

塩害環境における PC 道路橋の
性能・品質確保の重要性と水に着目した
合理的維持管理法の提案

Suggestion on rational maintenance method focusing on
importance of performance and quality assurance and water
in PC road bridges under severe salt environment

令和 4 年 2 月

飯土井 剛

論文内容の要旨

我が国のインフラは、その多くが高度経済成長期以降に整備されており、今後、建設後 50 年以上が経過する道路橋の割合は加速度的に高くなる見込みである。我が国の厳しい財政状況や人口減少、少子高齢化の進展といった社会構造の変化を見据えると、インフラ施設には、ライフサイクルを通じて施設の性能を適切かつ合理的に確保することが求められる。

本研究の対象である東北地方日本海沿岸は、道路構造物にとって極めて厳しい塩害環境に曝される地域である。この地域で 1965 年頃に整備された PC 道路橋は竣工後わずか 25 年程度で著しい塩害劣化により架替えに至った。このようなことから 1997 年以降の PC 道路橋の架替えにあたっては、設計・施工において十分な塩害対策が導入されたが、設計思想を担保する施工が実現せず、要求性能を満足しない上部構造もみられた。この上部構造は一般の PC 仕様のコンクリートに比べコンクリートの品質が低く、水の存在が構造物の耐久性に大きく影響することがわかっている。一方で、現在の塩害の影響を受ける道路橋に対する各種の点検要領では、近接目視による点検が基本となっており、損傷が顕在化して初めて対策が検討される、いわゆる事後維持管理にならざるを得ない状況となっており、合理的な維持管理法が確立されていない。

このようなことから、本研究ではこれまでの塩害橋の維持管理において重視されてきた塩化物イオンの浸透に加え、水の作用に着目した診断と健全度の評価に基づいた維持管理法を提案し、これらを通じて設計・施工・維持管理にわたって性能と品質を確保するための方法論を構築することを目的とした。

本研究の新規性はその方法論にあり、有用性は構築した方法論が類似の塩害環境下の PC 道路橋に広く応用できる点にある。

本論文を要約すると以下のとおりである。

第 1 章は「序論」であり、研究の背景と目的を示した。我が国における道路橋の老朽化と、財政状況や少子高齢化による社会構造の変化から、および、塩害の影響を受けるコンクリート構造物の設計・施工、塩害橋の維持管理の現状から、設計・施工・維持管理にわたる性能・品質確保の重要性を示し、本研究の目的を明らかにした。

第 2 章の「既往の研究及び事例」では、塩害環境において早期劣化に至った道路橋の事例を紹介し、当時の設計思想から、設計・施工における塩害対策の重要性を示すとともに、水の影響に対する評価と維持管理の方法を課題として示した。

早期劣化に至った道路橋は、当時の思想として、設計・施工において塩害に対する配慮がなされていなかったことが早期劣化に至った要因となっていることが示唆された。

また、研究の対象とした道路橋は水の存在が耐久性に大きく影響するが、これまでの塩害に対する維持管理では、飛来塩分の浸透によるコンクリート部材内部の塩化物イオン量が重視されており、コンクリートの含水状態に着目した評価はなされていない。さらに、これまでは作用としての水への対策は、コンクリートに浸透する水を防ぐ対策が基本とされており、高い含水状態におかれるコンクリート部材内部の水の排出に着目した対策法は示されていない。

このようなことから本研究では、コンクリートの含水状態に着目した評価、および水の排出に着目した対策と維持管理法の構築を課題とした。

第 3 章の「厳しい塩害環境において架替え後 15 年が経過した PC 道路橋の詳細調査」では、架替え後 15 年が経過した不本意な施工によって性能の低下が疑われる道路橋(K 橋)について、水の影響に着目した詳細調査の結果と健全度評価、およびこれに基づき必要となる補修対策を示した。

K 橋は、外気温が 30°C の夏場に施工されたことによりコンクリートにこわばりを生じ良好な充填作業ができなかったとされることで、コンクリートに豆板や内部空隙、コールドジョイントを生じたほか、コンクリートの表層の品質に大きなばらつきが生じている。また、箱桁内部を密閉したことや、竣工直後に表面被覆材を施工したことで、コンクリートが高い含水状態におか

れ、骨材を核とするコンクリートの剥離が無数に生じた。さらに、一部でエポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食が生じていた。これは施工時の損傷による影響が大きいと推定しているが、コンクリートの高い含水状態が腐食を促進した要因と考えられた。

骨材の無数の剥離やエポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食は、水の存在が劣化の進行に影響することから、水の浸透に対するコンクリートの品質を透気試験(Torrent 法)により評価し、コンクリートの含水状態を電気抵抗式モルタル水分計により調査した。

また、コールドジョイントや豆板・空洞の存在は上部構造の耐荷性に影響すると考えられたことから、衝撃振動試験と強制加振試験により上部構造の剛性を評価した。

これらの調査・試験の結果から、耐久性を確保するため水の作用に着目した対策が必要とされ、箱桁内部の骨材の膨張を抑制するため橋面の防水工に加えて除湿機による箱桁内部の除湿を行う事とした。また、水の排出を妨げずにエポキシ樹脂塗装鉄筋に対する塩分の浸透を抑制するため、下床版下面に含浸材(5種類)を施工することとした。

本章で得られた知見を要約すれば、以下のようになる。

- 1)K 橋では架替えにあたり十分な塩害対策が採られたが性能の低下が疑われる異常が確認されている。これらは不本意な施工が影響したものであり、設計で求めた性能を担保するためには、設計思想を実現するための施工が極めて重要である。
- 2)K 橋の上部構造のコンクリートは、一般の PC 仕様のコンクリートに比べ品質に劣り、高い含水状態におかれていることが確認された。本橋のように水の存在が性能の低下に大きく影響する構造物については、従来の塩化物イオンの浸透のみならず、コンクリートの含水状態に着目した評価が重要である。
- 3)K 橋の上部構造のように水の存在が性能の低下に大きく影響する構造物では、水の浸入を防ぐ防水対策に加えて、含水状態の高いコンクリート部材の水分の排出に着目した対策が重要である。

第 4 章の「前回調査から 7 年が経過した PC 道路橋の再詳細調査」では、K 橋の補修対策の効果を検証するため、対策実施から 7 年が経過した時点での詳細調査の結果、および今後の性能を確保するための水の影響に着目した維持管理法の具体を示した。

詳細調査では、温湿度測定結果による箱桁内部の湿度の推移を把握するとともに、コンクリート内部の含水率を測定し、橋面防水工による水の浸入防止と除湿機による箱桁内部の除湿による水分の排出の効果を検証した。

また、下床版に施工した 5 種類の含浸材施工箇所については、塩化物イオンの浸透状況に加えコンクリートの含水状態を調査し、現時点での含浸材の効果を検証した。

さらに、前回調査と同様の衝撃振動試験、及び強制加振試験により、劣化の進行による剛性低下の有無を評価した。この結果から、今後の性能を確保するための水の影響に着目した維持管理法の具体を示した。

本章で得られた知見を要約すれば、以下のようになる。

- 1)K 橋のように箱桁内部が湿潤状態の上部構造は、除湿機により除湿することで、コンクリート部材内部の極めて高い含水状態を一般的な構造物のレベルにまで低下できる。その際、箱桁内部の温湿度環境の継続的な監視は、コンクリート部材の含水状態の変化や水分浸透の有無を判断するための一指標となる。
- 2)K 橋のように極めて厳しい塩害環境下におかれる構造物でも、箱桁外面の下床版に施工した含浸材はいずれのタイプでも竣工後 6 年が経過した時点では塩分の浸透が抑制されていることを確認できた。また、コンクリート部材内部の含水率も低下していることから、水分の排出を妨げていないことも確認できた。K 橋のようにコンクリート部材内部の含水率が高く、水の存在が劣化の進行に大きく影響する構造物に対しては、含浸材は効果的な対策であるが、今後の塩化物イオンの浸透量と含水状態の推移を把握することが重要である。
- 3)K 橋のように、不本意な施工によって性能の低下が疑われる構造物では、適切な診断と対策を講じることで長期にわたって性能を維持することが重要である。そのためには早期に構造物の状態を把握し、合理的な維持管理法を構築することが重要である。

第5章の「厳しい塩害環境における同種のPC道路橋に対する詳細調査」では、同地域において施工に問題がなかった同種のPC道路橋で実施した詳細調査結果を示し、K橋の対策工の効果を改めて検証するとともに、これら施工に問題がなかったPC道路橋の今後の合理的な維持管理法を示した。

施工に問題のなかった同一環境におかれる同種のPC道路橋のコンクリートの含水状態を調査し、これと比較することで、K橋で採られた補修対策の効果と評価の妥当性を検証した。

また、十分な塩害対策が採られた同種のPC道路橋の上部構造は表面保護塗装が施されていないため飛来塩分の影響を受ける。したがって、現状のコンクリートの品質と塩化物イオンの浸透量を調査し、将来予測をふまえた維持管理法を構築した。

本章で得られた知見を要約すれば、以下ようになる。

- 1)対策実施後のK橋の含水状態は、施工に問題のなかった同種のPC道路橋と同程度にまで低下しており、K橋で実施した防水と排水対策は現時点では一定の効果が得られていることが確認できた。K橋は、現在の含水状態を維持することで、水的作用による耐久性の低下を回避することができる。
- 2)同種のPC道路橋のように施工によって品質が大きく低下していない構造物は、適切な診断と対策を行うことで長期にわたる性能が確保できる。これを実現するためには、塩化物イオンの浸透のみならずコンクリートの含水状態に着目した診断を行うことが重要である。
- 3)同種のPC道路橋に対する詳細調査の結果、耐久性に影響する恐れのあるコンクリートの品質のばらつきがみられた。コンクリートの品質は施工の影響に大きく左右されることから、供用後早期に構造物の詳細調査を実施し、設計思想を担保するコンクリートの性能・品質が確保されているかを把握することが重要である。これにより低コストにして合理的な維持管理が実現できる。

第6章の「結論」では、塩害環境におけるPC道路橋の設計・施工・維持管理にわたる性能と品質を確保するための方法論を示し、今後の課題と展望として凍結防止剤散布下のコンクリート構造物で実施すべき水に着目した維持管理法を提案した。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

— 目 次 —

第1章 序論.....	1
1. 1 本研究の背景.....	1
1. 2 本研究の目的.....	9
1. 3 本論文の構成.....	11
参考文献.....	14
第2章 既往の研究及び事例.....	15
2. 1 概説.....	15
2. 2 厳しい塩害環境において早期劣化に至った道路橋の事例.....	16
2. 2. 1 東北地方日本海沿岸の塩害環境.....	16
2. 2. 2 塩害環境における PC 道路橋の劣化.....	17
2. 2. 3 塩害環境において早期劣化が生じた PC 道路橋の設計.....	19
2. 2. 4 PC 道路橋新設時の塩害対策.....	22
2. 2. 5 塩害対策を導入して架替えられた道路橋の問題点.....	25
2. 3 水の作用に着目した維持管理の課題.....	28
2. 3. 1 塩害のメカニズム.....	28
2. 3. 2 鋼材腐食に及ぼす水の影響.....	29
2. 3. 3 健全度評価.....	31
2. 3. 4 水の作用に対する維持管理の現状.....	32
2. 4 塩害環境における道路橋の維持管理.....	33
2. 4. 1 国内における点検および調査方法.....	33
2. 4. 2 海外における塩害橋の維持管理.....	37
2. 5 本研究における課題の整理.....	38
参考文献.....	39
第3章 厳しい塩害環境において架替え後 15 年が経過した PC 道路橋の詳細調査.....	42
3. 1 概説.....	42
3. 2 架橋環境.....	45
3. 2. 1 飛来塩分量.....	45
3. 2. 2 付着塩分量.....	46
3. 3 構造概要および施工概要.....	47
3. 3. 1 構造概要.....	48
3. 3. 2 施工概要.....	49
3. 3. 3 上部構造外面の保護塗装.....	52
3. 4 竣工から 15 年目に実施された健全度評価と補修対策工の概要.....	53
3. 4. 1 補修工事実施時の状態.....	53
3. 4. 2 コンクリートの耐久性に関わる評価.....	61
3. 4. 3 構造性能の評価.....	67
3. 4. 4 補修対策工.....	71

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

3. 5	まとめ	75
	参考文献	77
第4章	前回詳細調査から7年が経過したPC道路橋の再詳細調査	79
4. 1	概要	79
4. 2	コンクリートの耐久性に関わる評価	81
4. 2. 1	外観変状の調査	81
4. 2. 2	箱桁内部の含水状態	83
4. 2. 3	塩化物イオンの浸透	87
4. 2. 4	含浸材施工部の含水状態	91
4. 2. 5	保護塗装施工箇所の含水状態	96
4. 2. 6	コンクリート表層の品質評価	100
4. 2. 7	箱桁内部の環境	103
4. 2. 8	乾燥の影響	108
4. 3	構造性能の評価	112
4. 3. 1	衝撃振動試験	112
4. 3. 2	強制加振試験	115
4. 4	維持管理の方法	117
4. 5	まとめ	119
	参考文献	121
第5章	厳しい塩害環境における同種のPC道路橋に対する詳細調査	122
5. 1	概要	122
5. 2	コンクリートの耐久性に関わる評価	127
5. 2. 1	外観の状態	127
5. 2. 2	コンクリートの含水状態	130
5. 2. 3	コンクリート表層の品質評価	139
5. 2. 4	塩化物イオンの浸透	144
5. 3	構造性能の評価	151
5. 4	将来予測と合理的な維持管理法の提案	155
5. 4. 1	将来予測	155
5. 4. 2	維持管理法の提案	160
5. 5	まとめ	162
	参考文献	164
第6章	結論	165
6. 1	各章で得られた成果のまとめ	166
6. 2	PC道路橋の性能・品質確保の重要性と水に着目した維持管理法	169
6. 2. 1	性能・品質確保の重要性	169
6. 2. 2	水に着目した合理的維持管理法の提案	170
6. 3	今後の課題と展望	172
	参考文献	176

