどの計画、コンクリート構造物の設計・施工や調査・診断や補修・補強技術の専門家など多くの技術者の協力が必要となる。このようにコンクリート構造物を維持管理していくには多くの技術とそれぞれの専門技術者が必要で、維持管理に携わる技術者には、先述のように維持管理に関する技術と共に設計に関する知識・技術が求められる。

コンクリート構造物の維持管理では、コンクリート構造物の点検・診断が必要で、これらを実施する人材が必要になる。この実施者には経験を含めた高度な専門知識と共に、公平さ、高いモラルなどが求められ、このような技術者の育成が必要で、その育成には時間を要し、必要な人数も多く、計画的に育成することが重要となる。しかし、構造物を管理する自治体、特に市区町村では、これらの技術者が不足しており、予算の不足と共に課題となっているのが現状である。

一方では、定年退職した多くの技術者がおり、これらの技術者をどのようにコンクリート構造物の点検・調査、診断に係わるシステムを構築するかが今後の大きな課題である。いずれにしても技術者不足を補うには維持管理業務が魅力的なものにすることが必要である。このためにはまず、経済的な問題も含めて「維持管理に係わる技術者の社会的地位の向上」が喫緊の課題である。

4. 診断士とサステナビリティの関わり

「1. はじめに」でも述べたようにサステナビリティとは、「この地球が、地球上に暮らす人類にとって、また世代を超えて持続可能なこと」である。また、コンクリート業界とサステナビリティの関係については2.で述べた通りであるが、ここではコンクリート業界の一員である診断士との関わりについて考える。

診断士は、おもに既存のコンクリート構造物との関わりの中で業務を行っている。そして、「如何にコンクリート構造物を長く安全に使用できる状態に維持するか」という課題に日々取り組んでいる。すなわち、社会資本であるコンクリート構造物の長寿命化に係わっている。

この観点から診断士は、サステナビリティの「如何に環境を破壊せずに社会のニーズに将来にわたって応えていくか」、とりわけ「維持管理との関わりの中でCO₂の排出量を如何に低減できるか」という要求にどのように関わっていくのか、すなわち、①既存の社会資本を合理的な方法で維持管理することにより環境負荷を低減する、②社会のニーズの変化に応じた社会資本の適切な維持管理を行う、③社会資本の維持管理～更新～スクラップに関する提案などにおいてサステナビリティとの関わりがあると考えられる。これらは、現在、診断士が日々の業務で取り組んでいることで、今後日々の業務に対してサステナビリティの意義を十分に理解してどのように取り組むかが重要になると考える。

5. 診断士に求められる役割

サステナビリティに果たす診断士に求められる役割を考える場合、診断士が4.で述べた①

～③に関する業務を行う場合、どのようなことが求められるかについて考えればよい。①～③に関する業務は、いずれもコンクリート構造物の長寿命化に関係するもので、適切に構造物が維持管理されると結果としてCO₂の排出量が低減されることになる。このためには診断士には、適切な調査・診断・判定および対策の選定をし、対策の適切な実施に適切に対応することが求められる。

一方、この診断士とはどのような技術者であるかについてみると、(公社)日本コンクリート工学会の規則では「コンクリートおよび鉄筋等の診断における計画、調査・測定、管理、指導および判定、並びにそれらの品質劣化に関する予測および対策等を実施する能力のある技術者」と定義されており、安全、安心かつ持続可能な社会の構築を担う技術者としての役割を課し、常に技術力の研鑽を行うことも求めている。さらに、本会の行動規範では、診断において「偏りのない公正さとともに中立的な立場での判断」がとくに求められており、職業倫理にもとる行為は許されない、とある。

以上のことから、診断士には、コンクリート構造物の適切な維持管理への適切な対応という役割が求められる。そして、その役割を実行するには、適切な調査・診断・判定および対策の選定をし、対策を適切の実施する高い技術力と高いモラルが同時に求められ、さらに社会的地位および職責を自覚し、社会の信頼に応えることが求められている。

6. おわりに

サステナビリティは、究極的には人類の生存基盤である地球が持続することと考えてよい。人口増加と資源・エネルギー消費の著しい増大が、様々な問題を発生させている。コンクリート・建設分野は、社会・経済活動の基盤となることから、資源・エネルギー消費は他分野とくらべて突出している。インフラ・建築物の長寿命化は、一般的には資源・エネルギー消費を抑制すると考えられるが、建設材料や構造、あるいはシステムの革新的技術開発により、長寿命化以外の選択肢もあり得る。これらの最適解を得るためには、現在診断士資格に求められている要件に加えて、今後は環境負荷評価等の能力も必要となる。今後の重要な課題である。

診断士の登録者数は、平成27年4月時点で11,105人(JCI HPより)で、診断士の増加は社会資本の長寿命化などの面からサステナブルな社会の構築に大いに寄与することが期待されている。

参考文献

- 1) コトバンク、「<https://kotobank.jp/word/サステナビリティ>」より
- 2) コンクリートサステナビリティフォーラム報告書「1. サステナビリティとは」, JCI, 2014.11
- 3) 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センターHP,「橋の維持管理 1. 道路橋のメンテナンスが急務です (1) 橋を取り巻く交通環境と進行する高齢化」より
- 4) 国交省HP 総合政策局 情報安全・調査課 建設統計室 建設工事施工統計調査報告より作成
- 5) 国交省HP「道路の予防保全の推進」: 橋梁点検実施状況, 長寿命化修繕計画策定状況及び修繕進捗状況について 地方公共団体管理橋梁の点検実施状況, 長寿命化修繕計画策定状況, 修繕実施状況 (グラフ) より
- 6) 国交省HP,「社会資本の維持管理・更新に関し当面講ずべき措置」より, 平成25年3月21日
- 7) 塩井直彦: 戦略的な維持管理の取り組みについて, 建設マネジメント技術2009年3月号
- 8) 内閣府総合科学技術会議資料: 今後の社会資本のストックマネジメント技術の将来展開, 社会資本のストックマネジメント技術に関する勉強会-2011.3

コンクリート橋梁床版端部に於ける劣化補修新工法

株式会社 デーロスジャパン 林 承燦

東海コンクリート診断士会 株式会社 ビルドランド ○ 佐藤 一也

コンクリート橋梁に於いて、融雪剤等の劣化要因が雨水により橋梁床版端部に運ばれ凝集することが原因とした劣化が多く見られます。

これまでは、その箇所を補修し耐久性回復・向上を図る場合には、施工箇所が小間隙であるため、劣化を起こしていない部位まで大きく削り取り・大きく断面修復する施工が行われてきました。

結果、工事においては、大量の産業廃棄物が生まれ、また、大量の資材を使い、多くの人員を動員して施工することから、環境に大きな負荷を掛ける事になりました。

今回紹介する「床版端部補修工法」は、狭小空間に於いて特殊な機材を使用することで、劣化部のみを削り・断面修復を可能としたことで、結果、環境に大きな付加を与えない、環境に優しい施工法です。

研り作業にはウォータージェットを用い、研りによるクラックの増長もなく、また、断面修復材にはひび割れ抵抗性・付着性に優れる高靱性繊維補強モルタルを使用しました。

施工方法・使用機材について、下記に説明いたします。

ウォータージェットシステムによる 床版端部補修工法

橋梁端部補修技術研究会

老朽化した床版端部の現状

多くの道路橋において、伸縮部の排水機能が低下し、劣化因子を含む路面排水が漏水することにより上部構造の桁端や支承部及び下部工の劣化を助長している現状があります。
床版や桁の端部は作業スペースが極端に狭く施工が困難なため、維持管理の課題となっています。

床版端部補修工法の概要

高架橋の床版端部はジョイント部からの漏水等により、劣化が進行しやすく、合理的なメンテナンスが必要です。

床版端部補修工法は高架橋の床版のうち端部の作業空間が確保できない狭隘な部位をメンテナンスする技術です。

床版端部の劣化事例①

橋梁上部の路面からの漏水状況と、その漏水が原因で鉄筋腐食によるコンクリートの剥離状況

床版端部の劣化事例②



橋梁上部の路面からの漏水状況と、その漏水が原因で鉄筋腐食によるコンクリートの剥離状況



コンクリート片が落下している状況が見られます。第3者へ接触すると重大な事故につながる危険があります。

床版端部の劣化事例③



床版の中央付近漏水が原因による部分的な鉄筋の腐食とコンクリート剥離が見られる。



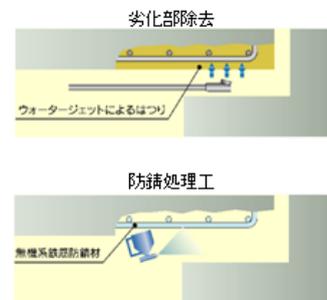
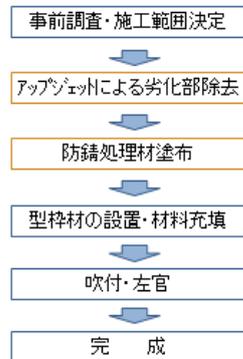
このような事例が多くみられるが、空間が狭く補修作業が困難な状況にあります。

床版端部の機械施工

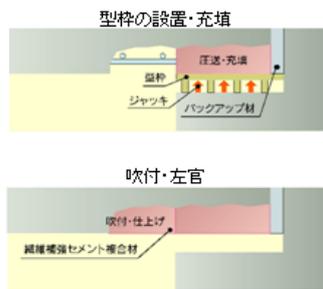
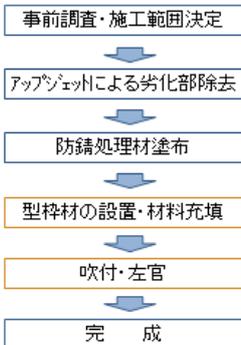
狭い空間で人力作業が不可能な床版端部の補修をします。架設足場を設置し、水の力でコンクリート劣化部を除去するウォータージェットロボットを搬入し、機械施工を行います



施工フロー



施工フロー



床版端部補修工法 はつり編



UPJET-1000による劣化部除去

ウォータージェットシステム概要



- ◆ 施工性
特殊ロボットにより従来工法では施工不可能であった狭小空間における劣化部除去が可能である。
- ◆ 安定性
機械設置後はリモコンによる遠隔操作のため、安全な施工が可能である。
- ◆ 品質
健全部を傷めず、良好な施工面の形成により断面修復材の高い接着力に寄与する。

ウォータージェットはつり装置

アップジェット1000の仕様

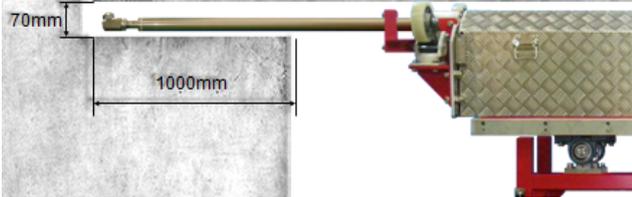


UPJET-1000 Technical Data
 最大水圧: 137.5 Mpa
 最大吐出量: 70 l/min
 出力: 0.2 kW
 電圧: 200 V
 重量: 400 kg



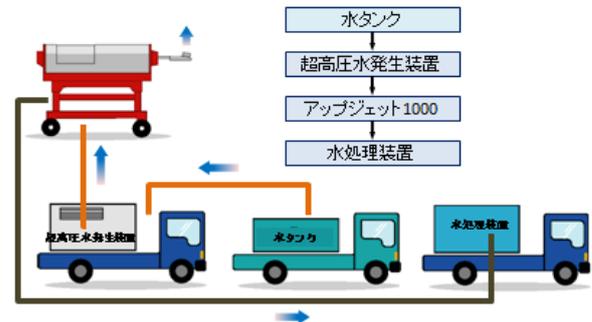
ウォータージェットはつり装置

- ◆ 70mm程度の狭小空間の施工を実現！
- ◆ 揺動・ストローク機構による均一な劣化部除去！
- ◆ 健全部に悪影響を与えません！



ウォータージェット使用機械の配置

※各機材は現場条件に合わせて車載または、敷地内に設置する。



床版端部補修工法 断面修復編

ウォータージェット工法により劣化部を除去した後はポンプで圧送した特殊セメント材料により断面を補修します。



高強度繊維モルタルの特長



- ◆ **品質**
接着性に優れ、既設コンクリートとの一体化が図れます。
- ◆ **耐久性**
短繊維の混入により、大幅にひび割れ抑制効果を向上したポリマーセメントである。
- ◆ **充填性**
充填性に優れ、短繊維混入により、ダレが生じ難く、厚付けが可能である。

NEXCO 中東西 断面修復材規格

左官工法による断面修復材規格(JHS416)適合品
吹付け工法による断面修復材規格(JHS432)適合品

材料の配合と練混

高強度繊維モルタルの配合

	A材(粉体) レタマックスP1プラスII	B材(短繊維) DOM-7	水
1袋当り	20kg	0.2kg	3.6L±0.2L
1m3当り	1600kg	16.0kg	288.0L

