

一般社団法人日本コンクリート診断士会

第4回業務体験発表会 報告集

平成28年11月25日

一般社団法人日本コンクリート診断士会

於：JCI 相互半蔵門ビル11階

目 次

	頁
01. プレキャストコンクリート製品に発生した表面の汚れに関する分析事例	1
	本田和也（石川） 橋場正明（石川）
02. 島根県におけるアルカリ骨材反応による損傷の事例報告	5
	余村 浩（島根）
03. 二重着色法（ゲルステイン法）による ASR の判定および 進行程度の推定	11
	嶋瀬敬祐（福井） 山川博樹（福井） 川村満紀
04. 高知県における土木構造物の長寿命化事例	13
	堤 貴司（高知） 宮地稚奈（高知）
05. アルカリ骨材反応で損傷を受けた橋梁の紹介	19
	三嶋弘彰（鳥取）
06. 1 DAY PAVE コンクリート舗装工事施工報告 ーひび割れ発生の原因推定と抑制方法ー	29
	望月元一（静岡） 廣島明男
07. RC 構造物の火害に基づく構造体コンクリートの劣化度 調査・診断および補修	35
	山崎順二（京滋）
08. Facet コンクリートを使用した床版補修工事事例	41
	末宗信市（大分）
09. 自己組織化マップ（SOM）による打音法の探査性能の向上	45
	歌川紀之（東京） 島田拓夢・安永守利 黒田千歳
10. 電気防食の維持管理における課題抽出を目的とした橋梁調査	49
	大島高雄（東京） 峰松敏和（東京） 関 繭果・宇佐美惣 小城 守（東京）
11. コンクリートの長寿命化『IPH(内圧充填接合補強工法)システム』	57
	高木賢一朗（東海）
12. 下水道施設の耐震診断に非線形解析を導入する効果について	63
	本多顕治郎（京滋）

※本業務発表会は、技術部会（部会長：奥村智洋，副部会長：奥田由法，米倉亜州夫）が担当しました。
注）氏名の後の（ ）内は所属する地区診断士会名で，発表者を最初に記載している。

プレキャストコンクリート製品の表面に発生した汚れの分析事例

石川 住友大阪セメント(株) ○本田 和也
石川 (株)ホクエツ北陸 橋場 正明

プレキャストコンクリート製品工場にて製品の表面に汚れが確認されたため、原因を究明すべく各種分析を実施した。製品表面から、①健全部と②汚れ部をはつり取り試料とした。分析内容は SEM 観察、EDS 分析、熱分解 GS/MS の 3 つを実施した。

SEM 観察の結果、汚れ部では不均一なセメント粒子の形状が確認された。EDS 分析の結果、健全部からは主に CO_2 、 CaO が確認されたが、汚れ部では前記の 2 種の外、 SiO_2 、 Al_2O_3 、 SO_3 、 MgO 、 FeO が確認された。熱分解 GD/MS の結果、汚れ部からは型枠用グリスや剥離剤と同様に長鎖炭化水素の高いピークが確認された。

以上の結果、剥離剤などの成分がコンクリートに付着し、色の変化が生じたと推察される。

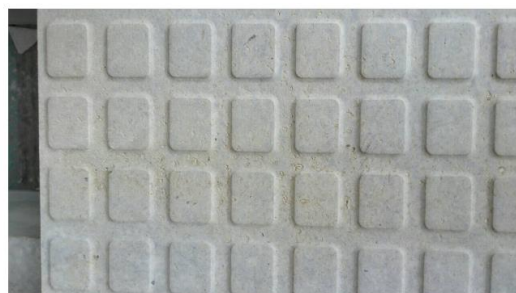
JCD第4回業務発表会

プレキャストコンクリート製品の表面に発生した汚れの分析事例

住友大阪セメント(株) 本田和也
(株)ホクエツ北陸 橋場正明

1. はじめに

- 脱型後にコンクリート表面に褐色の汚れ



①

1. はじめに

- 汚れ発生の原因究明
→ ①健全部、②汚れ部から試料を採取し分析



②

2. 分析内容

- SEM観察・EDS分析
- 熱分解ガスクロマトグラフ質量分析



③

キーワード：評価・試験方法

連絡先：石川県金沢市堀川新町2番1号 TEL：076-223-1505 FAX：076-223-0193

2. SEM観察・EDS分析

○機器：

SEM/日立ハイテク製

走査型電子顕微鏡 S-2400N

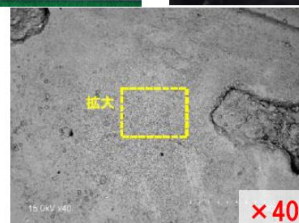
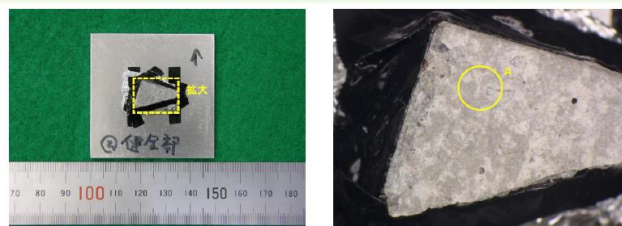
EDS/OXFORD INSTRUMENTS製

エネルギー分散型X線分析装置

○条件：加速電圧15kV、無蒸着、組成像観察

○試料：①健全部、②汚れ部

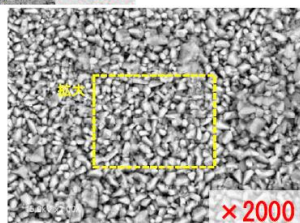
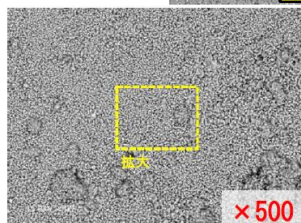
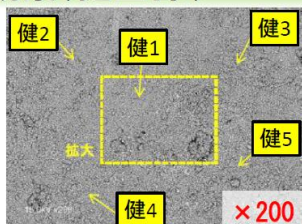
2. SEM観察(健全部)



④

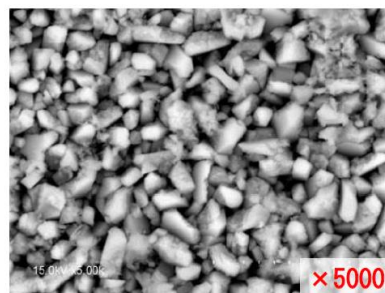
⑤

2. SEM観察(健全部)



⑥

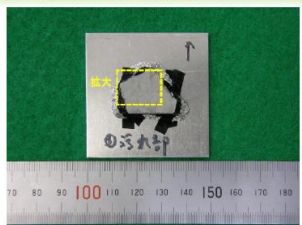
2. SEM観察(健全部)



● 均一なセメント水和物の粒子が確認される

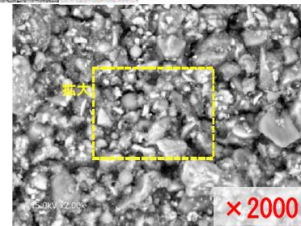
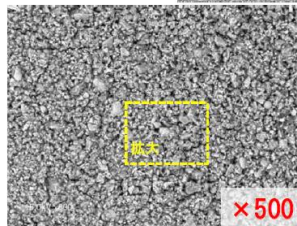
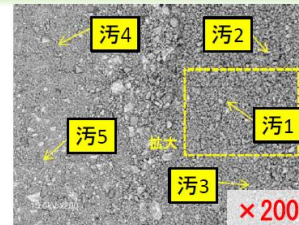
⑦

2. SEM観察(汚れ部)



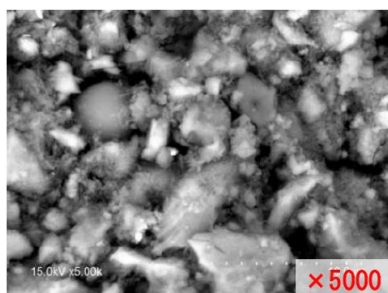
⑧

2. SEM観察(汚れ部)



⑨

2. SEM観察(汚れ部)



- 粒子形状が不均一、繊維状の組成が確認される

10

2. EDS分析

	化合物濃度(%)						
	CO ₂	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	SO ₃	CaO	FeO
健全-1	44.07	—	—	3.31	—	52.62	—
健全-2	42.16	—	1.11	3.33	—	53.41	—
健全-3	41.53	—	1.51	3.13	—	53.82	—
健全-4	45.15	—	—	2.45	—	52.41	—
健全-5	41.17	—	—	2.75	—	56.08	—
汚-1	33.17	1.10	7.77	15.22	5.45	33.72	3.57
汚-2	33.05	1.16	7.95	16.73	4.36	33.25	3.49
汚-3	42.83	0.85	7.26	11.29	5.75	28.89	3.13
汚-4	37.75	1.02	6.29	16.52	3.58	32.81	2.03
汚-5	32.00	1.04	9.22	24.48	2.50	28.70	2.05

2. EDS分析

	化合物濃度(%) 平均値						
	CO ₂	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	SO ₃	CaO	FeO
健全	42.8	—	1.31	2.99	—	53.7	—
汚れ	35.8	1.03	7.70	16.8	4.33	31.5	2.85

- 健全部では、CO₂、CaOが確認された
→ 水酸化カルシウム、炭酸カルシウム など
- 汚れ部では、上記の他にSiO₂、Al₂O₃、SO₃、さらにMgOやFeOが確認された
→ ケイ酸カルシウム、エトリンガイト など

12

3. GC/MS

- 機器：アジレント社製 GC/MS 5970
- サンプル導入機器：
日本分析工業社製 JPS-330
- 熱分解条件：590℃
- 注入モード：230℃ パルスドスプリット法
スプリット比=20:1

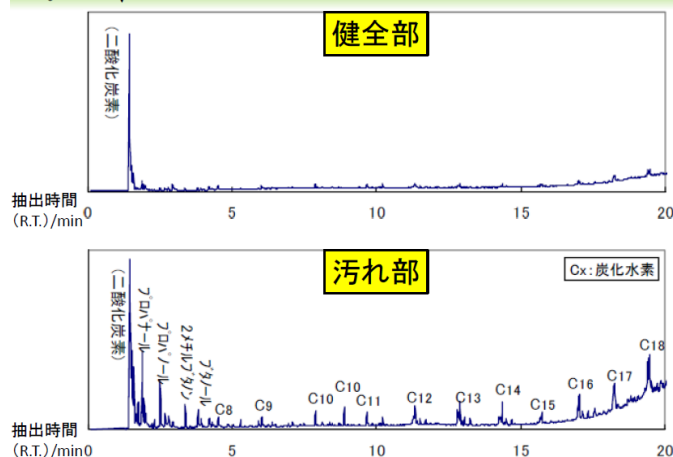
13

3. GC/MS

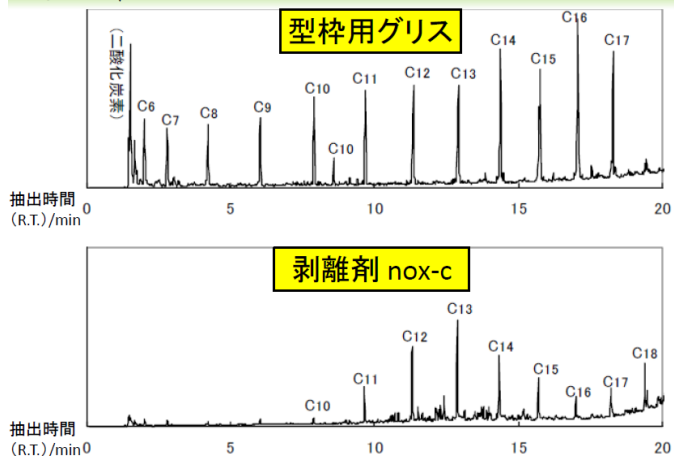
- カラム：DB-1701、30m×250 μm×0.25 μm
1mL/min
- カラム加温条件：
40℃(2分) → (+10℃/分) → 230℃
- 試料：①10mg(健全部、コンクリート表面)
②10mg(汚れ部、コンクリート表面)
③1mg(型枠用グリス)
④1mg(剥離剤)

14

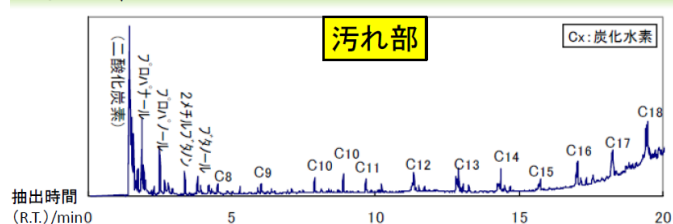
3. GC/MS



3. GC/MS



3. GC/MS



- 汚れ部から長鎖炭化水素のピークが確認
- 剥離剤などに含まれる脂肪酸と同じピーク
- ※ 混和剤からは特徴的なピークは確認されない

17

4. 結論

コンクリート製品表面に汚れが生じた原因は、
下記のとおり推察される。

- ① 剥離剤などの成分がコンクリートに付着
- ② 表面のセメント水和物の組成・粒子形状が変化
- ③ 健全部と異なる色になる

18

ご清聴ありがとうございました

島根県におけるアルカリ骨材反応による損傷の事例報告

島根 株式会社ウエスコ ○余村 浩

1. はじめに

本橋は島根県出雲市に位置し、昭和56年に建設された橋長L=627.15m、径間数19径間の大規模橋梁である。渡河部の10径間は鋼橋、両アプローチ(陸上部)の9径間はPC橋で構成されている。橋梁は建設後35年が経過しており、鋼・コンクリート各部材の損傷に対し長寿命化に配慮した補修設計を行った。本稿ではこの補修設計のうち、橋脚に発生したアルカリ骨材反応(以下ASRと記す)に対する補修設計の内容について報告する。

2. 橋梁の概要

- 橋長：627.150m (図-1参照)
- 径間数：19径間
- 架設年度：1981年(S56)竣工後35年経過
- 上部工形式：鋼単純鈹桁(渡河部)
PCプレテン桁(両アプローチ部)
- 下部工形式：逆T式橋台、張出式橋脚



写真-1 ASRが生じている陸上部の橋脚



写真-2 橋梁全景

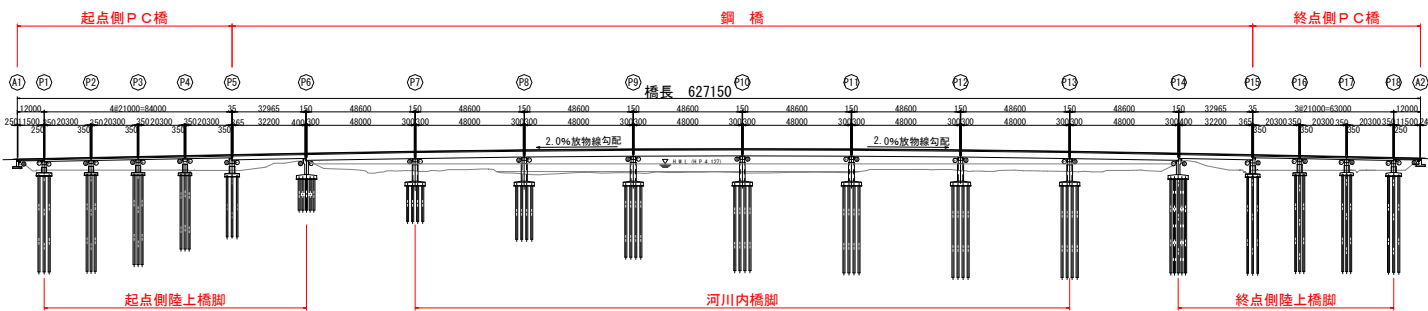


図-1 全体側面図

3. 補修履歴

本橋の過去の補修履歴を表-1に示す。補修履歴によると、陸上橋脚には13年前に亜硝酸リチウムを用いたひびわれ注入及び表面被覆、水周り改善による補修が行われており、過去にASR対策が実施されていることがわかる。

表-1 補修履歴

施工年	内容	経過年	備考
1981年(S56)	竣工	35年	
1995年(H7)	鋼桁塗装塗替え	21年	
2003年(H15)	耐震補強工事	13年	橋脚RC巻立て、落防システム
"	橋脚補修	"	陸上橋脚、ひびわれ注入(亜硝酸リチウム先行注入)、表面被覆
"	横桁補修	"	ひびわれ注入、表面被覆
"	伸縮装置取替え	"	PC橋区間
"	橋面漏水対策	"	PC橋区間

キーワード：アルカリ骨材反応、橋脚梁部、鉄筋破断、残存膨張量

連絡先：島根県松江市嫁島町16-1 TEL：0852-25-1252 FAX：0852-25-1248

4. 橋脚の損傷状況

陸上橋脚の損傷状況を図-2に示す。橋脚全体には著しいひびわれが生じており、ひびわれ幅も0.2~1.0mmと大きい。不規則な亀甲状のひびわれはASRの特徴的な形状を示している。また、梁の先端部では最大7.0mmのひびわれが生じており、ひびわれ箇所のコンクリートは浮いた状態となっている。このような橋脚のひびわれは、橋脚18基中、陸上部の橋脚9基で同様に発生している。

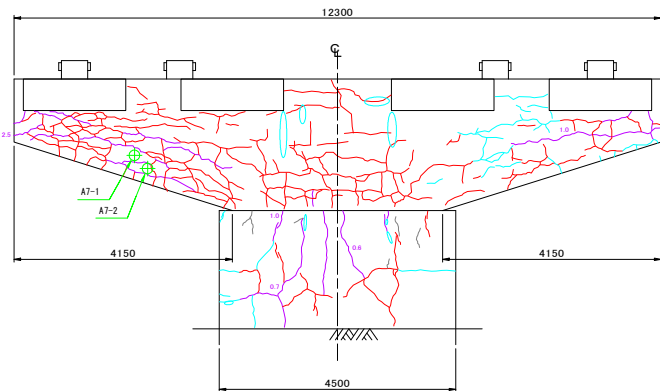


図-2 橋脚の損傷状況

ひびわれ	0.2mm以上0.5mm未満	
	0.5mm以上	



写真-3 梁側面部のひびわれ



写真-4 梁先端部のひびわれ
(最大ひびわれ幅：7.0mm)

5. コンクリート試験

橋脚の補修設計に際し、各種コンクリート試験を実施した。試験内容と試験結果の概要を表-2に示す。圧縮強度は基準値以上を確認したものの、静弾性係数は理論値に対して大きく下回り、損傷原因がASRであることを裏付ける結果となった。残存膨張量は閾値を上回り、建設後35年が経過しているが、今後も膨張が進む恐れがあることが判明した。また、冬季の凍結防止剤の散布による塩分の影響は認められなかった。

表-2 コンクリート試験の概要

試験内容	判定	試験結果
圧縮強度試験	OK	すべての測定箇所設計基準強度以上を確認
静弾性試験	OUT	静弾性係数は理論値の20~40%まで低下している
中性化試験	OK	中性化残りは30mm以上であり、鋼材の腐食性はない
塩化物含有量試験	OK	鉄筋位置での腐食発生限界値以下である。
残存膨張量試験	OUT	8試料中7試料で閾値を上回り、今後もASRによる膨張の恐れがある

6. はつり調査による鉄筋の状況確認

梁先端部では鉄筋破断が疑われる、最大7.0mmに及ぶ連続的なひびわれが生じていたため、はつり調査による鉄筋の状況確認を行った。調査の結果、梁先端の下部で鉄筋の破断が確認された。また、はつり直後のコンクリート表面は湿った状態となっており水を含んでいた。これはコンクリート内部に侵入した水が表面被覆により内部に閉じ込められた状態であったと推察される。

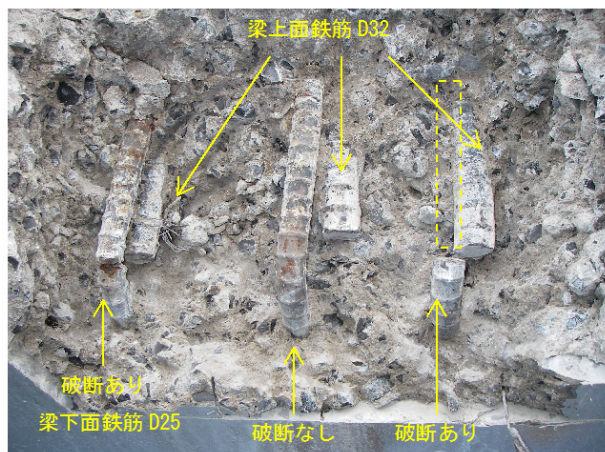


写真-5 鉄筋の状況
(梁下面鉄筋のフック部3本中2本が破断)



写真-6 はつり直後のコンクリート表面
(骨材からゲルらしき析出物が染み出している)
(コンクリートが湿っており、水を含んでいる)

7. 耐荷力に対する評価

これまでの調査によって得られた結果を基に、橋脚の耐荷力に対する評価を行った。

1) 鉄筋破断に対する評価

今回破断が確認された鉄筋を図-3に示す。破断した鉄筋は梁下面鉄筋 (D25) のフック部であり、圧縮側鉄筋であることから梁の耐荷力の低下にはつながらない。また、耐荷力の低下に直結する梁の主鉄筋及びスターラップには破断が生じていない。このことから今回の鉄筋破断による梁の耐荷力低下はないものと判断した。

2) 静弾性係数の低下に対する評価

試験の結果、静弾性係数の低下が確認されている。しかし、ASRが生じた鉄筋コンクリート供試体による載荷試験報告では、鉄筋が健全であればASRによる膨張を鉄筋が拘束し、内部に圧縮応力が作用するため、部材としての耐力低下は生じないとされている。本橋の鉄筋破断は圧縮鉄筋のフック部のみであり、内部コンクリートは既設鉄筋で拘束されている。さらに、圧縮強度は設計基準強度以上の値が得られていることから、部材としての耐荷力低下はないと判断した。

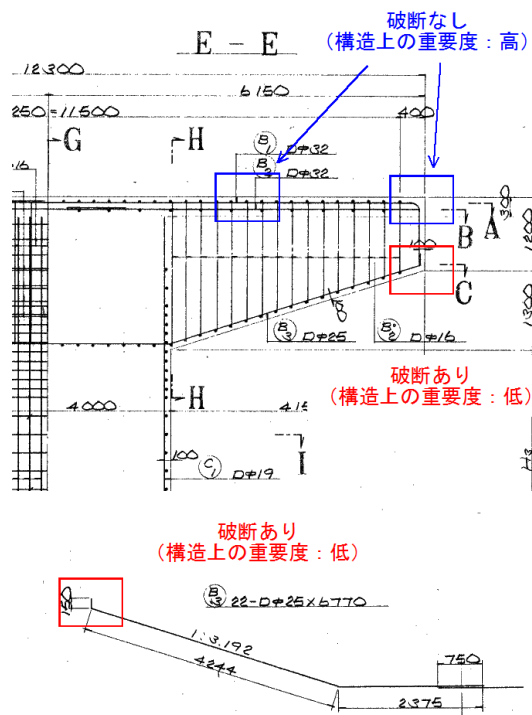


図-3 橋脚配筋図と破断箇所

8. フーチングの試掘調査

前述の通り、はつり調査の結果、橋脚梁部には鉄筋破断を伴うASRによる損傷が生じていたが、フーチングも橋脚梁部と同様のASR発生条件 (水・反応性骨材・アルカリの3条件) を備えている。また、北陸地方では実際にASRによりフーチングの鉄筋破断が確認された事例もある。そこで、試掘調査を実施しフーチングの損傷状況を確認した。調査の結果、フーチングのコンクリートには鉄筋破断どころかASRらしきひびわれ等の損傷はまったく見られなかった。(写真-7, 8)

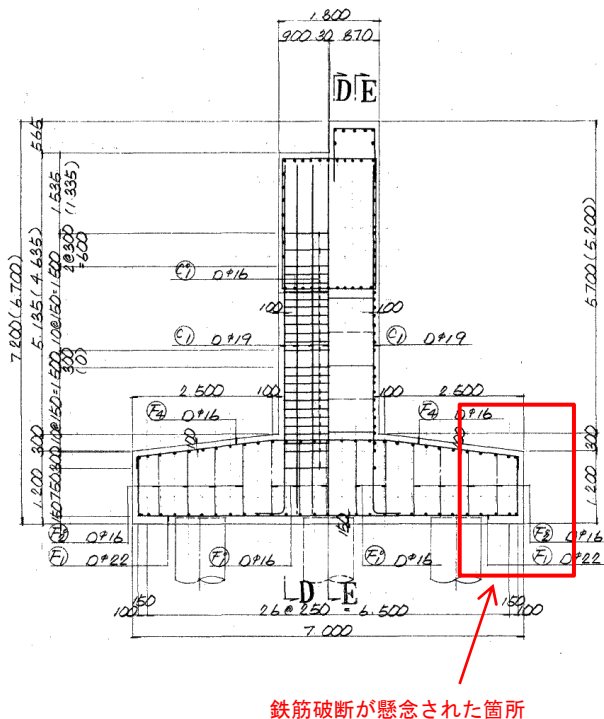


図-4 フーチング配筋図



写真-7 試掘後のフーチング全景



写真-8 フーチング側面
(コンクリートのひびわれ等は発生していない)

9. 橋脚柱部の損傷

橋脚柱部にはH15年（13年前）にRC巻立てによる耐震補強工事が行われているが、現況の巻立てコンクリートには亀甲状の著しいひびわれが生じている（写真-9）。過去の補修記録から、橋脚柱部には梁部に実施されたひびわれ注入（亜硝酸リチウム先行注入）が行われていないことから、当時の柱コンクリートにはASRによる損傷は発生していなかったか、軽微な状態であったことが伺える。以上より、現在発生しているひびわれは、RC巻立てによる「水・アルカリの供給、水和熱による温度上昇」が原因で既設コンクリートのASRが助長されたことによって生じたものと推察される。



写真-9 RC巻立て部のひびわれ状況（ひびわれ最大幅1.0mm）

10. 対策工の検討

ASRに対する補修対策は、今後の進行性、維持管理シナリオ（部材の重要度、再劣化のリスク）を考慮し、図-5に示すASR対策選定フローにより最も対策レベルの高い「ASRリチウム工法（NETIS：KK-010026-A）」を採用した。また、リハビリシリンダー工法とASRリチウム工法の対策比較表を表-3に示す。なお、橋脚柱部はRC巻立てによる一時的な損傷の進行であるとして、従来のひびわれ注入により経過観察するものとした。

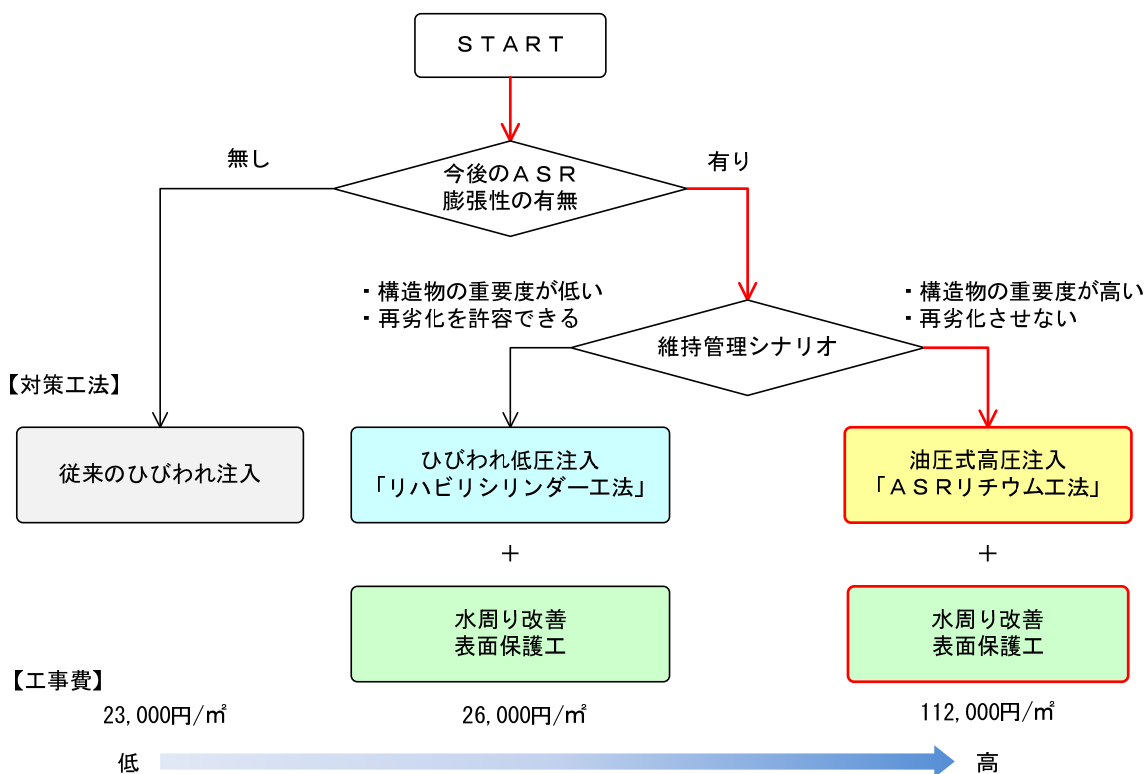


図-5 ASR 対策選定フロー

表-3 対策工法比較表

対策工法	リハビリシリンダー工法 (NETIS:CG-110017-A)	ASR リチウム工法 (NETIS:KK-010026-A)
	ひび割れ注入工 (注入用ポリマーセメント・亜硝酸リチウム先行注入) 表面含浸工 (けい酸リチウム系)	ひび割れ注入工 (注入用ポリマーセメント・亜硝酸リチウム先行注入) 表面含浸工 (けい酸リチウム系) + 亜硝酸リチウム高圧注入
概念図		
工法概要	<p>【目的】 ・外部からの水分侵入の抑制 ・ASR ゲルの非膨張化 (ひびわれ深さ・表面含浸範囲の部分的な対策)</p> <p>【概要】 ・ひび割れ注入工法にてひび割れを閉塞し、コンクリート表面に亜硝酸リチウムを塗布含浸させた後、ケイ酸塩リチウム系含浸材を塗布する。 ・亜硝酸リチウムは ASR ゲルを非膨張化する効果があるため、亜硝酸リチウムが拡散した範囲のコンクリート表層部は ASR 膨張性が低減される。</p>	<p>【目的】 ・外部からの水分侵入の抑制 ・ASR ゲルの非膨張化 (全体)</p> <p>【概要】 ・ひび割れ注入工法にてひび割れを閉塞した後、橋脚コンクリート前面から水平方向にφ20mm の削孔を行い、そこから浸透拡散型亜硝酸リチウムをコンクリート全体に内部圧入する。 ・これにより、橋脚コンクリート中にある全ての ASR ゲルを非膨張化し、以後の ASR 進行を根本的に抑制する。</p>
特徴	<p>【長所】 ・ひび割れ注入工、ケイ酸塩リチウム系含浸材が外部からの水分侵入を抑制するとともに、先行注入した亜硝酸リチウムがコンクリート表層部の ASR 膨張性を低減させる。 ・施工後もコンクリート表面の外観を変えないため、以後のモニタリングが可能である。 ・亜硝酸リチウムは鉄筋防錆効果も有するため、鉄筋腐食を抑制する効果も期待できる。</p> <p>【短所】 ・亜硝酸リチウムによる ASR 膨張抑制効果は、ひび割れ注入および表面含浸にて拡散した範囲にとどまり、部材深部での ASR 膨張性は高い状態のまま維持される。 ・コンクリート部材深部の ASR 膨張までは抑制できないため、再劣化を前提とした維持管理計画を立案しておく必要がある。</p>	<p>【長所】 ・亜硝酸リチウムをコンクリート全体に供給することにより、コンクリート内の全ての ASR ゲルを非膨張化することができるため、ASR を根本的に抑制できる。 ・ASR 抑制効果が水分供給の有無に左右されないため、橋脚端面の雨水による水分供給を遮断できない橋脚に対しても十分に ASR 膨張抑制効果を期待することができる。 ・補修後の ASR 進行を最大限抑制するため、残存耐久性の低下は少ない。</p> <p>【短所】 ・インシヤルコストだけで比較すると、他工法に比べて高価となる。</p>
概算工事費 (直工)	ひび割れ注入工 20,000 円/m ² (ひび割れ密度 2m/m ² として計算) 表面含浸工 5,500 円/m ² 計 25,500 円/m ²	ひび割れ注入工 20,000 円/m ² (ひび割れ密度 2m/m ² として計算) 表面含浸工 5,500 円/m ² 内部圧入工 86,500 円/m ² 計 112,000 円/m ²
	橋脚1基 : 約 1,620 千円 橋梁全体 (9 基) : 約 14,580 千円	橋脚1基 : 約 7,110 千円 橋梁全体 (9 基) : 約 64,000 千円
総合評価	本橋は過去の補修効果が小さく再劣化していること、部材の重要度が高く損傷も大きいことから、本工法による対策を講じるものとする。	