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

謝辞..... 177

第1章 序論

1.1. 本研究の背景

(1) 我が国を取り巻く環境

我が国は少子高齢化社会を迎えている。2050年の将来推計人口をみると、出生数の減少により2019年の1億261万人から1億192万人に約2割減少することが予測されている。一方で、65歳以上の人口増加は続き75歳以上人口は2019年に比べ約3割増の2,417万人となり、総人口に占める割合も14%から23%へと大幅に増加する（図-1.1）。

このような人口構造の変化が進むことにより、建設業における就業者数も減少し、インフラを担う人材もさらに不足する。



図-1.1 我が国の人口推移の将来予測¹⁾

一方で、我が国の財政状況（図-1.2）は、財政収支の赤字は回復傾向が見られるものの1990年代以降公債発行残高が急増し、人口減少下において経済成長の伸びも低いものと予想され、高齢化による年金、医療関係の支出の増加も見込まれることから、今後も厳しい財政状況が続くと考えられる。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



図-1.2 債務残高と財政収支の対GDP比推移

資料)財務省「日本の財務関係資料」より作成

このような中、我が国のインフラは、その多くが高度経済成長期以降に整備されており今後建設後 50 年以上が経過する道路橋の割合は加速度的に高くなることは明白である(図-1.3)。我が国の厳しい財政状況や人口減少、少子高齢化の進展といった社会構造の変化を見据えると、インフラ施設にはライフサイクルを通じて施設の性能を適切にかつ合理的に維持することが求められる。

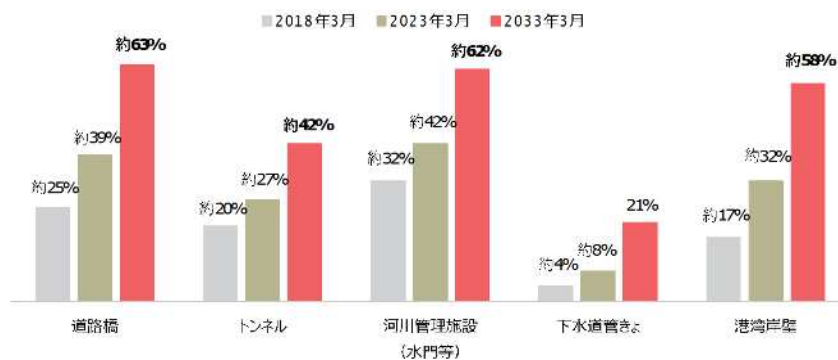


図-1.3 建設後 50 年以上が経過する施設²⁾

(2) 東北地方日本海沿岸の環境

本研究の対象とした東北地方日本海沿岸は、冬期は日本海からの北西の強い季節風の影響をうける地域であり、古くから道路橋の塩害による劣化が深刻となっている。

図-1.4 は土木研究所による日本各地の飛来塩分量調査結果³⁾である。これによれば、飛来塩分量が 10mdd を超える地域は 9 地点となっているが、本研究の対象とした東北地方日本海沿岸は、このうちの 1 つであり、これから見ても極めて多量の飛来塩分が供給される環境にあるといえる。



図-1.4 飛来塩分量全国調査結果³⁾

また、当該地域の路線は、この地域の汀線に沿って整備されており、この地域の道路橋は冬期には上部構造にも直接波しぶきがかかることから、道路橋にとっては極めて厳しい塩害環境に曝される状況となっている (写真-1.1)。



写真-1.1 当該地区における冬期の波浪状況⁴⁾

(3) 東北地方日本海沿岸の道路橋の劣化

この地域の道路改良は昭和 46 年に完了し、当時 15 橋のコンクリート橋が建設された。しかし、これらの道路橋は、当時は現在のような塩害に対する設計上の配慮が十分になされていなかったことから、竣工後わずか 5 年程度で塩害によるものと思われる錆汁やひび割れなどの劣化が顕在化し始めた。これに対し応急対策として保護塗装による補修が実施され、昭和 56 年頃より、土木研究所を中心としてコンクリート橋の塩害実態調査が行われた。この際に、東北大学三浦尚教授の指導のもとに様々な対策工法が行われた。これらの塩害対策補修工事は昭和 62 年までに一通り完了したものの、平成 2 年頃から再び塩害の進行が見られはじめ、損傷の激しい道路橋では、仮受ベントを設置して安全性を確保しなければならない状況（写真-1.2）⁴⁾にまで至り、再び塩害対策補修・補強工事が実施されることとなった。その後の平成 3 年には「塩害 PC 橋対策技術検討特別委員会（委員長；東北大学三浦尚教授）」が設置され、損傷の著しいものから順次架け替える方針となっている。

このように、厳しい塩害環境において耐久性を確保するための塩害対策が設計段階でとられていない場合、早期に劣化が顕在化し、その後、様々な補修対策を実施したとしても十分な効果が得られず、塩害橋特有の劣化の進行の速さも加わり最終的には竣工から約 25 年と短い期間で架替えとせざるを得ない状況となっている。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



(a) 上部構造主桁の劣化状況



(b) 仮受ベントの設置

写真-1.2 竣工後 25 年の道路橋の劣化状況⁴⁾

(4) 塩害対策の導入による道路橋の架替え

前述のようなことから、当該地区においては 9 橋の PC 橋の架替えが行われることとなった（図-1.5）。道路橋の架替えにあたっては「塩害 PC 橋対策技術検討特別委員会（委員長；東北大学三浦尚教授）」の検討結果をふまえ、厳しい塩害環境に対する耐久性を確保するために十分な塩害対策が導入されることとなった。

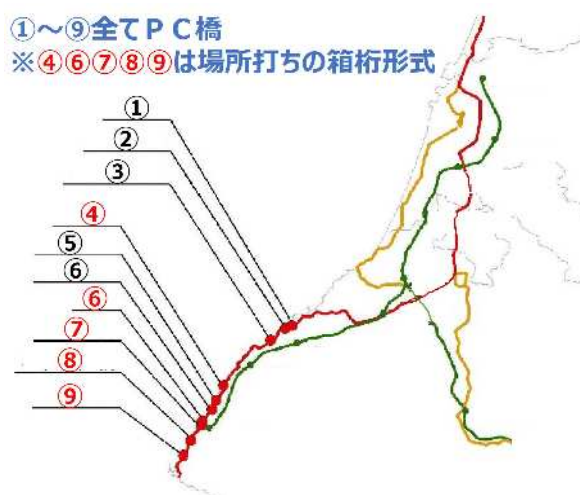


図-1.5 架替え道路橋の位置図

塩害対策の方針⁵⁾としては図-1.6、写真-1.3 に示すように、エポキシ樹脂塗装鉄筋や表面被覆 PC 鋼材・ポリエチレンシースなど高耐食材料が導入され、構造上の配慮として

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

塩分が付着しにくい閉断面箱桁形式が採用されることとなった。また、鋼材のかぶりはひび割れ抑制の観点から外面 5.0cm を確保し、コンクリートの配合は W/C=45%以下、単位セメント量 330kg/m³以上とするなど、塩分の浸透抵抗性を高めるための配慮がなされている。さらに、施工時のコンクリート型枠は、コンクリート表層の余剰水を排除し密実性を上げるため透水性型枠を使つての施工が推奨された。

塩害対策の方針	具体的内容
高耐食材料の導入	エポキシ樹脂塗装鉄筋
	表面被覆PC鋼材
	ポリエチレンシース
構造上の配慮	閉断面箱桁形式の採用
	鋼材の純かぶり [外面]5.0cm [内面]3.5cm
	コンクリートの配合 ・W/C45%以下、空気量6.0%以下 ・単位セメント量330kg/m ³ 以上
	透水性型枠の使用
	ゴム支承、埋設型伸縮装置の採用

図-1.6 架替え道路橋の塩害対策の内容⁵⁾



写真-1.3 塩害対策としての高耐食材料の導入

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

一方で、このような十分な塩害対策が施されたにもかかわらず、架替えが行われた道路橋のうち、施工の影響による不具合が見られる上部構造も存在している。この橋は架替えが行われた道路橋のうち最初に施工された道路橋（図-1.7、写真-1.4）であり、1997年の竣工から15年後の定期点検においてコールドジョイント（写真-1.5）や無数の豆板・エポキシ樹脂塗装鉄筋の露出を伴う空洞（写真-1.6）が確認された。これらは、コンクリート打込み時の打重ねや充填不良に起因するものと考えられている。設計において十分な塩害対策が導入されたにもかかわらず施工の影響により性能の低下が疑われる道路橋となっている。

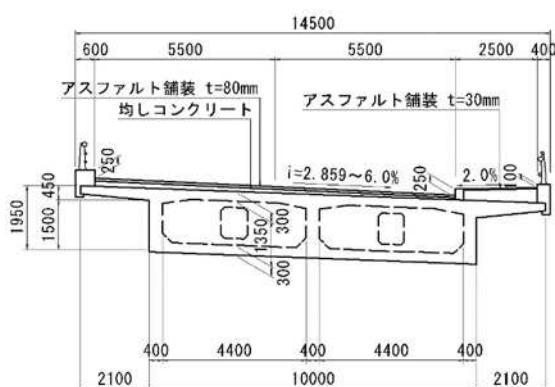


図-1.7 上部構造の断面図



写真-1.4 架橋状況



写真-1.5 上部構造のコールドジョイント



写真-1.6 上部構造の豆板

(5) 塩害対策を導入した道路橋の維持管理の現状

前述の道路橋では、竣工から 15 年目が経過した時点で前述のような不具合が確認されている。これまでの時間を要した要因としては、現在の塩害橋に対する維持管理法に課題があると考えられる。

前述の施工の不具合が見られた道路橋は、塩分の浸透を防止することを目的として竣工直後に上部構造外面に保護塗装が施工されている。国土交通省では塩害による劣化を早期に発見するため「コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領（案）⁶⁾」（以下、塩害特定点検（案））を定めており、コンクリート橋への塩分の浸入状況を定期的に点検することとしている。しかし、当該地区において架替えが行われた道路橋のように、塩害対策が取り入れられている場合は、現在の塩害橋の維持管理の考え方では一般の道路橋と同じ取り扱いがなされている。

我が国における一般の道路橋の点検は、定期点検要領^{7,8)}が定められており、5年に1回の点検が実施されている。しかしこの点検においては、構造物の状態は近接目視のみによって評価することを基本としており、非破壊検査など詳細調査は劣化が顕在化して初めて実施されるのが現状である。コンクリート標準示方書の標準的な維持管理のフロー⁹⁾においても、日常点検、および定期点検における標準調査は近接目視による状態の評価がなされ、ひび割れの発生など劣化が顕在化してはじめて詳細調査が実施される流れが標準となっている。

以上のようなことから、本研究の対象とした道路橋のように、塩害対策が取り入れられた道路橋は、その後の状態把握が十分になされておらず、結果、将来予測が出来ていないことから、今後の維持管理の方法はほとんど検討されていない。

塩害によるコンクリート構造物の劣化は、コンクリート中の鋼材が発錆してから腐食ひび割れ等の劣化が顕在化するまでの期間が短いという特徴がある⁹⁾。ひび割れなどの変状が見られた時点では、すでに内部に相当量の塩化物イオンが浸透していることが多く、補修、補強対策も大がかりになる¹⁰⁾。したがって、現状の維持管理の手法の中では、本研究で対象とした道路橋のように塩害対策をとり入れた場合では、塩害に対する今後の将来予測がなされておらず、合理的な維持管理手法が確立されていない。

1.2. 本研究の目的

本研究の対象とした地域は日本有数の厳しい塩害環境であり、道路構造物にとっては過酷な環境に曝されることとなる。

このような環境において 1965 年代に建設された 15 橋のコンクリート橋は、現在のような塩害に対する設計上の配慮が十分になされていなかったこともあり、竣工後わずか 5 年で塩害によるものと思われる錆汁やひび割れなどの劣化が顕在化し始めた。その後、幾度もの補修対策が実施されたがその効果も十分に得られず、供用からわずか 25 年で架替える方針とならざるを得ない状況となった。このような厳しい塩害環境においては、設計段階において耐久性を確保するための設計思想が極めて重要と考えられる。

これら劣化が生じた道路橋に対し、9 橋の PC 道路橋の架替えが行われた。架替えにあたっては十分な塩害対策が導入されることとなったが、一部の道路橋の上部構造では、施工の不具合によって性能の低下が疑われるものもある。設計において十分な塩害対策の思想があったとしても、施工が適切に行われない場合は、その思想が実現できず早期に性能の低下を招く可能性が考えられる。

また、他の塩害対策を導入して架替えが行われた道路橋については、施工の影響が疑われる明らかな不具合な認められないものの、現在の我が国の維持管理においては、これら塩害対策を導入した道路橋については、一般の道路橋と同じ目視による状態評価がなされるのみで、劣化が顕在化して初めて詳細調査が行われる流れが一般となっている。塩害橋の劣化の進行は劣化が顕在化した後の進行性が早く、その時点で対策を講じたとしても場合によっては手遅れとなる可能性も高い。現在の維持管理手法では将来予測もなされないことから合理的な維持管理方法が確立されていないのが現状である。

以上のような背景から、本研究においては塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性を示すとともに、塩害対策が導入された道路橋のうち「適切な施工が行われなかったもの」と「適切に施工されたもの」について実橋の詳細調査による診断と対策を通じ、具体的な維持管理方法を提案する。これらを示すことで、塩害環境における PC 道路橋に対する設計・施工・維持管理にわたる性能を確保するための方法論を構築することを目的とした (図-1.8)。