A材1袋、B材1袋、のパッケージ製品であるため、指定量の水を投入するだけで、誰でも簡単に安定した品質の材料を供給できます。



吹付・充填施工詳細

- ◆ 流動性・充填性に優れた材料を均一に充填します！
- ◆ ジャッキアップにより充填材料を圧着させます！
【特許出願中】



吹付・充填施工詳細

- ◆ 逆打ちでも厚付けが可能でダレません
- ◆ 吹付・左官コテ仕上げを行って作業完了となります

吹付・左官仕上げ



充填性能の確認試験

材料の充填性は高架橋床版の模擬供試体を再現し、鉄筋裏までの良好な充填性能を直接試験により確認しております。



透明アクリル板により充填状況を直接確認した。

床版端部補修工法 施工状況

ウォータージェットシステム 機械配置



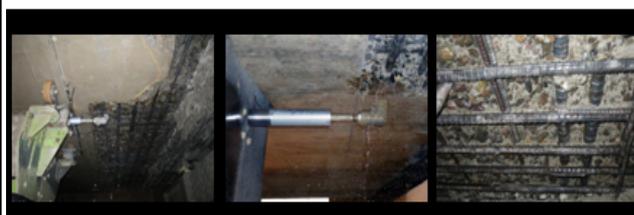
アップジェット 1000
の設置

超高压水発生装置
水圧140Mpa

濁水処理槽
鋼製タンク

床版端部補修工法 施工状況

アップジェット1000による劣化部除去



床版はつり状況1

床版はつり状況2

はつり完了

床版端部補修工法 施工状況

防錆処理工～型枠設置工



防錆処理状況

防錆処理工完了

型枠材設置状況

床版端部補修工法 施工状況

高強度繊維モルタル攪拌



材料投入・攪拌状況

練混ぜ水 計量状況

フロー試験状況

床版端部補修工法 施工状況

高強度繊維モルタル吹付・充填工



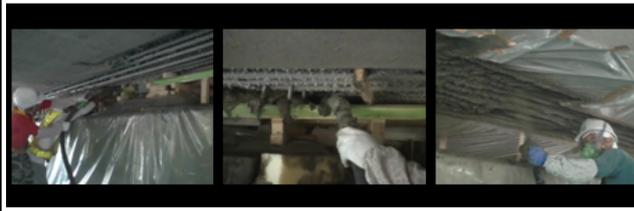
吹付・充填状況1

吹付・充填状況2

吹付・充填状況3

床版端部補修工法 施工状況

高強度繊維モルタル吹付・充填工



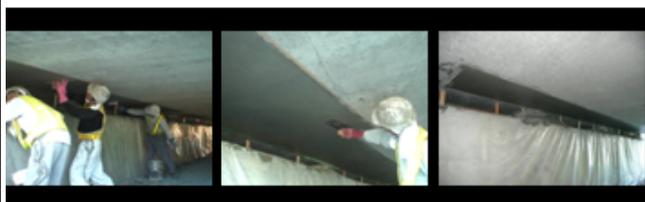
吹付・充填状況1

吹付・充填状況2

吹付・充填状況3

床版端部補修工法 施工状況

左官コテ仕上工



左官コテ仕上状況1

左官コテ仕上状況2

左官コテ仕上完了

施工完了



衝撃弾性波法によるPCシース管グラウト充填度調査

京滋 診断士会

(株)構造総合技術研究所 大久保 員良

(要旨) 衝撃弾性波法の基本的な原理は、1984年頃に米国コーネル大学のサンサローン博士によって研究開発されたものである。コンクリート表面の打撃(Impact)という簡便な方法でコンクリート内部にパルス状の波動を伝播させ、それを波形解析する事でコンクリート部材厚さ、内部欠陥の測定が可能な iTECS 技術(衝撃弾性波法の一手法)について解説すると共に、過去に実施したシース管内部グラウト充填度の調査適用事例を紹介する。

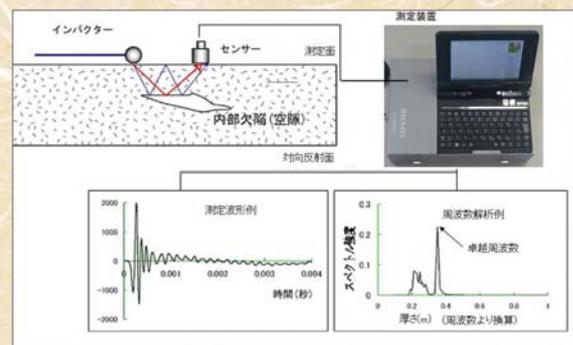
1. 衝撃弾性波法の基本原理

- 直径5~30mm程度の鋼球でコンクリート表面を打撃すると、コンクリート内に波動が発生し内部を伝播する。測定面と反射面の距離が短いと(1.5~2m以下)、その間で波動が多重反射し周期的な波形となる。
- この周期(周波数の逆数)は、波動が測定面と対向反射面(あるいは内部欠陥)を1往復する時間に等しい。
- iTECS技術では、測定された波形を周波数解析し、求められた卓越周波数を式(1)によって「厚さ、深さ」へ換算することでコンクリートの厚さ・内部欠陥の有無・欠陥の深さを求める。

$$D = \frac{V_p}{2f} \dots (1)$$

f:周波数、D:厚さ(深さ)、 V_p :コンクリートの弾性波速度

測定の流れ



測定装置 iTECS-6



装置仕様

項目	仕様	単位	備考
機能	コンクリート表面の弾性波速度測定 表面に開口したひび割れ深さの測定 コンクリート版の厚さの測定 あるいは内部欠陥の検知		ポイントモード 引線測定モード
装置の構成	本体部 PC センサー インパクトター 充電用電源 収納ケース	アンプ、AD変換、電線 測定制御(PC仕様書参照) 最高感度加速度計 1~20kHz φ30mm鋼球、30kgハンマ AC100V入力、DC6V出力(PC用) アルミニウム合金製	1 1 1 1 1
アンプ部	1ch 2ch	50mA/20V定格電圧増幅付アンプ、PCB、Paj 製知速度計専用、最大入力±1.0V	
AD変換	フレリダ-	弾性波速度測定 ひび割れ測定 厚さ測定 データ数	0.1マイクロ秒 1.0マイクロ秒 10マイクロ秒 測定時間長で設定
測定範囲	1ch ひび割れ深さ 厚さ測定	センサー間隔による、2000m/s ² ~6000m/s ² 最小 20mm、最大 200mm以上 最小 100mm、最大 1500mm以上	精度 12Bit
電線		PC内蔵電圧以上の電圧4千倍増幅ア 設計使用最大5時間(使用条件による)	
測定データ数		充電装置	PC用AC電線を使用
寸法		PC用ハードディスクの空き容量に依存 20,000データ/1GBに	
質量		本体 260mm×190mm×70mm(突起含まず) 約2.8kg	

キーワード：検査技術・診断、衝撃弾性波、iTECS法

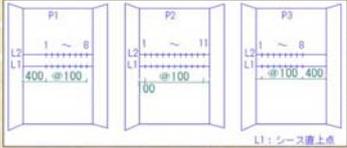
連絡先：大阪府東大阪市長田東3-2-27 TEL：06-6748-8880 FAX：06-6748-8887

測定位置



マーキングされたシース管の位置に沿って
100mm間隔で測定

比較測定(シース管無し部)
外円筒壁開口部 : 上側シース管の200mm下
下側シース管の200mm上
内円筒壁 : シース管の200mm上



ピラスター部測定点配置

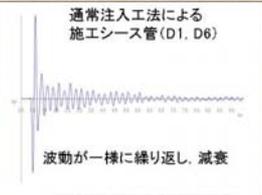
測定状況



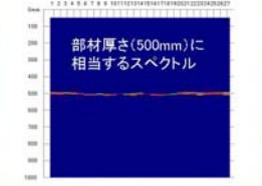


グラウト充填の影響比較(参考測定)

通常注入工法による
施工シース管(D1, D6)



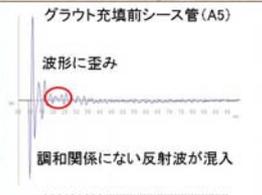
波動が一樣に繰り返し、減衰



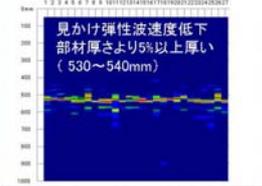
部材厚さ(500mm)に
相当するスペクトル

グラウト充填前シース管(A5)

波形に歪み



調和関係にない反射波が混入



見かけ弾性波速度低下
部材厚さより5%以上厚い
(530~540mm)

解析方法

ラインモード周波数解析により以下を実施

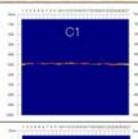
- ①見掛けの弾性波速度の低下箇所の有無の判定
- ②シース管無し部でのスペクトルパターンとの比較

評価基準
本調査では、未充填シースの測定結果及び測定器の厚さ推定精度を考慮し、5%以上厚く観測される測定点を異常値とする。さらに、シース管無し箇所とのスペクトルパターンの比較からシース管の充填状況を推定する。

非破壊・微破壊試験によるコンクリート構造物の検査・点検マニュアル(独立行政法人土木研究所、社団法人日本非破壊検査協会共編・大成出版社)では、異常値の判定基準を5%としている。

スペクトル解析結果(外円筒壁開口部C配列)

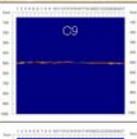
著しい弾性波速度の低下やスペクトルパターンの乱れは見られず、
シース管の充填度合いは良好と判断。



C1



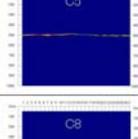
C1-2
(シース管無し部)



C9



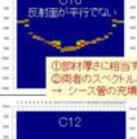
C9-2
(シース管無し部)



C5



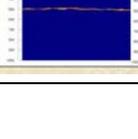
C5-2
(シース管無し部)



C10
反射波が平行で、



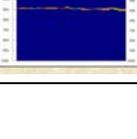
C10-2
(シース管無し部)



C8



C8-2
(シース管無し部)



C12



C12-2
(シース管無し部)

①部材厚さに相当する値を縦軸
 ②両者のスペクトルパターンが類似
 →シース管の充填度は良好と判断

グラウト充填判定結果

外円筒壁開口部							
配列	シース番号	判定	備考	配列	シース番号	判定	備考
A配列	1	異常無し		C配列	1	異常無し	
	2	異常無し			5	異常無し	
	3	異常無し			8	異常無し	
	4	異常無し			9	異常無し	
	5	-	支筋無し		10	異常無し	高減衰化
	12	異常無し		12	異常無し		
	13	異常無し		1	-	通常注入	
	14	異常無し		2	異常無し		
	15	異常無し		4	異常無し		
	16	異常無し		5	異常無し		
	B配列	6	異常無し		6	-	通常注入
		7	異常無し		7	異常無し	
		10	異常無し		8	異常無し	
		11	異常無し		11	異常無し	
		14	異常無し				

シース番号	区画	判定	備考
b1-4	A	異常無し	
	B	異常無し	
	C	異常無し	
	D	異常無し	
	P1	異常無し	
	P2	異常無し	
	P3	異常無し	

内円筒壁開口部

4.まとめ

- iTEGS技術では、測定された波形を周波数解析し、求められた卓越周波数を「厚さ、深さ」へ換算することで、コンクリートの厚さ・内部欠陥の有無・欠陥の深さを求める。
- 見かけの弾性波速度が相対的に低下する箇所を抽出することで、iTEGS技術によってシース管の未充填位置を推定することが可能。
- 今回の調査では、シース管の位置に沿って100mm間隔で測定し、①見かけ弾性波速度の低下箇所、②シース管無し部での測定結果との比較により、シース管のグラウト充填状況の評価を行った。
- 未充填の状態のシースの測定・解析を行った結果、不安定なスペクトルのパターンや見掛けの弾性波速度の低下が見られたことから、本調査手法自体の適用性も確認された。
- 外円筒壁開口部の27本のシース管、内円筒壁の1本のシース管について解析した結果、著しい弾性波速度の低下やスペクトルパターンの乱れは見られず、シース管の充填度は良好と判断できた。

課題

- グラウト充填度と測定波形の関係を取得し、より定量的な充填状況測定手法を確立する。
- 見かけ弾性波速度低下のメカニズムを解明し、グラウト未充填部の位置を詳細に決定する手法を確立する。
- 様々な構造体に対して充填度測定を試み、本手法の適用条件を明確化する。

橋梁補修設計と補修後の効果確認事例紹介

鳥取 アサヒコンサルタント株式会社 植木 高志

1. はじめに

宮谷橋は、昭和8年（1933年）に架橋された道路橋で、建設から82年経過した今でも供用されており、市が管理する中でも古い方の橋梁である。宮谷橋の詳細調査・補修設計は、平成20年4月に発注された業務で、インフラの長寿命化やメンテナンスが注目を集めはじめている時期であり、発注者にとっても最初の橋梁補修設計業務であった。弊社においても、詳細調査や補修設計をやり始めた最初の時期の業務であった。

我々コンサルタントが補修業務を実施する上で、補修工法や材料は多種多様なものがあり技術基準も明確ではないことから、これらの選定にとても苦労している。今回の発表では、実際に実施した宮谷橋の調査、補修設計に関することと、今後の補修工法や材料の選定のための資料となるように、補修工事が施工された後に、その補修工法の効果や宮谷橋のその後の状況について確認を実施した事例を紹介する。

2. 宮谷橋の諸元

橋梁名	宮谷橋
路線名	市道宮谷本高線
河川名	一級河川 千代川水系 野坂川
橋長	72.0m（12m×6径間）
幅員	3.1m（全幅3.46m）
橋格	三等橋
設計活荷重	T-6t
上部工形式	6径間単純RCT桁橋
下部工形式	ラーメン式橋台・橋脚
荷重制限	1.5 t



キーワード：損傷調査、補修設計、中性化、腐食速度

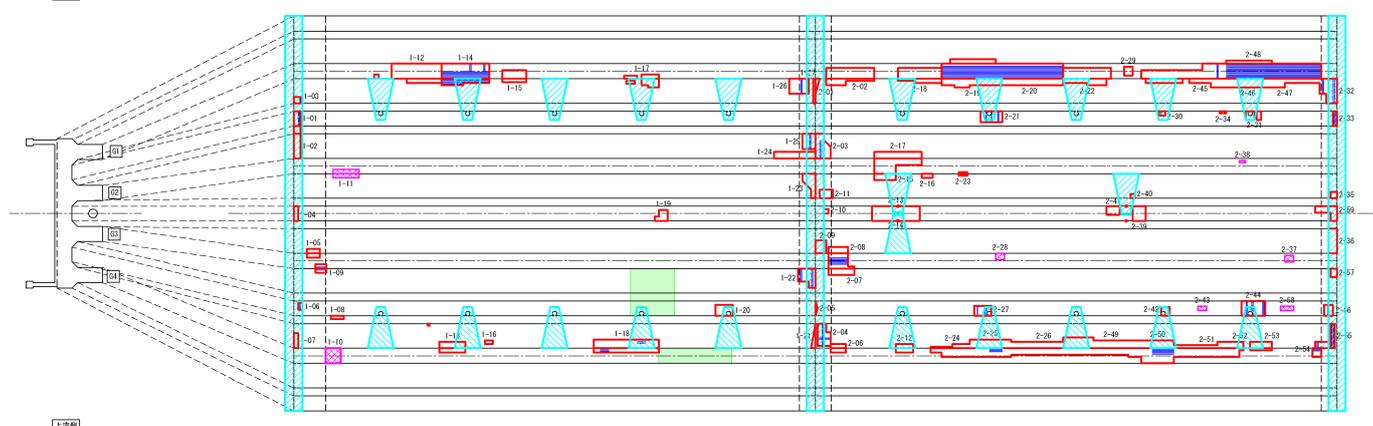
連絡先：鳥取県鳥取市千代水4-28 TEL：0857-28-5191 FAX：0857-28-7297