【ASRリチウム工法を選定した理由】

- ・13年前にリハビリシリンダー工法と同レベルの対策を実施したにもかかわらず再劣化が生じている。
- ・供用後35年が経過しているにもかかわらず、未だに残存膨張量が残っている。
- ・今後の進行により構造上重要な部位の鉄筋破断に至った場合、大規模な補強が必要となる。
- ・コンクリート内部が湿潤な状態となっており、劣化因子である水分の排除を確実にすることが困難である。
- ・緊急輸送道路としての重要度が高い。
- ・橋梁の架け替えが極めて困難である。

1.1. 過去の ASR 対策の妥当性

前述の通り、本橋の橋脚梁部は過去 (13年前) にASR対策が実施されていたにもかかわらず、大きな再劣化が生じた。当時の補修工事の内容と現況の状態から、再劣化の理由として下記の事項が挙げられる。

- ・13年前の亜硝酸リチウム水溶液は濃度が25%であった。(現在は40%濃度まで生産が可能)
- ・当時は高圧注入の技術が開発されておらず、リハビリシリンダーしか対策工がなかった。
(ひびわれ深さの範囲までしか亜硝酸リチウムによる対策が実施されていない)
- ・桁端部からの漏水を防止するために取替えた伸縮装置の止水効果が早期に失われた。
- ・水の供給を遮断する対策として行った表面被覆工 (塗膜系の表面保護塗装を施工) は、内部の水分を閉じ込めることとなり、ASRの進行を助長させる結果となった。

12. ASRの不思議

1) 損傷橋脚の分布と環境条件の整理

本橋のASR損傷が生じた橋脚の分布状況を図-6に示す。橋脚全18基のうち、起終点の陸上部にある橋脚はASRによる損傷が生じているが、河川内に設置されている橋脚ではASRによる損傷が一切発生していない。施工当時のコンクリートに関する資料は現存しておらず、聞き取り等により明らかとなった事項、時代背景・現場条件より推察される事項を以下に示す。

【聞き取り等により明らかとなった事項】

- ・建設当時、架橋位置である島根県出雲市、平田町のいずれも出雲市古志町にある採石場から採取される砕石が使われていた。岩種は安山岩である。
- ・橋脚は左岸平田町、右岸出雲市のそれぞれ別の建設会社、生コン工場により施工されている。
- ・橋脚は昭和56年頃、複数年（3～4年？）に分けて施工されているものの、時代としては同じである。（いずれも昭和61年総プロ規制前）

【時代背景・現場条件より推察される事項】

- ・コンクリートの配合は概ね同じと考えられるため、アルカリ量はすべて同等と思われる。
- ・河川内橋脚の鋼橋に設置されている伸縮装置（鋼製フィンガー）は止水装置がなく、雨水が直接梁にかかる状態であり、ASR発生要因である水の供給はすべて同じ状況にある。

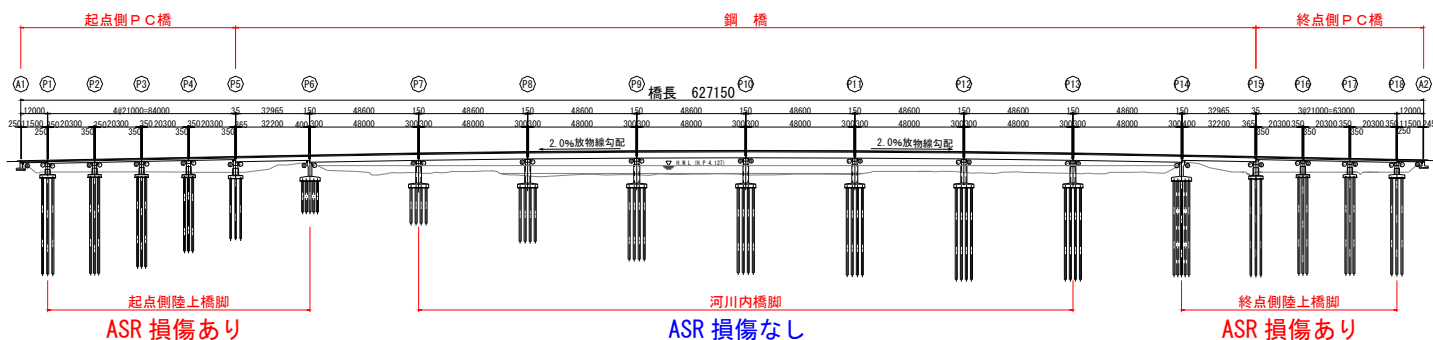


図-6 損傷橋脚の分布

2) ASR発生に対する疑問点

- ・河川内橋脚にASRが発生しなかったのは何故か？
 - 原因は骨材にあると考えられるが、骨材の採取元は同じである。同じ採石場から採取される骨材でも反応するもの、しないものがあるのか？
- ・フーチングのコンクリートは何故損傷がなかったのか？
 - 原因としては、「骨材が無害であった」、「温度環境がASR発生に影響を与えた」などが考えられる。筆者は橋脚梁部も先端部で損傷が顕著であったことから、フーチングが無害だった原因として、温度環境がASRの損傷進行に大きく影響しているのではないかと推察している。

これらの「不思議」を解明するために、アルカリ量試験、骨材の岩石学的試験を実施したが、補修設計を行う上では必要性が低いということから、業務の中で実施することはできなかった。今後機会があれば必ず試験を行い、その謎を解明したいと考えている。

13. 終わりに

本事例では、再劣化が生じたASR橋脚の補修設計を行った。今回は幸い大規模な補強を要する前の段階で損傷の進行を食い止めることができたと考えている。しかし、ASR対策は歴史が浅く、現在も技術開発・研究が進められている。また、実際の構造物に生じる損傷には不可解な現象も多い。構造物の長寿命化が求められる現在、我々設計者はASRに関する最新技術の動向や知見をしっかりと取り入れ、より適切な設計を行うとともに、一層の創意・工夫が必要と考える。

二重着色法（ゲルステイン法）によるASRの判定および進行程度の推定

福井 (株) M・T技研 ○嶋瀬 敬祐

福井 (株) M・T技研 山川 博樹

金沢大学名誉教授 フェロー会員 川村 満紀

1. はじめに

コンクリートコア中のアルカリシリカ反応によって生じたゲル（以下ASRゲル）の確認は、目視によってコンクリートコアの表面や内部に存在する白色又は透明のゲル状物質を含む試料を採取し、SEM-EDX分析から得られるその物質の化学組成から判定するのが一般的である。この方法では走査型電子顕微鏡が必要であり、またその結果は試料採取位置によって左右され、経験と専門知識を有した者が行わなければ誤った結果を導きかねない。そこで、目視によって簡易にASRゲルを確認する手法として、Guthrieらは二重着色法¹⁾（以下ゲルステイン法）を提唱した。この方法では、二種類の試薬をコンクリートコアに塗布し、カリウムを豊富に含むASRゲルは黄色に、カルシウムを豊富に含むASRゲルはピンクに着色することを利用して、ASRゲルの有無およびカルシウム量の多少を確認できる。本論文は、このゲルステイン法のコンクリートのASR劣化簡易判定試験法としての有効性を検証するとともに、その着色状況からASRの進行程度の概略が推定できる可能性を検討することを目的としたものである。なお本稿の写真は(株)M・T技研のHPにカラーで掲載致します。

2. 実験概要

本実験において用いた反応性骨材は焼成フリント（以下CF）である。反応性骨材含有モルタル供試体（φ50×100mm）の破断面におけるASRゲルの着色状況とモルタルの膨張過程の関係を追跡するために、JIS A1146「骨材のアルカリシリカ反応性 試験方法（モルタルバー法）」に準じ、膨張量を測定すると同時に、供試体の破断面にゲルステイン法を適用した。破断面内の着色状況の観察はデジタルマイクروسコープ（5倍～50倍）を用いて行なった。なお本試験では、NaOHとKOHによってアルカリ量の調整を行った（表1）。またASRが発生していると思われる実際の構造物から採取したコアを用いて、ゲルステイン法の有用性を検討した。

表1 試験体の種類等について

	膨張量測定 供試体	破断面観察 供試体	焼成フリント 置換率	アルカリ量	測定材齢			
					3日	6日	9日	15日
KOH添加供試体	40×40×160 2本	φ50×100 2本	20%	1.8% (等価K ₂ O)	3日	6日	9日	15日
NaOH添加供試体	40×40×160 2本	φ50×100 2本	20%	1.2% (等価Na ₂ O)	3日	6日	9日	15日

3. 結果および考察

(1)モルタルの膨張挙動と着色

図-1はCFモルタルの膨張曲線を示したものである。この図より、NaOH添加供試体、KOH添加供試体ともに、材齢3日から膨張が顕著に増大し、15日以降は収束する傾向を示すことが分かる。

写真1に示すように、NaOHおよびKOH添加供試体ともに、材齢3日において骨材粒子中のひび割れの一部に黄色の着色が認められた。その後、材齢とともに黄色に着色した部分の面積は大きくなった。また材齢9日からいくつかの骨材粒子においてピンクに着色した部分が認められ、材齢15日ではほとんどの骨材粒子がピンクに着色した。骨材内のひび割れに黄色の着色が見られる材齢3日頃から、モルタルの膨張が開始し、さ

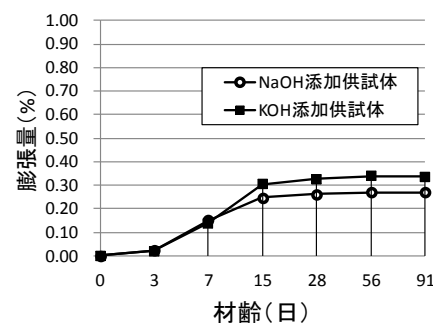


図1 CFモルタルの膨張挙動

キーワード：検査技術・診断，技術開発，アルカリシリカ反応

連絡先：福井県鯖江市二丁掛町7-6 TEL：0778-62-7220 FAX：0778-62-7221

らに材齢の進行とともに徐々に黄色に着色する骨材粒子は多くなり、大半の骨材粒子やセメントペースト中の気泡内のゲルに明瞭な黄色の着色が見られるようになった。さらに、膨張が収束する材齢15日においては、大半の骨材粒子がピンクに着色した。

(2) ASR劣化構造物からのコンクリートコアの着色

ASRを生じていると思われる実際の構造物より採取したコアのなかで、特徴的な着色を示した2例を取り上げる。1つは粗骨材粒子に近い部分は黄色に着色し、その周辺にある程度の広がりをもった黄色または明瞭なピンクの着色域があるもの(写真2上)、もう1つの例は粗骨材粒子の周縁は黄色に着色し、中心部にピンクの着色域があるもの(写真2下)である。これら2例に共通する特徴は、広範囲にわたって濃淡様々のピンクの着色域が見られたことである。

前者については、吸水により粘性が低下したASRゲルが骨材から周囲のモルタル部分に流出し、移動する過程でカルシウムを取り込んでいったということが着色状況から推察できる。また後者の例における着色状況からは、粗骨材粒子の周囲に広がったASRゲルを通じて、骨材内部のASRゲル中にカルシウムが浸入したと推察される。この結果は、一般に言われているように、骨材内部で生成されるゲルに、時間とともに外部よりカルシウムが浸入するという実験結果とも矛盾しない。なお、両者の共通の特徴である広範囲のピンクの着色域については、コンクリートコアを採取したいずれの構造物も建設後相当年数(約30年)を経ていることから、ASRゲルの粘性が低下して、ゲルが生成位置から広範囲に移動したこと示していると推察できる。

前述のモルタルの着色状況と膨張挙動との関係を考慮にいと、これらのコンクリートコア断面の着色状況から、これらのコンクリートコアを採取した構造物の膨張は終局段階に達しているか、またはそれに近い段階にあると予測される。

4. まとめ

ゲルステイン法を適用したモルタルおよびコンクリートコアにおける着色および膨張試験から以下に示す結果が得られた。

- (1) ゲルステイン法を我が国のASR劣化コンクリートに有効に適用できる。さらにデジタルマイクロスコープを用いると、細骨材粒子にASR反応が生じている場合のように肉眼では着色の確認が困難なものにおいてもASRゲルの発生箇所、広がり状況およびカルシウムの存在の有無を容易に、かつ詳細に観察することが可能である。
- (2) CFモルタルを用いた膨張試験から、ASRゲルの生成から膨張開始、活発な膨張期間、その後膨張が収束に至る過程と着色状況の関連性が示された。
- (3) 本方法をASRが生じている実際の構造物から採取したコアに適用した結果から、構造物におけるASRの進行程度の概略が把握できることが確認された。

参考文献

- 1) George D. Guthrie, Jr. and J. William Carey: A Simple Environmentally Friendly, and Chemically Specific Method for the Identification and Evaluation of the Alkali-Silica Reaction, Cem. & Concr. Res., Vol.27, No.9. pp.1407-1417, 1997.

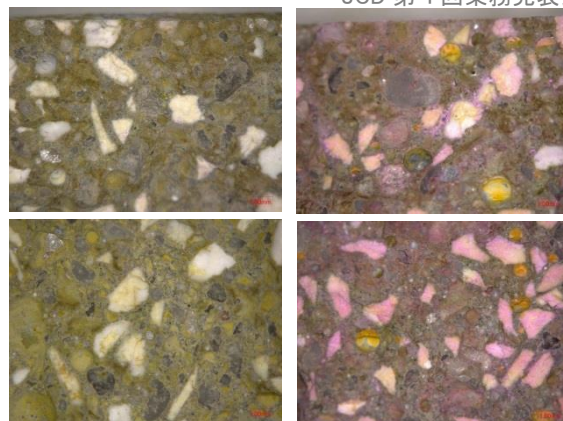


写真1 CFモルタルの着色状況

(左上:NaOH添加試料材齢3日、右上:NaOH添加試料材齢15日、左下:KOH添加試料材齢3日、右下:KOH添加試料材齢15日)

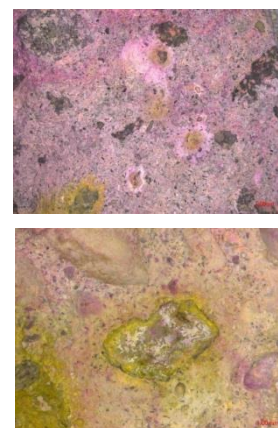


写真2 実際の構造物から採取したコンクリートコアの例

高知県における土木構造物の長寿命化事例

高知 高知県河川課 ○堤 貴司
高知 高知県高知土木事務所 宮地 稚奈

1. はじめに

笹子トンネル天井板崩落事故や木曾川大橋トラス斜材損傷事故等を契機とし、筆者も含め維持管理について切迫した不安を感じる技術者は多い。特に平成26年4月に社会資本整備審議会道路部会より「今すぐ本格的なメンテナンスに舵を切れ」と緊急かつ逼迫した提言がなされたことにより維持管理の重要性を地方自治体の施設管理者も認識させられ、本格的かつ積極的な維持管理の時代に突入した。高知県においても、県道において鋼部材の損傷によって通行止めを余儀なくされる事象が生じるなど、日々インフラ維持管理の責任を感じつつ、一方で地方の慢性的課題でもある予算的制約と向き合っている実情がある。

本論文では、特にそれら背景を踏まえた上で、現在の高知県における維持管理の取組みについて、筆者が関与した橋梁・ダムに焦点を当てて取り組みを紹介する。地方自治体の財政的な制約の中で重要構造物を選択し維持管理系事業の効果最大化を図り、また耐震対策等地域の抱える独自の重要課題について集中的に投資している点に着目し事例を取上げている。

2. 浦戸大橋補修・耐震工事

浦戸大橋は、高知市種崎~長浜を結ぶ特殊橋梁と取付橋梁を合わせた全長915.6mの橋梁である。県道春野赤岡線として供用されており、当該路線は高知市と南国市、土佐市の周辺主要市町村を結ぶ路線であり、かつ県の緊急輸送道路に指定されている、経済・防災の上で県内有数の重要路線の1つである。浦戸大橋の完成は昭和47年であり、平成28年時点で供用開始後44年経過している。



図-1 浦戸大橋平面写真



図-2 浦戸大橋側面全景

重要路線でありかつ、海洋環境という維持管理上厳しい立地条件にあることから、平成21年度より劣化調査を開始した。ドローン等調査機材が現在ほど普及していないときに画期的なリモコンヘリによる近接目視やサーモグラフィーによるコンクリートの浮き・剥離状況調査を行っている。結果、海洋環境下にある橋梁ということもあり、鉄筋の腐食やひび割れ等の劣化が多数発見されている。また、コア採取、塩分含有量試験、中性化試験等も実施しており、一部複合劣化等みられるものの、基準値以下であることを確認している。



図-3 サーモグラフィーによる調査結果

キーワード：リニューアル（維持管理・補修・補強・更新）

連絡先：高知県高知市丸ノ内1-2-20 TEL：088-823-9843 FAX：088-823-9129



図-4 確認された劣化状況写真

また、平成22年~23年度にかけて耐震補強検討を開始した。高知県の橋梁耐震化方針は、ステップ1（最優先）として、「緊急輸送路」について優先的に行うこととしており、浦戸大橋はその中で最初に着手した高知県橋梁耐震化におけるパイロット的事業といえる。耐震対策は、旧耐震基準で設計されたことを踏まえ現行基準を満足するよう、落橋防止装置、変位制限装置を設置するとともに、動的解析を行った。その結果橋脚・桁においてせん断耐力が不足するという結果が得られ、橋脚のRC巻立、桁全体に炭素繊維補強を行っている。

通常、耐震と維持管理の事業は区分されて実施することも多い。浦戸大橋では上記「補修（長寿命化対策）」「耐震補強」を同一工事で実施し、足場工、交通誘導員等の経費の2重化を防止し経済的に橋梁補修・耐震工事を実施している。

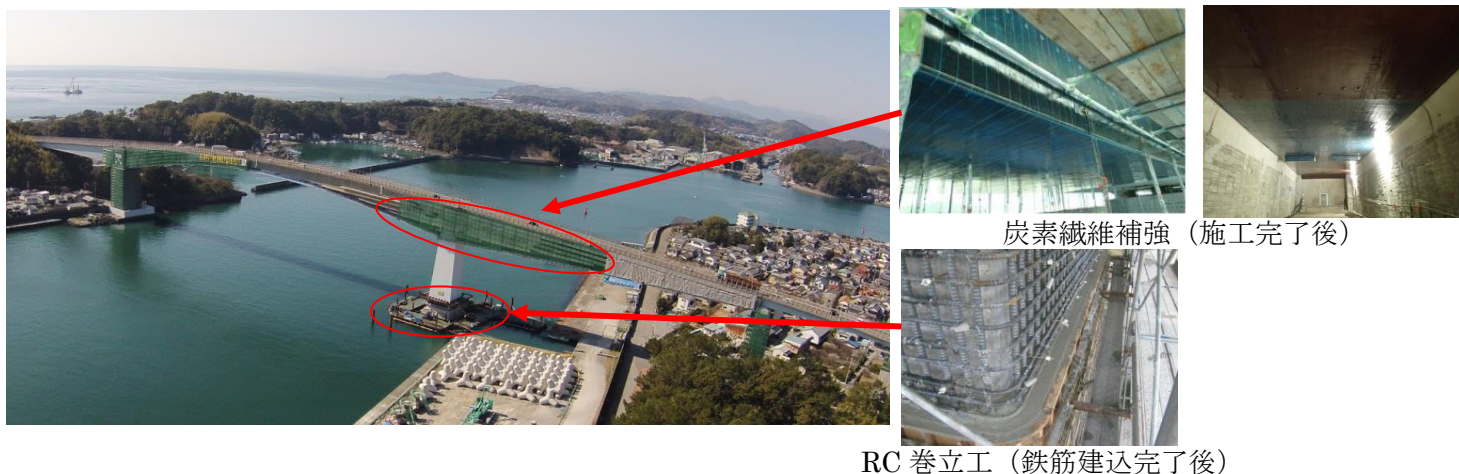


図-4 耐震補強状況

炭素繊維補強（施工完了後）

RC 巻立工（鉄筋建込完了後）

3. ダムの維持管理に関する取り組み

(1) 県管理ダムの概要

高知県の管理するダムは、県内に6基ある。ゲート操作を伴わないダム（一定以上の水位のときは自然越流となるダム、管理は比較的容易）が3基、ゲート操作を伴うダムが3基である。経過年数は永瀬ダム59年、続いて鏡ダムの49年であり、いずれも完成後50年程度経過しコンクリート構造物として老朽化が進行していると推定される。ダム高は永瀬ダム87mが1位、下流市町村の状況は、永瀬ダムは南国市等県東部主要市街地を抱えており、鏡ダムは県庁所在地である高知市を抱えている。これら状況を踏まえ、維持管理や耐震に関する取組みは永瀬ダム、鏡ダムについて重点的かつ先行させて実施している。



図-5 県管理ダム（左から永瀬ダム、鏡ダム、桐見ダム、坂本ダム）

(2) ダム総合点検

ダムの維持管理は、ダム完成より日常的に実施する「日常点検」、3年に一度程度実施する「定期検査」、地震・洪水前後の「異常時の点検」によって調査・点検を行い、必要に応じ補修等処置を行っていた。長期的・計画的な施設管理は、各施設管理者の取組意識や予算状況で差異が生じる状況にあったといえる。

平成25年度に「ダム総合点検実施要領・同解説（国土交通省水管理・国土保全局河川環境課）」（以下要領）が制定され、総合的かつ中長期的視点での点検・計画立案が明文化された。ダム総合点検では、ダムの日常点検記録や洪水記録等管理資料の整理、「堤体」「機械設備」「電気通信設備」等のパーツごとに調査・評価を行い、それらを維持管理計画にとりまとめる、人間に例えると「ドック」検診に位置づけられるものである。最大の利点は、維持管理計画の作成によって、現在までの事後保全型維持管理から、計画的かつ経済的な最適化した維持管理へと方針転換を行うことである（ダムの場合構造物規模や部材の重要度から、事後保全で対応するほうが効率的な場合も往々にしてありえるため、経済性を指標に維持管理を最適化することが重要と考えている）。本来竣工後30年を目安に取り組みと定められているが、早期着手による経済的効果の最大化を目指すため、高知県では全てのダムで取り組みを進めているところである。現在全6基で調査に着手しており、本体構造物調査について本年度全ダム完了予定、平成29年までに機械設備、電気通信設備、その他施設（法面・管理道等）の調査を完了し維持管理計画の策定を目指している。

(3) 点検結果概要

ダム総合点検によって、県内管理ダムのコンクリートの劣化について以下の4つを取り上げる。既に調査の完了したダムにおいて損傷状況に差異はあるものの共通して発生しているコンクリートの劣化であり、全国的にもダムのコンクリートに生じる極めてオーソドックスな劣化であると考えている。調査結果より、地域性を反映した劣化は特に生じておらず、また全般的な劣化損傷程度は相対評価ではあるものの、永瀬ダム・鏡ダムの50年近い年数が経過したダムも含め比較的健全と考えている。

① 監査廊内のコンクリートの劣化

ダム堤体内部に管理用に設置される監査廊は、ひび割れからのエフロ・錆汁の析出が散見される。劣化程度の差異はあるものの全ダムで発生している。要因は年間を通じ高湿度の環境で日常的に水分が供給される環境下であることが最大の要因である。ダムの監査廊で生じる標準的な劣化であり、全国的には析出したエフロによって鍾乳洞の様相を呈しているダムもある。



図-6 監査廊内のエフロ・錆汁の析出（左：永瀬ダム 右：鎌井谷ダム）

② 副堤、減勢工のコンクリートの摩耗

ダム直下流で放流水を減勢させ安全に河道に流すための減勢工や副堤は、高流速の流水の影響を受け表面の摩耗、骨材の露出が散見される。

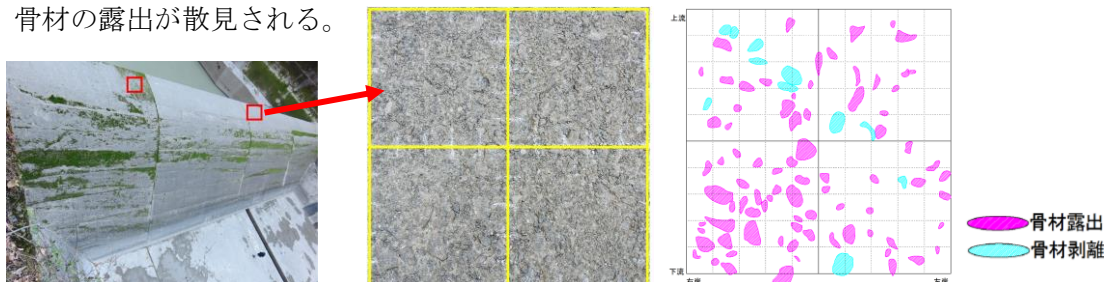


図-7 永瀬ダム副堤表面の摩耗状況

③ 堤体本体のひび割れ、漏水

ダム本体について、画像撮影や目視（ロープワーク等による調査）によって調査を行っている。上流側堤体は、貯水されているため水面以下の直接的な調査は不可能であったが、下流側堤体の調査と漏水量、揚圧力データの整理によって堤体の治水機能を評価している。下流側堤体の調査より全ダムでひび割れ、漏水等変状が生じていたが、早期の補修が必要となるような大規模な劣化を現時点で発見されおらず、健全~経過観察の範囲と考えている。なお、堤体の劣化状況は今後の維持管理を考慮しクラックマップ等にとりまとめ、劣化進行をモニタリングしていく。



図-8 堤体に生じた劣化（左2枚：鏡ダム 右2枚：永瀬ダム）

④ 高欄、門柱等

高欄や門柱等の部材に亀甲状・網目状のひび割れが生じるケースが多い。ひび割れパターン等からアルカリ骨材に代表される骨材起因の劣化や、凍害による劣化が懸念されており、永瀬ダムでは原因推定に向けた詳細調査を実施した。

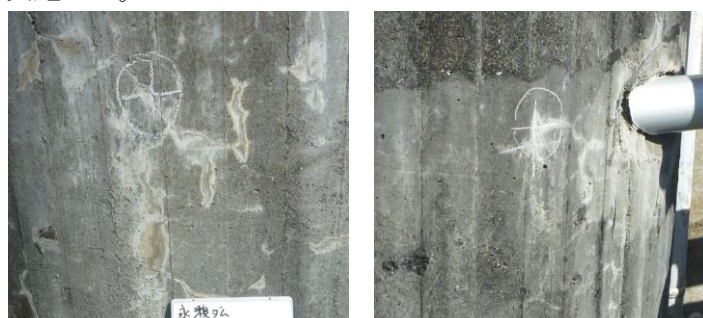


図-9 門柱に生じたひび割れ（永瀬ダム）

なお、各ダムにおいて経過年数や規模、ゲートの有無等を総合的に判断し、外壁コンクリートのコア採取・シュミットハンマーによるコンクリート強度の調査を実施している。現時点の結果として設計基準強度を下回るような強度は計測されておらず、中性化の進行も50年基準で鉄筋位置まで到達していないことを確認している。

(4) 詳細調査について

(3) で例示したダムに生じるコンクリートの劣化（=老朽化）現象は、例示したものの以外にも多岐にわたって生じている。他のインフラと同様に限られた予算の中で維持管理に取り組んでいくために、劣化・損傷への対応策（補修工事等）は部位の機能と重要度によって重み付けを行うことが必要である。要領においても各部材ごとに管理レベルを3段階に設定することが定められており、「貯水機能」「洪水調節機能」に関する部材については最も厳しいレベルでの管理が求められている。それらを踏まえ、現時点で前述2機能に影響を及ぼす劣化については優先的な補修を念頭に詳細調査を行っている。

詳細調査例として、永瀬ダムゲート基礎埋設部に発生しているひび割れについて、衝撃弾性波探査を行った事例を紹介する。調査結果から、堤体埋設部に生じたひび割れは、逆面まで貫通していることが判明した（図-11参照）。ひび割れは現時点でエフロによって閉塞されていると推定されているが、従前の応力伝達が行われているとは考えにくい。

そこで、ひび割れと配筋（図-12）の位置関係より、ひび割れ発生位置は配筋密度の変化点に発生していることが判明しているため、相対的な強度の相違と自重・ゲート操作時の荷重が施工時より50年程度継続して作用し続けた経年の応力によって生じたひび割れと推定している。安全性については、ひび割れは貫通しているものの埋設金具の上部でありピアのせん断破壊につながる可能性は低いため、緊急性は低いと考えている。ただしひび割れが下部に進展した場合、金具の腐食等に直結するため今後重点的な経過観察が必要と結論付けた。

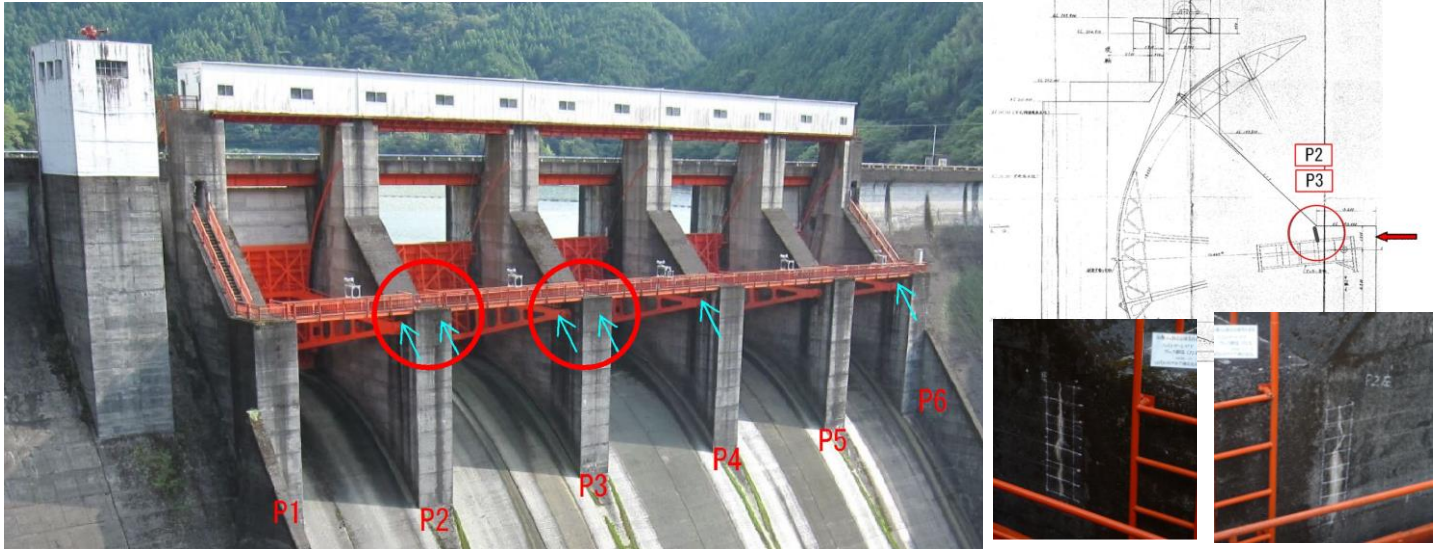


図-10 永瀬ダムゲート基礎埋設部のひび割れ状況

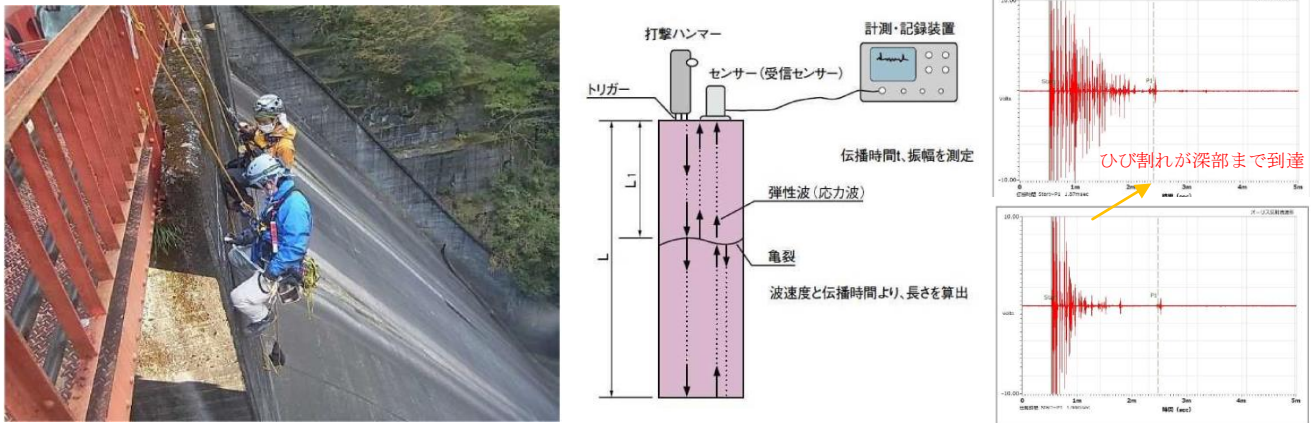


図-11 衝撃弾性波探査 概要・実施状況写真

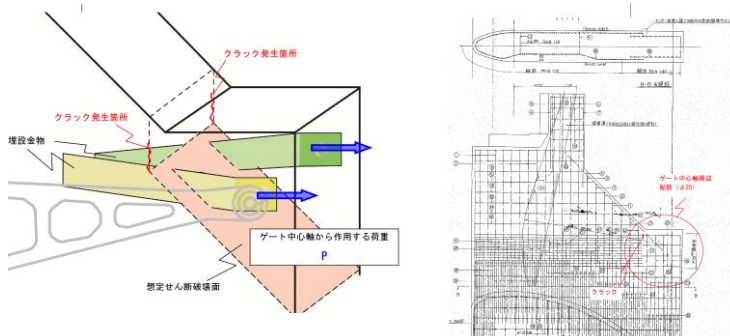


図-12 埋設金物と配筋・ひび割れ位置図

4. ダムの耐震性能照査について

浦戸大橋工事も踏まえ、構造物の長寿命化の中に耐震対策を組み合わせ、工事等の効率化を図ることが経済性から有効と考えている。そのため、現時点では別事業として動いている高知県で取組むダム耐震対策について紹介する。県管理ダムの耐震性能は、南海トラフ巨大地震への対策として、東日本大震災での藤沼ダム決壊事故等も踏まえて取組んでいるものである。