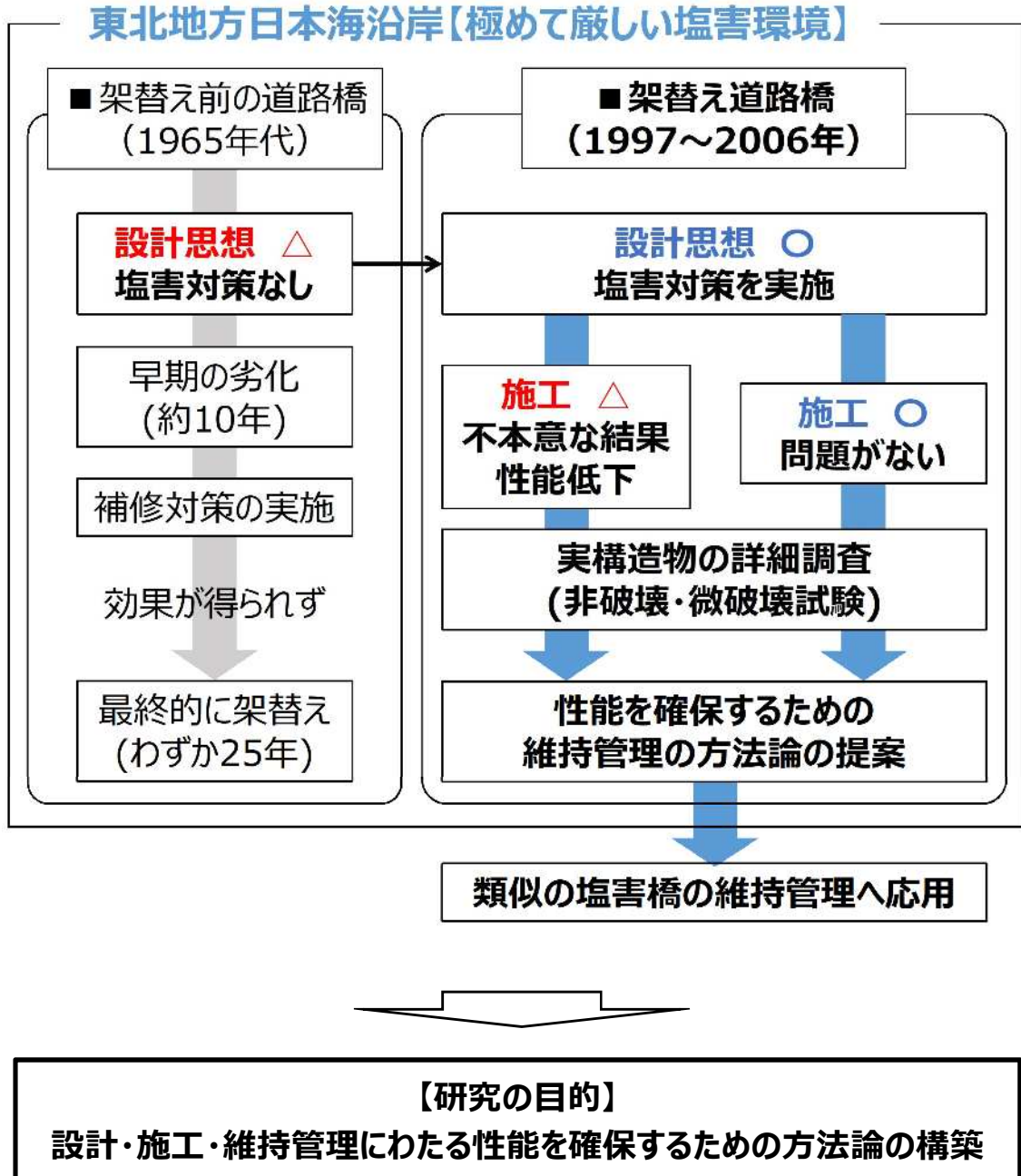


図-1.8 本研究の目的

1.3. 本論文の構成

図-1.9 に本論文の構成を示す。本論文は 6 章から構成されている。

第 1 章は「序論」であり、研究の背景と目的を示した。厳しい塩害環境において塩害対策がとられていない場合は早期劣化が生じる。また塩害対策をとったとしても施工が適切に行われない場合は性能の低下につながる。一方で、塩害対策がとられた道路橋は現在の維持管理の手法では、合理的な維持管理手法が構築されていない。このような背景から、塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性を示し、具体的な維持管理方法を提案することで、塩害環境における PC 道路橋に対する設計・施工・維持管理にわたる性能を確保するための方法論を構築することを目的とした。

第 2 章の「既往の研究及び事例」では、既往の研究を整理し本研究における課題を整理した。はじめに、研究の対象とした地域の塩害環境と道路橋の劣化の現状および設計思想を把握することが重要と考え、これらに関する文献を調査した。次に、効果的な維持管理手法を構築するにあたっては、現行の維持管理の手法を把握する必要があるため、塩害橋の健全度評価、および点検や調査の手法に関する文献を調査した。これらの結果から、本研究では塩害橋において従来から重視されてきた塩化物イオンの浸透に加え、コンクリートの含水状態に着目した評価、および水の排出に着目した維持管理の方法の構築を課題とした。

第 3 章の「厳しい塩害環境において架替え後 15 年が経過した PC 道路橋の詳細調査と対策」では、本研究の対象とした上部構造の状態を整理した。本研究の対象とした上部構造は 1997 年に竣工しており、1999 年には、塩化物イオンの浸透を抑制するためコンクリート外面に表面被覆工が行われている。その後の 2007 年度に実施された点検で、被覆材の剥離が確認され、既設被覆材を除去したところ、コンクリートに豆板や内部空隙が多数確認された。その後の調査の結果、コンクリートの表層品質に大きなばらつきがあること、箱桁内部を密閉したことや表面被覆工によって、コンクリートが極めて高い含水状態となっており、また、吸水率の高い骨材の膨張による無数の剥離も確認されている。さらに、一部でエポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食が確認された。これは施工時の損傷の影響が大きいと推測されるが、コンクリート内部が高い含水状態におかれていたこと、コンクリート品質のばらつきや空隙の存在により水が移動しやすい環境にあったことが腐食を促進した要因となったと考えられる。

このようなことから、本橋では健全度を評価するための各種試験が行われ、この結果に基づき、2012 年に上部構造の箱桁内部の除湿や下床版の含浸材の施工などさまざまな補修対策が施された。これらをふまえ、今後の維持管理において重点的に管理すべき事項を整理した。

第 4 章の「前回詳細調査から 7 年が経過した PC 道路橋の再詳細調査」では、研究の対

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

象とした上部構造について 2012 年に実施された補修対策の効果を検証し、現時点における健全度を評価した。研究の対象とした上部構造は、劣化の要因として塩化物イオンの浸透に加え、コンクリートの含水状態が問題となることから、実構造物においてコンクリートの水分状態に着目した詳細調査を実施するとともに、衝撃振動試験及び強制加振試験により構造性能評価を行っている。

詳細調査の結果、補修対策実施後から 7 年が経過した時点で、コンクリート内部の含水状態が一般の構造物と同程度にまで低下しており、2012 年に実施された補修対策が効果的であることを検証した。特に補修対策として含浸材が施された上部構造の下床版では、塩化物イオンの浸透抑制状況とコンクリート内部の含水率の低下状況から、含浸材は水分の排出を妨げることなく効果的に機能していることを検証した。

一方で、構造性能評価の観点から実施した強制加振試験と衝撃振動試験の結果では、局所剛性の大きな変化は認められなかったものの、橋梁全体の剛性は 2013 年に実施した試験に比べ 10%程度低下する結果となっている。また、乾燥の影響が疑われるひび割れも確認され、今後の維持管理において継続的に注視が必要な項目も明らかとなった。

第 5 章の「厳しい塩害環境における同種の PC 道路橋に対する詳細調査」では、架橋位置近傍の同時期に建設された一般的な PC ポストテンション箱桁道路橋の上部構造(2 橋)について、研究の対象とした上部構造の健全度評価の妥当性を検証するための調査を行った結果を示した。調査の対象とした上部構造は、橋面防水や伸縮装置の止水が機能しており、水の作用が疑われる劣化は見られない。これら上部構造のコンクリートの含水状態と比較することで、本研究の対象とした上部構造の健全度評価の妥当性を検証した。一方で、これらの上部構造でも、コンクリートの表層品質が均一ではないことが確認され、設計・施工で期待した塩害に対する抵抗性が十分に確保されていない可能性が示唆された。

第 6 章の「結論」では、本研究で得られた成果をもとに、厳しい塩害環境における道路橋の性能確保の方法論を示した。本研究の対象とした上部構造においては、第 3 章に示すように塩化物イオンの浸透に加え、コンクリート内部の水分状態にも着目した維持管理が重要となる。これらをふまえ、水の作用に着目した塩害橋の具体的維持管理の方法を提案した。

一方で、東北地方のコンクリート構造物では凍結防止剤による塩害が大きな課題となっている。これらは、東北地方特有の寒冷な気候に起因する凍害や、ASR による劣化を促進させると言われている。このような凍結防止剤散布下におけるコンクリート構造物は、飛来塩分の作用を受ける塩害橋に匹敵する塩化物がコンクリートに浸透しているものの、現状では維持管理に対する具体的な取組みが構築できていない。このようなことから、本研究を通じて得られた知見をふまえた課題と展望として、凍結防止剤散布下のコンクリート構造物で実施すべき水に着目した維持管理法を提案した。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

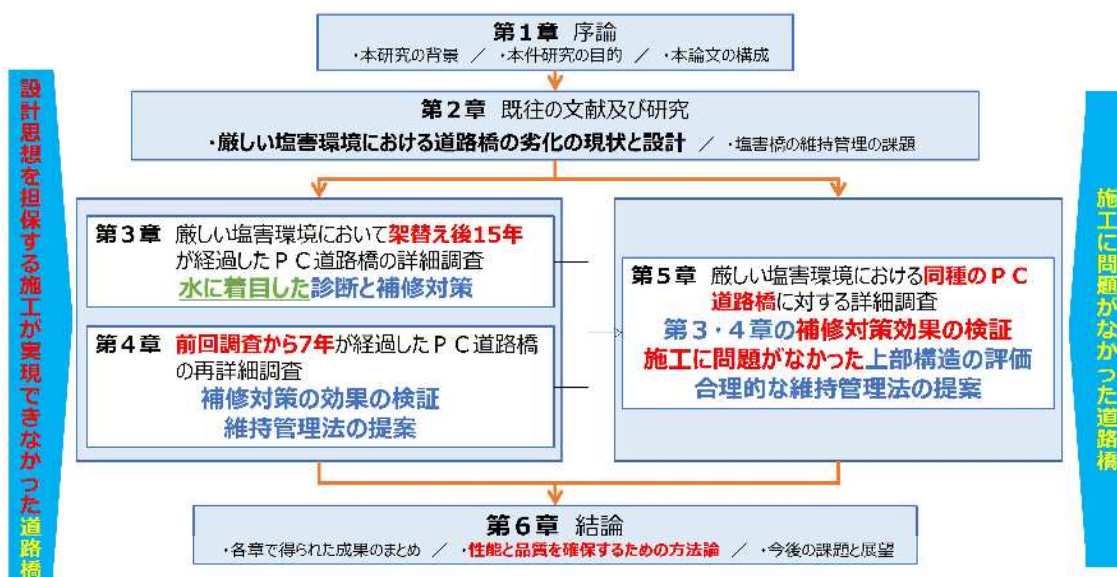


図-1.9 本論文の構成

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

参考文献

- 1)国土交通省，“国土交通白書 2020”，2020
- 2)国土交通省，“国土交通白書 2021”，2021
- 3)建設省土木研究所，“飛来塩分量全国調査（Ⅲ）”，土木研究所資料，第 2687 号，1988.
- 4)建設省東北地方整備局酒田工事事務所，“温海地区現橋資料編集業務報告書”，1994
- 5)建設省東北地方整備局酒田工事事務所“温海地区塩害橋対策技術報告書”，1998
- 6)国土交通省道路局 国道・防災課，“コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領(案)”，2004.
- 7)国土交通省道路局，“道路橋定期点検要領”，2019.
- 8)国土交通省道路局”国道・技術課，“橋梁定期点検要領”，2019.
- 9)土木学会，“コンクリート標準示方書[維持管理編]”，2018.
- 10)北海道開発土木研究所，“塩害環境下におけるコンクリート構造物の維持管理”，北海道開発土木研究所月報No.630，2005.