3. 損傷状況と調査結果

宮谷橋の主な損傷は、上部工の主桁・床版に見られるうき、剥離、鉄筋露出などであった。それ以外はひびわれも少なく、比較的健全なコンクリートであった。



下洗脚 A1 P1 P2



凡例		凡例 (ひびわれ)	
[Red box]	うき・剥離	[Green dashed line]	0.2mm未満
[Blue box]	鉄筋露出	[Blue dashed line]	0.2mm~0.5mm
[Cyan box]	漏水跡(遺漏石記)	[Purple dashed line]	0.5mm~1.0mm
[Pink box]	ジャンカ	[Red dashed line]	1.0mm以上



橋面舗装は50mm程度の舗装の下に200mm程度の土砂が見られた。橋面防水や橋面排水は見られないため、舗装下に入った雨水は床版の水抜き穴?より桁下へ流れ、それが主桁や床版へ悪影響を及ぼしている。また、土砂によって保水された水が、長期にわたって、桁下への水を供給していたものと思われる。

各種試験結果は以下の通りであった。

圧縮強度は問題ない値であり、剥離していた部分以外の鉄筋の腐食も軽微であった。ただし、上部工の中性化が進行しており、中性化残りはほぼ10mm未満で、鉄筋に達しているところも見られた。

中性化試験

採取位置	コアによる測定				
	測定値 (mm)	かぶり (mm)	中性化残り (mm)		
上部工	P2-P3間 G1桁下流	12.2	45.0	32.8	
	P2-P3間 G2桁下流	39.7		5.3	
	P2-P3間 G4桁下流	38.3		6.7	
	下部工	P2-P3間 床版 (G1-G2)	17.4	22.0	4.6
		P2-P3間 床版 (G1-G2)	22.8		-0.8
下部工	A1橋台	17.8	80.0	62.2	
		56.5		23.5	
		17.3		62.7	
	A2橋台	17.4		62.6	
		2.5		77.5	
		3.9		76.1	
		0.8		79.2	
		2.2		77.8	
		0.8		79.2	
	P1橋脚	14.8		125.0	110.2
		2.0			123.0
		33.1			91.9
	P5橋脚	19.2			105.8
		11.6			113.4
		28.6			96.4
P4橋脚 (巻立部)	10.5	68.0	57.5		
	14.8		53.2		

配筋調査 (はつり調査)

調査位置	鉄筋径 (ピッチ) (mm)				主鉄筋		純かぶり (mm)		鉄筋腐食状況
	主鉄筋	スターラップ	配力鉄筋	配力鉄筋	主鉄筋	スターラップ			
上部工	P2-P3間 G2主桁	φ25	(60)	(50)	φ9	-	45 側面より 45 下面より	36 側面より 36 下面より	部分的に浮きさびがあるが、小面積の斑点状である
	P2-P3間 床版 (G1-G2)	φ9	(100)	-	φ6	-	22 下面より	-	部分的に浮きさびがあるが、小面積の斑点状である
下部工	A1橋台	φ22	-	-	-	-	80 前面より	-	部分的に浮きさびがあるが、小面積の斑点状である
	A2橋台	φ22	-	-	-	-	80 前面より	-	部分的に浮きさびがあるが、小面積の斑点状である
	P4橋脚 (巻立部)	D22	-	-	D13	-	82 前面より	-	部分的に浮きさびがあるが、小面積の斑点状である
	P5橋脚 (梁部)	φ22	-	-	-	-	125 前面より	-	部分的に浮きさびがあるが、小面積の斑点状である
	P5橋脚 (柱部)	φ16	φ6	-	-	-	50 前面より	44 前面より	部分的に浮きさびがあるが、小面積の斑点状である

圧縮強度試験

調査位置	圧縮強度 (N/mm ²)	シュミットハンマー試験 (N/mm ²)
上部工	25.2	43.3
橋台	31.4	45.5
橋脚	33.4	44.2
橋脚巻立部	26.0	-



SoftCoring C+ (土木構造物用)

コンクリート構造物から採取した直径 25mm の小径コアを用いて構造体コンクリートの圧縮強度、塩化物イオン量、中性化深さが測定でき、従来の直径 100mm コアと同等な精度で測定することが可能な技術として開発され、(財)土木研究センターの建設技術審査証明を取得しており、新設のコンクリート構造物の微破壊試験としても活用されている。弊社はこの協会員(一般社団法人ソフトコアリング協会)であり、既存構造物への負担軽減のため、補修業務においても発注者へ提案している。

【特徴】

- ・ 既存構造物への影響が小さく、負担が軽減できる
- ・ 過密配筋の場合でも鉄筋切断の確率が低い
- ・ 採取、採取後の補修が容易



4. 損傷原因の推定

上部工の損傷原因は水処理の不備と中性化が主な原因であると考えられる。上部工の損傷であるうき、剥離、鉄筋露出は、ほとんどの部分が水抜き孔?の直下で発生しており、橋面防水も施工されていないことから、中性化により不動態皮膜が破壊された鉄筋に、水抜き孔から水が供給され、鉄筋腐食により生じたものと判断した。

5. 対策工法の選定

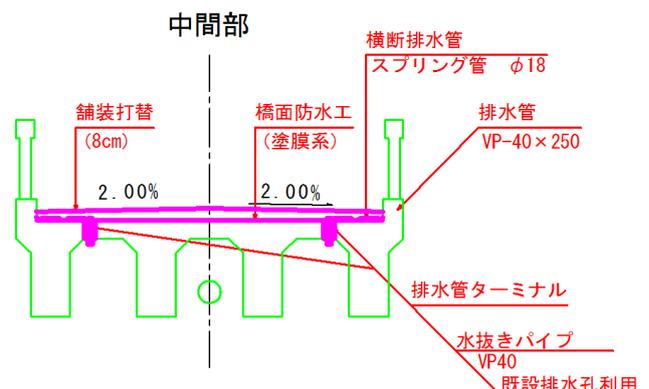
初めにも述べたが、補修設計をする上でいつも苦労していることは、どのような材料による対策が適しているかを判断することである。対策工法については多種多様な材料や工法があり、すべてを把握しきれない。また、製品のカタログをすべて信用することについては疑問がある。しかし、ごく一般的な工法として数量を挙げたとしても、メーカーによって仕様などが異なるため、発注時には必ず発注者から問い合わせが寄せられる。報告書には明確に製品名を書くことはできないため、参考資料として想定した工法や材料のカタログの添付にとどめている。宮谷橋においては、以下の理由により鉄筋腐食抑制効果を持つシラン系の含浸材を提案した。(メーカーの実験値や実績を信用して)

すでに中性化が鉄筋まで到達しているところもあることから、劣化因子の進入を防止するとともに、材料が深く浸透し鉄筋を不動態化することにより、鉄筋腐食を抑制する効果が期待できる。

全面塗布することで、部分修復により懸念されるマクロセル腐食を軽減することができる。



なお、表面含浸工だけでは、補修をしたことがわかりづらいとの理由から、発注者の要望により含浸材の上から表面塗装を施工した。また、水処理が必要であるため、原因となった穴の閉塞や舗装下の土砂を撤去し、橋面高を下げ、橋面防水工等を実施した。



6. 効果確認試験の提案

補修工法や材料は日進月歩で開発が進んでいる中で、私たちコンサルタントは、常日頃からアンテナをはり、様々な情報を収集し、それらをもとに対策工法を選定している。そのような苦労がある中で、今後の業務の参考となるような情報を得るため、今回使用した含浸材のメーカーや発注者に対して、採用した含浸材の効果を確認するための試験を施工後に実施することを提案し、協力を得ることができた。(その後、定期的に計測を実施した。)もし、結果がよければ、その後の補修においてもその実績をもとに提案がし易くなると考えたからである。確認試験の方法は、含浸材を塗布する前と塗布後に定期的に分極抵抗(腐食速度)を測定することにより、効果を確認することとした。測定位置は、足場撤去後も測定できるように橋梁端部とした。

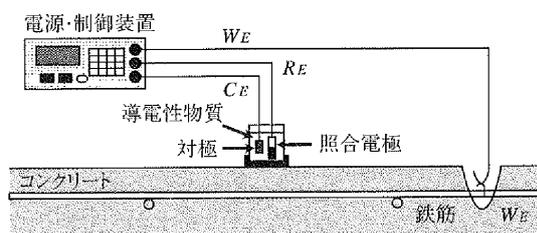
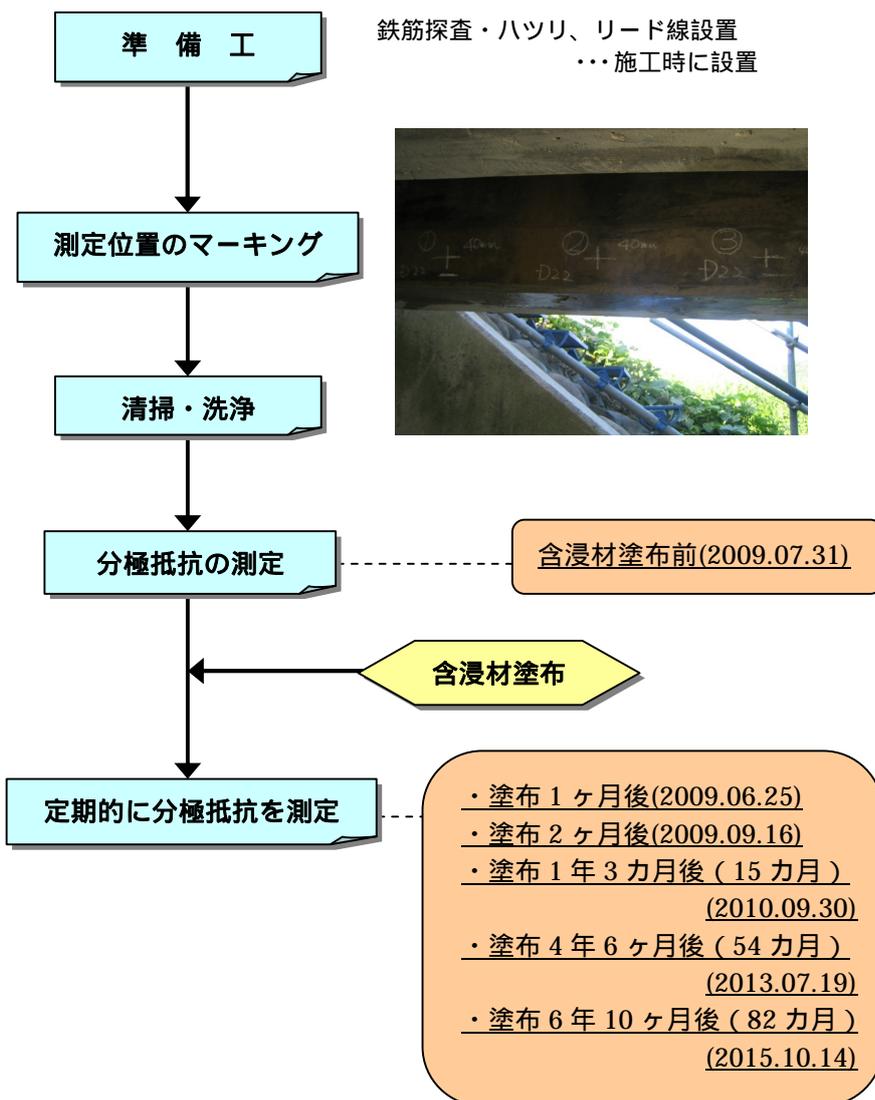
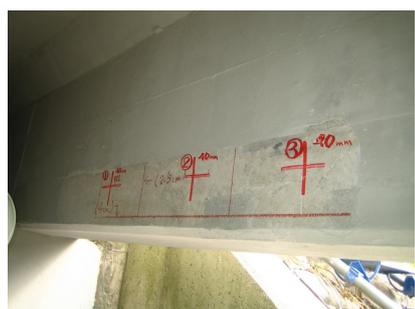


図 3.9.6-2 実構造物中の鉄筋の分極抵抗測定



確認試験のフロー



鉄筋腐食の評価基準

CEBIによる腐食速度の判定基準

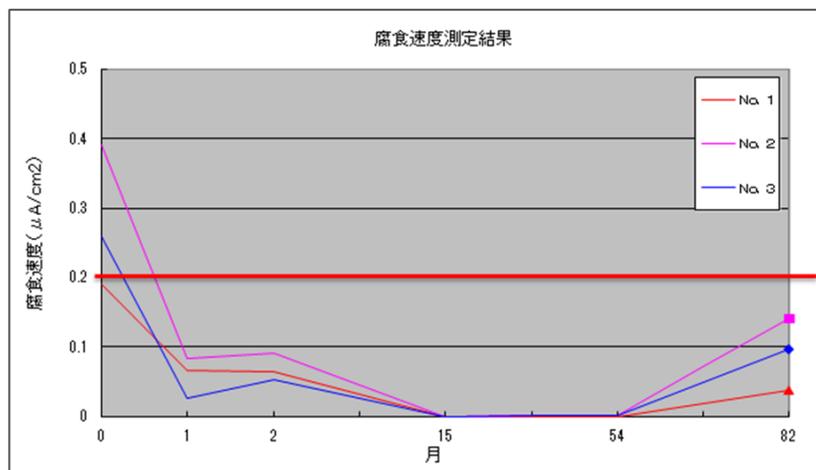
腐食速度 I _{corr} ($\mu A/cm^2$)	腐食速度の判定 ^{注)}
>1.0	激しい、高い腐食速度
0.5~1.0	中~高程度の腐食速度
0.2~0.5	低~中程度の腐食速度
<0.2	不動態状態(腐食なし)