ダムの耐震性能照査は、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説」に準拠しつつ、東北地方太平洋沖地震の新たな知見を踏まえ、また学識経験者からも助言や評価を頂きながら実施している。具体には①ダムに作用する地震動の設定、②ダム本体の動的解析、損傷状況の評価、③関連構造物の照査、という流れで行う。平成24年度より、重要度の高い永瀬ダム、鏡ダムについて①、②によってダム本体の耐震性能照査を行い、安全を確認している。

①について永瀬・鏡ダムの地震動は、周辺の活断層や海溝型地震について文献調査等を行い、南海トラフ巨大地震（マグニチュード9.0）を設定し、震源からダムまでの距離と伝播する地盤等を考慮してダム地点の地震動を決定した。決定した地震動に対し、②としてモデル化したダム堤体を用いて動的照査を行い、両ダムとも上流側下部の一部でひび割れが生じるものの漏水等は生じず、貯水機能は維持されることを確認している。

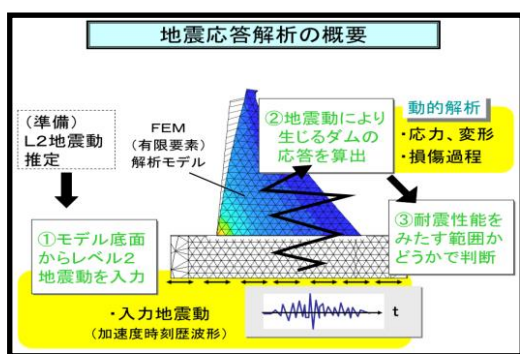


図-13 耐震解析模式図

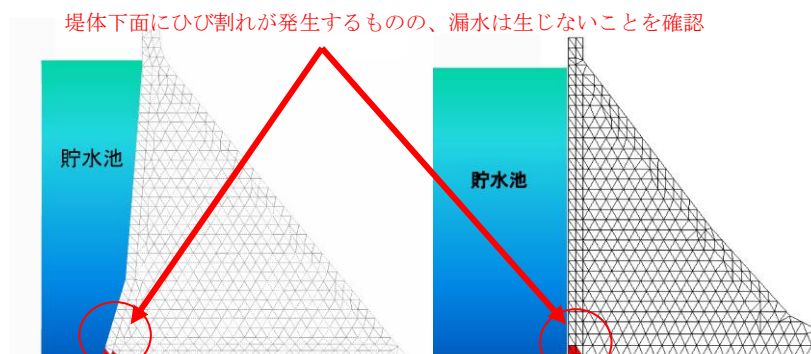


図-14 耐震性能照査結果（左：永瀬 右 鏡ダム）

今後、永瀬・鏡ダムについては関連構造物について照査を行い、耐震補強の必要性やその詳細について検討を行う予定であり、残る4ダムについても今後予算状況を鑑みつつも、積極的に耐震性能の確認を行っていく予定である。

5. おわりに

本稿にて高知県で重点的に取り組んでいる重要コンクリート構造物の長寿命化対策事業を2つ紹介した。

構造物の維持管理や長寿命化対策は、冒頭で記載したとおり施設管理者として避けられない喫緊の課題であり、今後も継続的・積極的に事業を推進する必要がある。特に本稿で取上げたダムは、今後作成した計画や照査結果から、必要に応じた対策工事を実施する段階に移行していくことから、今まで以上のスピード感を持って、官民一体となって取り組んでいく必要があると考えている。

末尾になったが、本稿作成にあたり資料提供頂いた関係機関の皆様にご礼申し上げます。本稿が同様の課題に取り組む施設管理者や民間企業の方々の一助になれば幸いです。

アルカリ骨材反応で損傷を受けた橋梁の紹介

鳥取 西谷技術コンサルタント株式会社 三嶋 弘彰

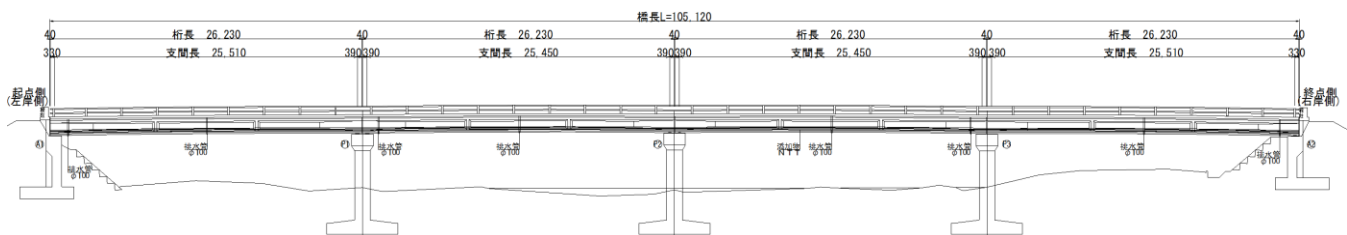
1. はじめに

今回紹介する橋梁は、昭和51年11月（1976年）に架設された4径間の道路橋で、竣工から40年経過している。当該橋梁に関しては、平成21年度の「橋梁定期点検」で下部工に損傷度「V」が確認されたため橋梁の補修詳細設計が発注された経緯がある。ちなみに平成21年度の「橋梁定期点検」で竣工後35年が経過していた。

当該橋梁で詳細変状調査および補修設計を行った後、補修工事の際に下部工のフーチング部分までコンクリート面を露出させて補修工事を行った。その際に、通常変状が確認しにくい水面下および土中部の下部工橋脚柱部やフーチング部分の変状が確認できたため、一事例として紹介する。

2. 橋梁の緒元

竣工年月日	昭和51年11月
径間数	4径間
橋長	105.1m
有効幅員	6.0m
上部工形式	P C 単純T桁
下部工形式	逆T式橋台、張出式橋脚



キーワード：アルカリ骨材反応

連絡先：鳥取県倉吉市八屋354-1 TEL：0858-26-2411 FAX：0858-26-5537

3. 詳細変状調査の結果

「橋梁定期点検」における損傷度「V」とは、幅：大、密度：蜜の状態であり「損傷が大きいため、対策検討する必要がある。」と評価されているものである。

当該橋梁下部工において、橋梁点検車等使用しチョーキングを行った結果以下ようになった。

ちなみに、チョーキングの色は、赤：幅1.0mm以上、白：幅0.2～1.0mm、黄：幅0.2mm未満である。

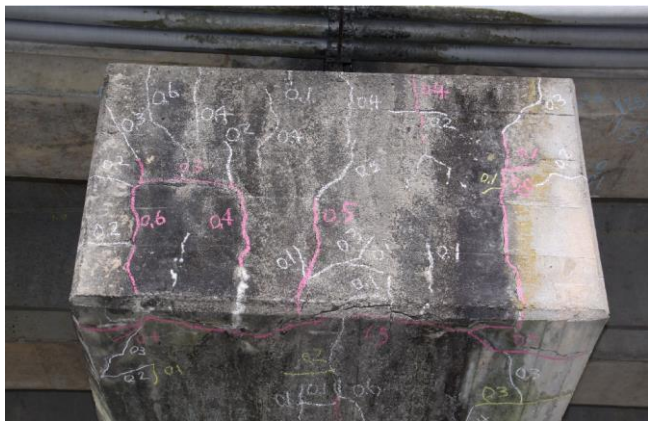
なお、当該報告は河川内にある代表的なP2橋脚にて行う。



P2橋脚 柱部分のひび割れ発生状況（右岸側）



P2橋脚 柱部分のひび割れ発生状況（左岸側）



P2橋脚 梁部分のひび割れ発生状況（下流側）



P2橋脚 梁部分のひび割れ発生状況（右岸側）



P2橋脚(上流側)



P2橋脚(A2側)



P2橋脚(A1側)



P2橋脚(下流側)

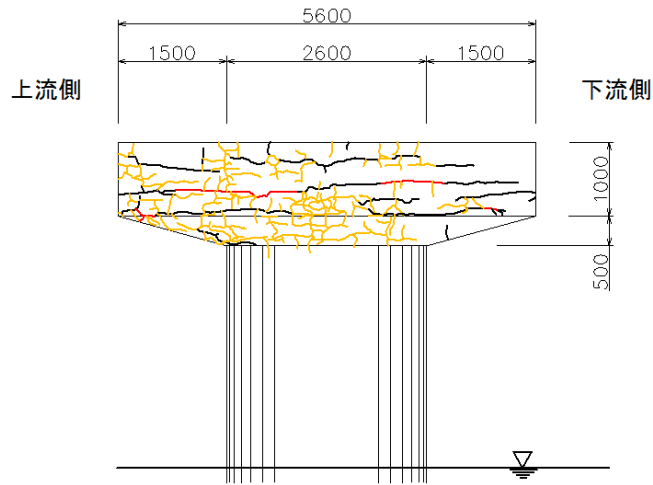
P2橋脚（全景）

上記損傷をひび割れ展開図として図化したものを次ページに示す。

P 2 橋脚ひび割れ展開図

S=1:50

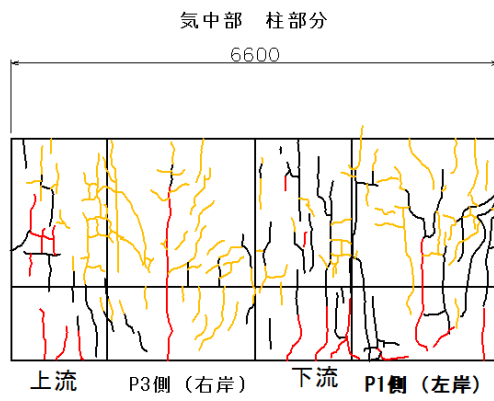
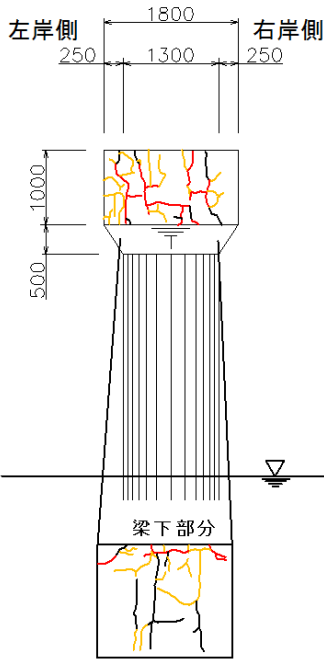
正面側
右岸側 梁部分



P2橋脚右岸側 数量		
黄	0.2mm以下	33.600 m
黒	0.2mm~1.0mm	15.400 m
赤	1.0mm以上	3.100 m

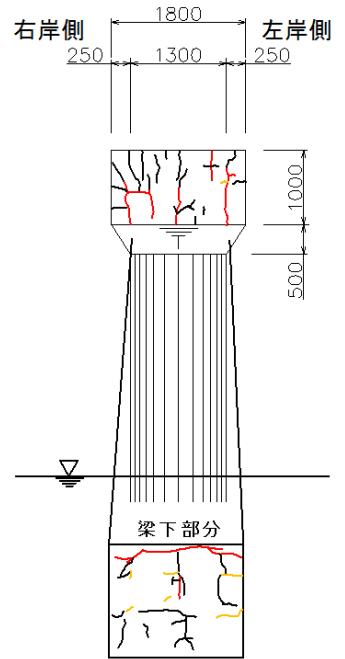
側面側
上流側 梁部分
梁下部分含む

側面側
下流側 梁部分
梁下部分含む

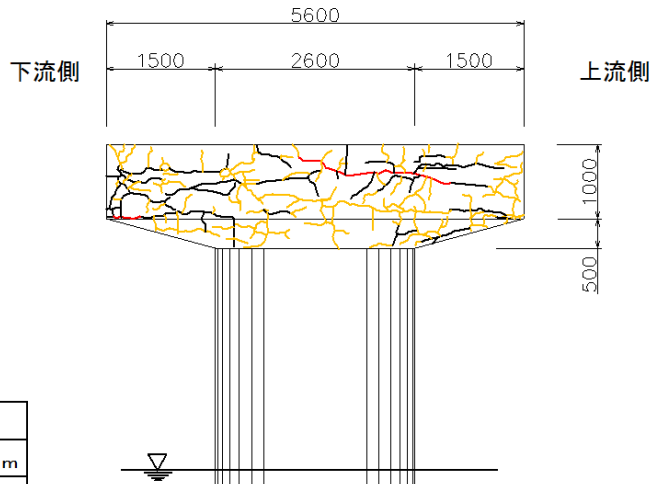


P2橋脚 数量		
黄	0.2mm以下	36.800 m
黒	0.2mm~1.0mm	29.500 m
赤	1.0mm以上	12.300 m

正面側
左岸側 梁部分



P2橋脚側面上流側 数量		
黄	0.2mm以下	9.600 m
黒	0.2mm~1.0mm	5.200 m
赤	1.0mm以上	5.700 m



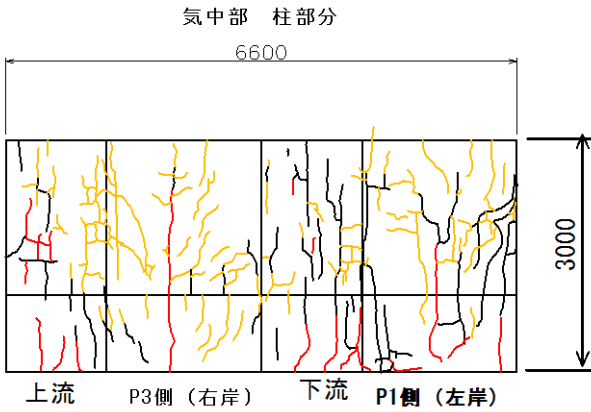
P2橋脚側面下流側 数量		
黄	0.2mm以下	1.300 m
黒	0.2mm~1.0mm	9.300 m
赤	1.0mm以上	5.500 m

P2橋脚左岸側 数量		
黄	0.2mm以下	30.300 m
黒	0.2mm~1.0mm	18.500 m
赤	1.0mm以上	2.600 m

3.1 ひび割れ延長の推定に関して

水中にあり、確認出来ない部分のひび割れ延長の推定を行った。推定は同じ部材である橋脚の気中部分のひび割れ密度を算出し、それを水中部分の柱部分の面積に適応させた。

P2橋脚 柱部分



P2橋脚 数量		
黄	0.2mm以下	36.800 m
黒	0.2mm~1.0mm	29.500 m
赤	1.0mm以上	12.300 m

P2橋脚 柱部分

ひび割れ調査結果(調査時)

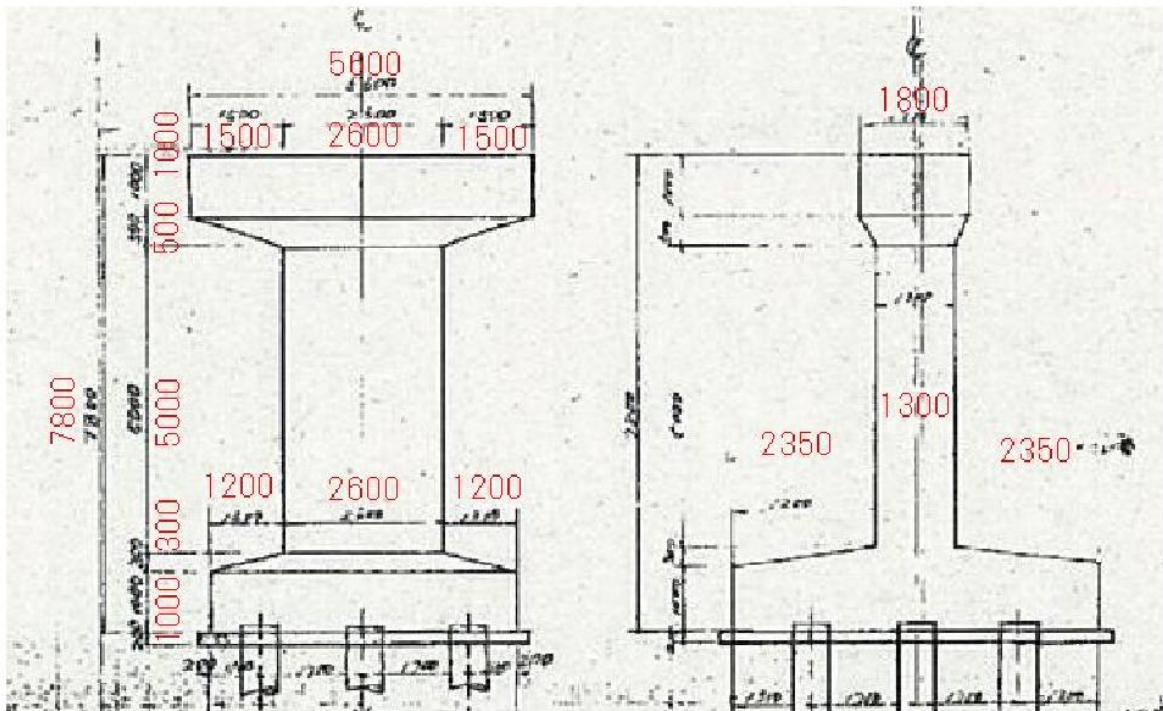
調査面積: 6.6m × 3.0m = 19.8m²

		ひび割れ密度 (m/m ²)	率(%)
調査面積		m ² 19.80	
ひび割れ幅	0.2mm未満	m 36.80	1.86 46.8
	0.2~1.0mm未満	m 29.50	1.49 37.6
	1.0mm以上	m 12.30	0.62 15.6
ひび割れ延長		78.60 m	100.0

未調査面積: 6.6m × 2.0m = 13.2m²

		ひび割れ密度 (m/m ²)	推定ひび割れ延長 (m)	率(%)
未調査面積		m ² 13.20		
ひび割れ幅	0.2mm未満	m 1.86	24.6	46.8
	0.2~1.0mm未満	m 1.49	19.7	37.6
	1.0mm以上	m 0.62	8.2	15.6
推定ひび割れ延長			52.40 m	

橋脚の高さは、竣工図より5.0mと想定し、計算を行った。



3.2 ひび割れ延長の比較（起工測量時）

調査時と起工測量時のひび割れ延長の比較を行う。なお、起工測量時は高圧洗浄による水洗いを行ったのち調査を行っている。また、調査時は0.2mm未満のひび割れまで確認しているが、起工測量時は、注入対象となる0.2mm以上のひび割れしか確認していない。

P2橋脚 梁部分

ひび割れ調査結果(調査時)

調査面積:24.0m²

		調査面積	ひび割れ密度 (m/m ²)	率(%)
調査面積		m ² 24.00		
ひび割れ幅	0.2mm未満	m 74.80	3.12	53.4
	0.2~1.0mm未満	m 48.40	2.02	34.5
	1.0mm以上	m 16.90	0.70	12.1
ひび割れ延長		140.10 m		100.0

ひび割れ調査結果(起工測量時)

調査面積:24.0m²

		調査面積	ひび割れ密度 (m/m ²)
調査面積		m ² 24.00	
ひび割れ幅	0.2mm以上	m 185.40	7.73
ひび割れ延長		185.40 m	

P2橋脚 柱部分

ひび割れ調査結果(調査時)

調査面積:6.6m×3.0m=19.8m²

		調査面積	ひび割れ密度 (m/m ²)	率(%)
調査面積		m ² 19.80		
ひび割れ幅	0.2mm未満	m 36.80	1.86	46.8
	0.2~1.0mm未満	m 29.50	1.49	37.6
	1.0mm以上	m 12.30	0.62	15.6
ひび割れ延長		78.60 m		100.0

ひび割れ調査結果(起工測量時)

調査面積:6.6m×3.0m=19.8m²

		調査面積	ひび割れ密度 (m/m ²)
調査面積		m ² 19.80	
ひび割れ幅	0.2mm以上	m 132.25	6.68
ひび割れ延長		132.25 m	

未調査面積:6.6m×2.0m=13.2m²

		ひび割れ密度 (m/m ²)	推定ひび割れ延長 (m)	率(%)
未調査面積		m ² 13.20		
ひび割れ幅	0.2mm未満	m 1.86	24.6	46.8
	0.2~1.0mm未満	m 1.49	19.7	37.6
	1.0mm以上	m 0.62	8.2	15.6
推定ひび割れ延長			52.40 m	

調査面積:6.6m×2.0m=13.2m²

		調査面積	ひび割れ密度 (m/m ²)
調査面積		m ² 13.20	
ひび割れ幅	0.2mm以上	m 54.00	4.09
ひび割れ延長		54.00 m	

P2橋脚 フーチング部分

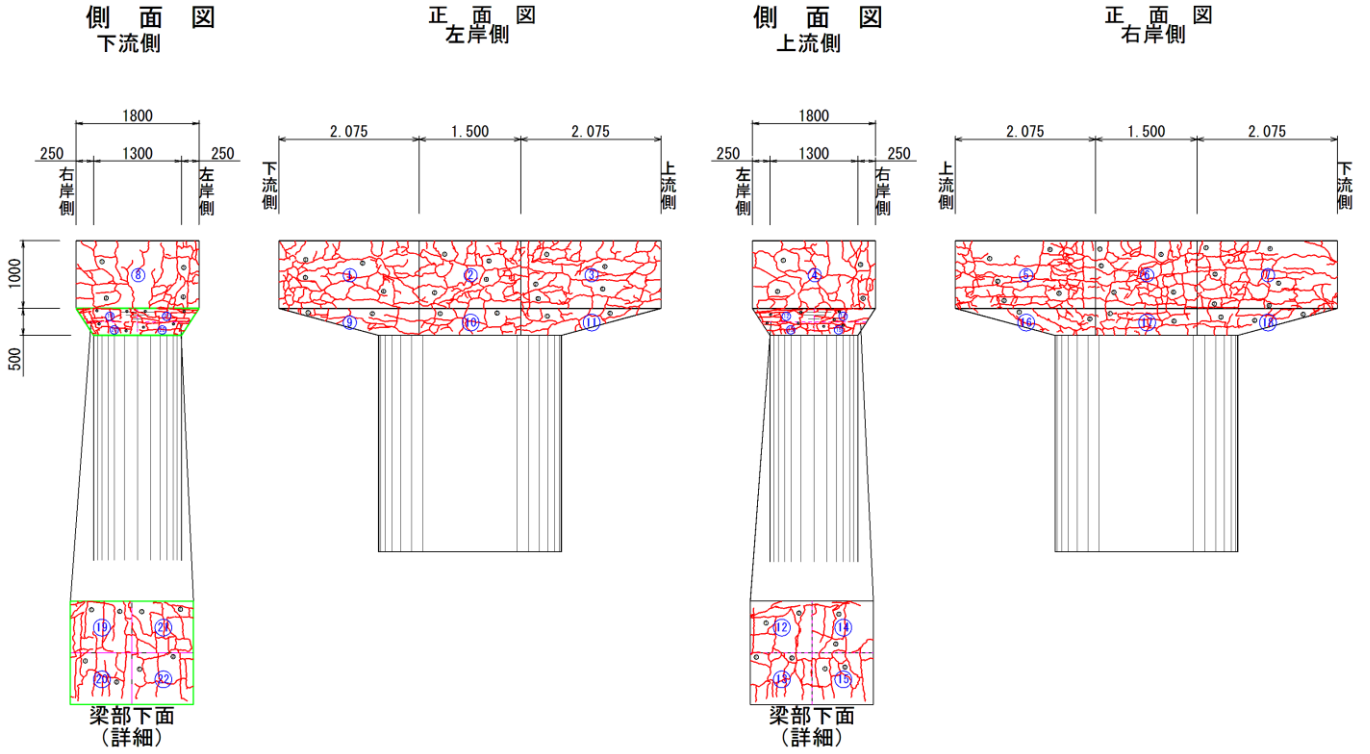
ひび割れ調査結果(起工測量時)

調査面積:26.6m²

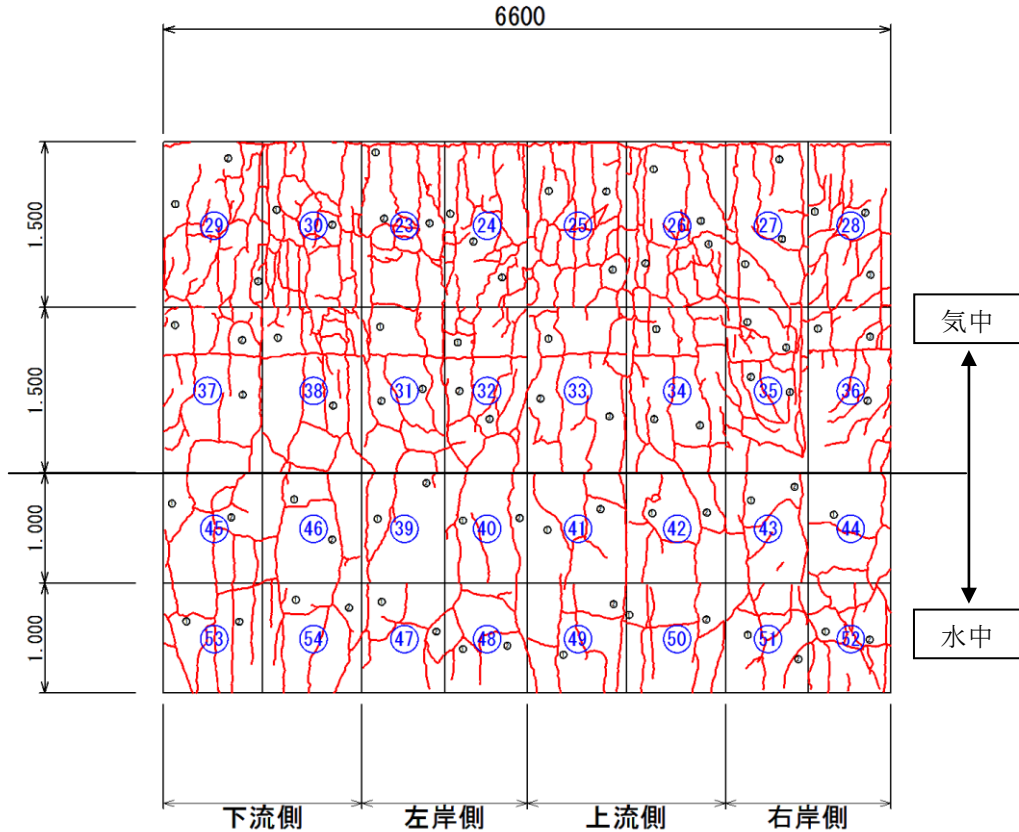
		調査面積	ひび割れ密度 (m/m ²)
調査面積		m ² 26.60	
ひび割れ幅	0.2mm以上	m 96.62	3.63
ひび割れ延長		96.62 m	

ここで、起工測量でのひび割れ発生状態を紹介する。

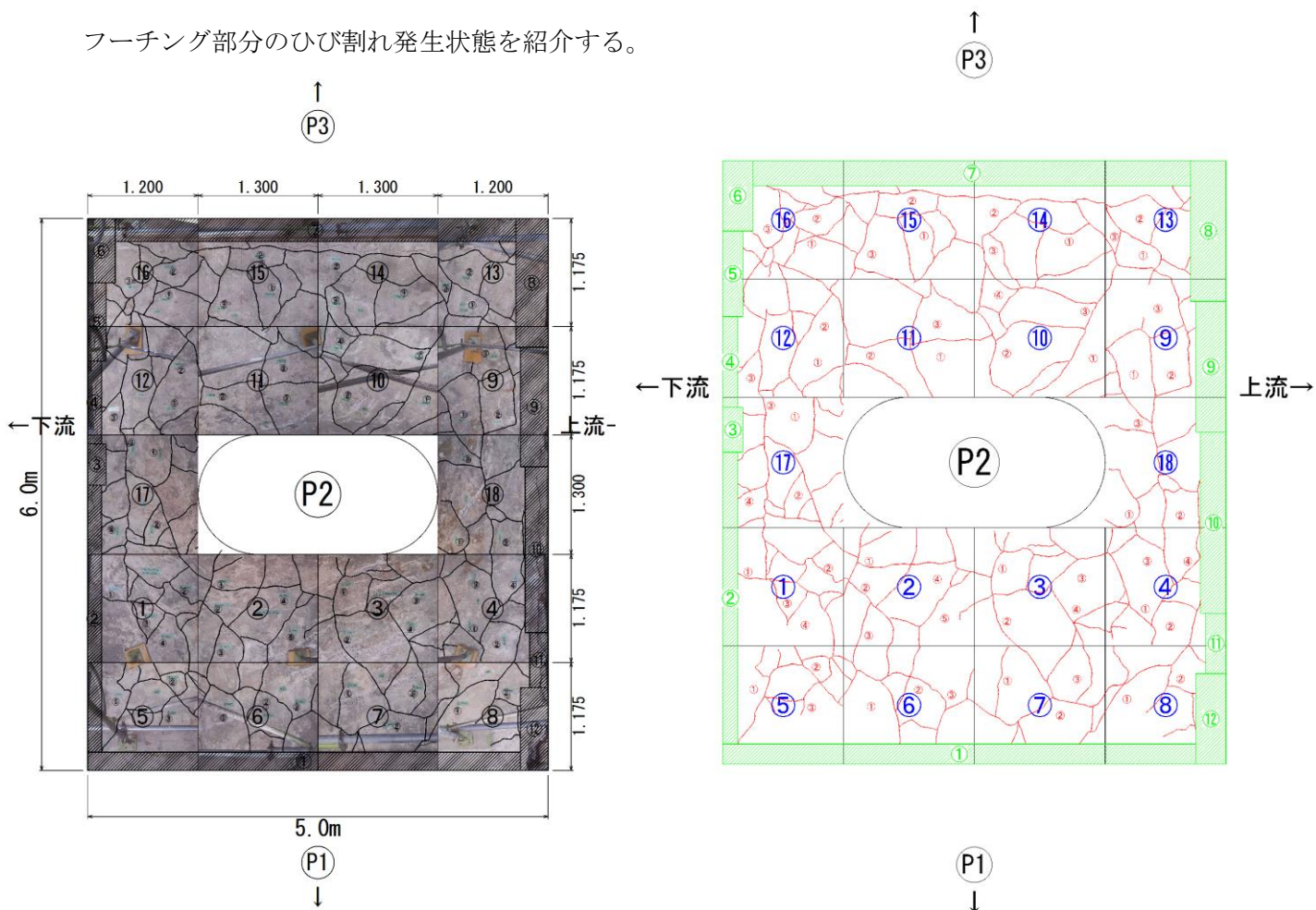
梁 部 分



橋脚部分



フーチング部分のひび割れ発生状態を紹介する。



P 2 橋脚 (P 3 側) 柱下及びフーチングの状況

3.3 ひび割れ延長の計測結果

P2橋脚に関して、調査時と起工測量時のひび割れ調査の結果をまとめると以下のようになった。

1) 梁部分

調査時での、幅0.2mm以上のひび割れ延長：65.3m（ひび割れ密度：2.72m/m²）

幅0.2mm未満も含めたひび割れ延長：140.1m（ひび割れ密度：5.84m/m²）

起工測量時の、幅0.2mm以上のひび割れ延長：185.4m（ひび割れ密度：7.73m/m²）

2) 柱部分（気中部分）

調査時での、幅0.2mm以上のひび割れ延長：41.8m（ひび割れ密度：2.11m/m²）

幅0.2mm未満も含めたひび割れ延長：78.6m（ひび割れ密度：3.97m/m²）

起工測量時の、幅0.2mm以上のひび割れ延長：132.25m（ひび割れ密度：6.68m/m²）

3) 柱部分（水中部分）

調査時での、幅0.2mm以上のひび割れ推定延長：27.9m（ひび割れ密度：2.11m/m²）

幅0.2mm未満も含めたひび割れ推定延長：52.4m（ひび割れ密度：3.97m/m²）

起工測量時の、幅0.2mm以上のひび割れ延長：54.0m（ひび割れ密度：4.09m/m²）

4) フーチング部分（水中部分）

起工測量時の、幅0.2mm以上のひび割れ延長：96.62m（ひび割れ密度：3.63m/m²）

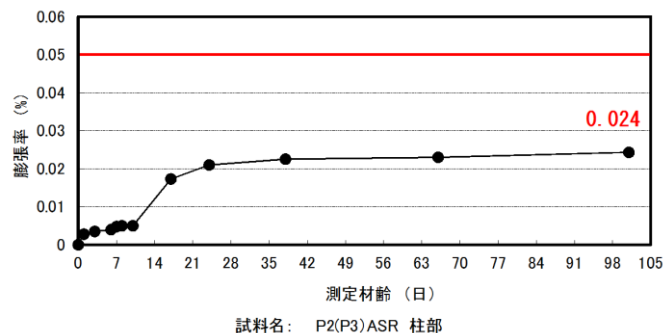
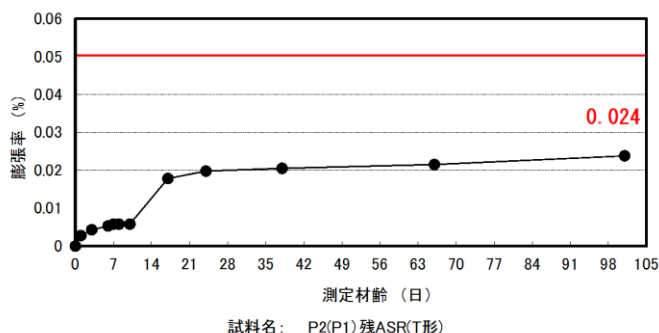
梁部分および柱部分（気中）のひび割れに関しては、調査時の0.2mm未満のひび割れや見落としていたひび割れが高圧洗浄により露わになったことによると思われる。