第2章 既往の研究及び事例

2.1. 概説

本研究の目的は、これまでの塩害橋の維持管理において重視されてきた塩化物イオンの浸透に加え、水の作用に着目した診断と健全度の評価に基づいた維持管理法を提案し、これらを通じて設計・施工・維持管理にわたって性能と品質を確保するための方法論を構築することである。

この目的を達成するため、東北地方日本海沿岸における道路橋の劣化の現状や塩害対策の内容、及び現行の維持管理手法に関する既往の文献を調査し、合理的な維持管理法を構築する上での課題を整理した。

はじめに、厳しい塩害環境において早期劣化に至った道路橋の文献を調査し、当時の設計思想から、設計・施工における塩害対策の重要性を示した。

次に、設計思想を担保する施工が実現せず、要求性能を満足しない上部構造では、水の存在が性能の低下に大きく影響していることから、水の作用に着目した維持管理の課題を既往の研究から整理した。

さらに、合理的な維持管理法を構築するにあたり、現在の塩害橋における維持管理法を整理し、本研究における課題を整理した。

2.2. 厳しい塩害環境において早期劣化に至った道路橋の事例

2.2.1. 東北地方日本海沿岸の塩害環境

道路橋示方書¹⁾では、東北地方日本海沿岸について塩害の影響地域区分を沖縄県の次に影響が強いB地域に区分している。本研究の対象とした道路橋は、沿岸部の汀線付近に架けられた道路橋であり、塩害の影響を激しく受ける対策区分Sの環境に位置付けられる。

また、土木研究所が実施した日本各地の飛来塩分量調査の結果²⁾によれば、東北地方日本海沿岸は全国的にみても飛来塩分量が多い地域となっており、特に本研究の対象とした道路橋の架橋位置は全国で9か所しかない飛来塩分量が10mddを超える箇所の中の1つとなっている。

さらに、本研究の対象とした道路橋においては、2012年11月～2013年6月の8ヶ月の間、薄片状の小型モルタル供試体^{3)、4)}を上部構造の桁と下部構造に設置し、飛来塩分供給量の調査⁵⁾が実施されている。この調査結果によれば、上部構造の桁で10～20mddの飛来塩分環境であることが確認されている。前述の日本各地の飛来塩分量調査結果からみても、研究の対象とした道路橋が極めて多量の飛来塩分が供給される環境にあるといえる。

2.2.2. 塩害環境における PC 道路橋の劣化

東北地方日本海沿岸のうち本研究の対象とし道路区間は、波打ち際を通過しなければならない立地条件となっている。この区間では昭和 37 年から昭和 46 年にかけて 15 橋のコンクリート橋が架設されている。この区間は晩秋から春にかけて、北西からの強い季節風により発生する波浪が沿岸の岩礁や防波堤にあたり、波しぶきとなって直接道路橋に降りかかる状態となる。

研究の対象の一つとした道路橋の架替えが行われる以前の旧橋は、1965 年に架設された全長 144m、支間長 29.9+29.9+39.9+21.9+21.9m の単純 PC ポストテンション方式の T 桁橋である。この道路橋では、架設後 10 年が経過した 1975 年の点検において塩害によるものと考えられる錆汁が確認され（写真-2.1）、以降急激に劣化が進行した。これを受け塩害による劣化の進行を抑えるため、1981～1984 年に断面補修と表面保護塗装による第一回の補修工事が行われた。しかし、補修の効果が十分に得られず、補修から約 10 年が経過した時点で再び劣化の進行が見られ始めた。その後、劣化の進行を止めることが出来ず、耐荷性に支障をきたす劣化にまで進展（写真-2.2）したことから、1992 年には、損傷の最も激しかった第 3 径間に対して仮受のベントが設置され、外ケーブルによる補強が行われた。これをうけ、1991 年には「塩害 PC 橋対策技術検討特別委員会（委員長；東北大学三浦尚教授）」が設置され、この委員会の提言を受け、最終的には架け替える方針に至っている（図-2.1）。この当時の教訓としては、早めに対処することで、損傷を小さく抑えることが可能であったと言われており、外観上健全に見えるコンクリート橋でも塩害環境にある場合は塩害調査を行い、早めに対策を実施することが重要であるとの指摘もなされている⁷⁾。

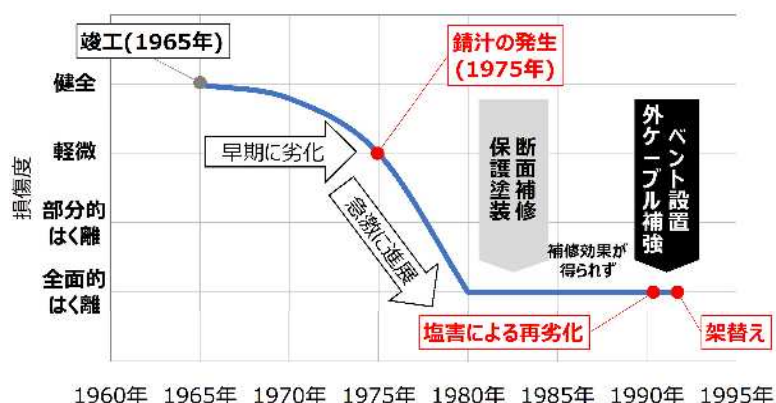


図-2.1 竣工から架替えに至るまでの経緯

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



写真-2.1 竣工から 15 年目(1980 年)の劣化状況



写真-2.2 竣工から 2 年目(1967 年)の劣化状況

2.2.3. 塩害環境において早期劣化が生じた PC 道路橋の設計

我が国の塩害橋に対する最初の技術基準として、沖縄や研究の対象としたこの地域において飛来塩分の影響による塩害が多発したことをうけ、1984年に「道路橋の塩害対策指針」⁵⁾が制定されている。

前項で示した早期劣化が生じた PC 道路橋は1965年に竣工された設計活荷重が TL-20 の道路橋であり、PC 道路橋の技術基準の変遷から1961(昭和36)年の「プレストレストコンクリート設計施工指針」⁶⁾、および1956(昭和31)年の「鉄筋コンクリート標準示方書」⁷⁾により設計が行われたと推察される。

早期に劣化した PC 道路橋の上部構造主桁配筋図を図-2.2に示す。使用している鋼材は普通鋼材である。

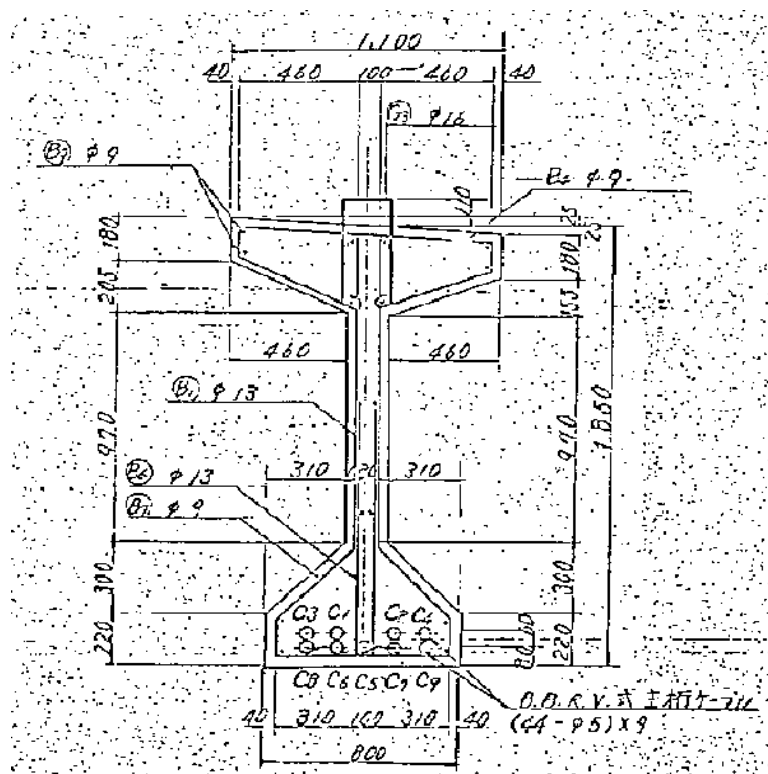


図-2.2 早期に劣化した上部構造の主桁配筋図

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

現行の技術基準では、部材の設計において耐久性に関する照査がなされるのが一般的である。現行の道路橋示方書⁸⁾では、コンクリート部材は経年的な劣化による影響に対し必要な耐久性を確保しなければならないとされており、地域区分ごと塩害の影響の度合いに対し、必要となる内部鋼材の防食方法を決定する。当時の技術基準（図-2.3）は、これらの地域区分は示されていなかったこともあり、図-2.2 に示すとおり早期劣化に至った上部構造は、鋼材のかぶりが 35mm であり、厳しい環境作用を受けない一般的な道路橋と同じ厚さとなっている。

表11 最小かぶり (cm)

	版	はり	柱
風雨にさらされない場合	1.0	1.5	2.0
寸法が大きく重要な構造物、または風雨にさらされるもの	2.0	2.5	3.0
ばい煙、酸、油、塩類、等の有害な化学作用をうける おそれのある部分を有効な保護層で保護しない場合	3.0	3.5	4.0

図-2.3 当時の技術基準における鋼材のかぶり

また、コンクリート配合は竣工時の資料が残っていないため明らかとはなっていないが、当時の基準（図-2.4）では、海水の影響をうけ、気象作用がはげしいとした場合の水セメント比は、53%（断面が普通の場合）が標準と示されている。これに対し、研究の対象とした地域において塩害対策をとりいれて架替えが行われた PC 道路橋は、塩分の浸透に対してコンクリートの密実性を高めるため水セメント比を 45%以下としており、これと比べても当時のコンクリートの密実性は低かったものと考えられ、厳しい環境作用に対して耐久性が不足する構造であったといえる。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

構造物の種類 または位置	気象条件		気象作用がはげしい場合*、凍結融解がしばしば繰り返される場合*			気象作用がはげしくない場合、氷点下の気温となることがまれな場合		
	断面		薄い場合	普通の場合	厚い場合	薄い場合	普通の場合	厚い場合
	薄	厚						
(1) 水面付近でたえず水にひたっていないが水で飽和されるか、もしくはときに飽和される部分	海水		45	49	53	45	49	53
	淡水		49	53	58	49	53	58
(2) 水面から離れているが、しばしば水にぬれる部分	海水		49	53	58	49	58	62
	淡水		53	58	62	53	62	66
(3) たえず水中にある部分	海水		53	58	62	53	58	62
	淡水		58	62	66	58	62	66
(4) 普通の露出状態の橋、建物、その他の構造物、ただし、(1)、(2)の作用を受けない場合			53	58	62	53	62	66

* これらの場合には AE コンクリートを用いるのが望ましい。

特別の場合

(a) 0.2%以上の硫酸塩を含む土や地下水に接するコンクリート または 塩類にさらされるコンクリートにたいしては、水セメント比は45%をこえてはならない。

(b) 建物の内部 および 完全に地下に埋設した構造物のように気象作用を受けないコンクリートにたいしては、水セメント比はコンクリートの耐久性から定める必要はない。

図-2.4 当時の技術基準における水セメント比

また、西川らの文献⁹⁾によれば、この橋では伸縮継手部から大きく水漏れしており、橋梁端部や支承台座は濡れており、主桁内部へ水が浸透している可能性が高いとされている(写真-2.3)。したがって、水の浸入が早期劣化に至った要因の一つと考えられる。

以上のようなことから、厳しい塩害環境において耐久性を確保するためには、設計における塩害に対する設計思想が重要であると考えられる。



写真-2.3 水の浸入による鋼材の腐食

2.2.4. PC 道路橋新設時の塩害対策

国内の道路橋設計基準では、1984年に新設橋に対して海からの飛来塩分に起因する塩害への対策としての指針⁹⁾が示されている。この指針における対策は「塩害対策地域の明示」「海岸線からの距離に応じた塩害対策の設定」及び、それに応じた「地域ごとのかぶりの増加」が大きな特徴となっており、また水セメント比は上部構造で50%以下、下部構造で55%以下とするなどの規定が示されている。この当時は、塗装鉄筋の使用やコンクリート塗装による塩害対策は、まだ試験段階にあったことから、かぶりを大きくする方法に代替する対策として位置づけられていた。

しかし、その後の研究による知見から、かぶりの増加だけでは長期の耐久性を考えた場合に対策として十分でない場合もあることが明らかとなった¹⁰⁾。

沖縄県では、2005年に供用が開始された古宇利大橋において、目標耐久年数を100年として設計・施工が行われた。この橋でとられた対策は、かぶりの増加のほかに、エポキシ樹脂塗装鉄筋およびエポキシ樹脂塗膜 PC 鋼材とポリエチレンシースによる高耐食材料が使われており、これらの塩害に対する二重対策やエポキシ樹脂塗装 PC ケーブル等の技術は、その後の離島架橋に採用されている¹¹⁾。さらに、2006年に工事に着手した伊良部大橋では古宇利大橋でとられた対策に加えて、塩害、アルカリ骨材反応、および温度応力低減対策としてフライアッシュを混和材として用いたコンクリートが使用され「ミニマムメンテナンス橋」を目指した長寿命化・高耐久化対策が講じられている¹²⁾。

また、北陸地方においても日本海沿岸を通る国道において平成21年度より塩害によって劣化した道路橋の架替え事業に着手している。この架替えにあたっては、短支間橋梁はボックスカルバート、河川橋や高架橋は桁表面積と桁端部箇所数の少ない連結 PC ホロー桁構造が採用されている。このホロー桁は品質管理面からプレキャストセグメント工法が採用され、被覆仕様の PC 鋼材とポリエチレンシースが使われている¹³⁾。また、能生大橋では試行的にステンレス鉄筋¹⁴⁾が使われるなど、高耐食性の材料が導入されている。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

一方、本研究の対象とした東北地方日本海沿岸においては、塩害による被害を受けた道路橋の対策検討に 1991 年から着手し、全国に先駆けて塩害に強い橋梁として、高耐食材料を目指し検討が進められた¹⁵⁾。これらの結果は、東北地方日本海沿岸の塩害橋の架替えにあたって導入されており、対策の内容²⁴⁾は表-2.1 のとおりとなっている。

表-2.1 塩害橋の架替えにあたって導入された塩害対策（上部構造）¹⁶⁾

高耐食材料の導入	エポキシ樹脂塗装鉄筋	・ 上部構造には、すべて塗装鉄筋を使用
	表面被覆 PC 鋼材	・ エポキシ樹脂被覆された PC 鋼材を使用
	耐食シース	・ 硬質ポリエチレン管の使用
構造上の配慮	構造形状	・ 閉断面の箱桁もしくは中空床版桁
	鋼材の純かぶり	・ 塗装鉄筋を使用していることもありひび割れ制御の観点から通常 5cm 以上、箱桁内面では 3.5cm 以上
	コンクリートの配合	・ 水セメント比は上部構造で 45%以下 ・ 透水性型枠を使用 ・ 打設が冬季にかからないようにする。 ・ AE 剤を添加する場合の空気量は、粗骨材最大寸法 25mm に対し 6%を標準 (粗骨材最大寸法 40mm の場合は 5.5%を標準) ・ 単位セメント量は 330kg/m ³ 以上とする。
	支承	・ ゴム支承を使用
	伸縮継手	・ 埋設型ジョイント（分散型）
	防水層	・ 床版上面には耐久性に富む防水層を設ける
	排水	・ 橋上で排水は行わず土工部で排水処理をする。