コンクリート診断技術より

CEB：ヨーロッパコンクリート委員会

測定結果

試験体番号	鉄筋径	かぶり (mm)	自然電位 (mV) CSE	腐食速度 ($\mu A/cm^2$)					
				(塗布前) (09.07.31)	(塗布1ヶ月後) (09.06.25)	(塗布2ヶ月後) (09.09.16)	(塗布15ヶ月後) (09.10.15)	(塗布15ヶ月後) (10.09.30)	(塗布54ヶ月後) (13.07.19)
No. 1	D22	40	-250	0.19	0.066	0.065	0.000002	0.00034	0.0386
No. 2	D22	40	-280	0.39	0.084	0.091	0.00002	0.0016	0.141
No. 3	D22	40	-210	0.26	0.026	0.053	0.00001	0.0013	0.0967



腐食速度の測定結果は、含浸材塗布前は $0.19 \sim 0.39 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ で、低～中程度の腐食速度であったが、含浸材塗布より1カ月後の測定では $0.026 \sim 0.084 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ まで下がり、不動態状態と変化した。その後の測定においても $0.2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ 以下の値となっており、先日の測定での値はやや上昇しているものの、結果的に $0.2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ 以下であり、不動態状態が続いており、効果があることが確認された。

しかし、先日（施工から6年10カ月後）の測定時に現地を確認したところ、断面修復した部分においてクラックが発生しているところがあることが確認された。これが腐食速度の上昇とも関連があると思われる。



この理由は明確ではないが、以下の通り推測する。

- ・断面修復は左官工法で施工されているが、左官工法では特に上向き施工でコテ圧の不足により空気が入ったり、塗り厚が厚すぎて剥離している可能性も考えられ、その部分から水分（湿気）が入り鉄筋が腐食膨張しひび割れが発生。
- ・断面修復施工時において、腐食していた鉄筋のケレンや防錆処理が不十分であった。

上記はあくまで私の推測であり、実際に施工現場を確認したわけではないが、補修材料も万能ではなく、このようなことがあった場合、補修材料の効果も半減し、早期劣化を引き起こしてしまう可能性があることが確認できた。

7. おわりに

今回調査した橋梁は、架設から82年経過しているにも関わらずコンクリート強度は健全であった。このように丁寧に作ったコンクリート構造物は、水処理や維持管理をしっかりとすれば長寿命化が図れることをあらためて認識した。しかしながら、補修した橋梁でも数年後にこのような損傷が発生していることから、定期点検の重要性を確認できた。また、施工時および施工後の状況をできるだけ確認することで、材料や工法の効果、補修調査や設計に関する反省や、新たな発見をすることができる。コンクリート診断士として今後のコンクリート構造物の長寿命化に貢献するためには、このような知識や経験を積み、日々精進していくことが非常に重要であると考えます。

場所打RC（鉄筋コンクリート）床版におけるひび割れ抑制対策

静岡 中村建設株式会社 熊谷 真孝

1. はじめに

本工事は、橋梁の上部工として、多径間連続非合成鋼桁構造の場所打RC床版を構築するものである。

近年、社会インフラの長寿命化の必要性が叫ばれる中、コンクリート構造物のひび割れは社会的に高い関心を集めている。アセットマネジメントによる予防保全や長寿命化対策など国の掲げている施策を実行するには、さまざまな予防や対策を講じなければならない。今回は、コンクリート構造物の劣化原因の1つである初期欠陥(乾燥収縮ひび割れ)を防止するための対策に関して報告する。

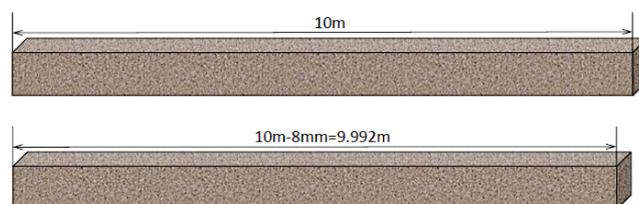
2. コンクリートの乾燥収縮ひび割れについて

コンクリートは性質上、収縮現象が起こります。大きく分けて2つの要因がある。

まず、自己収縮は、セメントの水和反応の進行により、コンクリートの体積が減少し収縮する現象である。

(水セメント比 小→自己収縮 大)そして、乾燥収縮は、コンクリート中の水分が蒸発し、コンクリートの体積が減少し収縮する現象である。(水セメント比 大→乾燥収縮 大)

一般的に、コンクリートの乾燥収縮ひずみは $800 \times 10^{-6} (\mu)$ とされている。つまり、図-1に示すように、10mの構造物には8mmの収縮現象が生じます。



例えば、部材長10mの場合
 コンクリートの乾燥収縮ひずみ:
 $800 \times 10^{-6} (\mu)$
 乾燥収縮量: 8mm
 つまり、部材は無拘束で9.992mに
 なるとする。

図-1 コンクリートの乾燥収縮ひずみの概要図

その要因としては、1. 単位水量として、フレッシュコンクリートに練混ぜられる水が多いほどコンクリート中の自由水が多くなるので、収縮現象は大きくなる。2. セメントの性質や量として、セメントの比表面積が大きいほど(粉末度が細かいもの)、また、単位セメント量が多いほど大きくなる。3. 骨材の性質として、岩の種類によって収縮率が大きく異なる。また、骨材の弾性係数が大きいものほど、乾燥収縮率は小さい。そして、骨材自体の乾燥収縮が大きいものは、乾燥収縮率が大きくなる。4. 施工段階での打設や養生として、施工段階に適切な締固めを行い、ブリージングを取り除く事により、密実なコンクリートとする。そして、適切な湿潤養生を行う事が重要である。(近年は、被膜養生など乾燥を防ぐ新技術として、化学剤等も多数出ている)

キーワード：ひび割れ抑制、耐久性向上、収縮低減機能型混和剤

連絡先：静岡県浜松市中区中沢町71-23 TEL：053-471-3223 FAX：053-475-2630

3. 施工上の課題

拘束体となる連続鋼桁構造体（写真-1）に、場所打鉄筋コンクリート（RC）床版（図-2）を構築するため、コンクリートの乾燥収縮が主因となるひび割れを抑制することが課題であった。本構造では、仕様書や示方書に基づく品質管理を講じるのみではひび割れを抑制することは困難と考えられた。そのため、コンクリートの配合を見直し、収縮ひずみを低減でき、かつ経済性を満足させる計画立案が必要であった。



写真-1 連続鋼桁構造

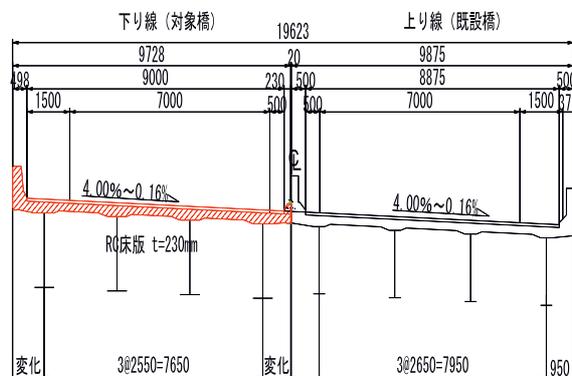


図-2 場所打鉄筋コンクリート（RC）床版

4. 課題の解決策

課題を解決するため、コンクリートの配合計画を見直し、収縮低減機能を持つ高機能型の混和剤を採用することとした。水セメント比を一定にした配合とし、高機能混和剤の使用で、単位水量とセメント量を減じることができる（図-3）。そして、材料性能表に基づく収縮ひずみの低減を実証するため、フレッシュコンクリートの性質（図-3）、および硬化コンクリートの性能確認のための長さ変化試験（写真-2）を実施し、通常配合との対比を行なった。

表-2 コンクリート配合

配合	W/C (%)	s/a (%)	単体量 (kg/m³)			
			C	W	S	G
フローリック SV10K 24-8-25N	52.6	42.1	279	147	797	1102
ボゾリス No.70 24-8-25N	52.6	41.7	287	151	781	1102

表-3 フレッシュコンクリート試験結果

配合	スラブ(cm)	空気量(%)	コンクリート温度(°C)
フローリック SV10K 24-8-25N	9.5	4.1	23
ボゾリス No.70 24-8-25N	9.5	5.0	23

図-3 コンクリート配合とフレッシュコンクリートの試験結果

長さ変化試験は、JIS A 1129 モルタル及びコンクリートの長さ変化試験方法に従い、角柱供試体とダイヤルゲージ法を用いて行なった。24時間で脱型し、標準養生を7日間行い（ここを基準とする）、その後20±2℃、湿度60±5%の一定環境にて保管する。試験は、混和剤メーカー試験所にて行なった。



写真-2 硬化コンクリートの性能確認のための長さ変化試験



5. 施工後の調査

施工後、床版に関してひび割れ調査を行なった結果、乾燥収縮ひび割れを抑制することができた。

但し、径間が最長（約 50 m）である市道高架部（写真-3 左）では、カンバーにより、正の曲げモーメントが最大となる箇所（図-4 左）でひび割れが発生し、正の曲げモーメントにより下を凸とする引張り（図-4 右）が生じたことによりひび割れとなって現れたものである。さらに、連続構造の支点固定端（F）の床版コンクリートが収縮（自己+乾燥）により拘束され、そのひび割れを助長させた複合的なものとする。支間長のほぼ中央に現れていることもこれの裏づけとなっている。つまり、乾燥収縮を低減させたとしても、これらの要因によってひび割れが発生すると考える。

ここで、構造的なひび割れの発生について考えてみる。固定端（F）を支点とするカンバーが最大となる P19 から P20 間の箇所（図-4 左）でひび割れが発生し、正の曲げモーメントにより下を凸とする引張り（図-4 右）が生じたことによりひび割れとなって現れたものである。さらに、連続構造の支点固定端（F）の床版コンクリートが収縮（自己+乾燥）により拘束され、そのひび割れを助長させた複合的なものとする。支間長のほぼ中央に現れていることもこれの裏づけとなっている。つまり、乾燥収縮を低減させたとしても、これらの要因によってひび割れが発生すると考える。

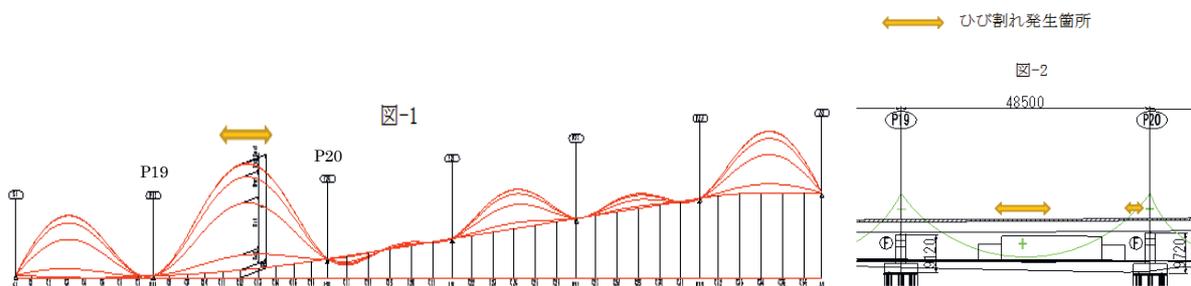


図-4 キャンバー図（左）および曲げモーメント図（右）

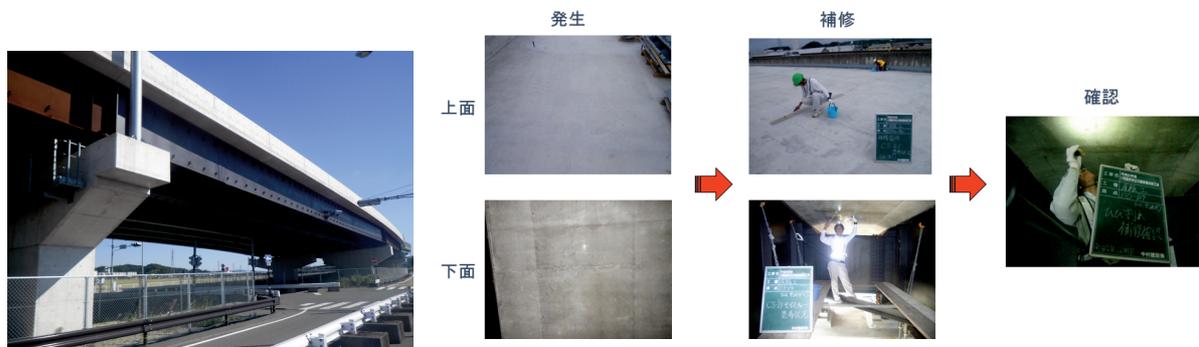


写真-3 長スパンの市道高架部（左）とひび割れ補修（右）

6. 技術的成果

混和剤に収縮低減機能を有するものを採用することにより、ひび割れを抑制することができた。

実証試験（長さ変化試験）の値も、長さ変化率が約 20% 低減していることから、その効果が現れていることが分かる。長さ変化率を 1 週、2 週、4 週、8 週、13 週、26 週で行い、通常の混和剤と比較をグラフに表した（図-5）。1 週～8 週までその差が広がり、8 週目から一定の収縮率の減少幅となって行く。つまり、初期（おおよそ 8 週目まで）の乾燥収縮を大幅に低減できていると考える。最終的に 26 週にて、収縮低減剤を使用した配合にて -5.21×10^{-6} (μ)、通常配合にて -6.44×10^{-6} (μ)、つまり -1.23×10^{-6} (μ) 低減させている。よって、収縮低減率は $1.23 / 6.44 \times 100 = 19.1\%$ の低減となっている。

質量減少量に関しては、差ほど変化は現れなかった。

さらに、練混ぜや施工管理が容易で、費用対効果が高く経済性に優れている。床版構造において、ひび割れを抑制し、初期欠陥の少ない耐久性に優れた構造物を施工することができた。