水中部分（柱の水中部、フーチング部）に関しては、起工測量時のひび割れ密度は柱、フーチングとも同様な数値（柱：4.09m/m²、フーチング：3.63m/m²）を示していた。また、調査時の推定ひび割れ延長（0.2mm未満含む）は、起工測量時のひび割れ延長と概ね同じであると思われる。（推定調査時：52.4m、起工測量時：54.0m）

3.4 残存膨張量試験の結果

参考までに調査時に梁部分と柱部分でコア採取を行い、残存膨張量試験を行った結果を以下に示す。

JCI-DD2法による試験を実施した結果、13週間で梁・柱部分とも0.024%の膨張量を示した。通常、13週間養生し、0.05%以上の膨張量を示すものを“有害”または“潜在的有害”と判断するが、今回の試験結果では0.05%以上の膨張量を示さなかったため、**有害ではない**と判断し、アルカリ骨材反応としては**収束傾向**を示していると考えられた。



4 まとめ

アルカリ骨材反応の損傷事例は、いろいろな書物などで紹介されており、アルカリ骨材反応による構造物の劣化はコンクリート中に含まれる反応性骨材やセメントに加え、供用される環境条件（温度や水分）によって左右されること。また、一般論としても土中や水中のような温度環境が一定な場所であれば、水分が多く供給されていてもひび割れがほとんど存在していないといわれている。

今回紹介した橋脚に関しては、調査時点で「気中部分にはひび割れが多いが、水中部分や土中部分の柱やフーチング部分には、ひび割れがそんなに発生していないだろう」と思っており、補修の数量を算出する目的で、気中部分のひび割れ密度を参考に、ひび割れ延長を推定していたが、思った以上のひび割れが確認された。

ひび割れ密度からいえば、調査時に柱部（気中部分）で確認した0.2mm未満も含めたひび割れ密度（3.97m/m²）と同等のひび割れ密度が水中部分（4.09m/m²）の柱およびフーチング部分（3.63m/m²）で確認された。また、起工測量の結果からは、梁部分（7.73m/m²）、柱部（気中部分：6.68m/m²）のひび割れ密度よりは少ないが、それでも水中部分の柱でひび割れ密度が4.09m/m²、フーチング部分でのひび割れ密度が3.63m/m²というのは、ひび割れ密度としてかなり大きいと思われた。

以上を踏まえて今後提案することは

1) 土中・水中部分の推定ひび割れ延長に関して

当該橋梁（橋脚）は特異な例かもしれないが、水中や土中でもかなりひび割れが発生している構造物が存在することが認められたため、設計にあたっては最低でも気中にある構造物のひび割れ密度を、水中や土中構造物に適用させ、推定ひび割れ延長を算出しないと、工事の際にひび割れ延長が2倍、3倍またはそれ以上に増え、ひび割れ注入だけで予算が足りなくなる恐れがある。

2) ひび割れ延長の算出への精度向上に関して

調査時に構造物全体に対しての高圧洗浄だけではなく、代表的な部分でディスクサンダー等による表面処理を行い、単位面積での目視、高圧洗浄時および表面処理のひび割れ延長の発生比率を算出し換算することも、ひび割れ延長算出の精度を上げる観点からも重要であり、今後のひび割れ調査において提案していきたいと思うところです。

5 おわりに

実構造物に発生しているアルカリ骨材反応による劣化に関しては、まだ不明な点も多いため、今後の研究の参考に紹介させていただいた事例ですが、調査当初の着目点や調査方法など、工夫するような事柄もまだまだあったと思うところです。（調査時点と起工測量時でのひび割れ延長の差等）

そのようなことも含め、今後、コンクリート診断士として技術を持って社会貢献できるよう、いろいろな事例を体験し知識を身につけていきたいと思っております。

最後に、施工時のデータを提供して下さった補修会社の方々に、厚く御礼を申し上げます。

1 DAY PAVEコンクリート舗装工事施工報告 ひび割れ発生の原因推定と抑制方法

静岡コンクリート診断士会 静和工業株式会社 ○望月 元一

大東コンクリートヒダ興業株式会社 廣島明男

1.はじめに

本コンクリート舗装の施工は、コンクリート舗装幅4.0m、延長120m、厚さ15cmを道路勾配が15%から19%と急な箇所での工事である。コンクリート舗装は、アスファルト舗装に比べ耐久性は高いが、施工後、交通解放までに時間を要することから新設道路やトンネル工事に採用されていた。施工箇所の静岡市春日1・3丁目地域は住宅街で生活幹線道路での道路改良工事である。今回施工したコンクリート舗装は、道路利用者への影響を削減できる早期開放型のコンクリート舗装（以下IDAY PAVE）であり、静岡市内の公共工事として初めて施工された工事であった。早期開放型のため低水セメント比でセメント量が多く傾斜によるダレに起因するひび割れ防止のためスランプも小さく計画されていた。又、コンクリート舗装版は断面の厚さが15cmと小さく、コンクリートの表面積が広いので打設後の水分の蒸発速度が速く収縮ひび割れが発生しやすくなる。コンクリート舗装版には、内部が表面部の乾燥収縮を拘束し、比較的初期の段階から表面部に乾燥収縮ひび割れが発生すると考えられる。これら要因で発生するひび割れをいかに抑制するかが課題であったが同じ打設方法や養生方法でもひび割れの発生率が異なることが問題であった。以下に計画時の「コンクリート配合の決定」、施工時の「打設の環境によるひび割れ発生原因の推定」及び「柵周りひび割れ抑制対策の試験施工」の3つに分けて報告する。

2.「コンクリート配合の決定」試験練り計画

試験方法は、容量50リットルの強制二軸ミキサを用い、1バッチの練り混ぜ量を40リットルにて実施した。混和剤は高性能AE減水剤標準形、セメントは早強ポルトランドセメントを使用し、曲げ強度 4.5N/mm^2 、目標スランプ10cm、目標空気量5.0%を設定した。施工箇所の道路勾配が急であることを考慮し、運搬、打ち込み、締固めに適合しダレ防止の範囲内でできるだけスランプの小さい10cmを設定し、フロー管理からスランプ管理とした。水セメント比の設定は、過去に施工した実績値を下にコンクリートの所要の強度、耐久性及び水密性から必要となる水セメント比40%、32.5%、30.0%を提案して試験練りを行った。

（1）経験値からの検証

過去に施工した4生コンクリート工場の経験値を下に作成された、「W/C別 曲げ強度と平均気温の関係グラフ」と「工場別 曲げ強度と平均気温の関係グラフ」により、施工時の平均気温と水セメント比から曲げ強度の発現状態を検証した。工場別グラフより、水セメント比35%については、同じ水セメント比でも骨材の種類、表面性状により曲げ強度に差があることが推察できる。今回試験練りに使用した砕石材料を考慮すれば経験値から材齢1日基準値 3.5N/mm^2 以上を満足すると推察される。

又、水セメント比32.5%では、水セメント比35.0%より曲げ強度が大きい値を得ることが「W/C別グラフ」より確認できる。（資料：図-1「W/C別 曲げ強度と平均気温の関係グラフ」と図-2「工場別 曲げ強度と平均気温の関係グラフ」参照）

川砂利25mm
砕石 20mm

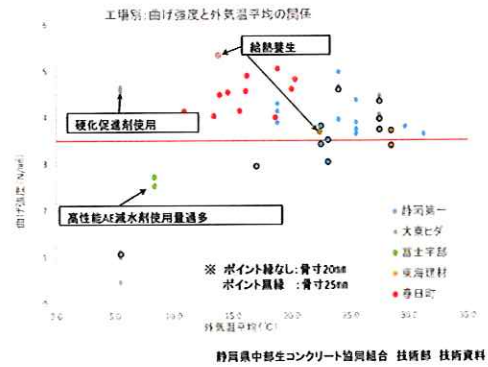
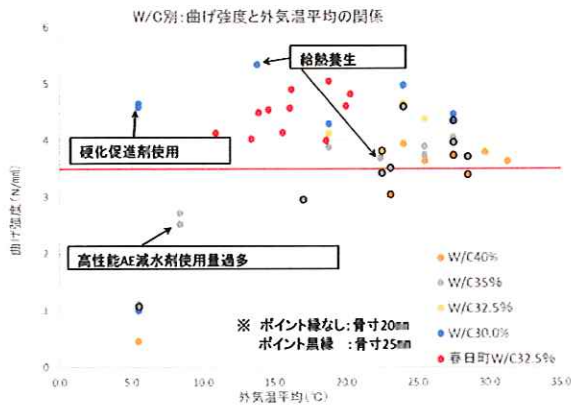


図-1 「W/C別曲げ強度と平均気温の関係グラフ」

図-2「工場別曲げ強度と平均気温の関係グラフ」

(2) 配合の決定

交通開放時期の曲げ強度については、舗装施工便覧より設計基準曲げ強度が4.4Mpa未満の場合は、現場養生を行った供試体の曲げ強度が3.5Mpa以上を必要とする規定を採用する。曲げ試験結果及び経験値グラフの検証より、水セメント比35.0%の場合施工予定時期11月の平均気温15℃から20℃では材齢1日曲げ強度基準値3.5N/mm²以上を満足すると推察された。しかし、施工時期が12月の外気温15℃未満の外気温での施工も考えられる。又、生活要求条件から翌日に開放して強度、耐久性を確保するなどのことを考慮して水セメント比32.5%の配合を決定した。又、平均気温の変動による曲げ強度の発現を確認するため、コンクリート打設日毎に生コンクリート工場にて試料を採取し曲げ強度を確認記録した。さらに打設時期が延びて平均気温の変動により曲げ強度の低下が予測される場合には、温度低下に対応して強度を確保する水セメント比30.0% (試験練り済) の採用を協議することを決定した。(資料：表-1試験練り記録表)

表-1 試験練り記録表

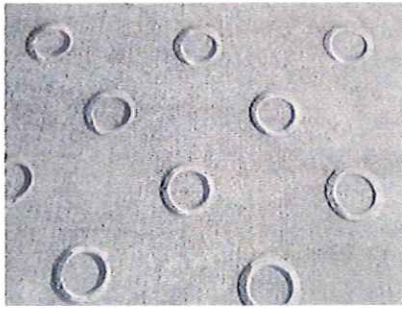
採取日	試験日	材令(日)	曲げ強度	平均値	養生方法	水セメント比
8月25日	8月26日	1	1.07	3.94	気中養生	W/C40.0%
		1	3.96			
		1	3.3			
8月25日	8月26日	1	4.32	4.65	気中養生	W/C32.5% 決定配合
		1	4.8			
		1	4.53			
8月25日	8月26日	1	5.12	4.97	気中養生	W/C30.0%
		1	4.89			
		1	4.91			

※試験練り配合は、標準配合とし曲げ4.5-10-20(HD高性能AE減水剤(IDMPAVE)W/C40.0%、32.5%、30.0%とした。

3.ひび割れの調査、原因推定

(1) 外観目視調査

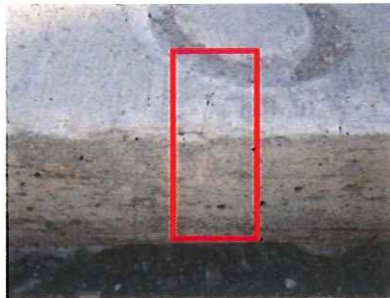
③ブロックコンクリートの打設は、平成27年11月12日でありひび割れの発生が確認されたのは施工翌日の平成27年11月13日である。ひび割れは、③ブロック表面のすべり止め凹凸リング形状と形状を結ぶ放射状の表面ひび割れである。ひび割れ幅は、0.05mm以下(写真NO.1)が殆どである。又、一部で0.20mmから最大で0.45mmを確認した。ひび割れの長さは、概ね30cm以下で中央縦継目に入ったひび割れを確認したところ、貫通ひび割れでなく極表面に発生しているひび割れであることを目視にて確認した(写真NO.3)。最大ひび割れ0.45mmにワイヤーを挿入し確認したところ、貫通していないことを確認した。又、マンホール周りには0.05mm以下の極表面のひび割れが等間隔に発生していることを確認した(拘束ひび割れマンホール周り、樹周り写真NO.2参照)。



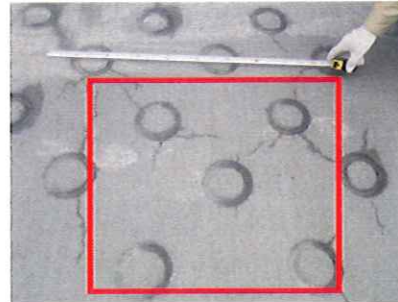
コンクリート舗装面



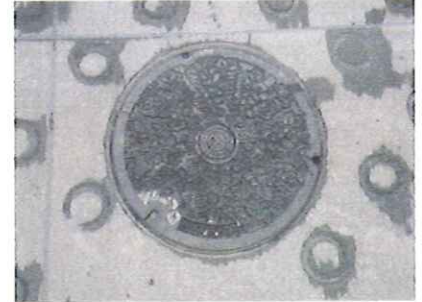
写真NO1 ひび割れ幅0.05mm



写真NO.3 舗装中央縦継目 表面ひび割れ



表面ひび割れ状況



写真NO2マンホール周囲

(2) 原因推定 (調査、補修、補強指針より)

発生したひび割れの原因の推定を「コンクリートの調査、補修、補強指針2013」に準じて行い判定した後、補修方法を決定した。その結果を以下に報告する。

(i) 原因のおおよその判別は、(A) 材料のコンクリートの乾燥収縮、コンクリートの自己収縮、と (B) 施工の初期養生中の急激な乾燥であると判別した。

(ii) パターンの分類は、(A)材料のコンクリートの自己収縮については、一般的に特殊コンクリート (高強度) に生じる変状であると分類した。

(iii) 変形の種類による分類では、(A) 材料のコンクリートの乾燥収縮、とコンクリートの自己収縮であると分類した。

(iv) その他の分類として、(A) 材料のコンクリートの乾燥収縮、とコンクリートの自己収縮であると分類した。これら結果より、コンクリートの乾燥収縮と自己収縮、初期養生中の急激な乾燥がひび割れの要因と推察される。

又、「標準調査に基づく原因推定」に基づいた評価判定は、評価 I の温度ひび割れや乾燥ひび割れなど、打ち込みから数年の間に収束すると考えられるひび割れを対象とした評価と判定した。

発生したひび割れは、安全性能、使用性能、耐久性能には影響ないが、将来的には道路構造物であり予防保全として工事完成前にひび割れ幅0.3mm以上のひび割れについての補修をひび割れ浸透注入工法にて行うと判断した。

(3) 課題及び問題点

・コンクリート表面積が広いので水分の蒸発速度が速く、乾燥収縮ひび割れが発生する。又、内部の自己収縮が表面部を拘束し、初期の段階から表面部にひび割れが発生することを上記原因推定から判定したが、これら要因で発生するひび割れを抑制することが課題であった。しかし、なぜ同じ打設方法や養生方法でも打設日毎にひび割れの発生率が異なるのかが疑問であった。

そこで、次のような打設環境によるひび割れの発生原因と発生率に着目した。

4. 「打設の環境によるひび割れ発生原因の推定」

(1) 平均風速と養生時間の関係

標準調査結果より、ひび割れの発生原因が施工日の日射や天候、外気温度、湿度、風、養生開始完了時間の影響があるのではないかと考え、11ブロック打設日毎の施工時間帯の平均外気温度、湿度、平均風速と風向、養生開始完了時間、ひび割れ発生率を下記の表-3のようにまとめた。

表-3 外気温度、湿度と風の影響によるひび割れ発生率

打設日	打設時外気温度	養生時平均外気温度	湿度(%)	平均風速	風向	ひび割れ寸法(m)	ひび割れ面積(m ²)	ブロック面積(m ²)	ひび割れ発生率(%)	養生開始時間
①	11月7日 18℃	18.1℃	40	1.8m/s	北東	—	0.00	49.00	0.00	PM4~5時
②	11月6日 22℃	17.1℃	38	1.2m/s	南	—	0.00	49.00	0.00	PM4~5時
③	11月12日 19℃	15.5℃	43	2.6m/s	北東	0.05~0.45	17.10	76.00	22.50	PM4~5時
④	11月16日 16℃	18.4℃	46	1.4m/s	北西	0.05	10.25	78.00	13.14	PM2~3時
⑤	11月25日 14℃	12.9℃	58	4.0m/s	東北東	0.05	3.25	75.00	4.33	PM2~3時
⑥	11月21日 16℃	16.3℃	48	1.3m/s	南	0.05	2.75	74.00	3.71	PM2~3時
⑦	12月1日 11℃	11.6℃	37	1.3m/s	南東	0.05	5.00	67.00	7.46	PM2~3時
⑧	12月5日 18℃	12.0℃	24	3.1m/s	西南西	0.05	16.20	74.00	21.89	PM4~5時
⑨	12月10日 13℃	12.5℃	52	1.3m/s	北西	0.45	1.00	100.00	1.00	PM2~3時
⑩	12月19日 13℃	8.7℃	32	1.3m/s	南西	0.05	19.50	75.00	26.00	PM4~5時
⑪	12月15日 14℃	14.0℃	55	1.5m/s	南南西	0.05	3.00	95.00	3.15	PM2~3時

※但し、養生時平均外気温度、湿度、平均風速、風向は、静岡地方気象台による静岡地区観測データによる。

上記表-3より、ひび割れの発生率が20%以上である③、⑧、⑩スパンは平均風速が概ね大きく、最低湿度50%以下の日に施工していた。これは湿度が低く季節風が施工時に直接舗装表面に影響し、しかも養生開始時間が遅れたことが原因と推察される。又⑤スパンについては、平均風速4.0m/sと非常に強い風が吹いたにも関わらず東北東の風が建築物により抑制され且つ、最小湿度が58%と高く、打設後養生開始時間が早い時間帯で適切に行われたことでコンクリート表面が覆われひび割れの発生率を抑制できたと推察される。

(2) 湿度の状態と風の強さ：打設環境とひび割れ発生率

ひび割れの発生率が10%以下の⑥、⑨、⑪3つのスパンは最低湿度が50%程度且つ平均風速1.5m/s以下で養生開始時刻は2時から3時に施工していた。ひび割れの発生は、湿度及び平均風速が影響していると考え。又、コンクリート養生中のコンクリート内部と外部の乾燥収縮変化量を少なくするため、湿潤状態と風の強さを考慮した早い時期での風対策は乾燥ひび割れの抑制を裏付ける。(表-3、図-3参照する)

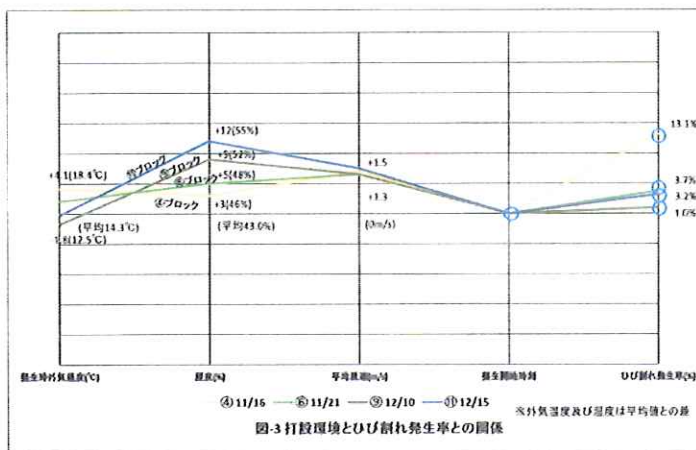


図-3 打設環境とひび割れ発生率との関係

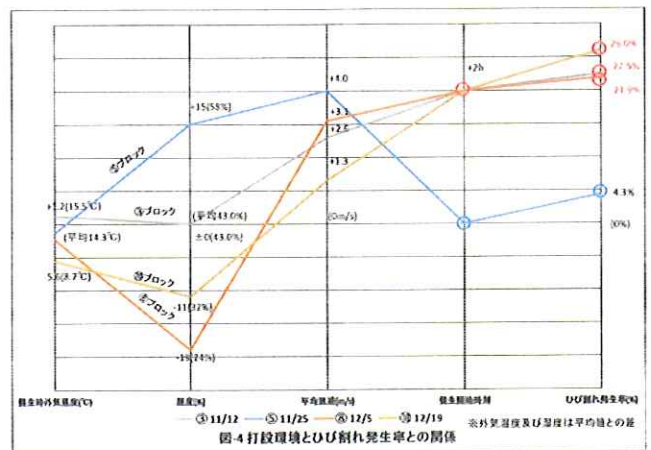


図-4 打設環境とひび割れ発生率との関係

(3) 養生開始完了時間：打設環境とひび割れ発生率)

ひび割れの発生率が20%以上の③、⑧、⑩3つのスパンが養生時間午後4時から5時と打設後2時間以上経過した時期に施工していた。⑤スパンでは打設終了後、速やかにシート養生を実施することでコンクリート表面の水分の逸水と表面乾燥を防ぎ、養生を早期実施することでひび割れ発生率が10%以下であることを確認した。養生開始完了時間が影響していると考え。(表-3、図-4参照する)

5. 「樹周りひび割れ抑制対策の試験施工」ひび割れ抑制計画

(1) ひび割れ抑制対策工法

風の影響や養生開始完了時間の他にひび割れ発生率10%以下のスパンでもマンホールや樹の周りでひび割れが発生していることから、マンホールや集水樹、道路幅員の変化に伴う拘束が影響しているのではないかと考え、ひび割れの発生を抑制する目的で、ひび割れ抑制補助工法を試験的に樹周りで実施してひび割れの発生状況を検証した。

当初設計では、コンクリート舗装版に用いる鉄網は、6mmの150mm×150mm組立棒鋼を舗装天端より1/2の位置に配置する計画であった。又、縁部の補強鉄筋としては、径13mmの異形棒鋼3本を鉄網に結束する。マンホール周りには径13mmの異形棒鋼を円形に加工して補強配筋した。

1) 樹周りひび割れ抑制対策工法の提案

③、⑤、⑦、⑩スパン樹周りにて、下記AからDのひび割れ抑制対策工法を実施した。

A 当初設計の150mm×150mm鉄網設置

B 当初設計の150mm×150mm鉄網設置

+ハイパーネット上面設置：③スパン

+100mm×100mm鉄網設置：⑤スパン



C 100mm×100mm鉄網設置

D 当初設計の150mm×150mm鉄網設置

+ハイパーネット上面設置：⑦スパン

+スチールファイバー：⑩スパン



(2) ひび割れ抑制結果

ひび割れ抑制補助工法の実施によるひび割れの発生状況を下記の表-4に記載する。

表-4 ひび割れ抑制工法実施記録表

番号	スパン番号	拘束ひび割れ抑制補助工法	拘束ひび割れ発生状況	ひび割れ寸法	発生率	効果
1	③スパン	150mm×150mm+ハイパーネット	集水樹の四隅から1本のみ発生	幅0.1mm×長さ1.50m	25%	高い
2	⑤スパン	150mm×150mm+100mm×100mm	集水樹の一隅から発生は無し	—	0%	高い
3	⑦スパン	100mm×100mm+ハイパーネット	集水樹の四隅から3本の発生	0.05mm×0.3m、0.25m、0.75m	75%	低い
4	⑩スパン	150mm×150mm+スチールファイバー	集水樹の四隅から発生は無し	—	0%	高い

(3) 考察

上記結果から、③、⑦スパンでは鉄網やハイパーネットを設置してもひび割れを完全に防止することはできないことが分かったがその理由としては、今回施工したような極表面に発生するひび割れは、鉄網やハイパーネットの位置に到達することなくひび割れ抑制効果が発揮できないと推察される。又、⑤スパンの鉄網の2タイプを同時に使用することは、鉄網量が増加したことで1枚使用よりコンクリート表面のひび割れ抑制効果があったのではないかと推察される。そして、⑩スパンのスチールファイバー混入対策は、ひび割れ発生表面位置での端部フック形状の効果もあり、コンクリート内部の拘束力が向上し曲げ強度、せん断強度が高まりじん性を付与できたことで、表面ひび割れを防止できたと考えられる。

6. まとめ

本文は、「コンクリートの配合の決定」、「打設環境によるひび割れ発生原因の推定」、「樹周りのひび割れ抑制対策の試験施工」について報告したが、特にひび割れ発生原因と抑制方法について下記に述べる。

(1) 直射日光及び強風によるひび割れの発生と抑制方法- (打設環境によるひび割れ発生原因)

ひび割れの発生した③、⑧、⑩ブロックは、強い風、低湿度の影響とさらに養生開始完了時刻が遅れ風及び日射の影響を受けたことにより、コンクリート表面の水分が逸水しプラスチック収縮ひび割れが発生したと推察される。これらについては、『舗装標準示方書Ⅲ-7.3.8.1及び7.3.8.2の養生に記載された、乾燥による収縮や温度変化のために生ずる応力をできるだけ少なくして初期ひび割れの発生を防ぐよう十分養生をしなければならない。又、硬化を始めるまで、日光の直射や風などによる水分の逸散を防がなければならない。』等を跡つけるものである。対策として、今後コンクリート舗装のひび割れを抑制するためには、当日の外気温度、湿度、風の方向、強さ、天候を十分把握したうえで施工タイムスケジュールを計画し表面の左官仕上げ後にシート等による表面養生をできるだけ速やかに行うことが大変重要であると考えられる。

(2) 外部拘束によるひび割れの発生と抑制方法- (樹周り拘束ひび割れ発生原因)

マンホール鉄蓋枠や集水樹隅角部、L型側溝断面の変化点に乾燥収縮ひずみの差が引張応力を生じさせることより、拘束ひび割れが発生したと推察される。又、この時に生じた拘束引張応力がコンクリートの引張強度を超えた場合に、ひび割れが発生すると考えられる。ひび割れ抑制対策の試験施工結果より、対策としてこれらひび割れを抑制するためには断面変化部分に合わせて目地を設けひび割れを目地部に集中させる。又、ひび割れの発生が予測される付帯構造物の比較的表面に近い付近にスチールファイバーや補強鉄筋等のひび割れ抑制補助工法の実施が有効であると考えられる。最後になりましたが、ご指導を頂いた発注者様と試験練りを実施して頂いた静岡第一生コンクリート工場試験室の萩原浩司様、試験施工に尽力して頂いたヒダ株式会社の山口純平様には、この場をおかりしてお礼を申し上げます。

キーワード：1 DAY PAVEコンクリート舗装、設計基準曲げ強度 4.5N/mm^2 、「コンクリートのひび割れ調査、補修、補強指針-2013-」低水セメント比W/C、風の強さと湿度・養生開始完了時間、鉄網・スチールファイバー

連絡先：静和工業株式会社

TEL：054-285-7141 fax054-281-6159

：大東コンクリートヒダ興業株式会社

TEL：054-267-2424 fax054-264-0180

：市川開発株式会社 静岡第一生コンクリートTEL054-259-1216 fax054-259-1637

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造体が火災により高温履歴を受けると、570℃程度でコンクリートの表面が変色（ピンク色）し、さらに、消火のための放水の影響などによって表面に微細なひび割れが発生する。さらに長い時間加熱を受けると、表面が灰白色に変色すると共にコンクリートの中性化が促進され、断面内部の鉄筋も熱影響を受ける。その結果、表層コンクリートの品質や耐久性だけでなく、引張強度や降伏値が低下する。

今回、RC 造集合住宅の一室から火災が発生し、筆者が火害調査および診断を行った。本報は、火害の調査・診断および補修方法の選定について、実際の火災事例を用いて報告する。なお、本報に示す火害診断の手法については、日本建築学会「建物の火害診断および補修・補強方法指針・同解説」¹⁾を参考に実施した。

2. 火害診断の概要

標準的な火害調査、火害診断および補修計画立案までの手順の概略を図-1に示す。

調査対象である火害を受けた RC 構造体については、一次調査としての目視調査、ひび割れ調査、打音検査およびリバウンドハンマーによる表面硬度の測定を実施し、さらに、二次調査（詳細調査）としてのコア採取による構造体コンクリート強度推定および中性化深さの測定を実施した。

火害調査の結果から、火害診断として各部材の受熱温度を推定し、後述する火害等級（I 級～V 級）および被災度（A・B・C）の判定を行った。その後、構造安全性および耐久性の確保を目的として、所有者が想定する予定供用期間に応じた耐久性の回復目標を設定し、火害等級を考慮した補修計画を立案した。

3. 火害調査のおよび診断結果

3.1 火災の状況

火災が生じた建物は、RC 造 5 階建ての集合住宅の一室である。1 階の住居から火災が発生し、主に同室の

居間および食堂が延焼した。コンクリートの種類は、設計図書およびコア供試体から、砕石を使用した呼び強度 210(kgf/cm²)の（現在の呼び強度 21 相当）普通コンクリートであった。

3.2 一次調査の結果および考察

3.2.1 目視による表層コンクリートの調査

居室内およびバルコニーにおいて、煤の付着状況やコンクリート表面の変状について、目視にて調査を行った。図-2に、室内壁および天井面のコンクリート表面状況のトレース図を示す。調査結果から、台所または食堂からの出火が想定され、玄関側の洋室(1)および洋室(2)には火災の影響はなく、構造体への煤の付着はほぼ認められなかった。火災発生後からの延焼経路