※コンクリート塗装は原則行わない予定である。

塗装する場合、塗装の仕様としては、以下のものを考える。

プライマー	：エポキシ樹脂プライマー	0.10kg/m ²	
パテ	：エポキシ樹脂パテ	0.30kg/m ²	
中塗り	：柔軟型エポキシ樹脂塗料	0.35kg/m ²	160μ
上塗り	：アクリルシリコン樹脂塗料	0.12kg/m ²	160μ

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

塩害対策の一つである樹脂塗装鉄筋は、樹脂被覆材により耐食性に優れる材料である。このエポキシ樹脂塗装鉄筋は、製造時の樹脂塗装工程や運搬、曲げ加工、組み立て等の鉄筋取り扱い中において、樹脂塗装に損傷が発生することがある。ASTM の基準¹⁷⁾では、塗膜損傷面積が 1 個当たり 65mm^2 以下で且つ、塗膜損傷の合計がコンクリート中の鉄筋表面積の 2% 以下程度の大きさであれば許容できるとされている。過去の調査結果¹⁸⁾によれば、曲げ加工時に普通の鉄筋と同じような取り扱いをしたとしても、その傷の大きさは 60mm^2 程度であったとされている。しかし、三浦らの研究¹⁹⁾によれば、ASTM の基準は構造物の耐用年数を半永久的と考えるならば、すべての環境に対してこの基準をそのまま引用するのは危険であるとの指摘もされている。

また、水セメント比が小さい配合のコンクリートが使われることに加え、透水型枠の使用によるワーカビリティの低下もコンクリートの品質に影響する可能性も考えられる。また、片山らの研究²⁰⁾によれば、透水型枠を使った場合に表面に生じる微細なひび割れは養生の方法が大きく影響するとされている。

以上より、新設橋の建設時には高耐食性材料の導入やコンクリートの緻密化による塩分浸透抵抗性を高める対策がとられるが、一般のコンクリート構造物に比べ施工上で配慮すべき事項が多いと考えられる。

2.2.5. 塩害対策を導入して架替えられた道路橋の問題点

本研究で対象とした PC 道路橋のうちの一つに、設計施工において十分な塩害対策が導入されたが、設計思想を担保する施工が実現せず、要求性能を満足しない上部構造がある。

この PC 道路橋の上部構造は、塩害に対する設計思想から箱桁内部に入るための検査口がなく、また竣工直後に箱桁外面に保護塗装が実施されている（写真-2.4）。



写真-2.4 箱桁外面の保護塗装

竣工から 10 年目の点検において、保護塗装の剥離が確認されたことから、この塗替え工事において既存の保護塗装を除去したところ、無数の豆板やコールドジョイントが確認された。これを受け、性能を評価するための緊急調査が実施されていた。当初は箱桁外面からの近接目視を主とした調査が行われたが、下床版下面に漏水が確認されたため、下床版に小径の観察孔を削孔し、CCD カメラにより箱桁内部の状況を観察することとなった。この結果、箱桁内部に滞水が確認されたことから、急遽、箱桁内部を調査するため、下床版下面に検査口を構築することとなった。

検査口を構築直後の箱桁内部はコンクリート表面が湿るほどの極めて多湿な環境となっており、一部で水の滞水も確認された（写真-2.5）。また、橋面防水工は歩車道境界部で不連続となっていることや、伸縮装置に漏水が見られたことなどから、コンクリートに水分が供給されやすい状態にあったと考えられる。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



写真-2.5 箱桁内部の滞水

また、箱桁内部では、極めて多湿な環境が継続していたことが影響したと考えられる骨材を核とした無数のコンクリートの浮き・剥離（写真-2.6）も確認されている。これらの骨材は、吸水によって異常膨張を生じる可能性があることも確認されている。



写真-2.6 骨材を核としたコンクリートの剥離

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

さらに、一部でエポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食も確認されている（写真-2.7）。この腐食は調査と同時期に実施した断面補修工事において豆板部のコンクリートを除去した際に確認されており、最大で 20% 程度の断面欠損が生じていた。

この腐食は、鉄筋の折曲げ部や交差部に生じており、鉄筋の加工や施工時に被覆樹脂と等が損傷したことが影響したと考えられるが、保護塗装によりコンクリート部材が高い含水状態におかれたことも腐食を進行させた要因と考えている。

これらの劣化については第 3 章で詳述する。

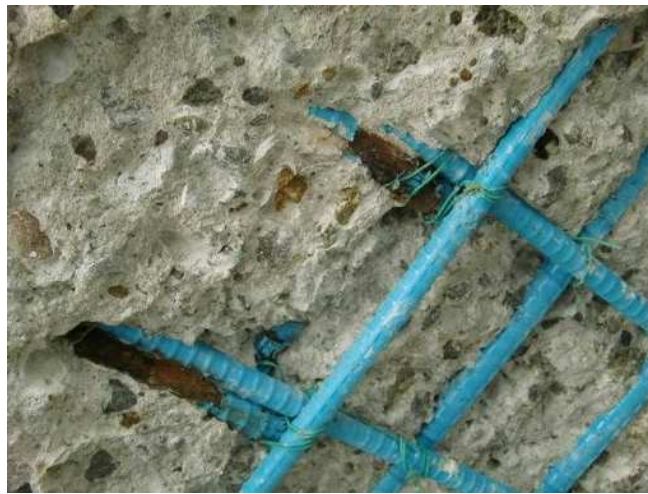


写真-2.7 エポキシ樹脂被覆鋼材の腐食

この上部構造は、防水工の不具合によってコンクリート部材に水分の供給があった可能性もあり、竣工直後から長期密閉とされたことで、コンクリートが高い含水状態におかれた。骨材の核とする無数のコンクリートの浮き・剥離や、樹脂塗装鉄筋の腐食はコンクリート部材が高い含水状態におかれたことが要因と考えられ、水の作用が耐久性に大きく影響する上部構造であるといえる。

2.3. 水の作用に着目した維持管理の課題

2.3.1. 塩害のメカニズム

塩害とは、鉄筋コンクリート中の鋼材の腐食が塩化物イオンの存在によって促進され、腐食生成物の体積膨張によりコンクリートにひび割れや剥離を生じさせる劣化現象である。

一般に、強いアルカリ性を示す健全なコンクリート中にある鋼材は、その表面に緻密な不動態皮膜とよばれる水和酸化鉄 ($\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$) が生成されるため、腐食速度が極めて小さくなり腐食しないと考えてもよい。しかし、アルカリ成分の溶出や炭酸化によってコンクリートのアルカリ度が低下したり、コンクリート中の鋼材に塩化物イオンが作用すると、鋼材表面の不動態皮膜は破壊され、腐食しやすくなる。コンクリート中に Cl^- が作用した際の鋼材腐食のメカニズムは次のように考えられる (図-2.5)。

- ①鋼材表面の不動態皮膜が破壊され、鉄がイオン化して溶出する。
- ②一方、健全な鉄筋からは OH^- が発生する。
- ③これらの反応は互いに等しい速度で進行し、水酸化第一鉄が生成される。
- ④さらに、溶存酸素で酸化されて水酸化第二鉄となる。

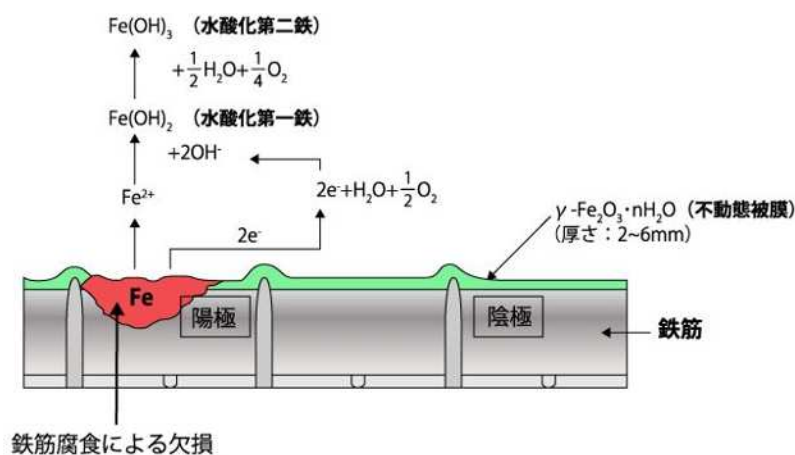


図-2.5 鉄筋の腐食反応機構²¹⁾

2.3.2. 鋼材腐食に及ぼす水の影響

鋼材の腐食には Cl^- の存在だけではなく、水の作用が大きく影響されている(図-2.6)²²⁾。松田²³⁾、飯島²⁴⁾らによれば、コンクリート中の鋼材腐食において、その化学反応が進行するためには水と酸素が必要であり、コンクリート中の鋼材が置かれている環境では pH の低下や塩化物イオンの供給によってこの化学反応が促進されるとされている。

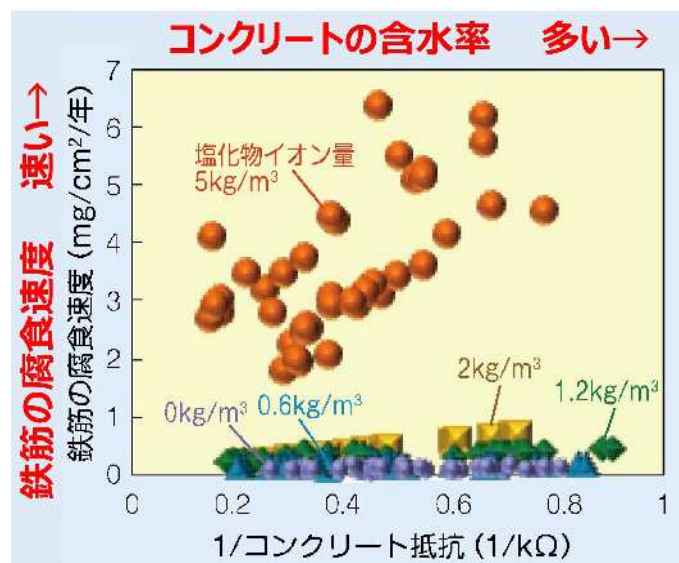


図-2.6 水の存在が鉄筋腐食に及ぼす影響

これに関連して、三浦ら²⁵⁾によれば、塩害橋においては床版防水工、伸縮継手の水密性、コンクリート表面の耐水性を十分に考慮し、構造物中に水を浸入させないことが第一と指摘している。

水の作用は鋼材腐食のほかにも、凍害、アルカリシリカ反応、疲労などの劣化にも大きく影響することから、コンクリート構造物では水分の供給を制御することで劣化の進行を制御できると考えられるようになってきた。

従来の土木学会コンクリート標準示方書では、コンクリート中の鋼材腐食に対する照査方法としてコンクリートの中性化とコンクリート中への塩化物イオンの侵入を考慮した照査方法が示されてきた。一方で、コンクリートの中性化が進んだとしても、鋼材腐食に必要な水と酸素の供給が乏しい場合には、鋼材腐食の進展が見られないことも報告されている^{23),24)}。

このようなこともあり、2017年制定の土木学会コンクリート標準示方書の設計編²⁶⁾では、中性化による鋼材腐食に対する照査として、中性化と水の浸透に伴う鋼材腐食を照査することとされ、水分浸透速度係数を求める試験方法に関する研究も進められた^{27),28),29)}。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

このように、コンクリート構造物の劣化には水の作用が大きく影響するが、これまでの塩害の影響を大きく受ける構造物の維持管理においては、塩化物イオン量などの因子が重視される一方で、コンクリートに対する水の影響はそれほど重視されていなかった。水の存在が劣化に大きく影響する場合は、水の状態に着目した維持管理方法の構築が必要となる。

2.3.3. 健全度評価

塩害特定点検（案）³⁰⁾では、鋼材かぶりの測定とコンクリート中に含まれる塩化物イオン量によって健全度の評価が行われる。上部構造では、塩化物イオン試験の結果、コンクリート中の鋼材周辺の塩化物イオン量が 1.2kg/m^3 以上となっている場合や、将来予測の結果、今後 10 年以内に確実に 1.2kg/m^3 以上となると考えられる場合については補修等の検討を行わなければならないとされている。また、橋梁塩害対策検討委員会でもまとめた「塩害橋梁維持管理マニュアル（案）」³¹⁾においても、塩化物イオン含有量試験、将来予測を行い、その結果から推定される塩化物イオン量と外観変状や鋼材腐食状況等を総合的に判断し健全度を評価している。このように、塩害の影響を受ける構造物の維持管理においては、塩化物イオン量を重視した健全度評価が行われているのが現状である。

一方で、2.2.3 でも述べたように、コンクリート構造物の劣化には水の作用が大きく影響する。コンクリート標準示方書の維持管理編³²⁾では塩害が疑われる構造物の点検において、鋼材腐食の観点からコンクリートの電気抵抗や含水率等も併せて測定するのが良いとしている。しかし、将来拡散予測など塩化物イオンについては具体の取り扱いが示されているものの、現時点では、コンクリートの電気抵抗や含水率等についての扱いは示されていない。また、コンクリート標準示方書の維持管理編³²⁾には「標準的な維持管理の流れ」が示されている。この中の「定期的診断」は、日常点検と定期点検の2つが点検に基づき診断することとなっている。この2つの点検は「目視」が基本としているが、定期点検では構造物の外観だけでなくコンクリート中の塩化物イオン濃度の分布、あるいは鋼材の腐食状況等の調査が必要となる場合もあるとしている。詳細調査実施の判断は、点検を実施する技術者の判断によるもの考えられる。