3. 長さ変化率及び質量変化試験結果

長さ変化率を表-4、質量減少率を表-5に示す。

表-4 長さ変化率

配合	No.	長さ変化率 (×10 ⁴)					
		1週	2週	4週	8週	13週	26週
フローリック SV10K 24-8-25N	1	-89	-180	-277	-363	-418	-490
	2	-128	-192	-278	-386	-445	-536
	3	-111	-197	-278	-387	-445	-537
	平均	-109	-190	-278	-379	-436	-521
ボゾリス No.70 24-8-25N	1	-206	-290	-387	-496	-546	-649
	2	-197	-284	-395	-501	-562	-643
	3	-183	-269	-383	-511	-572	-639
	平均	-195	-281	-388	-503	-560	-644

(単位: ×10⁻⁴)

表-5 質量減少率

配合	No.	質量変化率 (%)					
		1週	2週	4週	8週	13週	26週
フローリック SV10K 24-8-25N	1	-0.97	-1.18	-1.39	-1.58	-1.70	-1.89
	2	-1.02	-1.24	-1.45	-1.67	-1.81	-2.01
	3	-1.00	-1.21	-1.43	-1.63	-1.76	-1.96
	平均	-1.00	-1.21	-1.42	-1.63	-1.76	-1.95
ボゾリス No.70 24-8-25N	1	-1.02	-1.27	-1.51	-1.72	-1.85	-2.03
	2	-0.99	-1.22	-1.43	-1.63	-1.74	-1.92
	3	-1.03	-1.27	-1.51	-1.71	-1.83	-2.01
	平均	-1.01	-1.25	-1.48	-1.69	-1.81	-1.99

(単位: %)

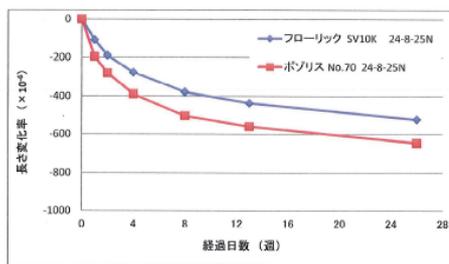


図-1 経過日数と長さ変化率の関係

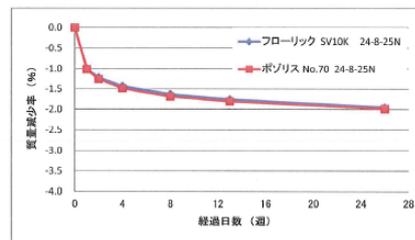


図-2 経過日数と質量減少率の関係

以上

図-5 長さ変化試験測定結果 (上段青色が採用の収縮低減機能型)

7. おわりに

今回の課題(検討項目)である乾燥収縮ひび割れは防ぐことができたが、構造による曲げひび割れは防ぐことができないため、残存リスクとなる。

長い径間を持つ橋梁のRC床版では、完全にひび割れを防止することは不可能であるが、今回の方法で大幅に改善できることが分かった。しかし、ひび割れを完全に防止することができないことから、RC床版の施工では、どこまでのひび割れを許容するか判断と、機能性に優れた橋面防水工の実施により、床版の長寿命化を目指すことが重要と考える。

また、構造の変更を考えるのであれば、長い径間を持つ橋梁にて、完全なるひび割れ防止には、PC構造を採用し、プレストレスングで制御することも考えなければならない。



写真-4 完成した床版(側面)



写真-5 完成した床版(上面)

既設RC固定アーチ橋の補修・補強設計事例

大分 株式会社サザンテック 児玉 明裕

1. はじめに

近年、橋梁長寿命化計画に伴う橋梁補修事業と併せて、東日本大震災規模の大型地震に備えた橋梁耐震補強事業が積極的に進められているところであるが、現在のところアーチ橋やトラス橋等の特殊橋梁については、耐震補強対策を経済的かつ効率的に行うための指針が体系的に確立されておらず、これまでに耐震補強が実施されたケースは少ない。

本文では、道路改良を伴う特殊橋梁の補修・耐震補強設計事例として、平成 23 年度に実施した RC 上路式固定アーチ橋の事例について概要報告する。

2. 橋梁概要

本橋梁は、主要地方道に架かる道路橋として昭和 34 年 3 月に竣工した橋長 42.0m の RC 上路式固定アーチ橋である。ノンプリズム測量を併用した形状調査の結果、アーチ支間 35.3m、アーチライズ 7.1m、岩着されたアーチリブは鉛直材を介して補剛桁と剛結された構造であることが確認された。

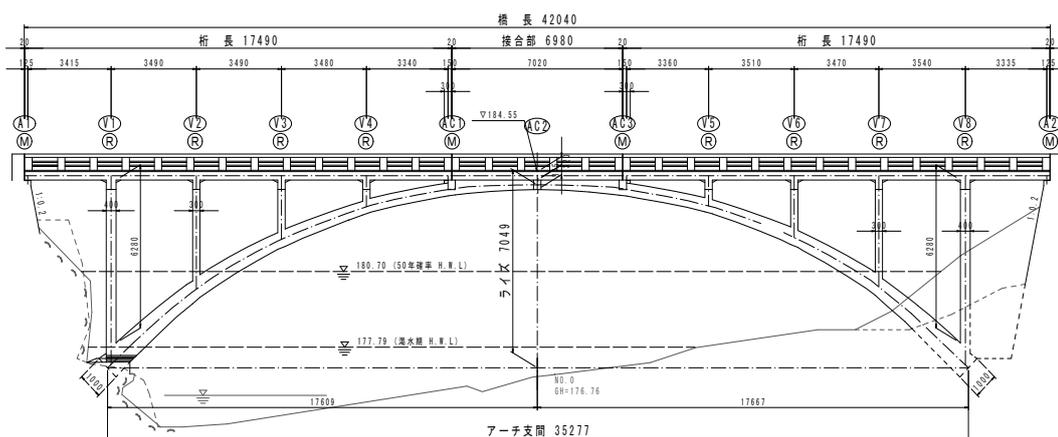


図-1 対象橋梁側面図

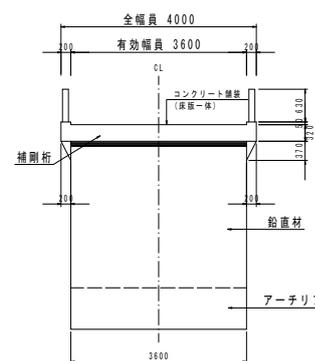


図-2 標準断面図

3. 劣化・損傷状況および補修検討

3-1. 現地調査結果

本橋梁は、竣工から50年以上経過しており、竣工図書や点検記録が残されていないため、現地調査として、近接外観変状調査、コンクリート試験、鉄筋調査を行った。調査の結果、主にアーチリブ雨かかり部のうき・鉄筋露出が多数発生しており、全ての部材で中性化がコンクリートかぶり付近（平均38mm）まで進行していることが確認された。コンクリートの圧縮強度については、おおむね21N/mm²であることが確認された。



写真-1 調査状況

キーワード：コンクリートアーチ橋，補修・補強（構造），耐震診断，耐震補強，ファイバーモデル
 連絡先：大分県佐伯市日の出町2-10 TEL：0972-23-2616 FAX：0972-23-2667

3-2. 補修検討

中性化による劣化が全体的に進行しているため、内部鉄筋の腐食を抑制する含浸材塗布工法と、亜硝酸リチウム混入ポリマーセメントモルタルを用いた断面修復工法を併用する補修を行った。また、橋面防水の敷設や排水施設の再設置、雨かかりが橋体中央に広がらないよう凸形水切り材を設置するなどの水処理を行った。



写真-2 アーチリブの劣化状況(うき・鉄筋露出)

4. 耐荷力検討

4-1. 復元設計

(1) 設計条件

現地調査結果と机上による時代考証をもとに復元した構造一般図と、建設当時の適用基準に準じた材料条件や荷重条件を設定し、形状寸法や配筋の妥当性を検証する。

設計基準強度： $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$

鉄筋材質：SR235 (SR24)

荷重ケース：集中荷重，線荷重+等分布荷重
地震荷重，温度荷重

設計震度： $kh=0.20$ ， $kv=0.10$

適用基準：鉄筋コンクリート標準示方書 (S31)
鋼道路橋設計示方書・解説 (S31)

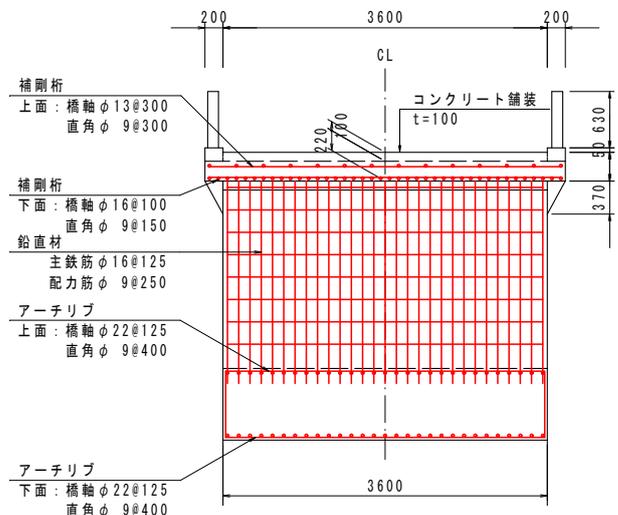


図-3 復元配筋図

(2) 復元設計の評価

図-4に示すような平面骨組モデルを用いて荷重ケース載荷による変形解析を行った結果、アーチリブと鉛直材の応力状態から設計活荷重はTL-14 (二等橋相当) であることが判明した。しかし、補剛桁上面の配筋は鉛直材との結合部で発生する負曲げモーメントに対応していないため、TL-14に対応した鉄筋量の補充 (橋軸： $\phi 13@300 \rightarrow \phi 16@200$ 程度) が必要となった。(図-5)

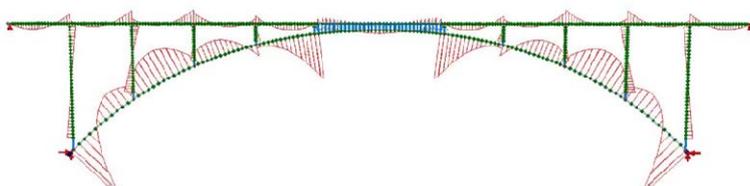


図-4 平面骨組解析結果～L荷重フル載荷時のM図～

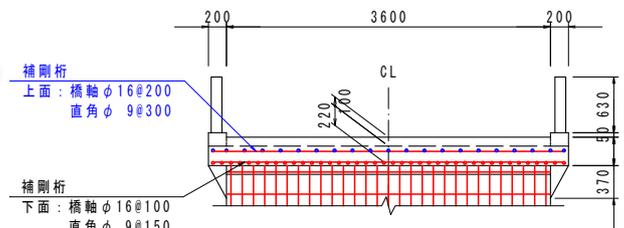


図-5 補剛桁上面の必要鉄筋量

4-2. 道路拡幅への対応

小型自動車等のすれ違い交通が可能な道路幅員を確保するため、橋梁の有効幅員を4.0m（路肩0.5m，車道幅員3.0m）とし、平面骨組解析および現行基準（H14道路橋示方書）での応力照査を行った。ここで、設計活荷重は現道の利用環境や交通特性からグレードアップは行わずTL-14とした。照査の結果、補剛桁V1，V8支点部では曲げ圧縮，せん断，引張応力度いずれも許容値を大幅に超過し、その他の補剛桁支点部についても上面側の引張応力度が許容値を超過する結果となったため、補剛桁については上面増厚補強を行うこととなった。

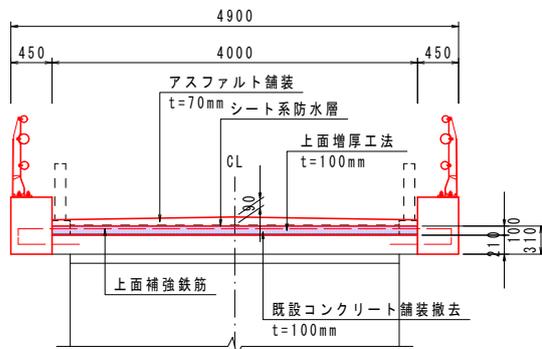


図-6 幅員改良後の補剛桁断面

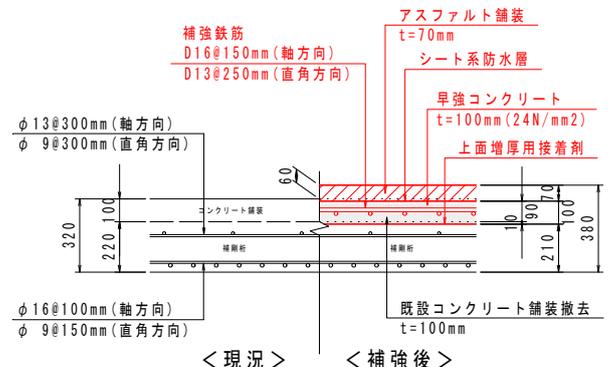


図-7 上面増厚工標準断面図

5. 耐震性能照査および耐震補強検討

5-1. 照査方針

要求される耐震性能をH14道路橋示方書に示す『耐震性能3』とし、立体骨組モデルを用いた動的解析により耐震性能を照査する。



図-8 解析モデル図（ソリッド表示）

5-2. 解析モデル

解析モデルは、アーチ橋という構造特性として軸力変動や2軸曲げの影響を解析上考慮できるファイバーモデル（ $\sigma - \epsilon$ モデル）を全部材において採用した。

ファイバーモデルは、部材断面をメッシュ状に分割してメッシュ毎の要素の材料非線形性を応力度-ひずみ関係により考慮する解析モデルである。作用断面力に応じた断面内のつり合い計算を行うため、断面のM-N相関関係や、2軸曲げ問題を解決することができる。

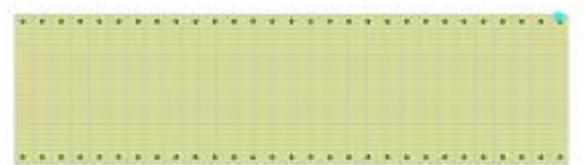


図-9 部材断面のメッシュ化（30×30）

5-3. 部材のモデル化

部材(材料)の復元力を表現する骨格曲線モデルとして、コンクリートは最大圧縮ひずみ後の軟化領域を考慮した『星隈モデル』とし、鉄筋は降伏後のひずみ硬化を考慮した『バイリニア型移動硬化則モデル』とした。