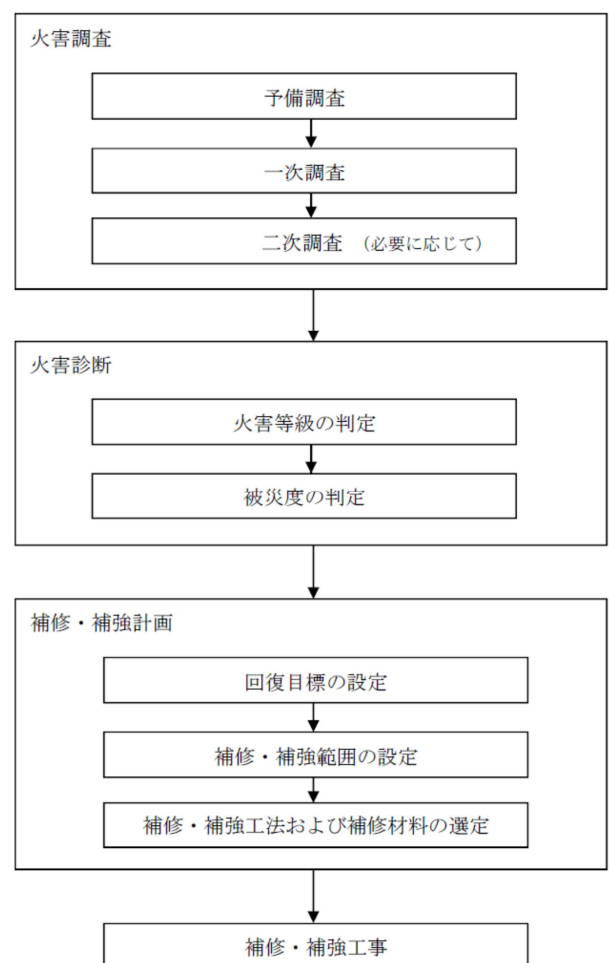


図-1 RC 造の火害診断の手順の概要¹⁾

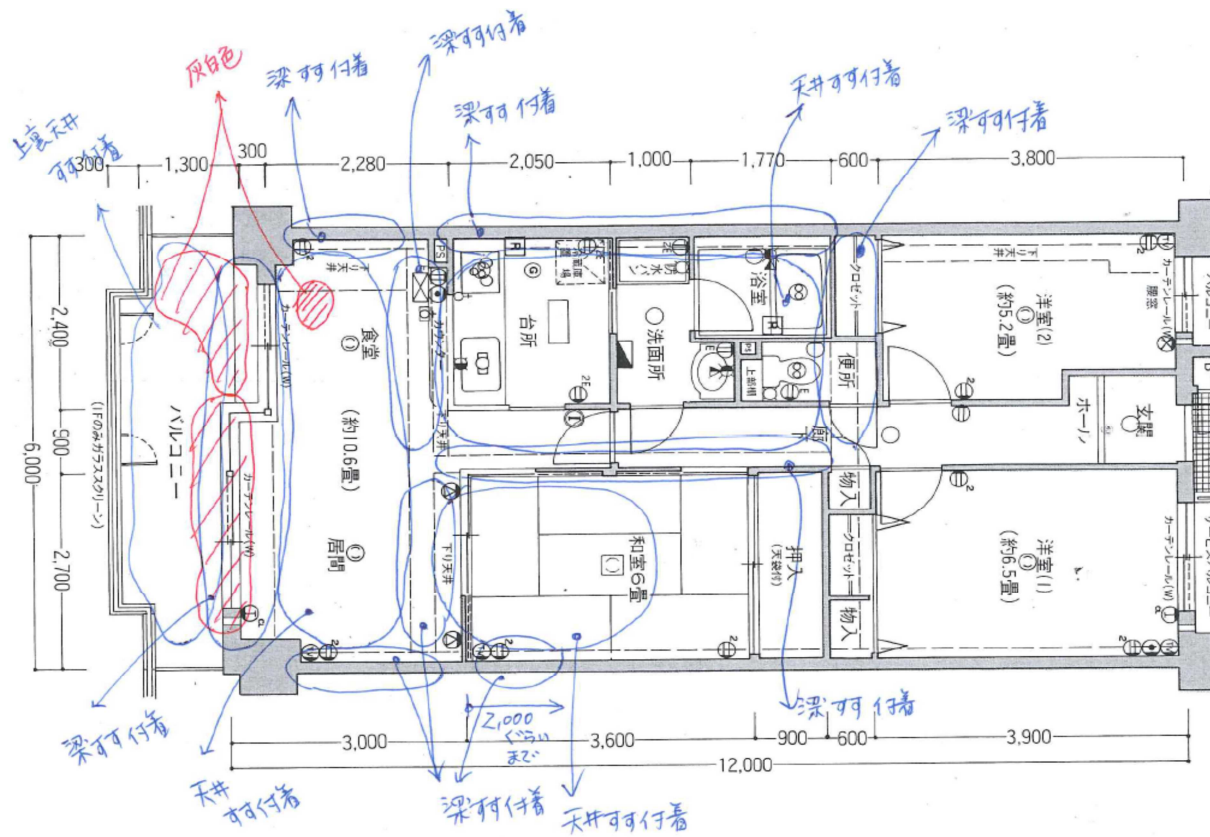


図-2 室内壁および天井面のコンクリート表面の状況のトレース図

としては、火炎は食堂から居間を通りバルコニー側に流れ、フラッシュオーバーを生じたものと考えられる。

一方、中央部の和室の天井(2階スラブ)の下には、居室内に天井があったために火が直接2階の床スラブ下面のコンクリートに当たっておらず、煤のみが付着していた。同様に、食堂および居間においてもスラブ下面のコンクリート表面に煤が付着していた。また写真-1に示すように食堂の天井スラブ下面および梁下に煤が消失し灰白色に変化している部分が認められた。

ここで、目視検査においては、コンクリート表層部の変色状況と煤の付着状況から、コンクリートの受熱温度が概ね推定できる。図-2から、付着している部位は300°C以下の温度履歴しか受けていない部位である。この部位については火害による圧縮強度の低下や中性化の促進はほぼ生じてないと判断できる。

一方、バルコニーと居間の間の梁および食堂の天井スラブコンクリート下面において煤が消失して灰白色に変化している部分については、仕上材が一部残存している部位もあることから短時間であったことは想定されるが、一時的にでもコンクリート表面が600°Cを超える高温履歴を受けた可能性がある。このことは、バルコニー側のアルミサッシが軟化・変形もしくは一



写真-1 火災による亀甲状の微細ひび割れ

部熔融(アルミは400~650°Cで軟化・変形)している状況からも把握できる。これらの部位については、後述する二次調査において中性化の進行状況と圧縮強度の確認を行うこととする。

3.2.2 打診棒による打音検査

室内側のコンクリート全面について、打診棒を用いた打音検査を行った。その結果、図-3に示した赤枠の部分の梁において、梁下面のかぶりコンクリートに浮きが生じていることが判明した。この部位は、写真-2に示すように、梁下面のみが600°C以上の高温履歴を受けていることが煤の付着状況(煤が消失していること)からも推定できる。また、コンクリート表面には、放水によりごく表層のコンクリートが急冷され

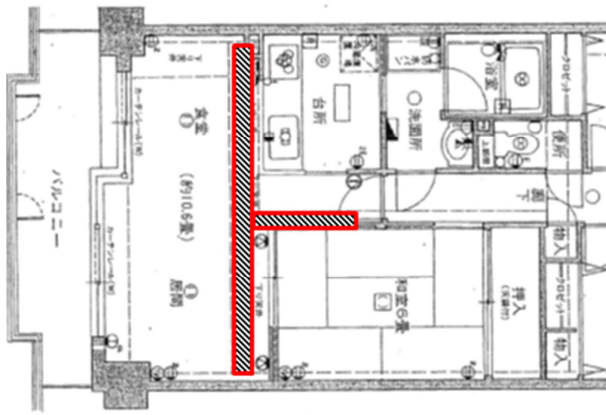


図-3 梁底に浮きが生じた部分



写真-2 600°C以上の高温履歴を受けた梁底の状況

たことによると推察される、0.2mm以下の微細なひび割れが発生していた。この梁下に浮きが生じている部分については補修の対象範囲とする。

3.2.3 リバウンドハンマーによる反発度測定

リバウンドハンマーによる反発度を測定することによって表層コンクリートの健全性を非破壊試験にて評価した。測定は、JIS A 1155:2012「コンクリートの反発度の測定方法」に準じて行った。測定位置は、煤が付着していない健全部を含め、図-4に示す20カ所(赤字●印のNo.1~No.20)とした。図の凡例に

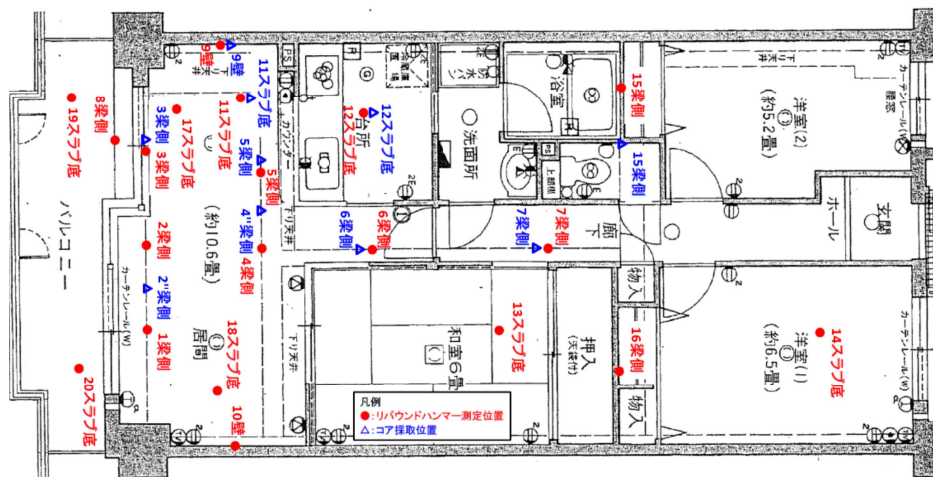


図-4 リバウンドハンマーによる反発度の測定位置

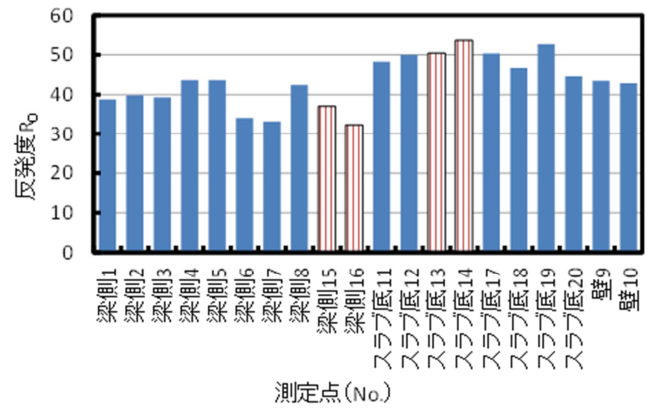


図-5 リバウンドハンマーによる反発度の測定結果

梁側もしくはスラブ底と記しているのは、各測定点の打撃面を表している。

リバウンドハンマーによる反発度の測定結果を図-5に示す。梁側の測定点 No.15 および No.16, スラブ底の測定点 No.13 および No.14 は火害を受けていないと判断される健全部である。反発度 R は、JIS に従い測定点ごとに9回打撃した平均値を採用した。なお、スラブ底への打撃については測定機の特長による上向き打撃の際の補正值として平均値 R から3を減じた値 ($R_0 = R - 3$) を反発度 R_0 とした。

反発度 R_0 は、コンクリート表面の状態によってやや変動しているが、健全部の反発度と比較して大きな差異はなく、表層コンクリートは、火災によって構造安全性に影響する程度の大きな劣化や損傷は受けていないと考えられる。

ここで、リバウンドハンマーによる反発度の測定値から、日本建築学会「コンクリート強度推定のための非破壊検査試験方法マニュアル」に準じて圧縮強度の推定を行う。強度推定式は、(1)式の通りとした。

$$F = \{7.3R_0 - 100\} \times 0.098 \quad (1)$$

ここに、

F: 圧縮強度推定値 (N/mm²)

R₀: 反発度

リバウンドハンマーによる圧縮強度の推定値は 32.9~48.2N/mm² であり、設計基準強度の 210kgf/cm²(21N/mm²) を全て上回っており、構造安全性は確保されていると判断できた。

3.3 二次調査の結果および考察

3.3.1 コア供試体による構造体強度の推定

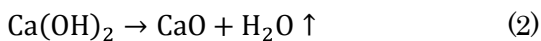
一次調査において実施したリバウンドハンマーによる反発度を測定した位置とほぼ同位置において、構造体 10 カ所からコアを採取し、コンクリート強度の推定を行った。

コア採取位置は、図-4 に示す青字▲印の位置とした。凡例に「”」を付してある位置のコアは、部材内部の配筋の影響などの影響により非破壊試験の位置と若干異なっている。採取したコアの径は、部材厚さと採取するコア長さに配慮し、梁および壁については外径 φ75mm・内径 φ68.5mm、床スラブについては外径 φ65mm・内径 φ58.4mm とした。

コア強度の測定結果を図-6 に示す。図に示すコア強度は、直径と高さの比により強度補正を行った後の数値である。No.4”梁側、No.5 梁側および No.11 スラブ底については、その他の部位よりもやや高い温度履歴を受けている可能性がある部位から採取したコア供試体であるが、コア強度（残存強度）は 30N/mm²～38N/mm² の範囲であり、設計基準強度 210kgf/cm²（約 21N/mm²）を十分に上回っていることが分かる。また図-6 には(1)式による推定強度も併記したが、推定強度の方がやや高い傾向にある。さらに、図-7 にコア強度と推定強度の関係を示す。推定強度に対するコア強度は推定値の 75%程度となる可能となる可能性がある。この関係を用いて図-5 の全ての推定強度を安全側に補正した場合でも、22.5N/mm²以上が確保されていることになり、火災後の構造体は全ての部位で設計基準強度を満足していることが確認できた。

3.3.2 中性化深さの測定

コンクリートは、500～580℃の高温環境に暴露されると、(2)式に示す化学反応を起こし、コンクリート中の遊離アルカリである水酸化カルシウムが熱分解され、コンクリートが中性化する。中性化が鉄筋位置よりも深くまで進行すると、水と酸素の介在によって鉄筋腐食に対する抵抗性が低下しやすくなり、耐久性の低下に繋がる。



そこで、強度推定用に採取したコア供試体の側面を利用し、各部位のコンクリートの中性化深さを測定した。試験は JISA 1152:2011「コンクリートの中性化深さの測定方法」に準じて行った。ただしコア側面での

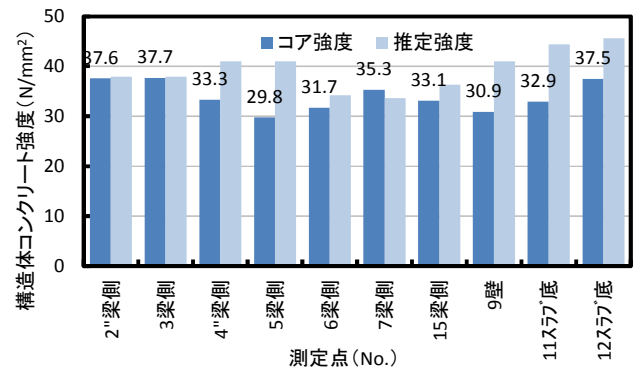


図-6 コア強度の測定結果と推定強度

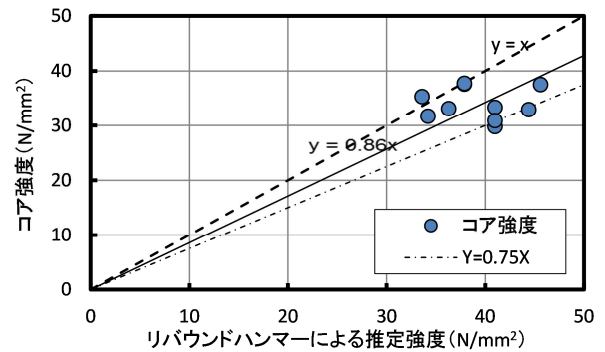


図-7 コア強度と推定強度の関係

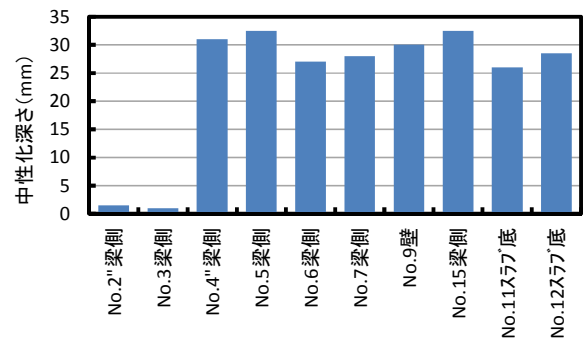


図-8 コンクリートの中性化深さの測定結果

測定のため、円周方向に 8 分割した点で測定し、それから 8 点の平均を中性化深さとして評価した。

構造体コンクリートの中性化深さの測定結果を図-8 に示す。No.2”梁側および No.3 梁側については、断熱材としての発泡ポリウレタンが梁側面およびバルコニーに接するスラブ下面に施工中から吹き付けられていたため中性化は進行していない。また、高温履歴を受けたことが想定される居間周囲の No.4”梁側、No.5 梁側および No.11 スラブ底においてはその他の部位とほぼ同程度の中性化深さ（28mm～33mm）であった。このことから、構造体コンクリートの中性化は、今回の火災の影響によって促進作用を受けていないと考えられる。

ここで、「高耐久性鉄筋コンクリート造設計施工指

針(案)・同解説」²⁾に基づき経年による構造体コンクリートの中性化深さを推定する。

中性化深さの予測式(岸谷式)を(3)式に示す。

$$t = \frac{7.2}{R^2(4.6x-1.76)^2} C^2 \quad (3)$$

ここに、

t : 期間(経過年数)

C : 期間 t における中性化深さ

R : 1.7 (室内)

x : 水セメント比 W/C(%)

本建物の構造体コンクリートの設計基準強度が 210kgf/cm² であることから、コンクリートの W/C は 60~65% 程度と推察される。この W/C のコンクリートの材齢 26 年における中性化深さの推定値は概ね 32~35mm となり、推定値は実測値と概ね一致している。

このことから、構造体コンクリートの中性化深さは、火害による影響を受けていないと判断できた。

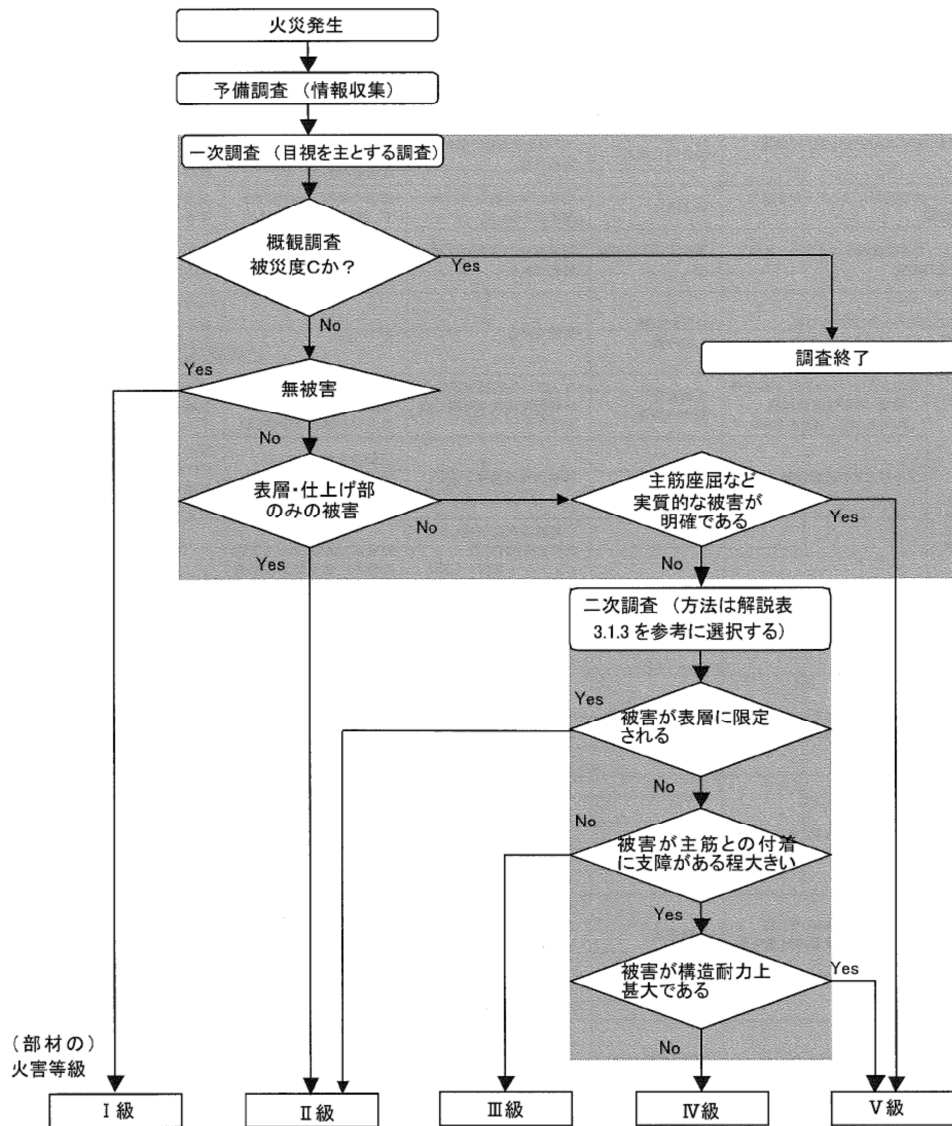


図-9 鉄筋コンクリート造部材の火害等級判定フロー¹⁾

表-1 建物の被災度の定義と判定方法¹⁾

被災度	定義	火害調査における被災度の判定方法 (部材の火害等級との関係)
A	構造体に火災の影響がない場合	すべての部材がII級以下の場合
B	構造体が火災の影響を受け、補修・補強により再使用が可能な場合	被災度A、C以外の場合
C	倒壊の危険性があり、再使用が困難な場合	V級の柱部材の割合が火災階の総柱本数の20%以上の場合、もしくは解説表3.3.1の判定表で被災度Cと判断される場合

表-2 所有者による予定供用期間と火害等級による補修の要否¹⁾

火害等級	所有者による予定供用期間 (回復目標)		
	10年未満	10~20年	20年以上
I相当	補修不要	補修不要	補修不要 (定期的なひび割れ調査を実施)
II~III相当	基本的には補修不要 (場合によっては補修必要)	基本的には補修不要 (場合によっては補修必要、 定期的なひび割れ調査を実施)	補修必要
III~IV相当	基本的には補修必要 (場合によっては補修不要)	補修必要	補修必要 (部材の撤去・再施工)

4. 火害等級および被災度の判定

火害調査の結果から、その後の補修計画を立案するため、火害診断としての火害等級および被災度を判定する。図-9に示すフロー¹⁾により、図-3に示した表層コンクリートに浮きおよび微細なひび割れが生じている梁部材については、やや過大ではあるが構造安全性に配慮し「火害等級III」と判定する。

それ以外の部位については、構造耐力上の影響はないが高温履歴を受けた居間の天井部（スラブ下面）については若干の表面劣化が生じている可能性があるため、煤が付着している部位を含めて「火害等級II」と判定する。

次に、表-1¹⁾に基づき、建物の被災度を判定する。被災度は、構造体が火災の影響を受けている部材があるが、軽微な補修により再使用が十分に可能と判断できるため、「被災度B」と判定する。

以上のことから、火害等級IIIの部材については、何らかの補修を施すことによって建物全体の構造安全性が確保できると考えられる。また、煤が付着している部位など火害等級IIの部位については、主として美観性確保のための処置を施すことで十分と判断できる。

5. 補修計画および方法

5.1 補修の方針

火害調査および火害診断の結果、主として火害等級IIIの梁部材についての補修を計画する。併せて、火害等級IIとしている居間のスラブ下面についても高温履歴を受けた可能性があるため、表面処理などの補修を計画すべきと考える。

補修計画の立案にあたり、本建物の予定供用期間を今後20年以上と設定すると、表-2により火害等級IIまたはIIIの部材については補修が必要となる。ここで、予定供用期間とは構造体コンクリートの耐久性回復目標と同意である。

5.2 補修範囲の設定

構造体コンクリートの補修範囲は、これまでの調査・診断結果から、図-3に示した範囲の火害等級IIIと判定した(1)梁下面のかぶりコンクリートと、その梁に付随する(2)居間および食堂側の天井スラブ下面全面とする。

5.3 補修工法の選定

上記の(1)および(2)について、以下に示す方法で構造体コンクリートの補修を行うこととした。

- (1) 梁下面に浮きが生じている部位については、かぶりコンクリートを鉄筋に傷をつけないように注意しながらはつき取り、耐火性を有する樹脂モルタルにより断面修復を行う。
- (2) 短時間でも600℃程度の高温履歴を受けた可能性がある想定される居間のスラブ下面については、表層コンクリートを(1)と同等の材料を用いて表面塗布を行う。

6. まとめ

実際の火災事例に対する火災後の調査・診断から補修計画立案までの一連の流れについて述べた。

以下に、調査および診断の結果をまとめる。

- (1) 食堂および居間周囲火災により食堂および居間周囲の構造体コンクリートの一部は600℃を超える高温履歴を受けていると想定される。
- (2) コア強度および中性化深さの測定結果から、火害による構造体コンクリートの劣化は、火害等級IIIと判定した部位を除いて認められない。

以上のことから、構造体コンクリートは構造安全性や耐久性に大きな影響を及ぼす程度の劣化や損傷は受けておらず、補修計画に示した補修を施すことで建物の構造安全性およびコンクリートの耐久性が確保され、今後も十分に供用できるものと判断した。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建物の火害診断および補修・補強方法指針・同解説、2015.2.
- 2) 日本建築学会：高耐久性鉄筋コンクリート造設計施工指針(案)・同解説、pp.103-104, 1991.

Facetコンクリートを使用した床版補修工事事例

大分 株式会社 末宗組 ○末宗 信市

国土交通省大分河川国道事務所発注の湯山橋床版補修外工事において、床版増厚工法にて補修・補強工事を行った。現場は、山間部の交通量が比較的多い国道を終日片側交互通行規制する必要があると共に、冬期の施工であった為、積雪や凍結も懸念された。本工事では当初、WJ工法による床版ハツリを行い、速硬性混和材を用いたコンクリートにて床版増厚を行うものであったが、施工時に工期、WJの濁水、橋梁の振動、平坦性の確保、ひび割れ、防水性といった課題が生じた。そこで、舗装構成の変更、材料の検討、施工方法の工夫による対策を講じ、平坦性等の課題解決を図った。

1. はじめに

国道 210 号線湯山橋は、過年の橋梁定期点検より鉄筋のかぶり不足や床版品質の経年劣化によると思われるひび割れ・剥離・鉄筋露出や、通行車両の繰り返し载荷によると思われる床版ひびわれが格子状に発生し、ひび割れ幅が 0.2mm 以上あるものが目立ち角落ちも生じている。さらに、局部的ではあるものの橋面からの雨水の侵入によって遊離石灰の発生が確認されていた。このため、湯山橋床版補修外工事では床版増厚工法にて補修・補強工事を行った。現場は山間部の交通量が比較的多い国道での終日片側交互通行規制を必要とするため、速硬性混和材を用いたコンクリートにて床版増厚を行うものとなった。しかし、他工事にて他社が先行した工区（以下先行工事とする）での課題が確認されたことを受けて舗装構成の変更、材料の再検討、施工方法の工夫などの対策を講じて床版の補修・補強工事を実施した。



図-1 橋梁床版の劣化状況

2. 湯山橋の概要

国道 210 号線湯山橋は国土交通省九州整備局大分河川国道事務所日田国道維持出張所が管理する 1971 年架設の橋梁で供用開始より約 45 年が経過しており、その形式は上部工が単純鋼非合成箱桁+単純鋼非合成鋼桁+単純鋼非合成箱桁構造、下部工が控え壁式橋台 2 基、T 型橋脚柱円型（RC 造） 2 基からなる。なお、本橋の交通量は、昼間 12 時間で約 8,600 台、12 時間大型車混入率で約 11.2%となっている。また、本橋は、大分県日田市天瀬町の山間部の積雪・凍結が懸念される場所に位置し、橋長 141m、幅員 9.7m で、その設計は昭和 39 年の道路橋示方書に基づいて建設されており、設計床版の厚さは 180 mm～190 mmと現在の道路橋示方書と比較して相対的に薄い床版厚となっている。

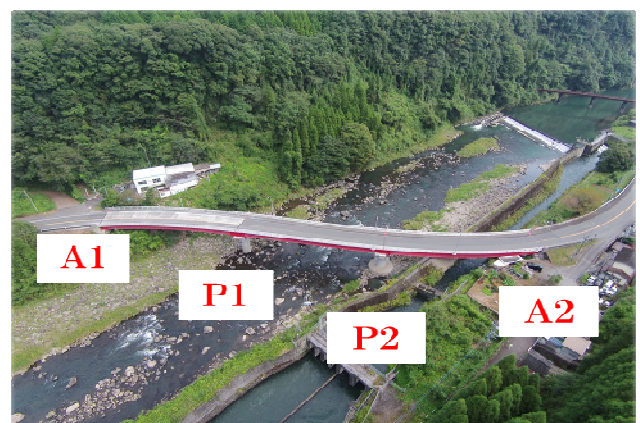


図-2 橋梁の工事区分

キーワード: 補修・補強、床版増厚、速硬性混和材

連絡先: 大分県宇佐市和氣1023番地 TEL:0978-37-0281 FAX:0978-37-1892

3. 工事概要

湯山橋床版外工事では、橋長 L=141m で図-2 に示した A1、P1、P2 及び A2 により上下線別に 6 スパンに分けて施工した。先行工事を実施した下り線の A1～P1 では当初の予定通り、ベースコンクリートに対して速硬性混和材を用いたコンクリートによるコンクリート橋面舗装にて施工した。また、当初の断面構成を図-3 に示した。なお、これよりかぶり厚さは当初目標とした 50mm を上回る 77mm を確保した。



図-3 当初の断面構成

4. 先行工事における課題と本工事での対策

先行工事では、終日片側通行規制による供用環境下にあるため、車両通行時に発生する橋梁のゆれ及び振動の影響が大きいこと、橋梁の縦断・横断の勾配が 7% 程度あったため、材料のダレなどが生じやすく、これらに加えて人力施工であったことなどよりコンクリート橋面舗装の平坦性確保が十分できなかった。また、強度発現前に振動の影響を受けたことによる図-4 に示したひび割れの発生も確認された。

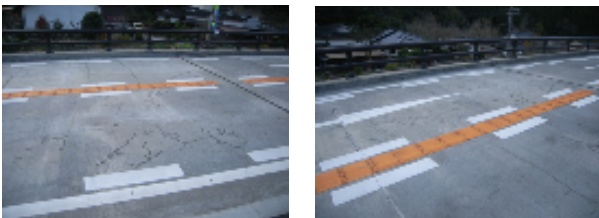


図-4 コンクリート橋面舗装表面に発生したひび割れ

これらより、下記の項目を課題として対策の検討を進めた。なお、終日片側通行規制による供用環境下にあることによる車両通行時に発生する橋梁のゆれ及び振動は、全面通行止めとすることができないことより、無くすことはできないため、他の対策を検討することとした。

4.1 簡易機械化施工の導入

人力打設及び仕上げでは締固めなどにばらつきが生ずるため、十分な平坦性の確保が難しいとの課題に対しては、簡易な機械化施工を検討することとした。ただし、一般的なコンクリート舗装の施工方法であるセットフォーム工法やスリップフォーム工法などの施工機械は、本橋梁の幅員が 6.95m と狭いこ

となどによりこれらの機械を導入できないことが判明した。このため、平坦性の確保を目的に、簡易フィニッシャーによる簡易機械化施工を実施した。簡易フィニッシャーは 3 種類の異なる長さの部材を組み合わせることで幅員にあった配置が可能となること、エアーコンプレッサーによる振動により打設面全体に均一な締固めが期待できることより選定した。

4.2 配合及び養生方法の見直し

終日片側通行規制による供用しながらの施工であり、大型車両通過時の橋梁全体の振動の影響を受けて打設コンクリートにダレが生ずるため、平坦性の確保が困難であり、かつ振動に伴い硬化後のコンクリート表面にひび割れが確認された。このため、コンクリートの配合をダレ防止目的として見直した。ベースコンクリートは 30-12-20N として、速硬性混和材の混合前の基準スランプを 15cm から 12cm に変更した。また、供用に伴う振動に起因して生ずるひび割れ抑制を目的に、ポリプロピレン繊維を配合することとした。さらに、急激な乾燥を防ぐことを目的に散水養生と風の吹付け防止の為、遮水シートを設置した。

4.3 ハツリ工程の見直し

先行工事では、ハツリ工程に時間を要したため約 1 か月の工期を要した。同工程で残りの 5 スパンを施工すると 5 か月を要することとなる。これより、当初の予定していた工期に対して数か月ほど足りなくなる事が明らかとなった。

4.4 断面構成の見直し

最終的な平坦性と走行性を確保するためにコンクリート橋面舗装からアスファルト舗装に変更することとした。なお、変更の際に目標とした 30mm のかぶり厚さが確保されること、既設床版高さより 15mm の床版増厚を行うこと、橋梁に対して死荷重増とならないこと及び薄層舗装でも耐久性が確保されることなどを考慮した。これらの課題への対策を講じて変更した断面構成を図-5 に示した。



図-5 変更後の断面構成

5. 施工上の留意点と工夫

施工上の留意点と工夫を表-1 に示す。

表-1 施工上の留意点と工夫

留意事項	工夫点
路面切削工	<ul style="list-style-type: none"> ・切削時の既設舗装直下の露出鉄筋の巻き上げ防止 ・切削完了後の露出鉄筋箇所及び床版脆弱部のスケッチ及びマーキングによる確認
WJ ハツリ工	<ul style="list-style-type: none"> ・スケッチ及びマーキングによるWJ ハツリ時の床版貫通防止 ・コリジョンジェットノズル使用によるハツリ厚の微調整実施と効率化
コンクリート打設工	<ul style="list-style-type: none"> ・施工効率向上を目的とした速硬性混和材の添加 ・供用中の施工による初期ひび割れの発生抑制を目的としたポリプロピレン繊維の添加 ・コンクリート配合の見直しによるダレ防止 ・簡易機械化施工による効率化と出来形の向上 ・被膜養生・養生マットによる乾燥ひび割れの防止
橋面防水工	<ul style="list-style-type: none"> ・施工期間の短縮を目的とした水分率管理 ・塗膜系防水材料採用によるプリスタリングの発生抑制
アスファルト舗装工	<ul style="list-style-type: none"> ・薄層舗装に伴う高耐久性を期待できる改質Ⅲ型-Wの採用。