以上のようなことから、塩害の影響を受ける道路橋の健全度評価にあたっては、塩化物イオンの浸透を重視した評価が行われているのが現状であり、コンクリートの含水状態を含めた健全度の評価の具体を示すまでには至っていない。

2.3.4. 水の作用に対する維持管理の現状

前項で示したように、鋼材の腐食に水の作用が大きく影響するほか、各種のコンクリートの劣化には水が関与していることが多い。コンクリート標準示方書の維持管理編³²⁾では、作用としての水への対策について次のように示されている。

(1)道路橋の場合

- ・桁端や桁間のジョイントを簡易的に非排水化する方法がある。
- ・さらに、排水勾配や排水管の位置を変更することにより水分の供給を抑制できる場合と、新たに排水経路を設置して排水効率を高める場合とがある。
- ・表面処理を施すことができない部材背面の滞水を改善する場合には、新たに排水経路を設置するなどの対策が必要となる。

(2)道路や鉄道橋の橋梁の場合

- ・排水溝の清掃を行うことにより詰まりを防いで路面に水がたまることを防ぎ、床版の劣化進展に大きな影響を及ぼす水の影響を抑制することができる。
- ・土砂が堆積しているとスポンジのように大量の水分を含むため、土砂を定期的に除去することができる。

(3)水の作用の抑制

- ・水の供給を抑制することが困難な場合、たとえば、乾湿繰返しにより腐食が進行しかつ他の劣化因子の関与がない場合には、水分の逸散を抑制することでも対応できる可能性がある。
- ・擁壁や橋脚下部など土壌からの水の供給が不可避な場合には、集水・排水や、劣化機構特有の対策などを検討する必要がある。

これらの対策は、コンクリート部材への水の浸透を抑制する対策であり、一般的な構造物の維持管理においても行われている対策工となっている。

一方で、前項で示したように本研究の対象とした PC 道路橋の上部構造は、コンクリート部材が高い含水状態におかれ、水の存在が性能の低下に大きく影響することから、既に含まれる水の排出に着目した維持管理法が求められる。これまでの一般的な水の作用に対してとられる対策は、上述のように、コンクリート部材に対して水の浸入を抑制する対策であり、水の排出に着目した維持管理法は示されておらず、そのような事例は皆無となっている。

2. 4. 塩害環境における道路橋の維持管理

2. 4. 1. 国内における点検および調査方法

(1) 現在の塩害橋の点検

国土交通省では塩害による劣化を早期に発見するため「コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領（案）³⁰⁾」（以下、塩害特定点検（案））を定めており、コンクリート橋への塩分の浸入状況を定期的に点検することとしている。しかし、研究の対象とした地域において架替えが行われた道路橋のように、上部構造のコンクリート外面に保護塗装が施されている場合や、エポキシ樹脂塗装鉄筋などの塩害対策が取り入れられている場合は、現在の塩害橋の維持管理(表-2. 2)の考え方では一般の道路橋と点検方法となっている。

表-2. 2 コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領（案）の点検方法

点検方法	構造物の状態	
A：塩化物イオン量の測定・予測	I	無補修・無塗装の構造物
	II	竣工後に塗装した構造物
B：コンクリート塗装の健全度を点検	III	竣工時に塩害対策として塗装を施した構造物
C：塩害の影響を受けない地域にある場合と同様 ^{※1}	IV	塩害対策として塗装鉄筋が用いられている構造物
D：補修の実施内容にあわせ項目を個別に定める	V	塩害による劣化を補修した構造物

我が国における一般の道路橋の点検は、定期点検要領³³⁾³⁴⁾が定められており、5年に1回の点検が実施されている。しかしこの点検においては、構造物の状態は近接目視のみによって評価することを基本としており、非破壊検査など詳細調査は劣化が顕在化して初めて実施されるのが現状である。コンクリート標準示方書の標準的な維持管理のフロー³²⁾においても、日常点検、および定期点検における標準調査は近接目視による状態の評価がなされ、ひび割れの発生など劣化が顕在化してはじめて詳細調査が実施される流れが標準となっている(図-2. 7)

以上のようなことから、本研究の対象とした道路橋のように、塩害対策が取り入れられた道路橋は、その後の状態把握が十分になされておらず、結果、将来予測が出来ていないことから、今後の維持管理の方法はほとんど検討されていない。

塩害によるコンクリート構造物の劣化は、コンクリート中の鋼材が発錆してから腐食ひび割れ等の劣化が顕在化するまでの期間が短いという特徴がある³²⁾。ひび割れなどの変状が見られた時点では、すでに内部に相当量の塩化物イオンが浸透していることが多く、補修、補強対策も大がかりとなる³⁵⁾。したがって、現状の維持管理法では、本研究で対

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

象とした道路橋のように塩害対策をとり入れた場合では、塩害に対する今後の将来予測がなされておらず、合理的な維持管理の方法が確立されていない。

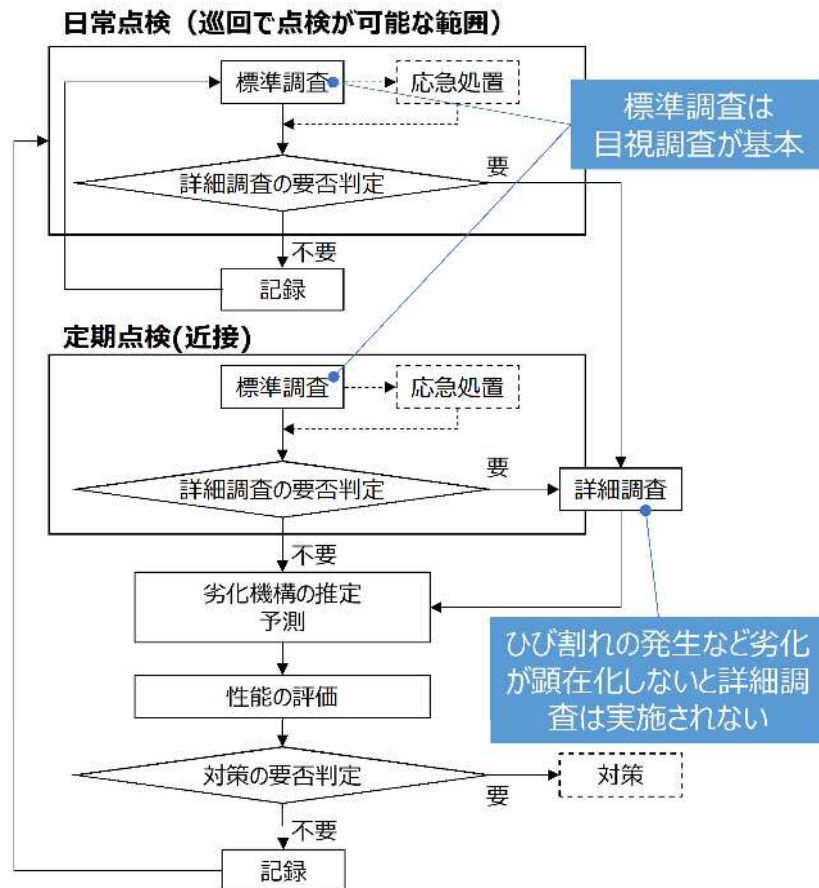


図-2.7 コンクリート標準示方書の標準的な維持管理のフロー

(2) 特徴的な症例に対する維持管理法の事例

前述のように、現在の道路橋の点検では、損傷が顕在化して初めて対策が検討される事後維持管理が主流となっている。一方で、国土交通省は 2015 年に発生した山陽自動車道の佐山橋（上り）において発生したコンクリート中空床版の路面陥没事故を受け、同様の損傷が生じる可能性のある道路橋に対し、全国的に一斉調査を行っている。筆者らはこれらの中空床版橋に対して詳細調査を実施し、耐荷力評価の方法を検討している³⁶⁾。

中空床版橋の路面の陥没は、中空床版橋内部に配置された鋼製円筒型枠の浮き上がりに伴って、ボイド管上部の床版の厚さが道路橋示方書の規定値（15cm）を下回ることによって起因する症例である（図-2.8）。

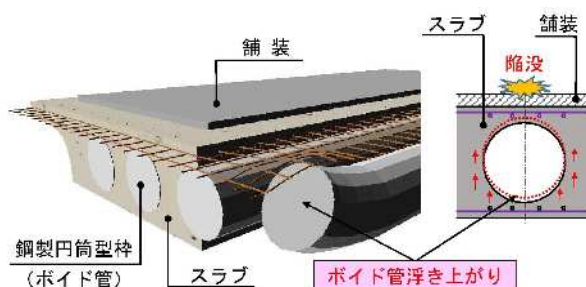


図-2.8 中空床版橋における鋼製円筒型枠の浮き上がりのイメージ³⁶⁾

このボイド管上部の床版厚を広域的に効率よく把握するため、電磁波レーダーによる非破壊調査を実施している（図-2.9）。

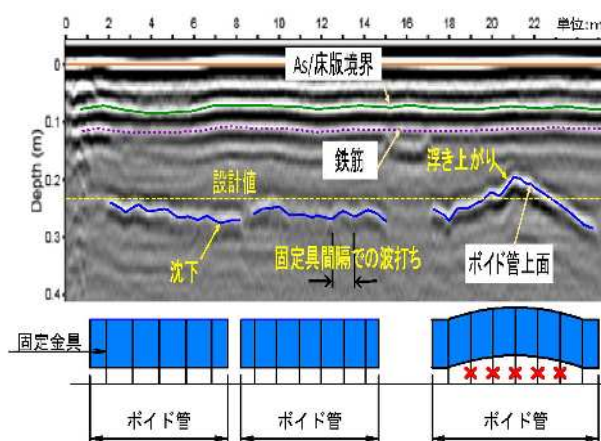


図-2.9 鋼製円筒型枠位置での代表的なレーダー縦断面画像⁴⁹⁾

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

筆者らが実施した地域の調査では、同様の損傷が生じる可能性のある橋梁数は、RC 中空床版橋では全体の 18%、PC 中空床版橋では 12%となっている。これらは通常の定期点検ではその状態が確認できないものであり、その損傷の発生の兆候に特化した調査が必要とされる。

これらの結果をふまえ、現在は国土技術政策研究所において、(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会や土木研究所と連携し、踏み抜き事故が発生した場合の緊急的な修繕のための手順や緊急的な修繕のための手順や仕様の標準案について研究の取組みが引き継がれている³⁷⁾。このように、同様の損傷や劣化が生じる道路構造物については、現在の点検方法の枠組みを超えた取組みが必要と考えられる。

塩害橋では、外部からの塩化物の侵入を防ぐためにコンクリート表面に塗装が施されている橋梁や、塩化物イオンが侵入しても腐食しないように塗装鉄筋が使用されている橋梁は点検の対象外となっている。これらの塩害対策を取り入れた構造物の劣化の進行については十分に明らかとはならず、損傷が顕在化して初めて対策が検討されることとなり、場合によっては多くの橋梁で一斉に大規模な補修が必要となる可能性も考えられる。

塩害橋に生じる症例は、塩化物イオンの浸透に代表されるような特徴的な症例でもある。したがって、塩害対策を取り入れた道路橋について合理的な維持管理を実現するためには、健全度を評価するための調査方法や合理的な維持管理法の構築が重要と考えられる。

2.4.2. 海外における塩害橋の維持管理

塩害橋の合理的な維持管理法を検討するにあたり、海外の維持管理の現状について文献を調査した。

米国での道路橋の点検に関しては連邦規則集第 23 章「全国橋梁点検基準 (National bridge Inspection standards[NBIS])³⁸⁾」で、各州の橋梁点検組織、点検職員資格、点検方法等の基準を明記している。この要領は、一般的な道路橋に対する点検基準を明記したものであり、塩害橋に特化した項目は設定されていない。また、我が国に比べ定期点検の頻度は 2 年に 1 回以内と多いものの、点検の方法は同じく近接目視が基本となっている。

米国のフロリダ州沿岸部は厳しい塩害環境と高温多湿な環境によって塩害による劣化が問題となっている。フロリダ州交通局(FDOT)では、独自の維持管理基準として「維持管理参考マニュアル (Bridge Maintenance Reference Manual)³⁹⁾」を規定しているが、フロリダ州では 1988 年に暫定的に海洋部の橋脚へのエポキシ樹脂塗装鉄筋の使用を中止し、1992 年以降はフロリダにおけるすべての新設構造物を対象にエポキシ樹脂塗装鉄筋の適用を禁止している⁴⁰⁾。したがって、研究の対象とした地域において架替えられた道路橋のように、塩害対策としてエポキシ樹脂塗装鉄筋をとりいれたコンクリート構造物の維持管理法については基準化されていない。

欧州における英国では、道路構造物の点検に関して道路庁がトランスポート・スコットランド、ウェールズ政府、北アイルランド地域開発庁と連名で「道路・橋梁の設計マニュアル 道路構造物の点検 (Design Manual for Roads and Bridges, Inspection of Highway Structures[BD63/07])⁴¹⁾」が 2007 年に策定されている。これによれば、24 ヶ月に 1 回の定期点検、および 6 年に 1 回の主要点検を行うことが基本とされているが、いずれの点検においても近接目視による状態把握が基本となっている。

道路構造物の点検に関してフランスにおいて策定された「道路構造物の点検と保全に関する技術指示書 (Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'art[ITSEOA79])⁴²⁾」、ドイツにおいて策定された「道路構造物の検査及び点検 (Deutsche Industrie-Norm[1076] : DIN1076)⁴³⁾」では、6 年に 1 回の頻度で点検が行われているが、他の各国と同様に状態の評価は近接目視が基本となっている。