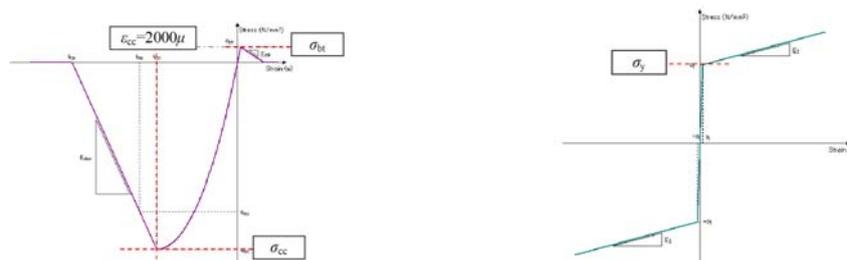


図-10 骨格曲線モデル（左：コンクリート(21N)，右：鉄筋(SR235)）

5-4. 解析条件

解析手法は材料非線形時刻歴応答解析法（直接積分法）とし、積分法はNewmark- β 法($\beta = 0.25$)を用いた。積分間隔時間は解析の収束性から0.002秒とし、解析に用いる地震波はタイプ I・タイプ II（I種地盤）を各3波に0.85（地域区分B）を乗じて補正した。また、減衰特性はRayleigh減衰とした。

5-5. 限界状態（許容値）の設定

プッシュオーバー解析結果より、コンクリートの最大応答ひずみを0.002（ σ_{cc} ：最大圧縮ひずみ）以下とすることで耐震性能3を確保できることを確認した。本橋梁における許容値は下記のとおりである。

- ◆コンクリート最外縁の応答ひずみが0.002（ 2000μ ）以下
- ◆せん断力（Sd）<せん断耐力（Ps）

5-6. 耐震性能照査結果

図-12に示すとおり、橋軸直角方向においてアーチリブ基部付近で破壊に至ることが判明した。また、アーチリブと鉛直材の大部分でせん断耐力が不足していることが判明した。

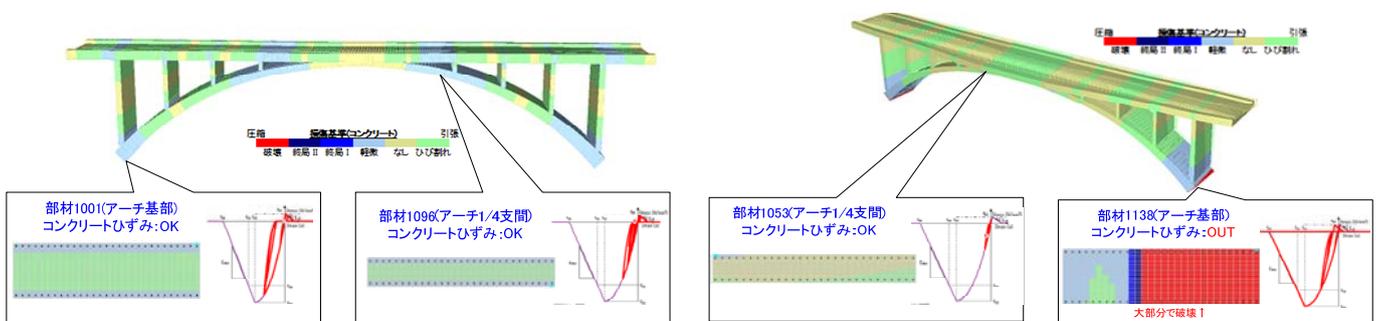


図-11 レベル2地震動タイプIIにおける応答ひずみ照査結果（左：橋軸方向，右：橋軸直角方向）

5-7. 耐震補強検討

本橋梁は1級河川を跨ぐため、アーチリブの曲げ（ひずみ）補強に巻立て工法が適用できないため、慣性力分散工法等の橋梁全体系での耐震補強が必要となった。補強検討の過程を以下に示す。

<検討ステップI>

- ①アーチ基部に集中する慣性力を他支点到に分散させるため、落橋防止用アンカーを用いて変位拘束する。
- ②変位拘束材設置に併せて補剛桁の上面増厚用補強鉄筋をグレードアップする。（D16@200→D19@250）
- ③せん断耐力が不足する部材の周方向に連続繊維シートを貼付ける。

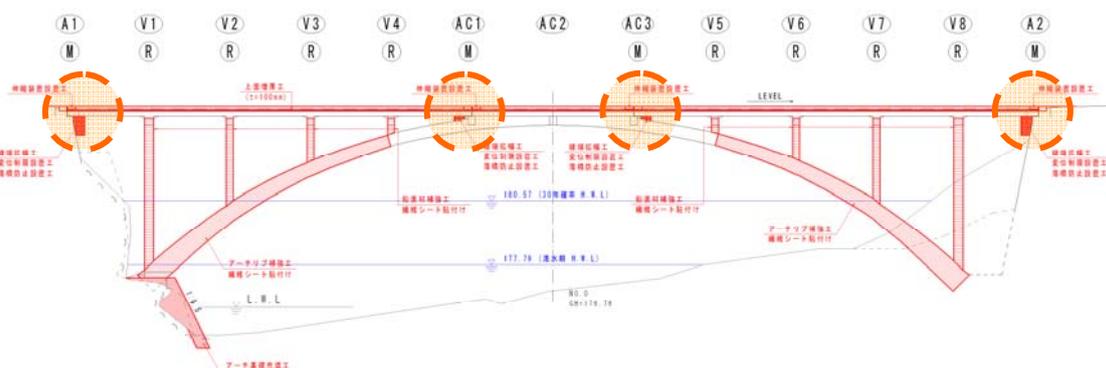


図-12 耐震補強計画図（ステップI）

<問題点> ※図-12の破線○部分

- ①L2時に落橋防止用アンカーが破断する。→ 過度な変位拘束が原因 → 慣性力の再分配が必要
- ②AC1, AC3付近は施工スペースがない。→ アンカーが設置できない → 補剛桁を一時撤去する

<検討ステップⅡ>

- ①AC1, AC3に変位拘束材（ロックオフアンカー）を設置して慣性力を分散させる。
- ②V4-AC1間およびAC3-V5間の補剛桁を最小限で打替える。

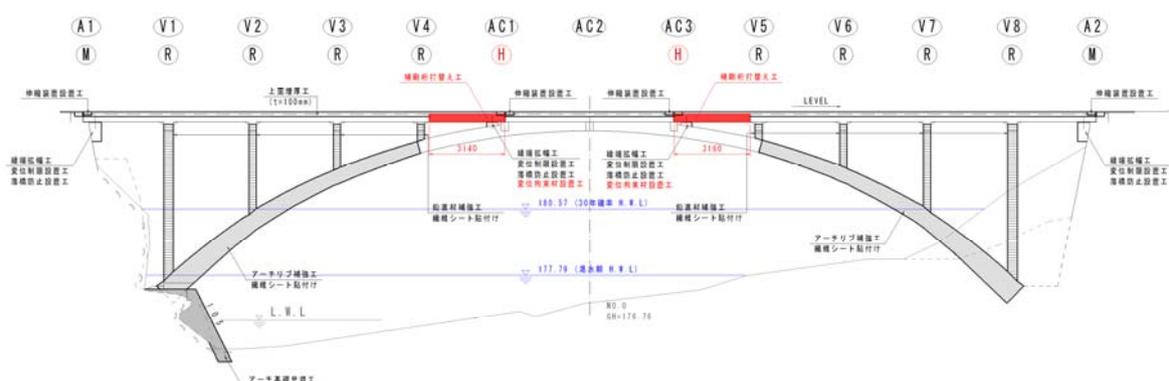


図-13 耐震補強計画図（ステップⅡ）

変位拘束材（ロックオフアンカー）の設置によって、アーチリブ内でのひずみが分散してアーチ基部のひずみ超過が解消された。また、補剛桁支点部の相対変位も減少させることができた。

	アーチリブ断面損傷度	コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 履歴	断面の $M - \phi$ 履歴
現況			
補強後			

表-1 アーチ基部の応答履歴図

6. おわりに

本報告は、特殊橋梁における耐震診断および耐震補強検討の事例を整理したものである。近年、ファイバーモデルなどの解析手法は、実務レベルにおいて比較的容易に実施できるようになった。しかし、基準が明確でないものについては、客観的判断のもとで性能設計を行わなければならない。

本業務で採用したロックオフ構造による変位拘束工法が、今後、アーチ橋などの特殊橋梁における耐震補強設計の参考資料となれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3
- 2) 土木学会：橋の動的耐震設計，2003.3
- 3) 土木研究センター：橋の動的耐震設計法マニュアル，2006.5

44年および52年供用された橋梁の劣化度調査

宮崎 宮崎県生コンクリート工業組合 ○平塚 正人
 宮崎 宮崎県生コンクリート工業組合 小川 良一
 宮崎 宮崎県生コンクリート工業組合 中澤 隆雄

1. はじめに

宮崎市内を流れる大淀川に架かる小戸之橋は、昭和38年に架設されてから52年を経過し交通量の増大に伴って老朽化が著しく進行し、昭和52年からは重量10 t以上の大型車の通行規制が実施されるとともに、最大瞬間風速30m/s以上の台風時の通行止めが平成16年から行われてきた。本橋は橋脚数が多いため河川阻害率が大きく、また昭和49年に増設された片側の歩道しかないため、歩行者および自転車の確保できていない等の理由で平成25年から通行止めとなり、平成26年度末にすべて解体撤去された。また同じく大淀川に架かる旧相生橋は、昭和46年に竣工し44年経過した橋梁で老朽化が顕著であり、宮崎県道西環状線の整備に伴う新橋架設により平成27年2月で通行止めとなり、現在解体撤去中である。

本報告はこれら2橋の解体・撤去を機に、橋梁の老朽化や長寿命化の対策の一助となる基礎資料を得ることを目的に、床版コンクリート、橋脚コンクリートならびにコンクリート中の鉄筋の劣化損傷調査と振動特性を把握するための車両走行による動的試験の結果を取りまとめたものである。

2. 小戸之橋と旧相生橋の概要

小戸之橋の概要を示せば次のとおりである。 橋長：503m、有効幅員：6m、径間数：15、主桁本数：3、主桁間隔：2400mm、主桁高さ：1650mm、A1～P3：ゲルバー桁部、P3～P4：単純合成桁、P4～P5：単純合成桁、P5～P8、P8～P11、P11～P14：3径間連続合成桁、P14～A2：単純合成桁、最大支間：33600mm（P3～P14の各支間）、床版コンクリート厚さ：170mm、アスファルト舗装厚さ：50mm

また、旧相生橋の概要は以下に示すとおりである。 橋長：397m、幅員8.50m、支間割：3@49.6m+3@81.1m、3径間活荷重合成鋼桁+3径間ランガー桁、主桁間隔：3000mm、主桁高さ：2250mm、床版コンクリート厚さ：200mm、アスファルト舗装厚さ：50mm

3. 試験調査内容

小戸之橋に対しては、床版および橋脚から採取したコンクリートコアの材料試験（配合推定、圧縮強度、弾性係数、割裂引張強度、中性化、塩化物イオン含有量等）、シュミットハンマーや超音波測定機器を用いての非破壊による圧縮強度の推定、鉄筋の引張試験（降伏強度、引張強度、弾性係数等）を実施した。また、旧相生橋については、現在上部工の撤去中で下部工は次年度以降の解体・撤去の予定であるため、床版コンクリートの材料試験のみを行っている。なお、いずれの橋梁に対しても、解体・撤去に着手する前に、車両走行による振動試験を行い、固有振動数、減衰定数等の動的特性も計測した。

4. 試験調査結果

小戸之橋、旧相生橋のいずれも建設当時の資料が保存されていないため、まず小戸之橋から採取したコンクリートコアを用いて配合推定を行った。配合推定は、(一社)セメント協会・コンクリート専門委員会報告「F-18
 キーワード：構造物調査・診断、橋梁、物性、塩害、非破壊試験法、振動

連絡先：宮崎市新別府町薦藁1948番地 宮崎県生コンクリート工業組合 TEL：0985-24-7025 FAX：0985-24-7054

硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告」に準拠して行った。結果を表-1に示す。得られた単位量や水セメント比にはばらつきがあるものの、おおよその値は推定できているものと思われる。また、採取コアの各種材料試験を行った結果をもとに、圧縮強度と吸水率の関係および弾性係数と圧縮強度の関係を図-1～図-4に示す。

表-1 小戸之橋の床版および橋脚から採取したコンクリートコアを用いた配合推定結果

部位	分析値(%)								硬化コンクリートの配合推定置(%)			単位セメント量 kg/m ³	単位骨材量 kg/m ³	単位水量 kg/m ³
	コンクリート			骨材			セメント		セメント量 C	骨材量 A	結合水量 W			
	不溶残分	酸化カルシウム	強熱減量	不溶残分	酸化カルシウム	強熱減量	酸化カルシウム	強熱減量						
床版 P3-P4間	72.1	11.1	4.8	95.2	0.4	1.2	64.5	0.6	17.3	78.7	3.9	405	1868	151
床版 P4-P5間	72.81	9.8	4.6	95.2	0.4	1.2	64.5	0.6	15.2	78.6	3.7	364	1916	123
床版 P13-P14間	76.9	8.3	4.58	95.2	0.4	1.2	64.5	0.6	12.8	83.6	3.7	295	1955	159
橋脚 P4	67.2	13	4.76	95.2	0.4	1.2	64.5	0.6	19.7	70.6	3.79	499	1810	155
橋脚 P5	73.9	9	4.73	95.2	0.4	1.2	64.5	0.6	13.5	77.6	3.71	314	1833	184
橋脚 P14	79.1	6.9	4.23	95.2	0.4	1.2	64.5	0.6	10.6	86.1	3.28	246	2023	149