5.1 路面切削工

施工前の橋梁定期点検結果より床版下面に鉄筋露出部が確認されていた。このため路面切削工では、切削時に鉄筋巻き上げに十分注意して実施した。切削完了後は鉄筋露出箇所及び床版の浮き・脆弱部について、発注者と確認・スケッチを実施し、その後の工程に備えた。



図-6 路面切削

5.2 ウォータージェットハツリ工

当該工事ではウォータージェットハツリ時の床版貫通に十分な注意をして施工した。具体的には、切削時のスケッチ図面に基づき現地にて浮き・脆弱部にマーキングを行い既設床版の弱点をオペレーターに示した上でハツリ工を実施している。又、コリジョンジェットノズルを使用することによりハツリ厚の微調整と効率化を実施できた。



図-7 ウォータージェットハツリ工

5.3 コンクリート打設工

コンクリート打設工では、効率化を目的に可使用時間を 120 分とし硬化遅延材の添加量の調整を行うと共に、添加量は 151 kg/m³ とし速硬性混和材の添加を実施した。強度発現は 24 時間経過後で 40N/mm² であることを確認している。また、供用中の施工に伴う初期ひび割れの抑制を目的としたポリプロピレン繊維の投入も行った。この際、打設継ぎ目が出来ないように施工サイクルを見極め、アジテータ車の超過待機及び現場への供給不足が生じない用に手配した。攪拌時間は、アジテータ車を使用し事前確認を行った、硬化遅延材添加 30 秒間、速硬性混和材添加 2 分間 (2 回)、ポリプロピレン繊維投入 3 分間の計 7 分 30 秒の高速攪拌とした。打設は、極力手作業による仕上げを減らし、簡易フィニッシャーによる機械化施工を採用した。また、打設後はエチレン酢酸ビニル系エマルジョンで被膜養生を行い、硬化状況を確認した後、養生マットを布設し、急激な乾燥の防止及び散水養生マット下面への風が吹付けによる水分の逸散を防止の為、養生マットの上に重量のある遮水シート (防水シート) を敷きならべ乾燥ひび割れの防止を行った。



図-8 速硬性混和材を用いたコンクリート



図-9 フレッシュコンクリート



図-10 簡易フィニッシャーによる機械化施工



図-11 噴霧器による被膜養生材散布



図-12 遮水シートによる養生



図-13 硬化状況

5.4 橋面防水工

橋面防水工は塗膜系防水を用いた。施工はコンクリート打設後 2 日で実施した。この際、表面含水率が 6~7%であることを確認した。



図-14 塗膜防水工

5.5 アスファルト舗装工

既設の伸縮装置の高さと橋梁の死荷重増加より、舗装厚さを 35 mm と薄くする必要があったため、耐久性などを考慮して改質Ⅲ型-W のアスファルト舗装とした。また、橋面上である為、アスファルト舗装密度測定器-PQI を使用し、品質を確保した。



図-15 舗装工

6. 施工結果と評価

検討課題に対する施工結果と評価を表-2 に示す。

表-2 施工結果と評価

検討課題	施工結果と評価
簡易機械化施工	簡易フィニッシャーにより、平坦性向上と施工時間の短縮が図れた。なお、施工は 2 m ³ を 25 分で行えた。
配合及び養生方法	振動・揺れによるひび割れを P P 繊維により低減した。 スランプを 12 に落とすことで橋梁の揺れによるダレの防止が出来た。 養生マットの水分逸散防止の為遮水シートの設置した。
ハツリ工程	コリジョンジェットノズルで行い 50 日程度の短縮が行えた。※手作業が激減した。
断面構成	路面をコンクリートではなく A s に変更したことで平坦性の確保が行えた。1.7 mm の結果を得た。(2.4 mm 以内)

7. 結論、及び、今後の課題

本検討より得られた結果を下記に示す。

- (1) 施工時の橋梁上の揺れは、供用している限り避けることは不可能であり、振動に起因すると思われるひび割れ対策を講ずることが必要となった。
- (2) 先行工事で得た課題への対策は効果的であったことを確認した。

なお、本工事では、鉄筋かぶりの確保が可能となるため、一部区間を除き、当初設計のコンクリート橋面舗装からアスファルト舗装にして平坦性及び走行性を確保した。しかし、終日片側交互通行規制などの供用環境条件下で床版の鉄筋かぶりが確保できない場合では本対策が実施できない。このため、供用橋梁でコンクリート橋面舗装での平坦性確保は困難となることを確認した。

- (3) 施工に際し、施工ヤードの確保（現場・濁水処理）、給水（清水）の確保（1400/分）が必要。
- (4) 費用面での協議（アジテーター車の空積割増・清掃費、混和材投入攪拌費、濁水処理、防水性能等）が必要。

自己組織化マップ (SOM) による打音法の探査性能の向上

東京診断士会 ○歌川 紀之
 筑波大学 島田 拓夢
 筑波大学 安永 守利
 佐藤工業(株) 黒田 千歳

概 要

コンクリート表層の「叩き点検」では、打撃音を点検者が耳で聞き、欠陥の有無を判断する。しかし、経験や個人差、疲労により結果に差が出るという問題点がある。打音法とは、この問題を解決するために、マイクロフォンで打撃音を収録分析し、欠陥を探査する定量的な技術である。これまで筆者らは、音圧に着目し、欠陥の有無や規模を分析してきた。本報告では、さらに精度を向上させるため、周波数情報に着目し、自己組織化マップ (SOM) の適用を検討した。SOM は、大脳皮質をモデルとする機械学習法であり、検査結果を、類似度マップ上に可視化表示できる。本報告では、その基本評価結果を示す。本論文は非破壊検査協会平成 28 年度秋季大会 (仙台) で発表したものです。

1. 緒 言

コンクリート構造物の点検では、第一段階で目視点検と叩き点検が実施される。目視点検で、ひび割れなどのコンクリート表面の情報を得る。一方、叩き点検では、コンクリート表層の浮きやはく離の状況を把握する。これらの結果に基づき、コンクリートの健全性を評価し、必要であれば非破壊検査などの詳細な検査とともに、補修工事や補強工事を行う。したがって、第一段階で実施される目視点検と叩き点検は重要な点検に位置づけられる。しかし、目視点検や叩き点検は、点検者の技量に左右する。そこで、点検者の技量によらない技術の開発が進められている。目視点検については、CCDカメラで撮影された画像からひび割れを自動抽出するシステムの開発が進められており、叩き点検については、打音法や赤外線法の開発が進められている。本研究では打音法に着目し、その探査アルゴリズムにAI的な技術を適用した結果を示す。

2. 打音法の概要

叩き点検では、コンクリート表面をハンマーで叩き、その音を点検者が聞き、欠陥の有無を判定する。一般には、健全部では清音 (キンキン、カンカン) が出て、浮きやはく離があると濁音 (ポコポコ) が出ると言われている。現地における欠陥部の区別については、このような音の違いではなく、多くは健全部と異なる音が出ているところを欠陥部として区別しているものと思われる。さらに現地の測定では、清音と濁音の中間的な音が発生することや、実際に長時間点検を続けると判断が難しくなるケースもある。そこで、点検者の技量によらない技術として「打音法」に着目した。打音法とは、

キーワード：打音法、AI、浮き・はく離

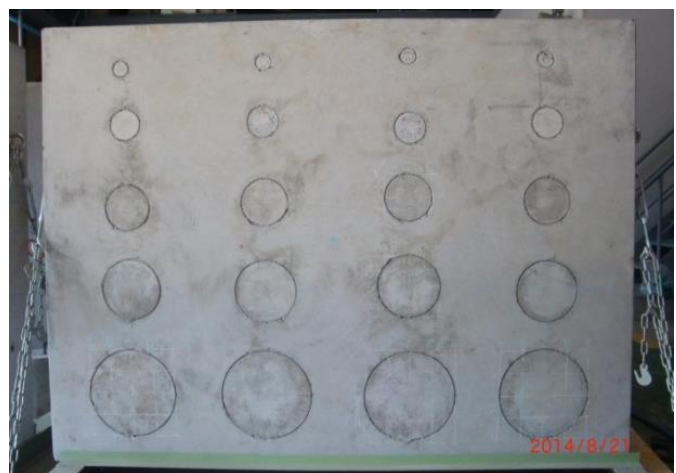
連絡先：神奈川県厚木市森の里青山 14-10 [TEL:046-270-3091](tel:046-270-3091) e-mail:utagawa@satokogyo.co.jp

コンクリート表面をハンマーで叩き、その音をマイクで収録し、何らかの分析を行い、欠陥の有無や規模を推定する方法である。なお、打音法では、コンクリート表面で生じる振動を音圧で測定する方法であり、振動の中でも板曲げの振動に着目しているものと考えられる。板曲げの振動では、厚い部材（健全部）では振幅が小さくなり、薄い部材（はく離箇所）では振幅が大きくなる。この特性を用い、現在、著者らが開発した健コン診断ポータブルでは、振幅（1波目に最大振幅）に着目し、その結果から部材厚さ（欠陥部では、コンクリート表面から、



図1 収録システム（健コン診断ポータブル）

はく離面までの距離、健全部では部材厚さ)を推定し、欠陥部と健全部を判別する手法である。本手法では、平面規模が大きい欠陥では、推定部材厚さが実際の厚さと同等の値が得られるが、平面規模が小さい欠陥では、周辺の境界条件の影響で、振動が小さくなり、実際の厚さに比較し、推定部材厚さが大きく（振動が小さい）見積もられる。また、大きな欠陥でも境界に近い位置でも同様な結果になる。さらに、本手法では、1波目の特性のみに着目しており、それ以降の振動特性には着目していない。



そこで、本報告では、人工知能AIを用い、全波形情報について、自動的に振動特性を分類することにより、欠陥部と健全部を分類することとした。データの収録システムは、前述した健コン診断ポータブルを用いた。本システムの特徴は、加力値を測定できるインパクトハンマーと外部のノイズを遮断できるフード付マイクを用いていることである。本システムで収録された音圧データを用いAIにより、波形を分類し、健全部分と欠陥箇所を判別できるか検討を行った。

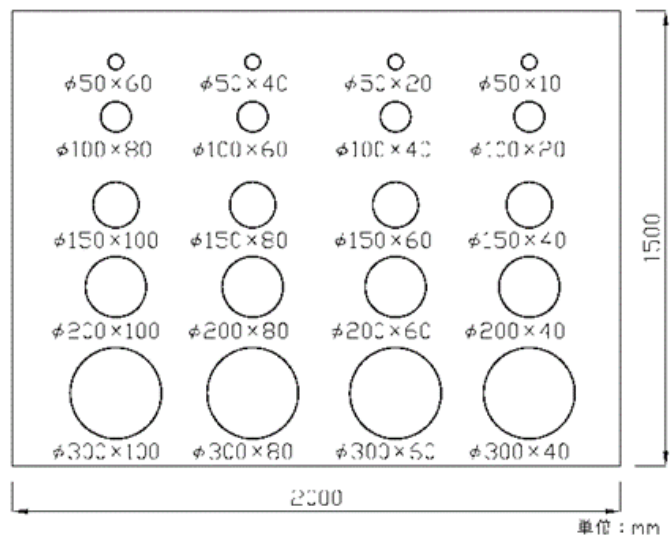


図2 試験体（上：写真 下：サイズとかぶり）

3. 試験体

本実験で、用いた試験体は異なるサイズで異なるかぶり（表面から、空洞までの距離）を有する 20 種類の円形空洞欠陥である。写真に示すように試験体は 2m×1.5m×0.3m の直方体であり、円形空洞は、2.5cm 厚さの発泡スチロールでモデル化した。サイズとかぶりは図2に示す。試験では、欠陥周辺の健全部を含めた 200 箇所程度でデータを収録した。

4. 自己組織化マップ

自己組織化マップ (SOM: Self-Organizing Map) は, Teuvo Kohonen によって提案された機械学習アルゴリズム (人工知能) の一つであり, 脳の視覚野をモデル化している [2]. 脳をモデルとした機械学習アルゴリズムとしては, 近年, 深層学習 (Deep Learning) 等が注目されているが, SOM は, 深層学習とは異なり, ①教師信号無しの学習であり, ②学習 (自己組織化) の過程と結果を可視化できることが大きな特徴である.

図 3 に SOM の構造を示す. 「競合層」は, $N \times M$ 個のニューロンから構成されており, この 2 次元構造から “マップ” と呼ばれる. そして, それぞれのニューロンは, n 次元の重みベクトル $W_{N \times M} = (w_1, w_2, \dots, w_n)$ を持つ. 一方, 「入力層」は, 画像や音などの実際の信号データから抽出された n 次元ベクトル $X = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ であり, 入力 X は, 競合層の各ニューロンに入力される.

学習を行う前に各ニューロンの重み W をランダムに設定する. そして, 学習過程では, 複数の入力ベクトル (学習データセット) X_i について, 以下の①と②を繰り返し行う:

- ①入力ベクトル X_i に最も近い重みベクトル $W_{N \times M}$ を持つニューロン (勝者ニューロン) を選ぶ.
- ②勝者ニューロンの $W_{N \times M}$ を少し X_i に近づける. それと同時に, 勝者ニューロン近くの複数のニューロンについてもそれらの重みベクトル $W_{N \times M}$ を少し X_i に近づける.

その結果, 図 4 に示すように, 競合層のニューロンの重みベクトル $W_{N \times M}$ は, 入力ベクトルの類似度を反映した自己組織化が行われる (類似度マップが形成される). 学習後に, 未知の入力ベクトル Z_i を入力し, それに対する勝者ニューロンが属していたデータクラスにより, 未知の入力ベクトルを推定 (判定) することができる.

5. 打音法への自己組織化マップの適用

健コン診断ポータブルで取得したデータ例を図 5 に示す. 図(b)はインパクトハンマーの加力値とマイクロフォンで取得した音圧の時間変化であり, 図(a)はその FFT の結果である. 測定時間は 43.7ms で, その間のサンプリング数は 2100 である. この 2100 次元のベクトルを単純平均化で 64 次元のベクトルに圧縮し, さらにノルム 1 に正規化している. これを入力ベクトル X_i としている.

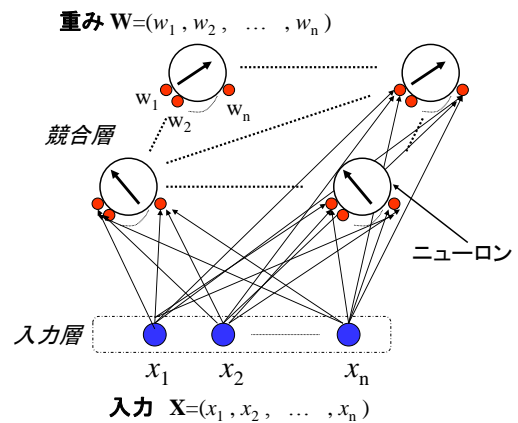


図 3 自己組織化マップの構造

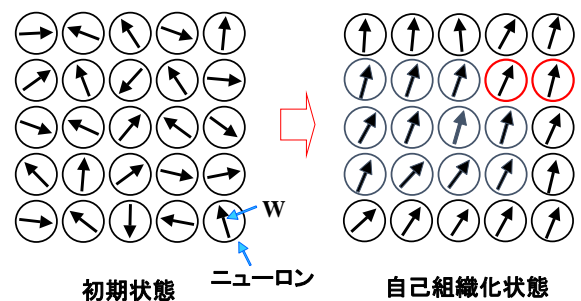


図 4 自己組織化の状態

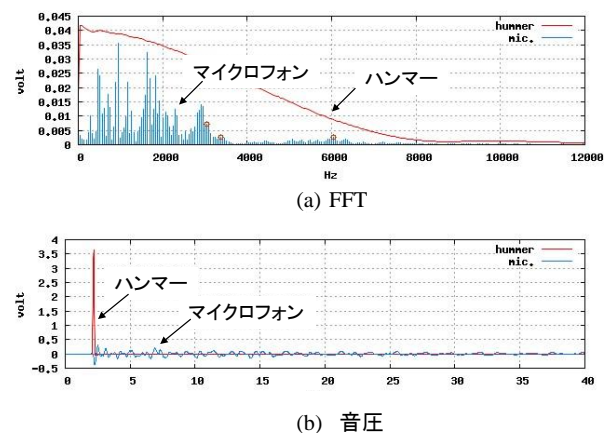


図 5 音圧とその FFT のデータ例

6. 実験結果

試験体のうち、直径 200mm 距離 60mm の円形空洞についての実験結果を図 6 から図 8 に示す。図の一つの升目が一つのニューロンであり、全体で 400 ニューロン (20×20 ニューロン) からマップを構成している。自己組織化マップ生成 (学習) のために用いたデータ数は、欠陥データ (空洞上をインパクトハンマーで叩いたときのデータ) が 108 個, 正常データ (空洞上ではない箇所を叩いたときのデータ) が 165 個である。

図 6 は上記データから毎回ランダムデータを選択し, これに前記①と②を 200 回行った結果 (初期段階) である。◎が正常データに対する勝者ニューロンで, ×が欠陥データに対する勝者ニューロンである。さらに図 7 は, 500 回繰り返した途中段階の自己組織化結果であり, 図 8 は 2000 回繰り返した後の自己組織化後の結果である。そして図 8 には, 学習後 (自己組織化後) のマップに, 学習には使わなかった正常データ 10 個と欠陥データ 10 個を与えたときの勝者ニューロンをそれぞれ, ☆と★で示している (テストデータを与えたときの勝者ニューロンを示している)。図 8 からわかるように, ☆と★は, それぞれ, 正常データと欠陥データの勝者ニューロン領域に属しており, 学習に使わなかったデータを正しく判定していることがわかる。

学習データと未知データのセットをランダムに変えて, 20 セットの実験を行った。その結果, 90%以上の精度で, テストデータを判定することができた。

7. 考察

自己組織化マップの最大の特徴は Topological Mapping (類似した学習データは, 自己組織化マップ上の隣接した勝者ニューロンに対応する) である。試験体の正常と欠陥の境界領域データの勝者ニューロンを調べたところ, 自己組織化マップ上でも正常と欠陥の領域境界に近いニューロンが勝者となっていることがわかった。この結果からも, 打音データの学習と判定に自己組織化マップが有効であることがわかった。

8. 結言

内部に空洞を有するコンクリート試験体を対象として, 打音データを取得し, このデータをもとに自己組織化マップによる学習と未知データの判定検査 (探査性能評価) を行った。その結果, 良好な自己組織化マップが形成でき, 欠陥を正しく探査できる基本的な見通しを得ることができた。

参考文献

- [1] 北川, 鍋谷, 高橋, 伴, 歌川: 健コン診断ポータブルの開発—打音法によるコンクリート診断技術—, 佐藤工業研究所報, No.34, pp.9-15, 2009.
- [2] Tevno Kohonen, "Self-Organizing Map (Second Edition)," Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 1995.

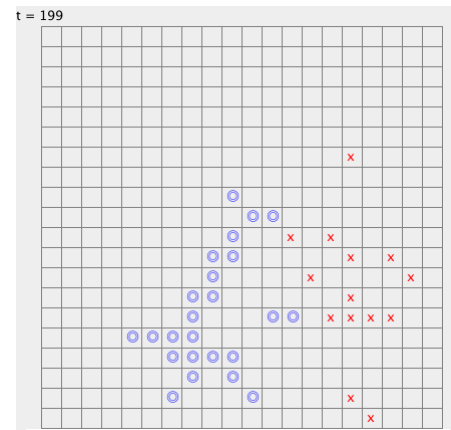


図 6 自己組織化の初期過程

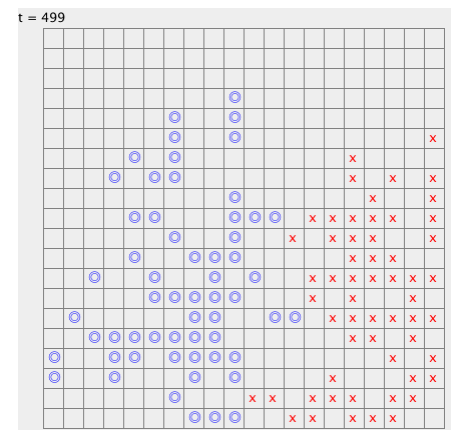


図 7 自己組織化の途中

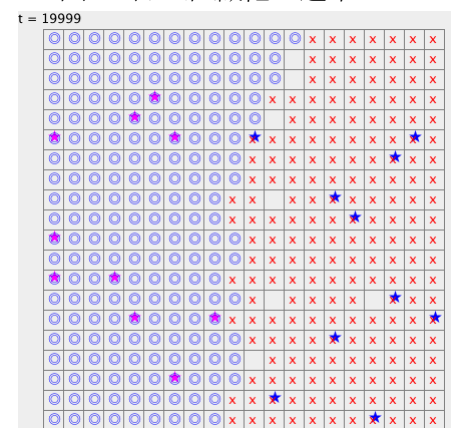


図 8 自己組織化後の判定結果

電気防食の維持管理における課題抽出を目的とした橋梁調査

東京 株式会社ナカボーテック ○大島 高雄
 東京 住友大阪セメント株式会社 峰松 敏和
 国立研究開発法人 土木研究所 関 繭果
 国立研究開発法人 土木研究所 宇佐美 惣
 東京 株式会社ナカボーテック 小城 守

1. 目的

コンクリート構造物の電気防食は、塩害対策工法として国内 30 万 m² を超える施工実績を有しているが、防食効果を適切に保つためには、管理者にとって簡便かつ効率的な維持管理手法の確立が必要となる。

そこで本研究は、電気防食工法の維持管理における課題や留意点などを抽出することを目的として、電気防食適用中の橋梁において詳細調査を実施したので一連の結果を報告する。

2. 調査概要

調査対象橋梁の選定にあたり、道路橋梁を対象にアンケートを行った。58橋梁のうち29橋梁の回答があり、その中から6橋梁について概略調査後、構造物や電気防食システムに不具合がみられた3橋梁を選定した。

表.1 アンケート結果からの選定理由

A橋	コンクリート及び電気防食設備に不具合があり、詳細点検の必要性がある。
B橋	電気防食設備に不具合があり、3種類の電気防食が採用されている。
C橋	電気防食適用後9年でモルタル劣化などの不具合が生じている。

表.2 調査対象橋梁の概要

項目	A 橋	B 橋	C 橋	
橋梁諸元	所在地	東北地方 日本海沿岸	北陸地方 日本海沿岸	九州地方 太平洋沿岸
	竣工年月	1976(昭和51)年10月	1974(昭和49)年4月	1963(昭和38)年4月
	構造形式	2径間単純PCT桁橋 (6主桁:海側G1→陸側G6)	17径間単純PCT桁橋 (11主桁:海側G1→陸側G11)	2径間単純RCT桁橋 (5主桁:海側G1→陸側G5)
	橋長L・全幅員W	L=39.2m・W=10.8m	L=340.02m・W=11.35m	L=30.0m・W=9.2m
	桁下状況	河川(約4.2m下)	砂浜(約5.2m下)	河川および砂浜(約2.8m)
	海岸からの距離	約800m	約20~40m	約20m
電気防食	適用年度	1999(平成11)年	1996(平成8)年	2006(平成18)年
	適用時の劣化過程*	加速期前期	加速期前期	加速期前期
	適用箇所	主桁下フランジ	主桁下フランジ(第8径間)	主桁, 床版, 橋脚
	電防方式	チタンロッド(点状)方式	a: チタンメッシュ(面状)方式 b: チタングリッド(線状)方式 c: 亜鉛シート(面状流電)方式	チタンリボンメッシュ (縦置き線状)方式

*劣化過程=電気防食適用時の推定劣化進行過程(コンクリート標準示方書【維持管理編】準拠)

A橋, B橋, C橋それぞれの調査内容を次項より記載する。

キーワード: 電気防食, 維持管理, 防食効果

連絡先: 東京都中央区新川2-5-2 TEL: 03-5541-5803 FAX: 03-5541-5833

3. A橋調査結果

3-1 電気防食方式の概要

適用されている電気防食方式は、外部電源方式のうち陽極を点状に設置するチタンロッド方式が採用されている。桁下フランジ全面が防食対象であり、図.1に示すようにハンチから桁内部に陽極が設置されている。

3-2 外観調査

橋梁下は河川であることから、主桁下面の剥落が確認された範囲を中心に近接調査ができるよう、足場を設置した。コンクリート剥落部は図.2の様に、40cm×30cm程度の範囲で確認され、平成25年度の定期点検においても変状が記録されている。

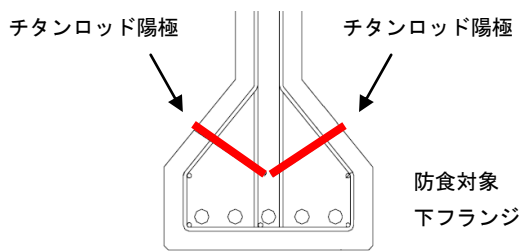


図.1 陽極設置図



図.2 G3桁底面の剥落部

3-3 コンクリート表面電位分布測定

コンクリート剥落部の防食状況を確認するため、G3桁およびG4桁において表面電位分布を測定した。図.3に測定位置を、また、G3桁自然電位分布を図.4に、分極量分布を図.5にそれぞれ示す。

①自然電位測定結果

自然電位測定とは、電気防食を通电していない電源オフ時に、コンクリート表面に外部照合電極を押し当て、近傍の鉄筋電位を測定するもので、ASTM C 876の判定基準より腐食度を判定する。

測定の結果、海側ハンチから下面にかけて-200mV(vs.CSE)より卑な値が確認された。これは海側で塩化物イオンや水分の供給が多く、陸側に比べて腐食しやすい環境であることが原因と推察される。

(卑とは、鉄筋電位が低い=腐食傾向にある)

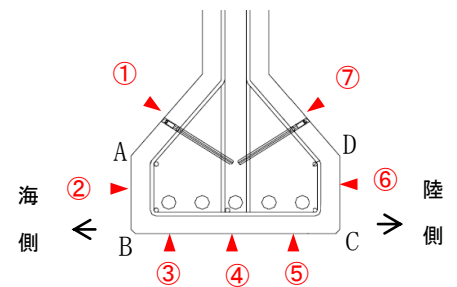


図.3 測定位置断面図

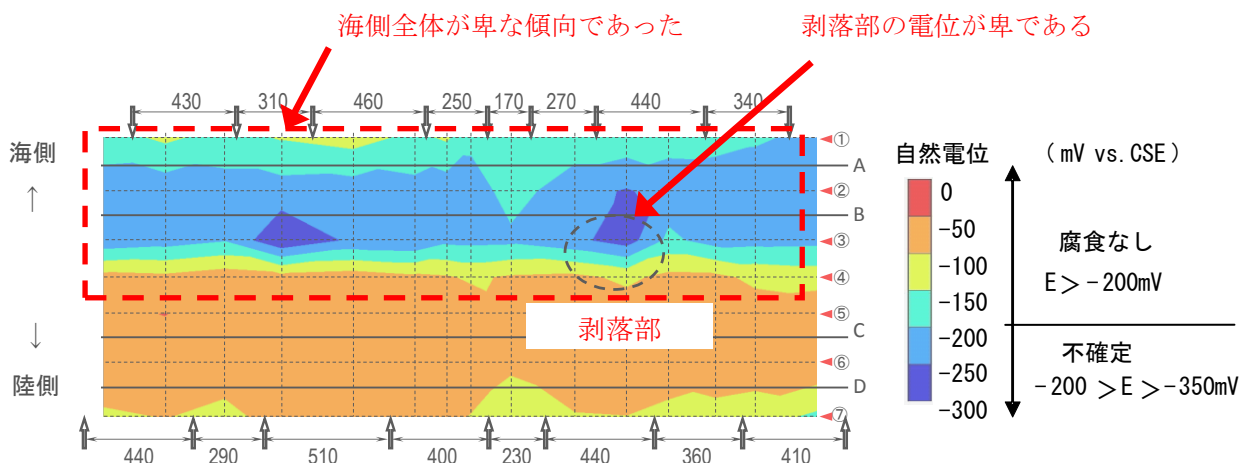


図.4 G3桁自然電位分布図

②分極量測定結果

分極反応は電気防食を通电した際に、陽極からコンクリート内部の防食対象鋼材（鉄筋）に防食電流が流入し鉄筋の電位がマイナス方向に変化する現象である。その通电オフ時と通电オン時の電位変化量を分極量とし、100mV以上の電位変化量があれば、防食基準を満たしているものとされている。

測定の結果、分極量分布は概ね 100mV 以上を示しているが、劣化部付近では 50mV 未満となった。

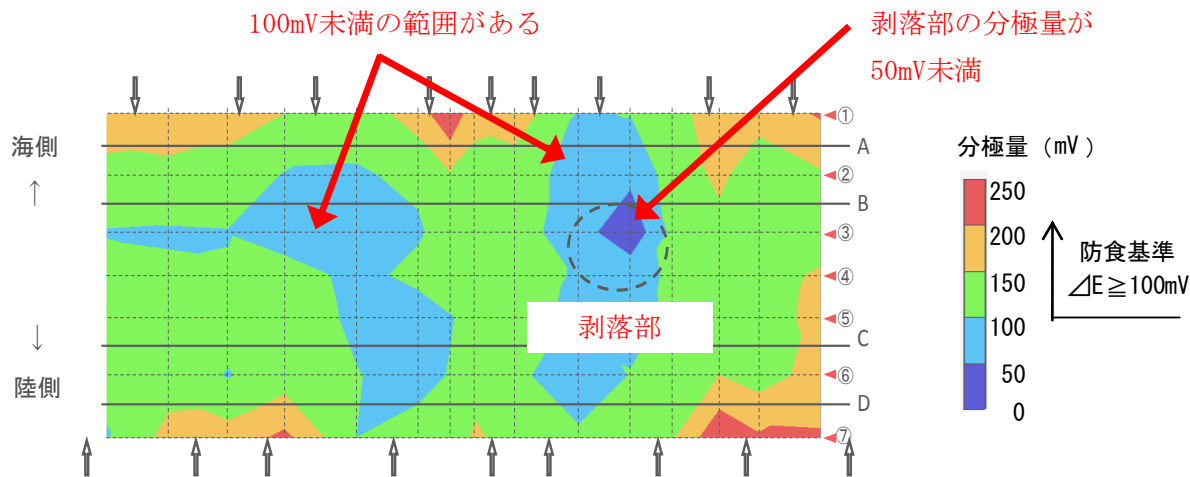


図.5 G3桁分極電位分布図

3-4 防食状態の確認

電気防食工法は、コンクリート中に埋設した照合電極の電位を測定し、防食効果をモニタリングすることが特徴である。A橋の防食効果は概ね、良好な防食状態を維持していた。なお、2個の照合電極が測定電位が不安定不能であり機能が損なわれていた。

表.3 埋設照合電極での復極量試験結果

径間	桁	通电電圧 [V]	通电電流 [A]	電流密度 [mA/m ²]	照合電極No.	位置	On電位 [mV]	Ins.off電位 [mV]	Off電位 [mV]	復極量 [mV]
1	G1, G2	6.0	0.06	1.3	Re-1	G1-中	-536	-518	-205	313
		6.06	0.07	1.5	Re-2	G1-下	-367	-365	-244	121
	G3, G4	6.5	0.05	1.1	Re-3	G3-中	-316	-310	-215	95
		6.62	0.08	1.7	Re-4	G3-下	-282	-279	-164	115
	G5, G6	6.0	0.06	1.3	Re-5	G5-中	照合電極不良			
		6.11	0.05	1.1	Re-6	G5-下	-418	-404	-267	137
2	G1, G2	6.2	0.03	0.7	Re-7	G2-中	-341	-305	-173	132
		6.22	0.04	0.9	Re-8	G2-下	-255	-250	-163	87
	G3, G4	6.5	0.04	0.9	Re-9	G4-中	照合電極不良			
		6.65	0.06	1.3	Re-10	G4-下	-257	-254	-167	87
	G5, G6	6.8	0.02	0.4	Re-11	G6-中	-362	-359	-290	69
		7.02	0.02	0.4	Re-12	G6-下	-199	-198	-130	68

上段:電源装置表示値 *防食面積は1桁あたり23m²として計算 照合電極: 二酸化マンガ照合電極
下段:テスター等で直接計測した値

3-5 A橋のまとめ

表面電位分布測定や分配電流測定により、陽極システムの特長や防食効果を詳細に把握することができた。また、A橋は海側と陸側により塩分供給量など腐食環境が異なることが鉄筋電位で明らかになった。今後、維持管理の標準化に向けて、防食効果の判断に必要な調査や点検方法について検討を進めたい。

4. B橋調査結果

4-1 電気防食方式の概要

適用されている電気防食方式は、外部電源方式としてチタンメッシュ方式(面状), チタングリッド方式(線状), そして、鋼材間の電位差により防食電流を供給する流電陽極方式(面状)の3種類が適用されている。