以上のように、各国の道路橋の基準をみても定期的に行われる点検では、近接目視による状態の評価が基本となっており、劣化が顕在化して初めて非破壊検査や詳細調査が行われることとなっている。塩害橋では、劣化が顕在化した時点ではその進行は相当進んでおり、またその後の進行も早い。点検において近接目視による評価のみでは、塩化物イオンの浸透状況も把握できないため、合理的な維持管理法を構築するにあたっての将来予測も十分に検討されないこととなる。

2.5. 本研究における課題の整理

本章では、厳しい塩害環境において早期劣化に至った道路橋の文献を調査し、当時の設計思想から、設計・施工における塩害対策の重要性を示した。

本研究で対象とした地域は、道路構造物が極めて厳しい塩害環境に曝される地域となっている。このような厳しい塩害環境では、設計・施工において塩害に対する十分な配慮がなされない場合、事例で示した 1965 年頃に建設された 15 橋の PC 道路橋のように早期に劣化が生じることとなる。したがって厳しい環境作用を受ける構造物では、耐荷性を確保することは当然であるが、環境作用に対する耐久性を確保するための設計思想が重要といえる。

一方で、そのような塩害対策をとりいれて架替えが行われた道路橋の一つに、施工が耐久性に大きく影響する上部構造もある。

この上部構造は、豆板が存在することで水が移動しやすく、保護塗装によって密閉断面とされたことで滞水しやすい構造となっている。この結果、吸水性の高い骨材の膨張によるコンクリートの剥離や浮きが無数に生じており、一部でコンクリート内部の高い含水状態が要因と推定されるエポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食も生じている。

また、研究の対象とした道路橋は水の存在が耐久性に大きく影響するが、これまでの塩害に対する維持管理では、飛来塩分の浸透によるコンクリート部材内部の塩化物イオン量が重視されており、コンクリートの含水状態に着目した評価はなされていない。さらに、これまでは作用としての水のへの対策は、コンクリートに浸透する水を防ぐ対策が基本とされており、高い含水状態におかれるコンクリート部材内部の水の排出に着目した対策法は示されていない。

したがって、このような水の作用が耐久性の低下に大きく影響する構造物に対して、コンクリートの含水状態に着目した評価、および水の排出に着目した維持管理法を構築することが本研究の課題となる。

参考文献

- 1)日本道路協会，“道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編”，2017.
- 2)建設省土木研究所，“飛来塩分量全国調査（Ⅲ），土木研究所資料”，第 2687 号，1988.
- 3)佐伯竜彦・能勢陽祐・菊地道生，“薄板モルタル供試体を用いたマイクロ塩害環境評価手法に関する基礎的検討”，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，2011.
- 4)佐伯竜彦，竹田光明，佐々木謙二，嶋毅，“飛来塩分環境の定量評価に関する研究”，土木学会論文集 E，Vol. 66，No. 1，pp.1-20，2010.
- 5)日本道路協会，“道路橋の塩害対策指針（案）・同解説”，1984.
- 6)土木学会，“プレストレストコンクリート設計施工指針”，1961
- 7)土木学会，“コンクリート標準示方書 鉄筋コンクリート標準示方書”，1956
- 8)日本道路協会，“道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編”，2017.
- 9)三浦尚，西川和廣，見波潔，上阪康雄，“暮坪陸橋の塩害による損傷と対策—②PC 鋼材の腐食とその補強対策—”，橋梁と基礎，pp.37-39，1993
- 10)国土交通省国土技術政策総合研究所，“コンクリート橋の塩害対策資料集—実態調査に基づくコンクリート橋の塩害対策の検討—”，国総研資料第 55 号，2002.
- 11)山田義智，“沖縄県における塩害対策”，コンクリート工学，Vol.48，No.1，2010.
- 12)風間洋，渡久山直樹，砂川勇二，山田義智，“伊良部大橋の主要部材に使用するコンクリート材料選定と配合”，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，2010.
- 13)村下剛，吉越政浩，此川孝悦，谷口雄一，“糸魚川地区橋梁架替事業における塩害対策の取組”，土木技術資料 59-3，pp.38-43，2017
- 14)“ステンレス鉄筋の耐久性調査”，橋梁塩害対策検討委員会 国立大学法人長岡技術科学大学 一般社団法人日本鋼構造協会 北陸地方整備局北陸技術事務所，2020.
- 15)佐藤敏昭，大清水宏幸，“塩害橋調査について”，土木学会東北支部技術研究発表会，VI -28，pp.650-651，1992.
- 16)“東北地方におけるコンクリート構造物設計・施工ガイドライン(案)”，東北コンクリート耐久性向上委員会，2009.
- 17) ASTM International，“Standard Specification for Epoxy-coated Reinforcingbars”，ASTM A 775-81
- 18)日本道路公団仙台建設局鹿角工事事務所，“東北自動車道積雪寒冷地における橋梁床版の耐久性に関する調査検討報告書（その 2）”，1985.
- 19)三浦尚，板橋洋房，新井哲三，“エポキシ樹脂塗装鉄筋の許容塗膜損傷度に関する研究”，土木学会論文集，No.451，V-17，pp.79-88，1992

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

- 20)片山功三, 小林茂敏, “透水型枠使用コンクリート表面に発生する微細ひび割れの原因と影響に関する研究”, 土木学会論文集, No.433, V-15, pp.119-128, 1991
- 21)十河茂幸, “コンクリート構造物の劣化”, コンクリートの基礎知識, 2017.
- 22)K. Tuutti, “Corrosion of Steel in concrete”, CBI forskning research fo 4.82,Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982
- 23)松田芳範, “コンクリートの耐久性を定める『水』の制御 (1)コンクリート構造物の劣化・損傷に及ぼす水の影響について”, コンクリート工学, Vol.51, No.10, pp.814-818, 2013.
- 24)飯島亨, 玉井譲, 上田洋, 横田優, “コンクリート中の鉄筋の腐食速度におよぼす含水率の影響”, 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論文報告集, Vol.11, pp.141-146, 2011.
- 25)三浦尚, 見波潔, 西川和廣, 上坂康雄, “暮坪陸橋の塩害による損傷と対策－②PC 鋼材の腐食とその補強対策－”, 橋梁と基礎 Vol.27, No.12, pp.37-40, 1993.
- 26)土木学会, “コンクリート標準示方書[設計編]”, 2017.
- 27)上田洋, 酒井雄也, 木ノ村幸士, 渡邊賢三, 石田哲也, 岸利治, “水の浸透に伴う鋼材腐食に対する照査法(第1回)”, セメント・コンクリート, 888号, pp.40-45, 2021.
- 28)上田洋, 酒井雄也, 木ノ村幸士, 渡邊賢三, 石田哲也, 岸利治, “水の浸透に伴う鋼材腐食に対する照査法(第2回)”, セメント・コンクリート, 889号, pp.37-41, 2021.
- 29)コンクリート委員会・基準関連小委員会, “土木学会基準「短期の水掛かりを受けるコンクリート中の水分浸透速度係数試験方法(案)(JSCE-G582-2018)」の制定”, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.74, No.4, 256-259, 2018
- 30)国土交通省道路局国道・防災課, “コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領(案)”, 2004.
- 31) “塩害橋梁維持管理マニュアル”, 橋梁塩害対策検討委員会, 2008.
- 32)土木学会, “コンクリート標準示方書[維持管理編]”, 2018.
- 33)国土交通省道路局, “道路橋定期点検要領”, 2019.
- 34)国土交通省道路局, 国道・技術課, “橋梁定期点検要領”, 2019.
- 35)北海道開発土木研究所, “塩害環境下におけるコンクリート構造物の維持管理”, 北海道開発土木研究所月報No.630, 2005.
- 36)飯土井剛, 唐木正史, 平野至史, 窪田光作, “上床版厚が不足する中空床版橋の応力性状及び耐荷力照査方法等の検討”, 構造工学論文集 Vol.65A, pp.634-645, 2019.
- 37)平野義徳・白戸真大, “場所打ち中空床版橋の上面コンクリート踏み抜きに関する解析”, 土木技術資料, 63-5, pp.16-19, 2021.
- 38)Federal Highway Administration[FHWA], “National bridge Inspection standards[NBIS]”, 2005

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

- 39)Florida department of Transportation[FDOT], “ Bridge Maintenance Reference Manual”,
2015
- 40)田中良樹, 河野広隆, 渡辺博志, “北米における実構造物コンクリート中のエポキシ樹脂塗装鉄筋の性能”, 土木学会論文集 E Vol.62 No.4, 739-756, 2006
- 41)Department for transportation[DfT], “ Design manual for roads and bridges[Volume 3]”,
2007
- 42)Direction départementale de l'équipement, “ Instruction Technique pour la Surveillance et
l'Entretien des Ouvrages d' art[ITSEOA79]” , 2007
- 43)Deutsches Institut für Normung, “ Deutsche Industrie-Norm[1076] : DIN1076”, 2013

第3章 厳しい塩害環境において架替え後 15 年が経過した PC 道路橋の 詳細調査

3.1. 概説

本章では、架替え後 15 年が経過した不本意な施工によって性能の低下が疑われる道路橋（以下、K 橋と呼ぶ）について、水の影響に着目した詳細調査の結果と健全度評価、及びこの結果から必要とされた補修対策工を示す。

K 橋の上部構造は、日本海沿岸部のほぼ汀線に架かる橋長 35m、設計活荷重が B 活荷重のポストテンション方式 PC 箱桁の道路橋（図-3.1）であり、日本海沿岸部のほぼ汀線に架かる橋長 35m、設計活荷重が B 活荷重のポストテンション方式 PC 箱桁の道路橋（図-3.1）であり 1997 年に竣工されている。K 橋が架橋された地域は、冬期の季節風により海からの飛来塩分の供給が極めて多い環境となっている。写真-3.1(b)に示すように、風の強い冬期には上部構造に直接波しぶきがかかるなど、極めて厳しい塩害環境で供用されている。

K 橋の上部構造は、竣工直後に塩化物の浸透に対する保護として、上部構造外面の保護塗装が実施されている。供用開始から 15 年目に、この保護塗装の剥がれが見られたことから補修工事を実施することとなったが、これを除去したところ上部構造外面には施工の影響が疑われる無数の豆板やコールドジョイントが確認され、一部でエポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食も確認された。また箱桁の内部は、極めて多湿な環境となっており、一部で塩分濃度の高い水の滞水も確認されている。さらに、この箱桁の内部では無数の骨材を核とするコンクリートの浮きや剥離も確認されている。

竣工時の施工記録を調査したところ、この上部構造は夏季に施工されており、コンクリート打設時の外気温は 30℃を超えていた。しかし、使われた骨材や混和剤の種類、透水性型枠の使用など、様々な要因が重なって施工が不本意な結果となってしまったことがうかがえる。

このような状況から K 橋の性能を評価する上では以下の 2 つの点が大きな問題と考えられた。

①骨材の無数の剥離，エポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食による耐久性の低下

これらの劣化の進行は、コンクリート部材の含水状態が大きく影響するため、透気試験 (Torrent 法)によりコンクリート表層の物質透過性を評価することとした。また、電気抵抗式モルタル水分計により現時点のコンクリートの含水状態を把握することとした。

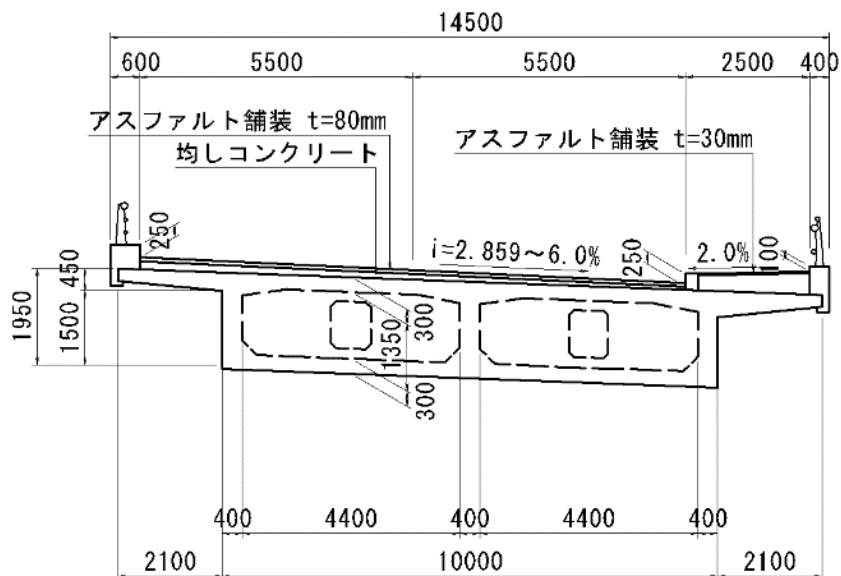
②コールドジョイント，および豆板や空洞の存在による耐荷性への影響

これらは上部構造の剛性低下に影響することから、衝撃振動試験により上部構造全体の剛性を評価することとした。また、施工の影響により上部工の部位によって剛性が異なる

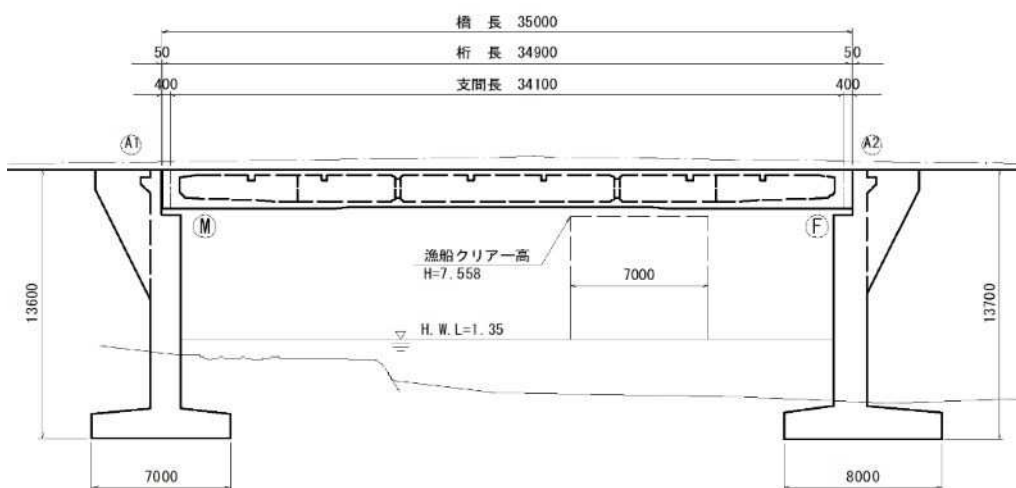
塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