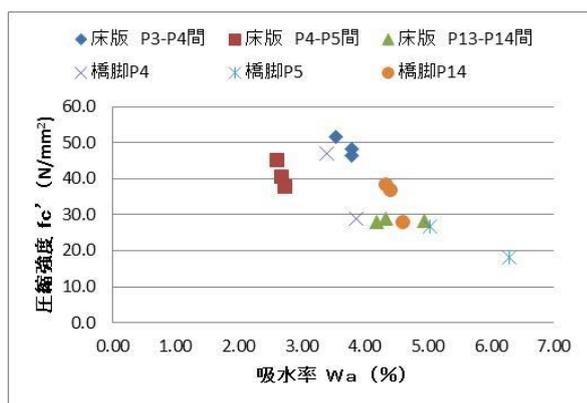


図-1 圧縮強度-吸水率の関係 (小戸之橋)

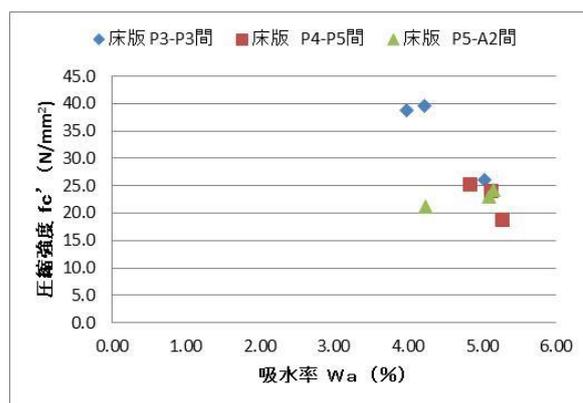


図-2 圧縮強度-吸水率の関係 (旧相生橋)

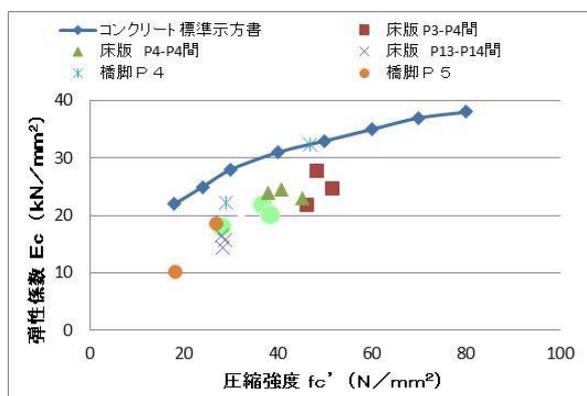


図-3 弾性係数-圧縮強度の関係 (小戸之橋)

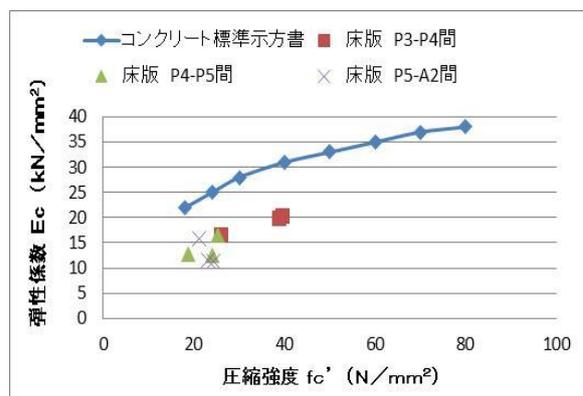


図-4 弾性係数-圧縮強度の関係 (旧相生橋)

図-1 および図-2 から、いずれの橋梁においても吸水率の増大に伴って圧縮強度が低下する傾向が明確に確認された。また、図-3 および図-4 からは、圧縮強度が大きいほど弾性係数も大きくなる傾向が確認されるが、コンクリート標準示方書に規定されている関係と比較すると、同一圧縮強度に対して弾性係数の値が

なり小さくなっていることがわかる。このように長年月供用されたコンクリートの弾性係数は初期の状態よりもかなり低下する傾向があるものと考えられる。

続いて、パンジットを用いての超音波伝播速度から小戸之橋の橋脚P14からの採取コアの圧縮強度を推定した結果を図-5に示す。推定式は日本建築学会式の $f_c' = 21.07V_p - 60.76$ を用いている。ここに、 f_c' は圧縮強度 (N/mm²)、 V_p は超音波伝播速度 (km/s) を表す。また、シュミットハンマーで求めた反発度からの圧縮強度を推定した結果を図-6、図-7に示す。圧縮強度は、

推定式1 (日本材料学会式)

$$f_c' = -18.0 + 1.27R,$$

推定式2 (東京都建築材料検査所式)

$$f_c' = -10.8 + 0.98R$$

によって推定した。ここに、 f_c' は圧縮強度 (N/mm²)、 R は反発度を示す。いずれの試験方法においても実測値よりも推定値が低い結果となっていることがわかる。

さらに、採取したコンクリートコアを用いて、フェノールフタレイン法により中性化深さを測定した。表-2に小戸之橋の床版、表-3に旧相生橋の床版、表-4に小戸之橋の橋脚についての中性化深さの測定結果を示す。床版部の上面側では、小戸之橋の場合は全く中性化していない部分が多く認められ、平均中性化深さも大きい値で4.8mm程度であった。旧相生橋の場合も同様であり、平均中性化深さは大きい値で8.7mmであった。これらはいずれの場合も厚さ50mm程度のアスファルト舗装がされており、これによって二酸化炭素の侵入が妨げられ、中性化がさほど進行しなかったと考えられる。床版下面を見れば、小戸之橋では中性化は全く進行していないのに対して、旧相生橋では平均中性化深さは11.4~25.5mmなっていた。これは、小戸之橋では床版下面が鋼板接着で補強され、二酸化炭素の侵入が妨げられていたのに対して、旧相生橋の床版下面は直接大気に接していたことによると考えられる。小戸之橋の橋脚では、まったく中性化が進行していない部分も見受けられたが、平均中性化深さが43mmまで達していた部分も見受けられ、部位による中性化の進行に差異が認めら

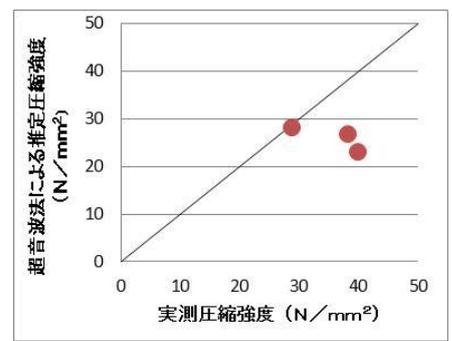


図-5 圧縮強度の推定結果 (超音波法、小戸之橋橋脚)

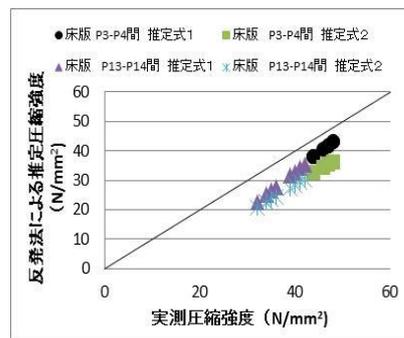


図-6 圧縮強度の推定結果 (小戸之橋)

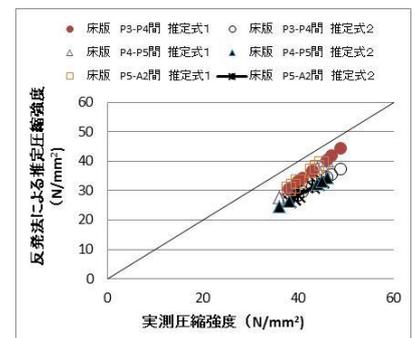


図-7 圧縮強度の推定結果 (旧相生橋)

表-2 中性化深さ (小戸之橋、床版)

床版	床版部位	供試体番号	最大	平均	床版部位	供試体番号	最大	平均
P3-P4間		1	0.0			1	0.0	
		2						
		3						
		4						
		5						
		6						
		7						
		8						
		9						
P4-P5間	上部	9割裂部	0.0		下部	9割裂部	0.0	
		1						
		2						
		3						
		4						
		5						
		6						
		7						
		8						
9								
P13-P14間		1	7.2	4.8		1	0.0	
		2	4.4	3.8				
		3	6.8	4.5				
		4	4.8	3.0				
		5	4.1	2.8				
		6	5.1	3.0				
		7	4.6	3.2				
		8	4.7	3.6				
		9	4.6	3.0				
		8割裂部	0.0	0.0		9割裂部		

る。小戸之橋では床版下面が鋼板接着で補強され、二酸化炭素の侵入が妨げられていたのに対して、旧相生橋の床版下面は直接大気に接していたことによると考えられる。小戸之橋の橋脚では、まったく中性化が進行していない部分も見受けられたが、平均中性化深さが43mmまで達していた部分も見受けられ、部位による中性化の進行に差異が認めら

表-3 中性化深さ(旧相生橋、床版、割裂部)

表-4 中性化深さ(小戸之橋、床版)

床版位置	床版部位	供試体番号	最大	平均	床版部位	供試体番号	最大	平均
P3-P4間	上部	1	0.0	0.0	下部	1	23.3	18.5
		2	0.0	0.0		2	19.3	15.8
		3	7.9	3.4		3	19.4	15.0
		4	0.0	0.0		4	14.9	12.8
P4-P5間		1	7.6	3.6		1	37.9	18.5
		2	5.0	0.7		2	44.2	25.5
		3	0.0	0.0		3	27.8	19.0
		4	12.2	8.7		4	21.4	11.8
P5-A2間	1	0.0	0.0	1	33.5	19.3		
	2			27.5	16.9			
	3			36.8	21.1			
	4			25.1	11.4			

橋脚	供試体番号	最大	平均
P4	1	8.3	4.4
	2	3.8	1.2
	3	0.0	0.0
	4	12.3	5.0
P5	3割裂部	0.0	0.0
	1	54.9	43.0
	2	35.4	31.3
	3	37.0	25.6
P13	1割裂部	39.8	32.2
	1	8.2	4.7
	2	5.2	3.2
	3	5.8	4.5
P14	4	14.2	6.5
	2割裂部	12.9	8.4
	1	0.0	0.0
	2	6.3	3.5
	3	6.0	4.0
	4	5.1	3.1

れた。中性化深さを岸谷式 $X=3.73 \cdot (0.046 \cdot W/C - 1.76)\sqrt{t}$ 、
ここに X:中性化深さ (mm)、W/C:水セメント比 (%)、
t:コンクリートの経過年数

を用いて推定してみれば、W/Cを50%とした場合、小戸之橋で14.5mm、旧相生橋で13.4mmとなり、W/Cを60%とした場合、小戸之橋で26.9mm、旧相生橋で24.7mmとなり推定値に比較して実際の中性化深さはかなり小さな値となっている部位や、逆に大きな値となっている部位もあり、中性化の進行が部位によって大きく異なっていくことが確認された。

さらに、小戸之橋および旧相生橋のコンクリート中の塩化物イオン量の測定結果を、図-8~図-10に示す。特に小戸之橋は河口部に近く、飛来塩分の影響があると思われる位置に架設されていたものである。

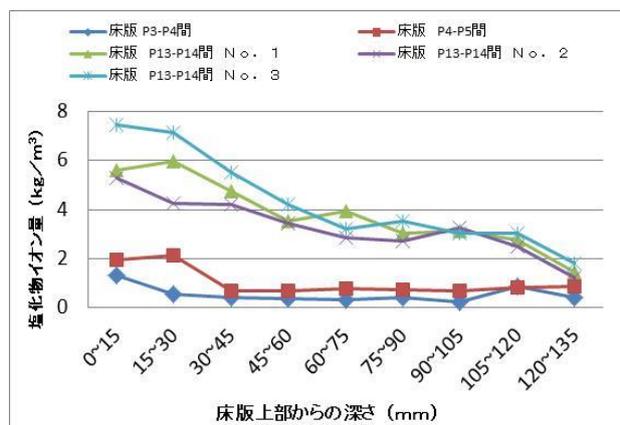


図-8 塩化物イオン量(小戸之橋、床版)

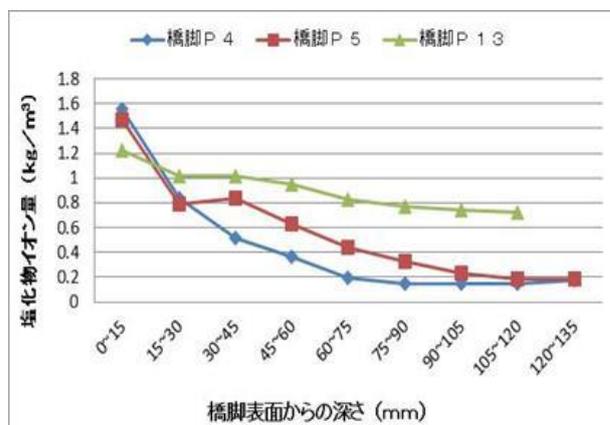


図-9 塩化物イオン量(小戸之橋、橋脚)

図-8に示した小戸之橋の床版の上面部では、5~7 kg/m³の極めて高い塩化物イオン量を示しているものも見受けられるが、図-9に示した橋脚部においては約1.5kg/m³の値となっていることから、床版には相当量の塩化物イオンが蓄積されてきたものと思われる。これに対して旧相生橋は河口部から5km程度上流側に位置していることから、塩分量は部分的には1kg/m³程度の値に達しているものも見受けられるが、小戸之橋と比較して少ない塩化物イオン量となっている。小戸之橋床版でのこのような高い塩化物イオン量にもかかわらず、

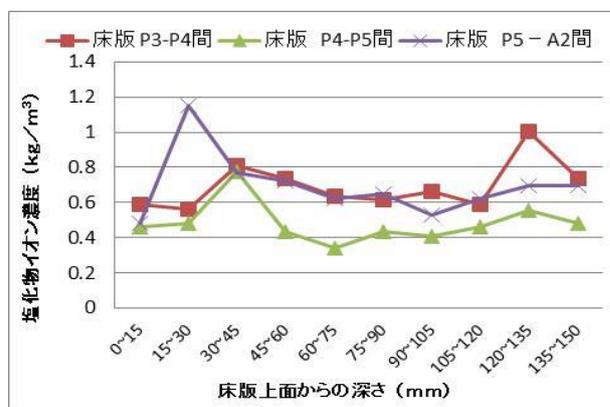


図-10 塩化物イオン量(旧相生橋、床版)