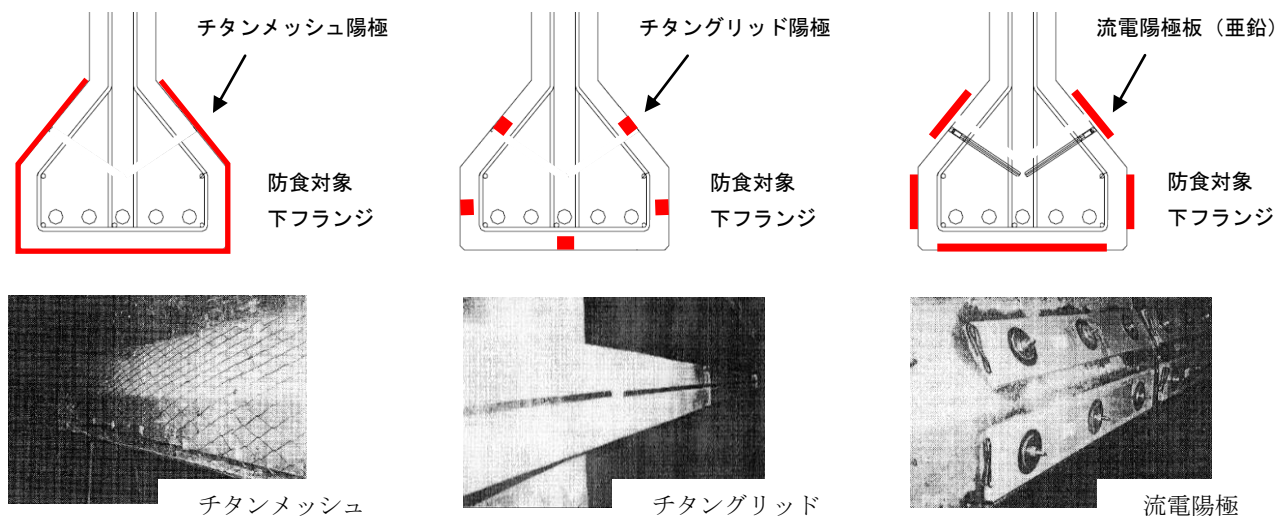


図.6 適用電気防食方式一覧

4-2 外観調査

外観観察および打音検査等の結果、チタンメッシュ方式では、図.7に示すような物理的損傷に起因すると判断される陽極被覆材の欠落および20×40cm程度の浮きが確認された。チタングリッド方式では、図.8に示すような陽極被覆モルタルの浮きが、流電陽極方式では、図.9に示すような陽極板の反り、間詰めパテ材の浮きや剥がれが確認された。

これらの変状が防食効果へ影響するか確認するために、変状部およびその周辺の通電停止24時間後の電位と通電16時間後の分極量を外部から測定した。図.7付近の測定値を表.4に記載する。この結果、変状部付近でも防食基準を満足しており、防食効果への影響は小さいものと判断される。



図.7 チタンメッシュ方式



図.8 チタングリッド方式



図.9 流電陽極方式

また、電気防食非適用径間では、図.10に示すように躯体コンクリートの剥落部が見られたが、電気防食適用部に特に変状は認められておらず、電気防食の効果が確認できた。

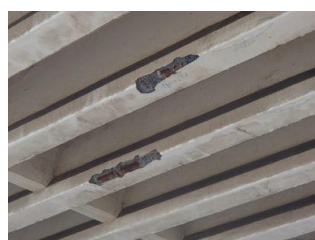


図.10 電気防食非適用部

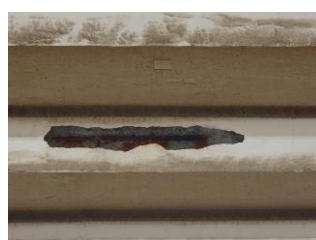


図.11 電気防食適用部

4-3 防食状態の確認

コンクリート中に埋設されている照合電極による、防食効果の確認試験を表.4 示す。いずれも防食基準を満足する試験結果が得られた。特に、亜鉛シート方式はその耐用年数（陽極寿命 15 年）を経過しているが、防食効果が維持されていた。なお、チタンメッシュ方式に適用された銀塩化銀照合電極の 4 個のうちの 1 個は、測定電位が不安定でその機能が損なわれていた。

表.4 埋設照合電極での復極量試験結果

回路 No.	チタンメッシュ方式				チタングリッド方式				亜鉛シート方式			
	回路 1				回路 1	回路 2			R1	R2	R3	R4
適用桁	G1~G4				G5~G7				G8~G11			
電流量	107mA				73mA	39mA			4.68	4.44	5.54	6.18
電流密度	4.5mA/m ²				8.1mA/m ²	4.3mA/m ²			mA	mA	mA	mA
通電電圧	1.89V				2.68V	1.99V			—			
対象面積	24 m ²				9 m ²	9 m ²			—			
照合電極	飽和銀塩化銀照合電極				鉛照合電極				二酸化マンガン照合電極			
測定電位	On	I _o	Off	ΔE	On	I _o	Off	ΔE	On	I _o	Off	ΔE
R1	-491	-481	-245	236	-724	-691	-314	377	-588	-519	-170	349
R2	-502	-489	-125	364	-709	-664	-345	319	-501	-477	-213	264
R3	—	—	—	—	-768	-731	-522	209	-673	-640	-186	454
R4	-633	-595	-263	332	-684	-676	-479	197	-516	-506	-237	269
写真-1 付近	-1016	-692	-323	369	—	—	—	—	—	—	—	—

*₁: 測定電位は、銅硫酸銅電極換算値(mV) , *₂: 亜鉛シート方式の電流量は、発生電流量

4-4 電気防食付帯装置の点検および分配電流の測定

直流電源装置の設置状況を図.12 に示す。橋梁下面は砂浜であるため、砂の巻上げ等による劣化損傷防止として、直流電源装置は高さ 5m 程度の橋脚に設置されており、健全に作動していることを確認した。

また、チタンメッシュ方式における配線配管材は図.13に示すように、脱落や損傷もなく設置されており、プルボックスの解放点検においても防水処理が行われており劣化等も確認されていない。



図. 12 直流電源装置



図. 13 配線配管材



図. 14 通電電流計測

チタンメッシュ方式は、直流電源装置から主桁4本に電線管が分配されている。図.14に示すように、各主桁に流れている分配電流をクリップオン電流計で計測した結果、G1桁=0.04A、G2桁=0.04A、G3桁=0.03A、G4桁=0.03Aとなり、均一に分配されていることが確認された。

4-5 B橋のまとめ

電気防食適用後約 20 年を経過した橋梁の詳細調査の結果、防食効果は健全に維持されており、今後の維持管理に役立つ情報が得られた。これらは、今後の電気防食の維持管理の標準化に活用する計画である。

5. C橋調査結果

5-1 電気防食方式の概要

電気防食方式は、外部電源方式のうちチタンリボンメッシュ方式が適用されている。電気防食方式の中で最も実績がある方式で、図.15 に示すようにコンクリート表面に幅 25mm 深さ 20mm 程度の溝を形成し、陽極材を「横置き」に配置し電気抵抗の低いモルタルを充填する工法である。

しかし本橋梁へは、図.16 に示すように、幅 8mm 深さ 20mm の溝切り内に陽極材を縦置きにすることで、施工の省力化を図った工法が適用されている。

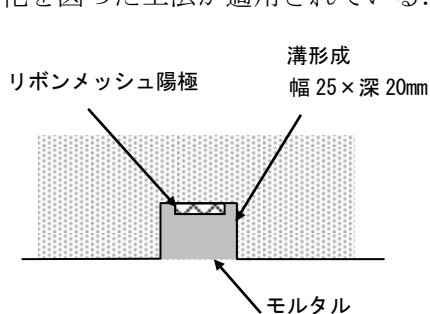


図.15 リボンメッシュ横置き方式

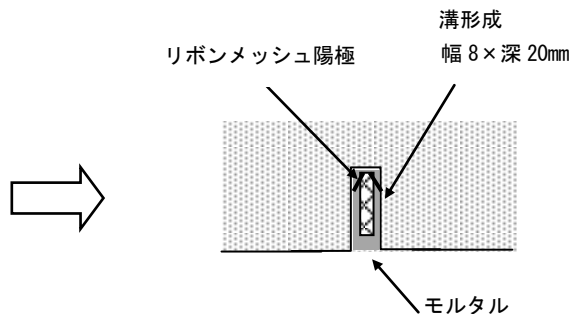


図.16 リボンメッシュ縦置き方式

5-2 外観調査

梁および床版の一部にうきやひび割れが確認された。詳細調査の結果、劣化部周囲の打音状況からは鉄筋腐食特有の異音は確認されておらず、外部照合電極での電位測定においても電位変化があることが確認されており、鉄筋腐食に起因する可能性は小さいと判断された。



図.17 主桁・床版全景

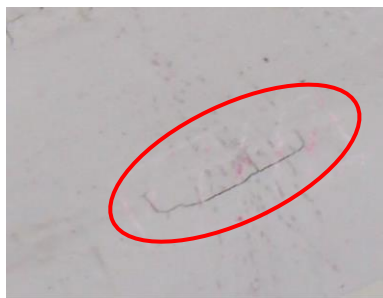


図.18 G1桁のうき



図.19 G2桁のひび割れ

P1 橋脚においては図.20、図.21 に示すように、陽極被覆モルタルの変色が特に A2 側の水面に近い位置で多く確認されている。過年度の点検結果より、A1 側の配管材が脱落していた期間があることが確認されており、その期間に A2 側に多くの電流が流れていたため、被覆モルタルの劣化が進行したものと推察される。



図.20 P1橋脚全景



図.21 陽極被覆モルタル変色

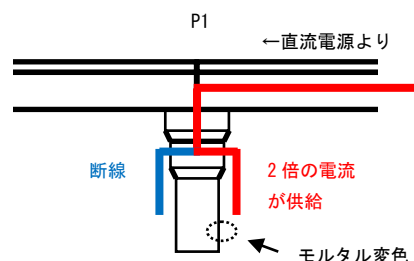


図.22 P1橋脚断面図

5-3 防食状態の確認

コンクリート中に埋設されている照合電極による防食効果の確認試験を表.5 示す。気中環境にある No.1・2・3 回路はいずれも 24 時間測定で防食基準を満足していた。

しかし、干満環境にある No.4 回路は防食基準を達しておらず、復極反応に必要な酸素の拡散速度が遅いと判断し 44 時間後まで延長した結果、復極量の増加が確認できた。また、配管材脱落前の自然電位と比較すると R4-1 = Δ 232mV, R4-2 = Δ 319mV の電位変化量があることが確認された。

復極の速度はコンクリートの乾湿状態に影響するため、今回のように測定時間を延長することにより復極量の増加がみられる場合もあることから、防食効果の判断には注意を要することを認識した。

表.5 埋設照合電極での復極量試験結果

回路	番号	通電時		24 時間後		44 時間後		24 時間後との差
		ON 電位 (mV)	IO 電位 (mV)	OFF 電位 (mV)	復極量 (mV)	OFF 電位 (mV)	復極量 (mV)	
No.1 主桁	R1-1	-542	-456	-276	180	-250	206	26
	R1-3	-525	-356	-249	107	-238	118	11
	R2-1	-670	-395	-258	137	-214	181	44
	R2-3	-593	-475	-337	138	-310	165	27
No.2 床版	R1-2	-584	-433	-259	174	-236	197	23
	R2-2	-465	-375	-223	152	-197	178	26
No.3 気中	R3-1	-507	-452	-327	125	-312	140	15
	R3-2	-702	-500	-332	168	-303	197	29
No.4 干満	R4-1	-829	-815	-746	69	-723	92	23
	H27.11.26 断線復旧前の自然電位: -583						232	-----
	R4-2	-818	-813	-776	37	-754	59	22
	H27.11.26 断線復旧前の自然電位: -494						319	-----
				平均		24mV		

復極量測定
(合格基準: 100mV以上)

① 24時間後測定値
② 48時間後測定値
③ 復極量増加分

各回路に流れている通電電流測定の結果を表.6 に示す。橋脚気中部 (No.3 回路) の電流密度が他の回路に比べ高い結果となった。図.23 に No.3 回路の断面図を示すように、陽極は 7 段設置されており、防食効果を判定するための照合電極は、陽極 2 段目付近に設置されている。

しかし、防食適用後に河床高さが変化したことにより、今回調査時には橋脚下部である 7 段目の陽極が没水していた。そのため、電気抵抗が小さい没水部の陽極に防食電流が多く流れ、照合電極部付近での電流が減少し、所定の分極量を得るためにより多くの電流を要したことが推察される。

表.6 通電状況測定結果

回路	通電電流 (A)	通電電圧 (V)	防食面積 (m ²)	電流密度 (mA/m ²)
No.1 回路	0.38	2.72	334.2	1.10
No.2 回路	0.32	7.88	198.9	1.60
No.3 回路	0.19	3.34	27.2	7.00
No.4 回路	0.02	1.45	10.5	1.90

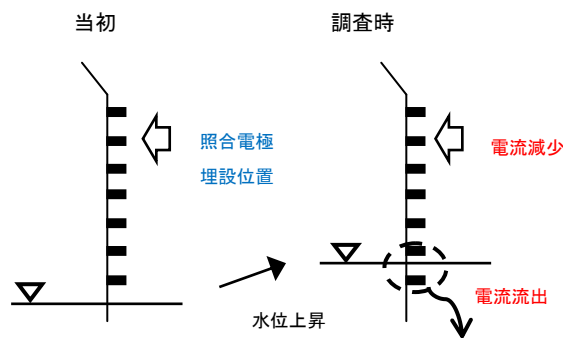


図.23 No.3回路断面図

5-5 C橋のまとめ

今回の調査より、防食電流を均一に供給するためには、コンクリート表面の乾湿環境に応じた回路分けが重要であることが明らかになった。また、電気防食適用後の目視点検、通電確認を計画的に行うことが、電気防食適用後の再劣化を防止するために重要であることを認識した。

6. 電気防食システム付帯設備（共通）

各橋梁における付帯設備の調査結果を表.7 に示す。A 橋・C 橋に紫外線劣化と思われる配管材の割れが確認された。このような劣化を経験し、現在では更なる耐候性を有するものが標準とされている。

項目	A 橋	B 橋	C 橋
電源装置	良好	良好	良好
電源筐体	良好	良好	ゴムパッキン劣化
配管材	割れ	良好	割れ
配管固定	良好	固定ビスの腐食	脱落
プルボックス	良好	一部開閉不可	良好
配線接続処理	不十分 (ビニルテープ)	良好(a方式) b・c方式は確認不可	良好 (自己融着テープ +ビニルテープ)

表.7 付帯設備調査結果



図.24 配管材の割れ

C 橋の直流電源装置において、扉裏面ゴムパッキンの劣化や金属部の腐食が確認された。また、配管材を固定する樹脂プラグの抜け落ちが確認された。現在では羽根付きのある樹脂プラグを標準としている。



図.25 直流電源装置の劣化



図.26 配管材固定ビス抜け落ち

7. 全体のまとめ

今回の調査結果から得られた知見を以下に示す。

A橋：コンクリート剥落部（G3 桁）では、分極量が50mV 未満と小さい値を示している。現時点で変状のないG4 桁でも同様に分極量の小さい範囲が見られ、今後劣化する可能性もあるため継続的な観察が必要と思われる。

B橋：チタンメッシュ方式における被覆モルタル剥落部（G1 桁）および浮き部（G4 桁）の分極量は健全部と同様高い値を示している。被覆モルタルの剥落は今回の大きさ（10×10cm）程度では、電気防食効果に与える影響は小さいと考えられる。

C橋：橋脚下部にみられる被覆モルタルの剥離・変色は、干満帯に位置していることや陽極材かぶり厚さの不足、一時的に通常より多くの電流が流れたことなどが原因となって生じたものと考えられる。適用箇所 conditions に応じた電気防食工法の選定や設計が重要である。

最後に

電気防食工法は塩害環境の厳しい箇所に適用されることが多く、電源停止や不均一な電流分配などにより適切な電流密度が得られない場合には、再劣化を起しかねない。簡易な日常点検で電源稼働やモニタリングを行うとともに、今回行ったような詳細な調査を定期的に行って防食効果を確認することも、再劣化を防止する上で必要であると考えられる。

コンクリートの長寿命化『IPH(内圧充填接合補強工法)システム』

東海 中日建設株式会社 高木 賢一朗

要 旨

コンクリート構造物のひび割れ補修には、樹脂注入工法が用いられている。IPH 工法はコンクリートのひび割れ部を穿孔し、コンクリート内部の空気を抜きながら樹脂を低圧で注入することにより、微細なひび割れ深部まで樹脂を注入することができる工法である。また、コンクリートの浮き・豆板に対しても、はつることなく樹脂を注入し、一体化を図り、補修することができる工法でもある。一般的な注入工法は、コンクリート表面のひび割れ位置から樹脂を注入しているために、微細なひび割れ深部への充填に不安定要素を含んでいる。IPH 工法は、NETIS(No.CG-070007-V) 土木学会技術評価証(第 0009 号)にも登録されている。

【 IPH工法の概要説明 】

IPH工法は低圧樹脂注入工法のジャンルに区分され、コンクリート構造物内部の空気を抜きながら樹脂を注入することで、他の低圧樹脂注入とは全く違う効果を追求してきました。他の工法は躯体表面のクラックから雨水が浸入しないように塞ぐことが目的ですが、当工法は、**コンクリート構造物の内部から接合補強して躯体を一体化(健全化)**させることにあります。

独自開発の「**穿孔**」、「**空気抜き**」、「**安定した超低圧**」、「**低粘性樹脂**」により、従来の低圧樹脂注入では不可能とされていた躯体表面から30cm以上(最大実値170cm)への注入や、0.1mm以下(最小実証値0.01mm)への注入も可能になりました。

当工法は構造物内の空気と樹脂を置換し、加圧状態で固化し、躯体を内部から接合補強(一体化)させます。この注入により、耐力が回復することは土木学会で実証されています。また鉄筋周りも樹脂で被覆するため腐食進行を防ぎます。健全化された構造物は結果として漏水も防げます。

IPH工法は、コンクリート構造物の長寿命化に大きく寄与する技術であることを以下でご説明をさせていただきます。

1. IPH 工法概要説明

自然災害による損傷や経年劣化で傷んだ コンクリート構造物の 躯体内部から接合補強して耐力を回復させる・・・ IPH工法(内圧充填接合補強工法)

● IPH工法の開発者

- ・SGエンジニアリング株式会社 (広島市西区草津東1-11-51)
- ・アイクリーテックワールド株式会社 (広島市西区草津東1-11-51)
(SGエンジニアリング㈱ 子会社)

● 協力研究機関

- ・広島大学 大学院 (東広島市鏡山1-3-2)
- ・東京工業大学 大学院 (東京都目黒区大岡山2-12-1)
- ・筑波大学 大学院 (つくば市天王台1-1-1)
- ・岐阜大学 工学部 (岐阜市柳戸1-1)
- ・名古屋大学 大学院 (名古屋市千種区不老町)
- ・ジェイアール総研エンジニアリング株式会社 (国分寺市光町2-8-38)

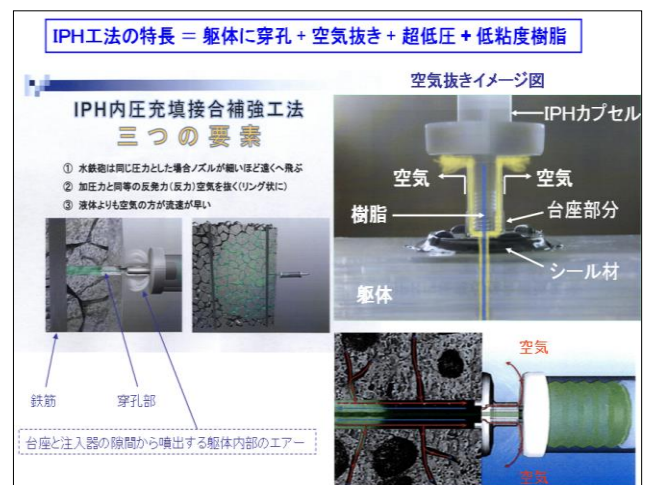
● 工法研究&工法普及団体

- ・一般社団法人 IPH工法協会 本部 (広島市西区草津東1-11-51)
- ・同 中部支部長 中日建設株式会社 (名古屋市中区橋1-1-20)

2. 共同研究機関

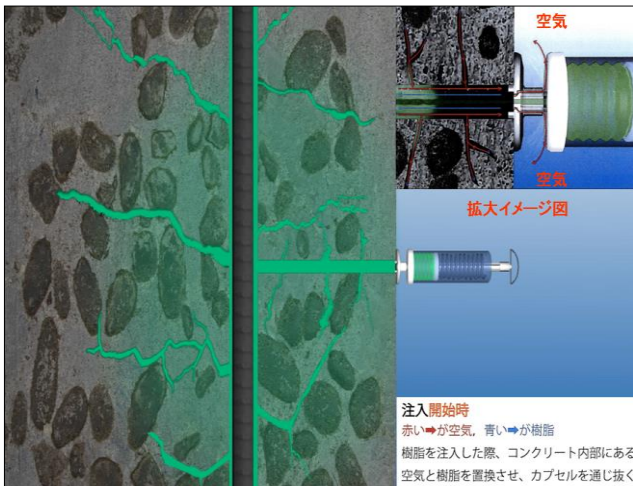


3. 土木学会技術評価証



4. 空気抜きイメージ

キーワード：検査技術・診断，非破壊試験法，補修・補強(構造)，リニューアル，低圧樹脂注入
 連絡先：愛知県名古屋市中区橋一丁目1番20号 TEL:052-321-6503 FAX:052-321-6959



5. 注入イメージ



6. 使用機械

IPHカプセル

E-396H

項目	規格	単位	数値
粘度 (mPa・s/20°C)	JIS A 8024	100~1000	700
標準粘度 (Pa・s)	JIS A 8024	0.10以上	0.5
特殊粘度 (Pa・s)	JIS A 8024	1.0以上	0.5
硬化収縮率 %	JIS A 8024	3以下	2
加水硬化	JIS A 8024	5以下	3
加水硬化	JIS A 8024	5以下	3
引張強度 (MPa)	JIS A 8024	10.0以上	21.0
引張弾性率 (%)	JIS A 8024	50以下	2
圧縮強度 (MPa)	JIS K 7203	50.0以上	60.0
引張強度 (MPa)	JIS K 7203	40.0以上	50.0

SGエンジニアリング株式会社

7. IPH カプセル,エポキシ樹脂

IPH工法 使用材料

E-396H

低粘度高流動エポキシ樹脂

特長

- ・微細クラックへの注入が可能です。
- ・混合液の可変時間が長く、作業性に優れています。
- ・乾燥面だけではなく、湿潤面や漏水箇所にも高い硬化力・接着力を発揮します。

荷姿

主剤	エポキシ樹脂溶液	2kg/缶
硬化剤	変性ポリアミン	1kg/ポリ容器

SGエンジニアリング株式会社

試験報告書

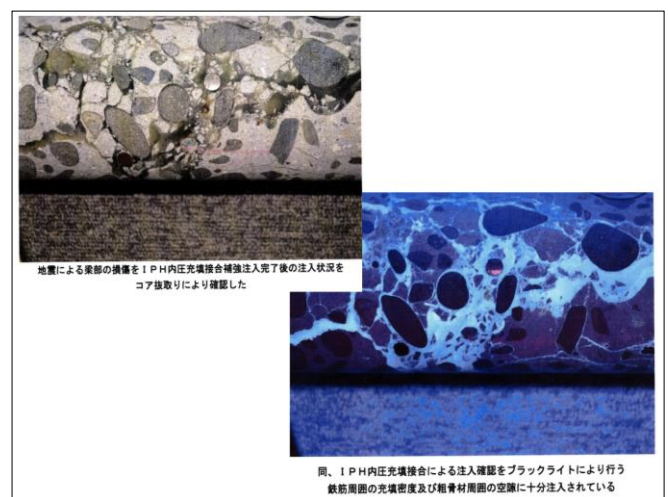
SGエンジニアリング株式会社

日本食品分析センター

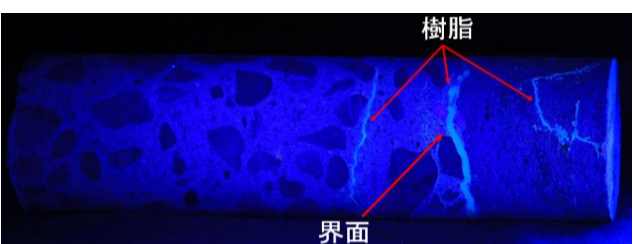
8. 水質試験結果 (JWWA 合格)



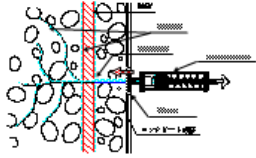
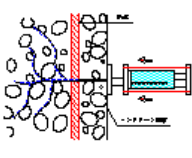
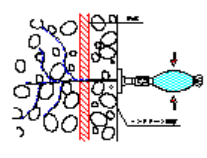
9. 注入実験



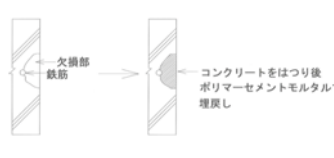
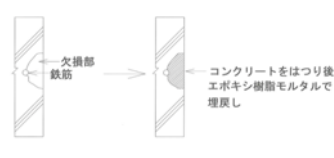
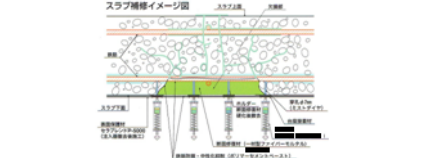
10. 注入確認 (ブラックライト照射)



11. 過去に断面修復した箇所に注入したコア

工法または一般名称		IPH 内圧充填接合補強工法	工法 A	工法 B
イメージ図				
概要		コンクリート表面から穿孔し、表面をシールした上で空気を抜きながらエポキシ樹脂をコンクリート内部深くに超低圧注入する。低粘度で可使用時間の長い注入材を低い圧力で一定時間をかけて注入するため注入箇所周囲の微細な空隙までエポキシ樹脂が行き渡る。長期的なコンクリート構造物の健全化を目的とする。	ひび割れ表面をシールして、専用注入台座と専用注入器でエポキシ樹脂をひび割れ内部へ低圧注入する。樹脂を押し込む注入であるため、微細部への侵入が不足	ひび割れ表面をシールして、専用注入器でエポキシ樹脂をひび割れ内部へ低圧注入する。樹脂を押し込む注入であるため、微細部への侵入が不足
使用対象		断面修復・劣化部材・ひび割れ浮き・躯体内部の密度を高める・漏水	ひび割れ・表面劣化部	ひび割れ・表面劣化部
主要目的		コンクリート耐力回復増強・ひび割れ注入	ひび割れ注入	ひび割れ注入
注入器具特性	注入器具	加圧方式 スプリング加圧方式	ゴムバンド方式	ゴム膜還元加圧方式
		加圧概要 スプリングを縮ませ、樹脂容器をセットする。注入開始時にスプリングを開放し、スプリングの反発力によって加圧する。エア抜き機能を有する	伸ばしたゴムを注入器具に掛け、ゴムの縮む復元力によって加圧する。エア抜き機能が無く、気泡が先行する	注入器内に注入材を充填し、ゴム膜を膨らませ、そのゴムが元に戻ろうとする復元力で加圧する。エア抜き機能が無く気泡が先行する
		加圧力 初期圧力 0.02N/mm ² 安定時圧力 0.02N/mm ²	0.4N/mm ² 以下 0.098N/mm ² (1kgf/cm ²)	0.4N/mm ² 以下 0.34N/mm ² (34kPa)
		注入深さ・精度 微細部深部にまで確実に注入材が充填される為、鉄筋周囲の接合密封により強度増強と防錆効果がある。	0.2mm以下微細部には注入材の充填が不安定。表面ひび割れに走る傾向	微細部には注入材が充填されない。表面ひび割れに走る傾向
		加圧力の安定性 安定 スプリングはハガネであり、加圧力の変動が小さい為すべて同一圧力の精度がある	不安定 ゴムの復元力が一定でないため(使用回数によりゴムが伸びて復元力は徐々に小さくなる)	不安定 注入器具内に充填するエポキシ樹脂量により、注入圧力が変化するため
		空気混入 樹脂攪拌時の気泡 ジャバラの凸部に気泡が残るため充填される注入材に混入を抑制している。	空気混入する(防止機構なし)	空気混入する(防止機構なし)
	注入機器内の残存空気 注入器具及び台座に空気抜き機構あり	混入防止機構はなく、押し込む注入であり空気も入る	混入防止機構はなく、押し込む注入であり空気も入る	
	注入器具の再利用 可能(15回程度)	可能(2~3回程度)	使い捨て	
注入材	名称	エポキシ系 E-396H	エポキシ系 E-206S	エポキシ系 B L グラウト
	注入材の粘度(20℃)	500±200mPa・s	600±100mPa・s	500±200mPa・s
	注入材の可使用時間(20℃)	40~70分程度	30~40分程度	30~50分程度
	コンクリート耐力回復効果	あり(実験評価・論文有)	—	—
施工	漏水部の施工	微細部にまで注入材が充填される為コンクリート内部密度が高まり漏水対策効果がある。	微細部には注入材が充填されないため漏水対策には効果が無い	微細部には注入材が充填されないため漏水対策には効果が無い。
	耐久性	20年以上	10年未満	10年未満
	ライフサイクルコスト30年	1回	3回~4回	5回~6回

1 2. ひび割れ注入工法比較表

項目	名称 はつり除去+埋戻し (ポリマーセメントモルタル)	はつり除去+埋戻し (エポキシ樹脂モルタル)	IPH内圧充填接合補強工法 (ポリマーセメントモルタル・エポキシ樹脂)
概要図			
工法概要	欠損部のコンクリートをはつり取り、腐食鉄筋には防錆処理を施し、ポリマーセメントモルタルで埋戻す。 作業・施工順序: 調査・施工部位特定 → マーキング → カッター切り → 断面修復 → 防錆処理 → 清掃 → 取り寄せ	欠損部のコンクリートをはつり取り、腐食鉄筋には防錆処理を施し、エポキシ樹脂モルタルで埋戻す。 作業・施工順序: 調査・施工部位特定 → マーキング → カッター切り → 取り寄せ → 断面修復 → 防錆処理 → エポキシプライマー塗布 → 清掃	欠損部のコンクリートをはつり取らずに、割断部のみ削りや、豆灰や、鉄筋周囲等の空隙部にエポキシ樹脂を部材に塗り注入を行う。但し、既に剥離している箇所については、防錆処理後、無収縮ポリマーモルタルを充填しエポキシ樹脂を注入する。 作業・施工順序: 調査・施工部位特定 → マーキング → IPH用ミストタイププライマー塗布 → 合流部処理 → カッター切り → セラフレンド F3000塗布 → 空気を抜いた後、無収縮ポリマーモルタル塗布 → 清掃 → 注入装置
工法特長	最も一般的な工法として用いられている。 躯体構造との付着性は初期接着 1.5N/mm ² 以上としている。 モルタルの付着性に依存する工法である。	下地への付着強度に優れており 1 度の厚塗り (20mm~30mm 厚) 施工が可能である。 耐久性、耐候性、凍結融解安定性に優れている。	コンクリートをはつり取らずに施工出来る為、コンクリート塵材が極めて少ない。また、鉄筋とコンクリートが剥離している場合でも、エポキシ樹脂を注入する為、確実に密着が確保出来、工期の短縮が図れる。
考 察	鉄筋とコンクリートが剥離している場合は、健全な箇所まで入念にはつり取る必要があるが、完全なるポリマーモルタル充填が確保出来ず異面接着にムラが生じる恐れがある。軌道・道路での修復は振動があり、剥離する危険が生じ、剥離部位も多く確認されている現状である。	混合攪拌後の可使用時間が短く、多量練り込みが出来ず早期充填が要求される。 良好(但し、充填程度によりムラが生じる)部分的な付着にとどまる	全般的には工期短縮であるが、欠損部補修箇所については、無収縮ポリマーモルタル充填修復後、更にエポキシ樹脂注入の為、工程は増えるが、補修材と躯体の一体化が図れる。 システムとして完成されている。
中性化及び塩害対策	特記仕様に基づき。 亜硫酸リチウム等改質処理法が考えられる。	非透水性のため、特に行わない。	特記仕様に基づき、露出鉄筋がある場合亜硫酸リチウムペーストを塗布する事により鉄筋防錆を行う場合もある。
漏水部の施工性	状況により、止水工法と併用する事により可能である。 躯体内部の止水には工法的に限界がある。	状況により、止水工法と併用する事により可能である。 表面部の止水に留まる	多量の漏水の場合は、止水工法と併用するが、少量であれば注入する事により漏水を食い止める事が出来る。コンクリート内部一体化による止水。
鉄筋とコックットの付着性	良好(但し、充填具合によりムラが生じる)部分的な付着にとどまる	良好(但し、充填程度によりムラが生じる)部分的な付着にとどまる	完全付着の為、鉄筋の防錆と躯体の増強回復とが図れる。 要求性能に達する接着データ有。
環境配慮性	はつり作業の為、騒音及び粉塵が生じる。	はつり作業の為、騒音及び粉塵が生じる。	はつり作業を行わない事を基本とし、騒音及び粉塵が生じない。躯体と欠損断面修復材との接合一体化が可能
経済性	150,000円~230,000円/m ² 程度(塗厚 50mm~70mm) 対策ごとに補修範囲が拡大	250,000円/m ² 程度(塗厚 50mm) 対策ごとに補修範囲が拡大	150,000円~200,000円/m ² 局部欠損断面深さ、100mm程度とする補修対策部位は経年健全性を保つ
総合評価	○	△	◎
耐久性	10年未満	10年未満	20年以上
57割例コスト30年間	5~6回(5回×100,000)/m ²	3回~4回(3回×250,000)/m ²	1~2回(1回×200,000)/m ²