コンクリート中の鉄筋には錆はほとんど確認されなかった。小戸之橋の床版から取り出した鉄筋の引張試験を実施した結果を表-5に示す。鉄筋はいずれも普通丸鋼であり、直径はφ9およびφ16に相当するものであった。降伏強度、引張強度は現規格のSR295をほぼ満たすものであると考えられるが、弾性係数については少しばらつきがある結果となっており、最小で172 kN/mm² となっており、200 kN/mm² の値をかなり下回っているものも見受けられる。

なおこれら2橋については、撤去工事の開始前に車両走行試験および人のジャンプによる衝撃载荷試験を行い、動的性状を把握することとした。

まず小戸之橋に対して、乗用車1台の走行時に生じる床版の振動波形を計測した。図-11には、P3-P4間の床版を乗用車が、幅員中央部を速度30km/hで走行した時のスパン中央部の幅員上流側に設置したサーボ型速度計にて得られたたわみ波形を示す。また、同じ測点の加速度波形の高速フーリエ解析 (FFT) によって得られたパワースペクトルを図-12を示す。

さらに図-13には、P3-P4間のスパン中央部の幅員中央部において人間3人がジャンプして衝撃を加えた時の、スパン中央部の幅員上流側の測点で得られた速度波形を示す。旧相生橋に対しても同様な試験を行っており、1例として、A1-P1間の床版のスパン中央部の幅員中央部において人間3人がジャンプして衝撃を加えた時の、スパン中央部の幅員上流側の測点で得られたたわみ波形を図-14に示すとともに、この波形の高速フーリエ解析の結果得られたスペクトルを図-15に示す。

表-5 鉄筋の引張試験結果 (小戸之橋 床版)

床版位置	種類	番号	降伏点	引張強度	弾性係数
			(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)
床版 P3-P4間	丸鋼φ9	No. 1	—	465	172
		No. 2	321	439	218
		No. 3	319	442	235
	丸鋼φ16	No. 1	341	455	217
		No. 2	394	444	204
		No. 3	317	445	187
床版 P13-P14間	丸鋼φ9	No. 1	307	433	191
		No. 2	332	480	187
		No. 3	347	497	187
	丸鋼φ16	No. 1	318	453	199
		No. 2	293	425	186
		No. 3	312	438	175

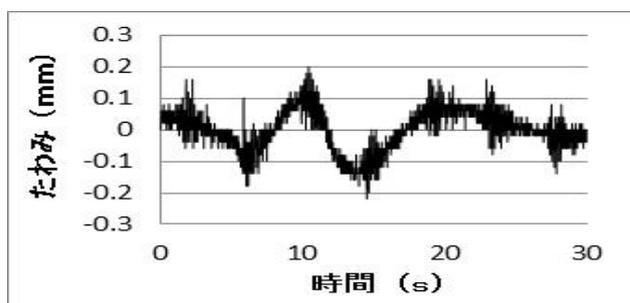


図-11 P3-P4間の床版のたわみ波形 (小戸之橋、乗用車幅員中央走行時、測点：スパン中央、幅員上流側)

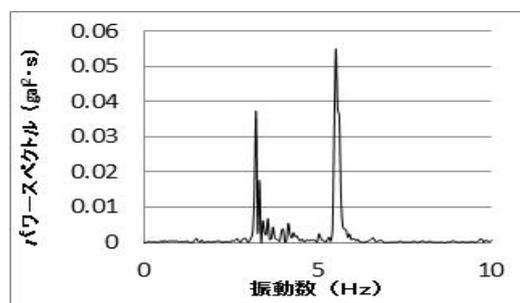


図-12 加速度波形のパワースペクトル (小戸之橋、乗用車幅員中央走行時、測点：スパン中央、幅員上流側)

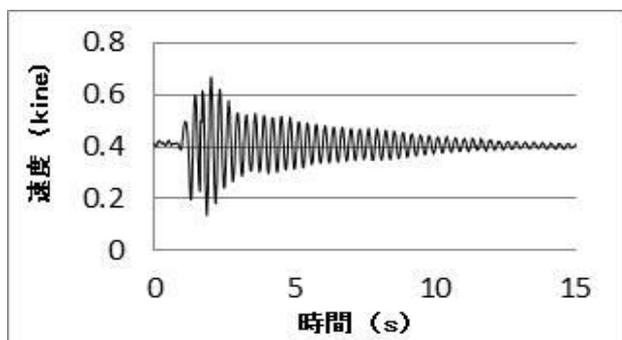


図-13 P3-P4間の床版の速度波形 (小戸之橋、人間ジャンプ：スパン中央幅員中央、測点：スパン中央、幅員上流側)

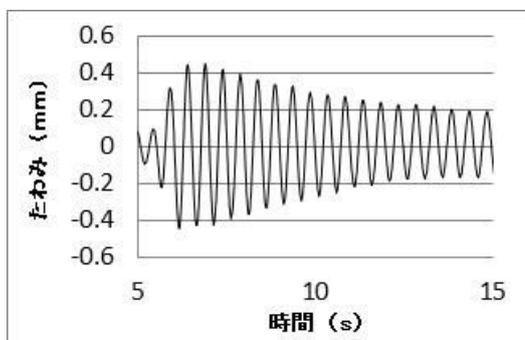


図-14 A1-P1間の床版のたわみ波形 (旧相生橋、人間ジャンプ：スパン中央幅員中央、測点：スパン中央、幅員上流側)

これらの波形やパワースペクトル図を含めて、得られた振動波形やパワースペクトル図を用いて、固有振動数や減衰定数を求めた結果を示せば表-6～表-8のとおりである。まず表-6には、小戸之橋のP3-P4間およびP4-P5間の床版の固有振動数と減衰定数を示しているが、固有振動数については文献1や文献3からの推定値と大差ない実測値となっているが、減衰定数についてはP4-P5間の床版ではほぼ同程度の値となっているのに対して、P3-P4間の床版においては、実測値がやや小さめの減衰定数となっていることがわかる。

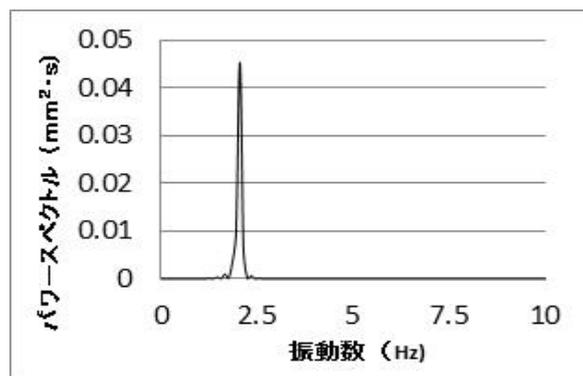


図-15 A1-P1間の床版のパワースペクトル
(旧相生橋、人間ジャンプ：スパン中央幅員中央、測点：スパン中央、幅員上流側)

表-7には旧相生橋のP3-P4間の鉄桁床版の固有振動数と減衰定数を示す。文献1や文献3から推定される固有振動数と実測固有振動数はほぼ一致

する結果が得られているが、減衰定数については、実測値が少しばらついて変動幅が少し大きくなっているが、ほぼ一致する減衰定数も得られている。また、表-8には旧相生橋のランガー桁部の固有振動数と減衰定数を示しているが、固有振動数については文献2による推定値と実測値がほぼ近い値となっているが、減衰定数は推定値に比較してかなり大きな値となっている。

表-6 小戸之橋（床版部）の振動性状

		床版 P3-P4間	床版 P4-P5間
固有振動数 f (Hz)	文献1	3.17	3.17
	文献3	3.02	3.02
	実測値 車両走行	3.22	3.27
	実測値 人間ジャンプ衝撃	3.22	3.52
減衰定数 h	文献3	0.137	0.137
	実測値 人間ジャンプ衝撃	0.0986~0.108	0.134~0.172

表-7 旧相生橋（鉄桁部）の振動性状

固有振動数 f (Hz)	文献1	2.05
	文献3	2.00
	実測値 車両走行	2.05
	実測値 人間ジャンプ衝撃	2.05
減衰定数 h	文献3	0.05
	実測値 人間ジャンプ衝撃	0.0525~0.0833

5. おわりに

架設後52年を経過した小戸之橋および44年を経過した旧相生橋について、採取したコンクリートコアを用いての材料試験や鉄筋の引張試験ならびに解体撤去前に実施した振動試験から、鉄筋コンクリート構造物の劣化・損傷の診断・評価を行う上で有益な資料を得ることができたが、これら両橋梁の竣工当時の材料特性や構造特性を示すデータがないため、劣化度の評価・

診断をするには困難な点も多い。鉄筋コンクリート構造物の劣化損傷評価を的確に行うためには、今後さらに調査・試験等を継続し、有益なデータを蓄積していく必要があると思われる。

表-8 旧相生橋（ランガー桁部）の振動性状

固有振動数 f (Hz)	文献2	1.88
	実測値 車両走行	2.00
	実測値 人間ジャンプ衝撃	2.00
減衰定数 h	文献3	0.0109
	実測値 人間ジャンプ衝撃	0.0525~0.0833

参考文献

- 1) 太田圭祐ら：橋梁の健全度評価効率化のための指標に関する研究、土木学会東北支部技術研究発表会（平成19年度）
- 2) 加藤雅史ら：橋梁実測振動特性の統計解析、土木学会論文報告集、第311号、1981.7
- 3) 中井博ら：都市高速道路における鋼桁橋の振動特性の経年変化からみた剛度評価に関する研究、構造工学論文集 Vol. 34A, 1988.3

コンクリート探偵会（合同診断演習について）

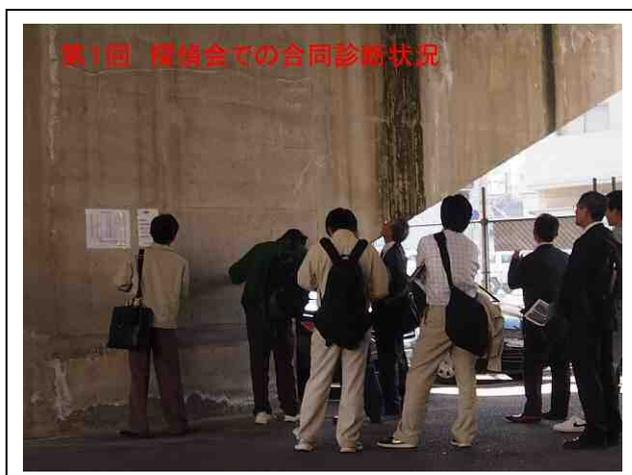
広島 復建調査設計㈱ 鈴木 智郎

（要旨）

広島県コンクリート診断士会では、会員から有志を募り合同でコンクリート診断をする企画（コンクリート探偵会）を昨年4月より、これまで3回実施している。

あらかじめ下見された市内数カ所のコンクリート構造物の変状を案内人の引率で見て回り、合同診断した結果を他の会員も集まった定期勉強会（サロン）で発表し、意見交換するというものである。

本報告は、これまでの探偵会活動で取り上げた構造物変状事例の一部を紹介しながら、活動の概要を報告するものである。



キーワード：コンクリート探偵会、コンクリートモニユメント、維持管理
 連絡先：広島市東区光町2-10-11 TEL：082-506-1814 FAX：082-506-1891

第1回コンクリート探偵会課題 探偵団9名

課題番号	呼び名	位置	推定建設年	変状
1	道路階段	広島市東区	2001以前	コンクリート階段のひび割れ
2	建物床スラブ	広島市東区	2012	床スラブの表面欠け
3	橋台	広島市南区	1979	橋台コンクリート表面異常
4	プレテンPC桁	広島市南区	1979	桁端部の鉄筋露出
5	橋脚	広島市南区	1979	橋脚の鉄筋露出
6	橋脚	広島市南区	1979	橋脚のひび割れ
7	プレテンPC桁	広島市南区	1979	PC桁のひび割れ
8	橋梁地覆	広島市南区	1966	地覆上面のひび割れ



第1回 課題3

20090329

20140325
表面劣化の進行

漏水によりコンクリート成分が溶け出し、水分蒸発後に表面で結晶となる「塩類風化」と考えられる

第2回コンクリート探偵会 課題 探偵団9名

課題番号	呼び名	位置	推定建設年	変状
1	屋外階段	広島市東区	不明	階段踊り場床版の遊離石灰
2	煙突	広島市東区	不明	煙突表面のひび割れ
3	水槽基礎	広島市東区	不明	基礎のひび割れ
4	JRアンダー	広島市南区	不明	アンダーパスへ続く擁壁のひび割れ
5	I橋	広島市南区	1950年	床版の伸縮装置
6	H橋	広島市南区	1990年	緑石の変状



第3回コンクリート探偵会 課題 探偵団10名				
課題番号	構造物	位置	建設年	変状・状況
1	地下室壁面	広島市中区	1985	地下駐車場壁面のひび割れ、遊離石灰
2	モニュメント1 (折りの手)	広島市中区	1960	ジャンカ?補修跡
3	橋梁高欄	広島市中区	1952	ひび割れ
4	地下広場高欄	広島市中区	1989	地下広場を取り囲む高欄基部の水平ひび割れ
5	モニュメント2 (平和の灯)	広島市中区	1964	ひび割れ補修跡、局部鉄筋露出
6	モニュメント3 (原爆の子の像)	広島市中区	1958	大きな変状なし
7	H橋	広島市中区	1949	トラス部材に数多く孔が存在





コンクリート探偵会を通じて感じられたこと

- 1) 身近なコンクリート構造物でもその気になってみると疑問が一杯出てくるのが分かった。
- 2) それに対し集団(コンクリート探偵団)で意見を出し合い、議論する中から新たな発見が多く出てきた。
- 3) 広島市内には多くの原爆関連のコンクリートモニュメントがあるが、その維持管理は発展途上にあり課題も多い。
- 4) 平和公園の原爆死没者慰霊碑も1952年建設当初はコンクリート製であったものが、その後1985年御影石に取り換えられている。劣化によって更新されたかは不明であるが、コンクリート製でも品質管理と維持管理によって長く保てることを、このような企画を通じて広めて行くことを確認した。

→ 広島県コンクリート診断士会は、市内に多くある平和関連コンクリートモニュメントの維持管理に積極的に協力して行く方針である。