1 3. 断面修復工法比較表

論文 コンクリートのコア供試体の引張ならびに曲げ試験によるひび割れに充填された樹脂の付着性能の評価

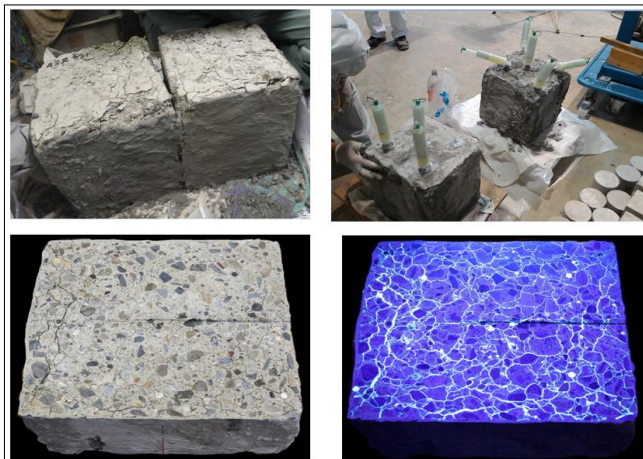
西尾 亮人¹⁾・柿澤 雅樹²⁾・高木 賢一朗³⁾・六部 恵哲⁴⁾

要旨: コンクリート構造物のひび割れ部に充填された樹脂とコンクリートとの付着性能を評価するための試験方法として、樹脂充填部を含むコア供試体を用いて引張ならびに曲げ試験を行う方法を提案した。3面がシールされた鉄筋コンクリートブロックでは、閉塞したひび割れの先端まで樹脂が充填されていた。水平ひび割れを含み3面をシールされた5個の無筋ブロックのうち、2個で樹脂が一部未充填であったが、残りの3個では樹脂が充填されていた。本研究の範囲では、内圧充填接合補強工法によって微細なひび割れに樹脂がよく充填され、樹脂が充填されていれば、樹脂充填部の付着性能も確保されていた。

キーワード: ひび割れ、樹脂注入、付着性能、コア供試体、引張試験、曲げ試験

1 4. 引張試験 (岐阜大学)

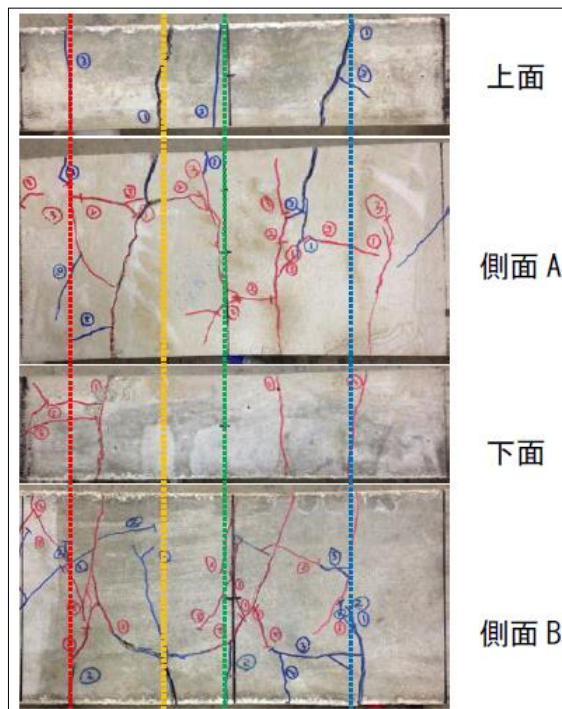
1 5. 引張試験結果 (岐阜大学)



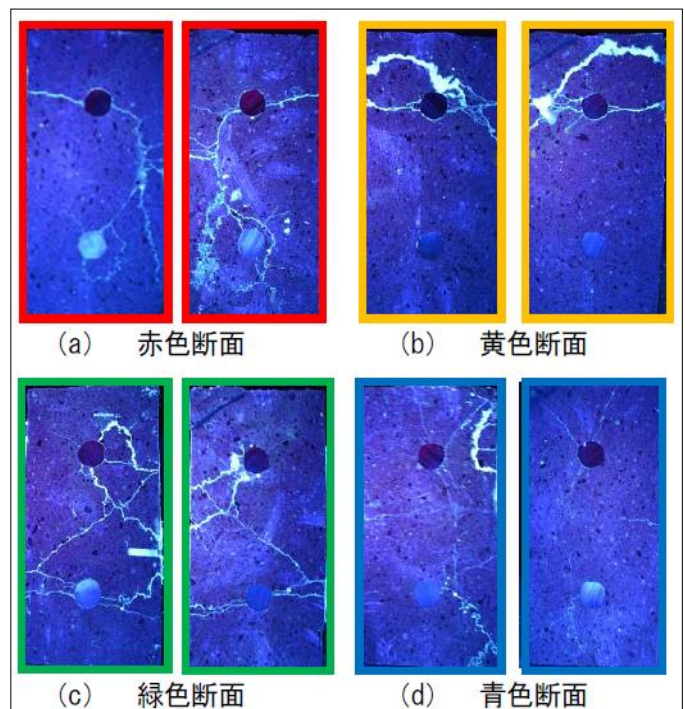
1 6. 人工 ASR 注入実験 (岐阜大学)



1 7. 注入状況実験 (名古屋大学)



1 8. ひび割れ供試体 (名古屋大学)



1 9. 注入状況確認 (名古屋大学)

非破壊試験（弾性波に基づくトモグラフィ技術）について

コンクリート構造物に生じた許容幅を超えるひび割れは、構造物の耐荷力を低下させる要因となるほか、中性化や塩害等の劣化因子の侵入を加速させ、最終的には構造物としてのパフォーマンスを低下させる恐れがある。ひび割れの補修工法の一つである注入工法は、樹脂等の補修材をひび割れに充填し劣化因子の侵入を防ぐとともに、コンクリートの一体性を確保する工法である。微細なひび割れへの補修材の充填は、構造部材の強度回復も期待できる。しかしながら、補修後にひび割れが適切に充填されたかどうかはコンクリート表面からは判断が難しい。そのため、充填の確認はコンクリートコアを採取するなどの破壊試験が主流となっている。しかし、補修した構造物に傷をつけることへの理解が得られないのが現状である。そこで、非破壊にてコンクリート表面から内部の充填状況を把握できる『表面波トモグラフィ』を使用し、ひび割れ補修の前後を色比較することで補修の効果を確認する工法が採用されている。

健全なコンクリートの弾性波速度は概ね、4,000m/s であり、表面波速度は、その約 57%に相当する 2,300m/s 程度であると考えられる。解析から得られる速度は、対象領域に限定し最適化を行った相対速度である。このため、理論計算上の速度とは完全に一致はしないが、当然に計測データをベースに最適化を行っているため概ね一致するはずである。すなわち、理論計算上の 2,300m/s に近い速度は、健全なコンクリートを示し、速度が低下するに従いひび割れや空隙等の弾性波を迂回させる要因が多く存在することを示す。

弾性波に基づくトモグラフィ技術およびその利用

背景

- 事後保全型から予防保全型へ、構造物の維持管理思想が大きく変わろうとしている。
- 上記を実現するために、コンクリート内部の損傷を的確かつ定量的に評価可能な非破壊検査・モニタリング手法の確立が喫緊の課題となっている。
- 「弾性波に基づくトモグラフィ技術」は上記の課題を解決する革新的技術として注目を集めている。(日経新聞2016/8/29, 日経コンストラクション2016/8/22等)

弾性波に基づくトモグラフィ技術とは

【利用技術】

震源探査

地震波(P波, S波)を利用して震源探査

X線CT

X線を利用して内部の密度を把握

【本手法の特長と種類】

波線追跡法を用いることにより、弾性波の発信時間、発信位置が未知でも、材料の速度構造を求めることが可能。
構造物の種類や欠陥の規模に応じて適用方法を選択可能。

【弾性波トモグラフィ】センサ

縦波の伝達時間から速度構造を評価
(入力位置および発信時間が必要)

【AETトモグラフィ】センサ

縦波の伝達時間から速度構造を評価
(入力位置および発信時間が必要)

【表面波トモグラフィ】センサ

表面波伝達時間から入力周波数に
応じた深さ部分の評価

弾性波に基づくトモグラフィ技術およびその利用

維持管理フローの将来像

維持管理において効果的に対策(補修・補強)を実施するために、

- ①事前調査による損傷部位の特定
- ②構造安定性などの性能評価
- ③対策後の効果確認
- ④それに対する性能の向上効果

これに資する非破壊検査手法として「弾性波を利用したトモグラフィ手法」を活用する。

補修評価に対する適用事例

○IPH工法の注入評価

トモグラフィ法による注入前後の三次元速度分布を注入前後の弾性波速度を比較することにより、注入の効果を3次元で視覚的に評価可能となった。

○Vカット充填部の評価

非破壊検査協会秋季大会(平成28年10月6日, 7日 @山台)にて発表
ボックスカルバート漏水部におけるVカット充填工法の適用

コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム
(平成28年10月13日, 14日 @京都)にて発表

施工事例について



20. 高架下補修工事



21. 砂防ダム補修工事



22. 空港エプロン補修工事



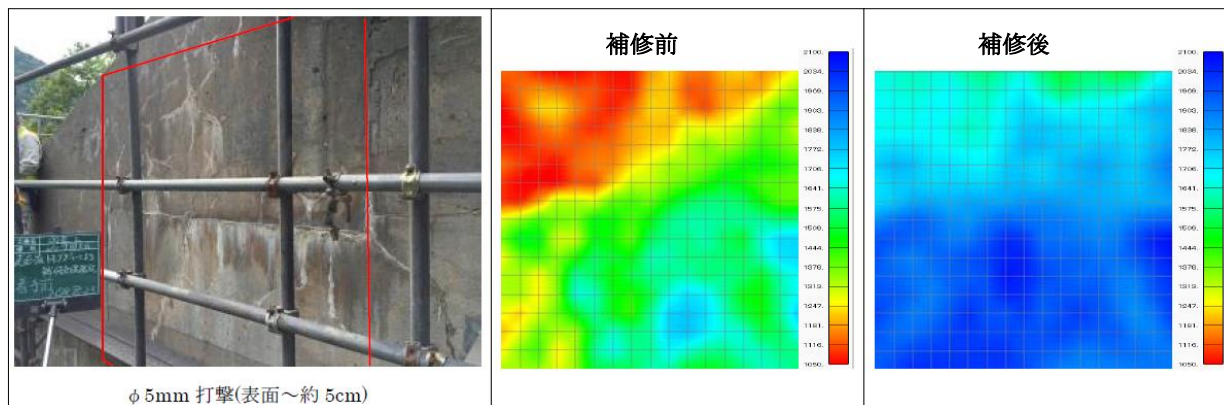
23. 床版補修工事



24. 基礎柱補修工事



25. 橋脚補修工事



φ5mm 打撃(表面～約5cm)

26. 表面波トモグラフィ, Φ5mm 打撃 (表面～約5cm, 赤枠が調査範囲)

下水道施設の耐震診断に非線形解析を導入する効果について

京滋 株式会社エーバイシー ○本多 頭治郎

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震は、官公庁施設も大きな被害を受け、従来の耐震設計の技術基準類が大きく書き換えられた。さらに2011年の東北地方太平洋沖地震は、地震動の他に津波による被害が甚大で、耐津波設計の項目が加えられた。今後、予想される南海トラフ地震に対して、既存施設の耐震補強は急務であり、下水道施設も広範囲かつ急ピッチにその作業が進められている。既存下水道施設の耐震性能は、新設と同等の耐震性能2の確保を基本とするが、実際の既存施設に対して新設と同等の耐震性能を求めると莫大な補強工事費になり、事業の実施が困難な状況になる事例が非常に多い。この対応策として、2014年に改訂された下水道指針¹⁾は、既存施設の耐震診断や耐震補強設計に非線形解析(プッシュオーバー解析)を導入し、部材の要求性能に応じて段階的な耐震性能の設定を可能にしている。

本論は、下水道指針における耐震補強設計の考え方と、大型の下水道施設の非線形解析に建築の一貫構造計算プログラムを適用する場合の計算機能の検証結果、非線形解析の導入効果について述べる。

2. 下水道指針における耐震補強設計の考え方

一般に、構造物の耐震性能の照査においては、構造物の要求性能を考慮して耐震性能1~3の限界状態を定義し、各限界状態の限界値を定める必要がある。下水道施設の非線形解析においては、例えば柱・梁の棒部材(はり要素)では、図-1に示すように、各耐震性能の限界値に相当する許容塑性率を定めている。具体的には、従来からの耐震性能2の照査における疑似非線形解析では、じん性を考慮し、構造物特性係数(Cs)を0.45としているが、これは塑性率 $\mu_m=3$ 相当を想定している。また、既存施設も新設と同等の耐震性能2の確保を基本とするが、耐震性能2の確保が困難な場合、段階的な耐震性能として耐震性能2'を設定でき、この部材の許容塑性率を $\mu_u=4$ としている。

3. 大型の下水道施設の非線形解析の方法

1) 概要

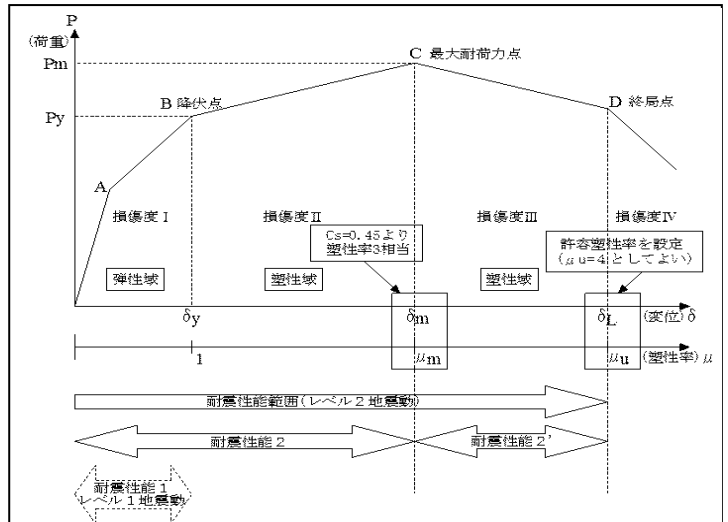


図-1 下水道施設における許容塑性率

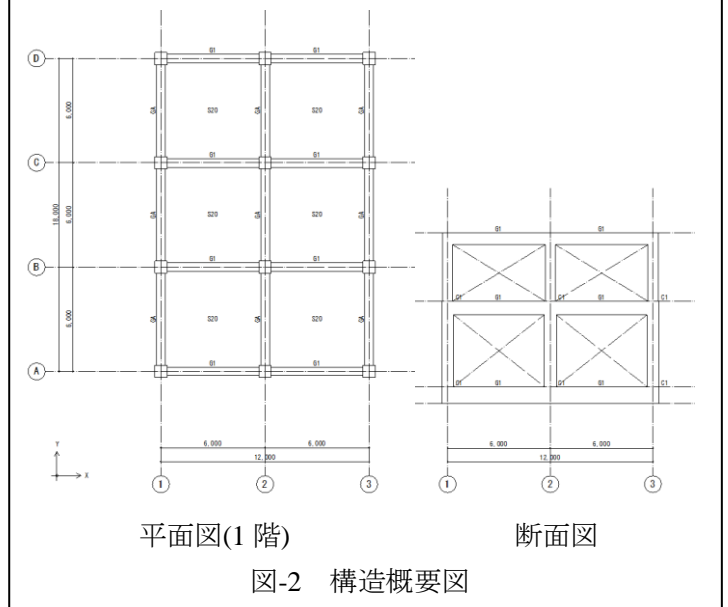


図-2 構造概要図

キーワード：耐震診断，耐震補強，非線形解析，せん断耐力

連絡先：大阪府大阪市中央区北浜東2番16号 日刊工業新聞社ビル3F TEL：06-6910-8331 FAX：06-6910-8332

下水道施設の構造形は、I 類～V 類に分類される。この内、IV 類の複合構造物は、一般に柱・梁からなる主架構と地下壁から構成され、大型かつ複雑な形状を有することが多い。この構造物を汎用の3次元有限要素解析プログラムでモデル化すると、数十万節点を超える事例も少なくない。数十万節点もの非線形解析は、費用的にも時間的にも事業の実施が困難と言える。このため、下水道指針の耐震計算例²⁾では、大型構造物の柱・梁の主架構に対して、非線形解析の際に建築の構造設計で利用される一貫構造計算プログラムの使用が提案されている。ここでは、一貫構造計算プログラムの計算機能を利用し、下水道施設の土木部分の非線形解析に適用する場合の方法を具体的に示すと共に、その方法の妥当性の検証結果について述べる。

2) 構造モデルと検証方法

検証に用いた構造モデルは、2x3スパンの2階建てのラーメン構造である。図-2に構造概要図、図-3に部材リストを示す。図-3において、配筋等はレベル1地震時(震度kh=0.2)の外力で設定している。また、レベル2地震時を想定した非線形解析における地震時水平力は、震度kh=0.8とし、1階にP1=2720 kN、2階にP2=1628 kNを载荷した。

計算機能の検証は、建築一貫構造計算プログラムSS3(以下“SS3”と略す)と、土木・建築施設の設計で用いられる汎用の3次元有限要素解析プログラムTDAPⅢ(以下“TDAP”と略す)の計算結果を比較した。これら2つのプログラムは、基本的に曲げ降伏時の剛性低下率等の処理方法に大きな差はない。しかし、本質的な問題として建築と土木における耐力式の差を考慮する必要がある。そこで、SS3に対しては土木の耐力を考慮するため、図-4のN-M相互作用図における変動軸力範囲の軸力Nと曲げモーメントMの関係に対して、土木基準における耐力を直接入力した(以下“耐力入力”と略す)。一方、TDAPにおいては、非線形モデルを軸力変動トリリニア型として解析した。

3) 解析結果

解析結果のQ-δ曲線を図-5に示す。SS3(耐力入力)とTDAPのQ-δ曲線は、良好に一致している。また、塑性率は回転角で評価しているが、SS3とTDAPの差は思いの外小さい(図-6参照)。なお、本検証に用いた構造モデルの塑性率は、すべての部材で許容塑性率 $\mu_m=3$ を下回っており、耐震性能2を満足している。

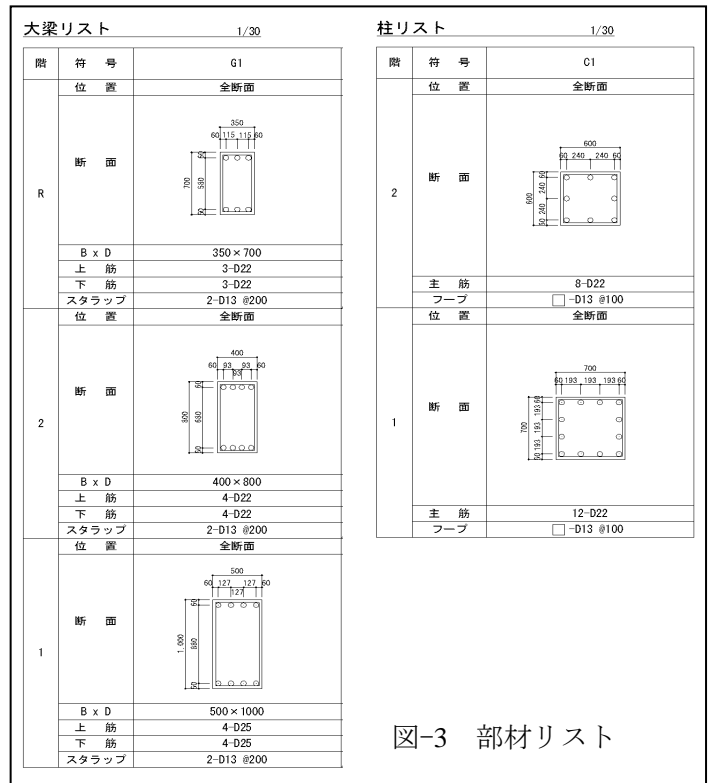


図-3 部材リスト

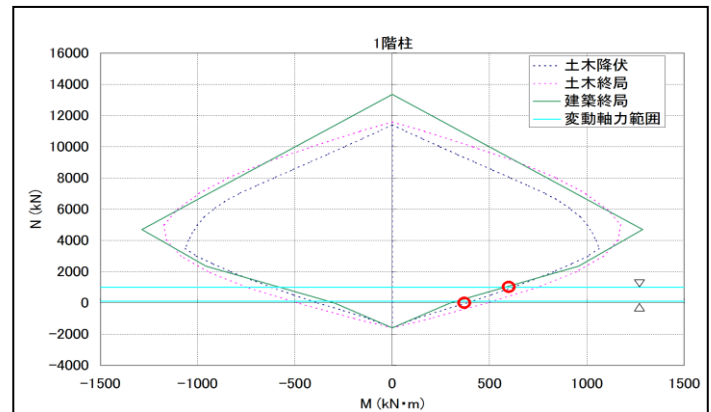


図-4 N-M 相互作用図(インテラクションカーブ)

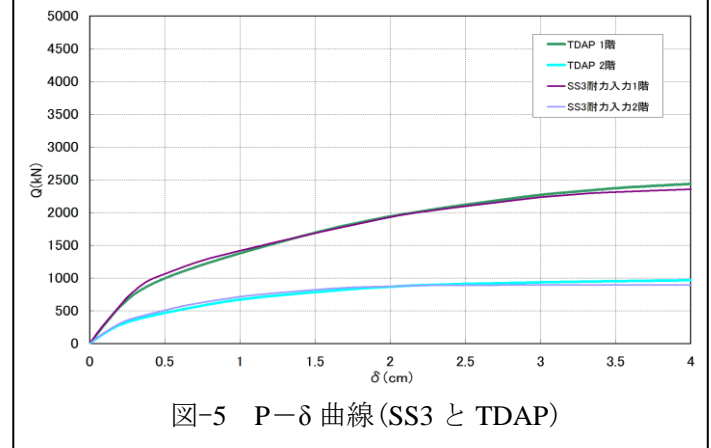


図-5 P-δ 曲線(SS3 と TDAP)

以上から、一貫構造計算プログラムは、下水道施設の土木部分の非線形解析に適用可能であると判断できる。また、一般に一貫構造計算プログラムは優れた操作性と計算機能を有しており、柱・梁で構成される部材数の多い大型構造物の非線形解析に適用した場合、経済的にも時間的にも有利と考えられる。

4. 非線形解析の導入効果

1) 効果の検証方法と対象施設

非線形解析の導入効果の検証は、図-7における従来の疑似非線形解析(構造物特性係数Cs考慮の線形解析)の補強量を1(100%)として、非線形解析の補強量の割合を示す形で整理する。なお、検証対象の施設は以下の10棟である。

- ・ 水処理施設 × 3 棟
- ・ 砂ろ過池 × 1
- ・ ポンプ場 × 3
- ・ 濃縮タンク × 1
- ・ 消化タンク × 1
- ・ 流入渠 × 1

計 10 棟

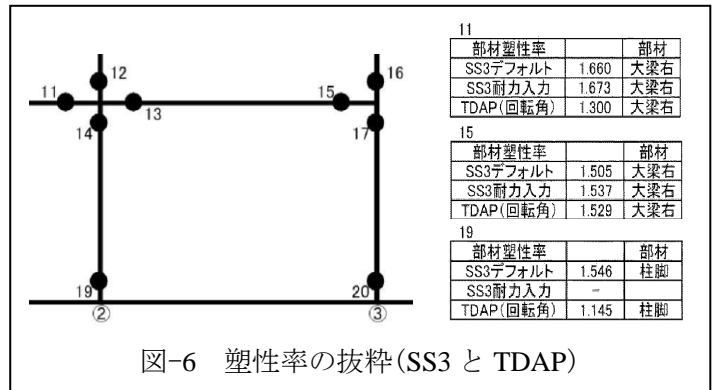


図-6 塑性率の抜粋(SS3 と TDAP)

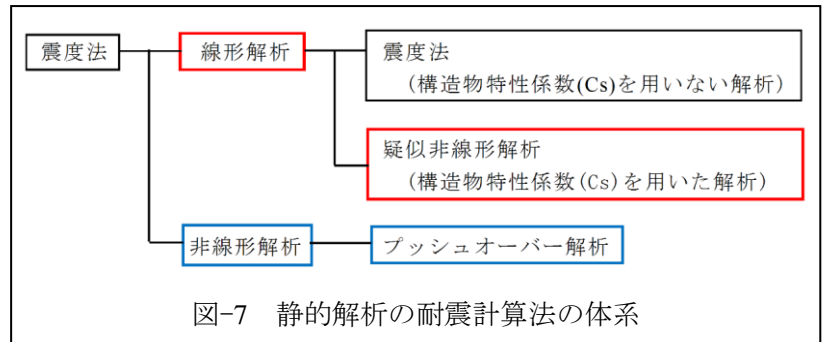


図-7 静的解析の耐震計算法の体系

2) 非線形解析の導入効果

非線形解析の導入効果について、検証する。曲げに対する補強量は線形解析の結果を1(100%)として、以下に示すとおり。

・ 曲げに対する補強量 : 1.0(100%) → 0.0(0%)

せん断に対しては、後施工のせん断補強筋の補強量について比較したものを表-1に示す。これより、

・ せん断に対する補強量 (全体) : 1.0(100%) → 0.0~1.0 平均 0.08(8%)

・ せん断に対する補強量 (地下壁のみ) : 1.0(100%) → 0.0~0.63 平均 0.15(15%)

となっている。

曲げ補強は、今回のサンプルでは非線形解析における補強量が0%となっている。これまで筆者らが行なった解析結果を総合しても、降伏点を超える部材は数%であり、少なくとも耐震性能2を満足している。

せん断補強についても、等価せん断スパンを考慮したせん断耐力式³⁾を適用することで補強量が減少している。一般に、地下壁には常時から土圧力が作用し補強量は減少しにくい傾向にあるが、等価せん断スパンの効果で、補強量が最大でも線形解析の63%程度に減少している。

3) 非線形解析の導入効果の総括

前述したように、これまでの線形解析に比べると非線形解析は補強量の減少効果が著しい。この理由について考察する。

柱・梁の主架構については、もともと線形解析においても補強量は少ないといえる。すなわち、図-8を水槽を有する下水道施設と考えた場合、当然のことながら周囲は壁体で囲まれており、一般に剛床仮定が成立するので地震力の大部分は床版を介して壁体(耐震壁)に

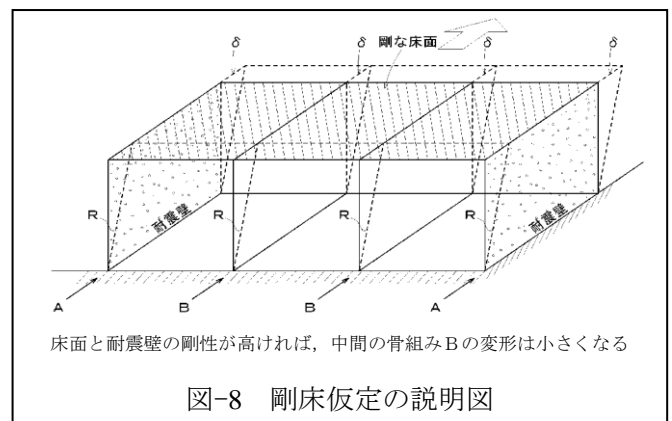


図-8 剛床仮定の説明図

表-1 後施工せん断補強筋工法の補強比率表

施設名	解析方法	各部材比率						補強量比率 (全体)				補強量比率 (地下壁)				
		頂版	大梁	地中梁	柱	地下壁	底板	箇所	最小	最大	平均	箇所	最小	最大	平均	
1 最初沈澱池	線形解析		1.00			1.00	1.00	1.00								
	非線形解析		0.00			1.00	0.00	0.00	4	0.00	1.00	0.25	1	0.00	0.00	0.00
2 反応タンク	線形解析		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00								
	非線形解析		0.00		0.00	0.00	0.56	0.00	5	0.00	0.56	0.11	1	0.56	0.56	0.56
3 最終沈澱池	線形解析		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00								
	非線形解析		0.00		0.21	0.00	0.00	0.00	5	0.00	0.21	0.04	1	0.00	0.00	0.00
4 砂ろ過池	線形解析						1.00	1.00								
	非線形解析						0.63	0.00	2	0.00	0.63	0.32	1	0.63	0.63	0.63
5 ポンプ場A	線形解析				1.00		1.00	1.00								
	非線形解析				0.00		0.00	0.00	3	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.00
6 ポンプ場B	線形解析		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00								
	非線形解析		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	6	0.00	0.17	0.03	2	0.00	0.17	0.09
7 ポンプ場C	線形解析		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00								
	非線形解析		0.00	0.00	0.00		0.00	0.29	5	0.00	0.29	0.06	2	0.00	0.29	0.15
8 濃縮タンク	線形解析		1.00				1.00	1.00								
	非線形解析		0.00				0.00	0.00	3	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.00
9 消化タンク	線形解析															
	非線形解析								0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
10 流入渠	線形解析	1.00					1.00	1.00								
	非線形解析	0.00					0.00	0.00	3	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.00
合 計									36	0.00	1.00	0.08	11	0.00	0.63	0.15

伝達する。この結果、柱・梁の主架構部分に作用する地震力が減少し、耐震性能2を満足する。換言すれば、剛性の大きい耐震壁を有する施設は、解析の際にその剛性を正確に評価することが重要といえる。

次に、地下壁等の土圧・水圧などの面外力を受ける面部材(シェル要素)については、非線形材料構成則(応力-ひずみ関係)を取り入れた、非線形有限要素解析がコンクリート標準示方書⁴⁾に示されている。すなわち、面部材の非線形解析におけるシェル要素は、鉄筋とコンクリートの付着の影響を考慮しているため、コンクリートにも引張り力を負担させることができる。その結果、部材の耐力の向上に繋がり補強量が減少している。なお、鉄筋とコンクリートの付着機構を、構造解析で扱う場合の材料構成モデルを図-9に示す。

5. おわりに

本論では、非線形解析における一貫構造計算プログラムの利用法と、鉄筋とコンクリートの付着の影響を考慮したシェル要素を非線形解析に導入した場合の効果について述べた。現状、コンクリート構造物における非線形解析の分野は、技術的発展が著しい。また、非線形解析は、鉄筋とコンクリートが有する本来の耐力を考慮できる特長があり、下水道に限らず既存施設の耐震診断に利用機会が増えるものと考えられる。

参考文献

- 1) (公社)日本下水道協会:下水道施設の耐震対策指針と解説 -2014年版-, 2014.5
- 2) (公社)日本下水道協会:下水道施設耐震計算例 処理場・ポンプ場編, 2015.6
- 3) (公社)土木学会:2012年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp177-187, 2012.3
- 4) (公社)土木学会:2012年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp439-494, 2012.3
- 5) 前川宏一, 土屋智史, 福浦直之:鉄筋コンクリートの非線形の現況と耐震性能照査法の構築に向けた今後の取り組み, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集 土木学会, 1998.11

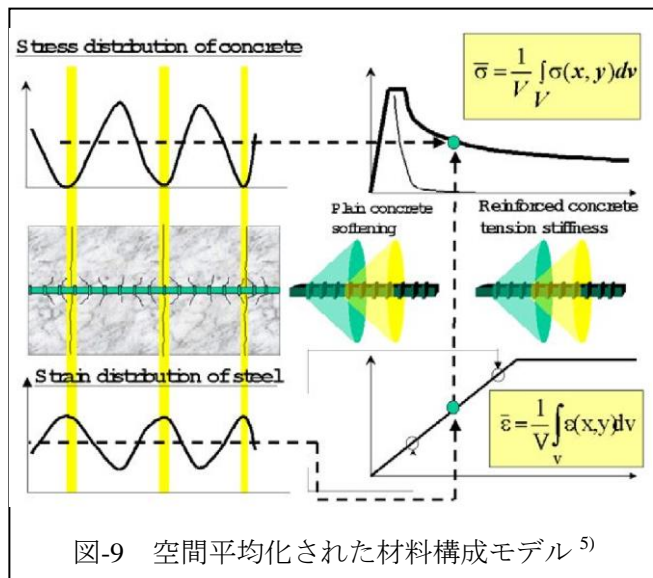


図-9 空間平均化された材料構成モデル⁵⁾