事も考えられることから、強制加振試験により剛性の分布や局所的な剛性の低下を評価することとした。

これらの試験により K 橋の性能を評価し、今後供用を続けていく上で必要となる性能を確保するための対策工を実施することとした。



(a) 上部構造断面図



(b) 全体側面図

図-3.1 道路橋の概要

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



(a) 架橋状況



(b) 冬期の状況

写真-3.1 道路橋の架橋状況

3.2. 架橋環境

3.2.1. 飛来塩分量

図-3.2 に K 橋の架橋位置で測定した飛来塩分量の調査結果を示す。飛来塩分量調査は、土研式塩分捕集器により 2014 年 11 月から 2021 年 8 月で実施した記録を示している。調査の結果、架橋位置では冬期には 10mdd を上回る極めて多量の飛来塩分が供給され架橋条件となっている。路線内の他の橋梁でも同様の測定を行っているが、他の橋梁に比べても飛来塩分の値が大きく、極めて過酷な塩害環境であるといえる。尚、当該管理区間の凍結防止剤散布量は 15ton/km/年であるが、当該橋では飛沫が激しく、ほとんど散布していないとのことである。

図-3.3 には、架橋位置に風向風速計を設置し、2015 年の 1 月から 2 月の冬季の風向風速（10 分間の最大風速）を調査した結果を示す。

冬期には、NW（北西）からの風が卓越しており、風速 10m/s を超える強い海側からの風が吹き込む環境となっている。

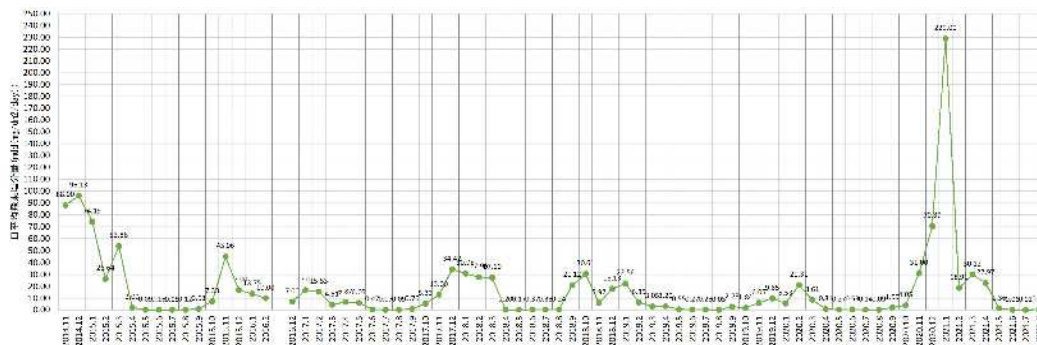


図-3.2 架橋位置における飛来塩分量調査結果

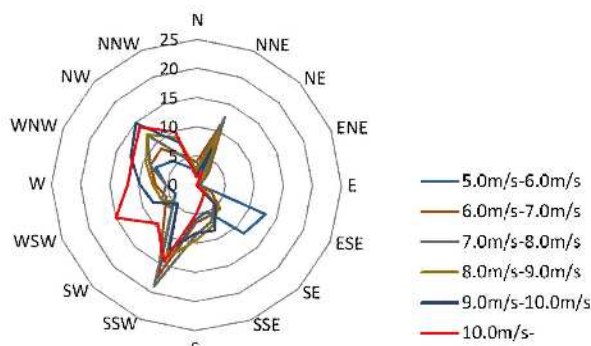


図-3.3 架橋位置における風向風速測定結果（風向・風速と発生頻度）

3.2.2. 附着塩分量

K 橋では、橋梁各部位における飛来塩分供給量を詳細に把握するため、薄板状の小型モルタル供試体を構造物各部位に設置し塩分供給量の測定を実施している。測定は、2012 年 11 月～2013 年 6 月に実施している¹⁾。

図-3.4 に上部構造部位毎の薄板供試体への塩分浸透量を示す。上部構造の各部位によって供試体への塩分浸透量が異なっていることが確認できる。また、桁中央部の供試体で塩分浸透量が多くなる傾向があり、桁周囲の風の流れが影響して特定の箇所では飛来塩分量が多くなっている。

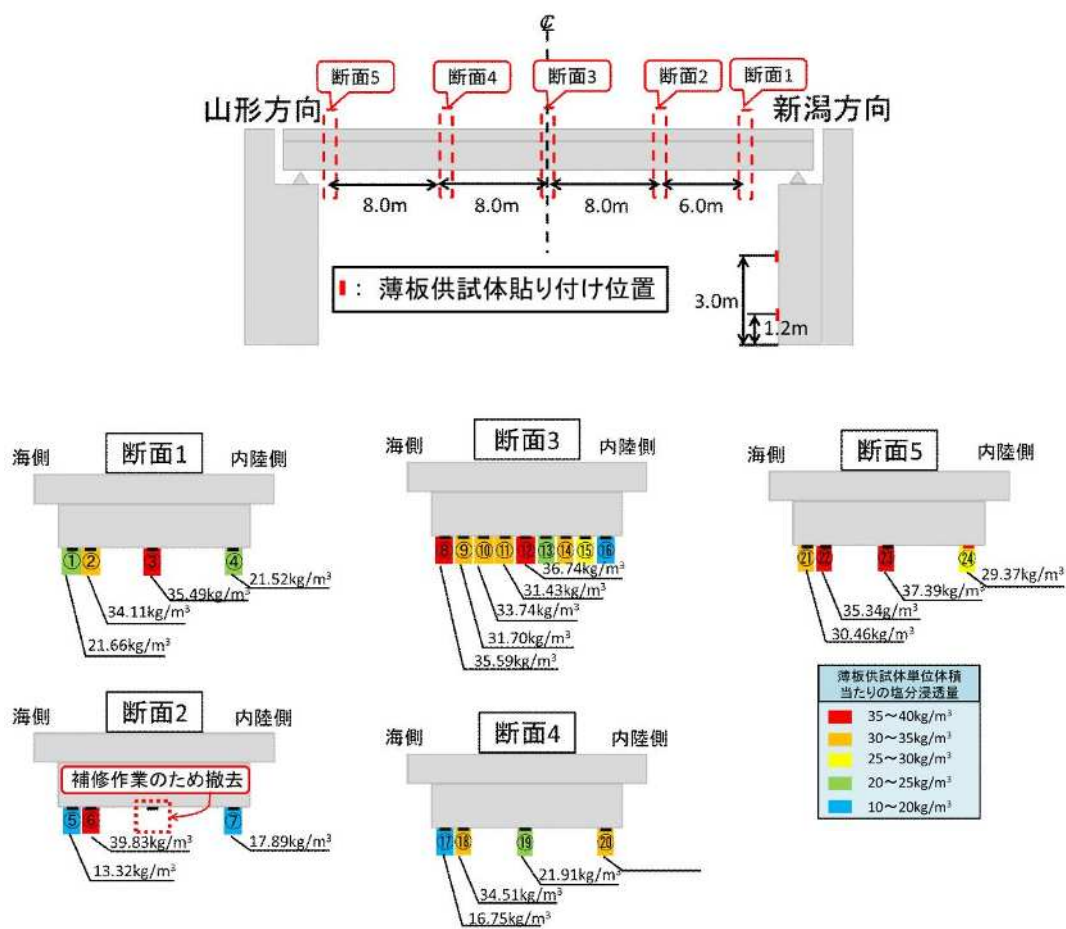


図-3.4 上部構造下床版下面の薄片供試体への塩分浸透量¹⁾

3.3. 構造概要および施工概要

K 橋が架橋される東北地方日本海沿岸のこの地域では、昭和 30 年代後半から一次改良工事が始まり 1971 年に一次改築が完了している。この際、コンクリート橋 15 橋が架設されたが、架橋後 5 年で塩害の影響と思われる損傷が発生したため、有識者の助言を受け、1985 年までに第一次塩害対策補修工事が行われている。しかし、その後も塩害による劣化は進行し、1991 年には最も損傷が激しい橋梁（K 橋の架替え以前に架かっていた旧橋（写真-3.2））で落橋を防ぐための緊急ベントの設置が行われたほか、他の橋梁でも繰り返し補修が実施される状況となっていた。

これを受け、1991 年 10 月に有識者による検討委員会が設置され、塩害対策の検討が行われた。結果、損傷の激しい橋梁から順に架替えが提案され、架替え橋梁については塩害対策として「高耐久性仕様（高耐食材料など）」が取り入れられた^{2),3)}。

1993 年から 2005 年までにこの塩害対策を取り入れた PC 道路橋 9 橋の新橋架設が行われ、K 橋はその中で最初に架設された橋梁である。



写真-3.2 架替え以前に架かっていた旧橋の損傷状況

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

3.3.1. 構造概要

K 橋の架替えにあたって採られた塩害対策の概要を表-3.1 に示す。K 橋で採られた塩害対策は、PC 鋼材や鉄筋にエポキシ樹脂塗装が施されたほか、上部構造を密閉の箱桁形式とすることに加え、透水性型枠を使ってコンクリートの品質を高めたりするなど、万全といっているほどの塩害対策が導入されている。

表-3.1 K 橋で取り入れられた塩害対策の内容

塩害対策の方針	具体的内容
高耐食材料の導入	エポキシ樹脂塗装鉄筋
	表面被覆PC鋼材
	ポリエチレンシース
構造上の配慮	閉断面箱桁形式の採用
	鋼材の純かぶり [外面]5.0cm [内面]3.5cm
	コンクリートの配合 ・ W/C45%以下, 空気量6.0%以下 ・ 単位セメント量330kg/m ³ 以上
	透水性型枠の使用
	ゴム支承, 埋設型伸縮装置の採用

[K 橋の施工時の記録]



塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

3.3.2. 施工概要

表-3.2 に K 橋の上部構造の材料仕様を示す。プレストレストコンクリート構造であり、塩化物イオンの浸透に対する抵抗性を高めるため W/C の小さい配合となっている。鋼材は前述のように、エポキシ樹脂塗装仕様となっており、十分な塩害対策がとられた上部構造となっている。他の架替えが行われた同種の上部構造に比べ、セメント量が多い配合となっており、また吸水率の高い骨材が使われていることや細骨材率が低いことが特徴的となっている。

表-3.2 K 橋の上部構造の材料仕様

施工方法		押し出し架設
配合設計	呼称	40-12-25-H
	呼び強度	40N/mm ²
	配合強度	46N/mm ²
	W/C	39.5%
	設計スランプ	12.0cm
	空気量	4.5%
	粗骨材最大寸法	25mm
	セメント量	438kg(水 173ℓ)
	細骨材率	30.1%
	ASR 抑制方法	化学法による骨材確認
	混和材	A E 減水剤・標準型I種
防錆処理	防錆	鉄筋(エポキシ樹脂鉄筋)
		PC 鋼材(エポキシ塗装鋼材+ポリエステルシース+グラウト)
	かぶり	外面;50mm 内面;35mm
打設養生	打設	ポンプ車による圧送
	締固め	高周波バイブレータ
	型枠	透水性型枠(普通合板+透水性布貼付)
	養生	コンクリート露出面は被膜, 散水養生
材料試験	【細骨材】	吸水率 2.43%
	【粗骨材】	吸水率 1.98%
	【練り混ぜ水】	Cl 量 19ppm (<200ppm)
	【化学法結果】	無害

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性和
水に着目した合理的維持管理法の提案

竣工当時の工事資料から、K 橋のコンクリート打込み時の気温が 30℃以上の暑中コンクリートであった (表-3.3)。このような施工条件の場合、現在では混和剤として高性能 AE 減水剤が使われるのが通常であるが、この当時は高性能 AE 減水剤の汎用性は低くスランプが低下した可能性が考えられる。また、密度が小さく多孔質の強度が小さい骨材が使われたことで、強度を上げるためセメント量が増加した結果、細骨材率が 30%と小さくなったと考えられる。この影響が、充填性や圧送性などのワーカビリティの低下にも影響したと考えられる。さらに、透水型枠 (写真-3.3) が使われたことでコンクリートの水分量が減少し、摩擦の増大したことも流動性の低下に影響し、打設速度の低下と想定以上の硬化速度が生じたと考えられる。構造面からは鋼材のあきが狭いことからバイブレータの挿入が困難であった可能性も考えられる。これらの要因がコールドジョイントや充填不良の発生につながったものと考えられる。

表-3.3 竣工時のコンクリートの打設状況

試圧 試験 縮結 強度	部材	1次打設 (ウェブ・下床版)				2次打設 (上床版)			
	打設日	19年7月4日				19年7月25日			
	養生	1日目	2日目	1日目	2日目				
		現場	標準	現場	標準	現場	標準	現場	標準
圧縮強度 (N/mm ²)	3(4)日	34.5	—	32.4	—	(38.8)	—	(36.6)	—
	7日	40.1	41.3	39.3	40.0	42.1	38.7	40	38.1
	28日	46.8	48.3	45.8	47.1	45.7	46.4	44.9	45.5
アルカリ総量(3.0kg/m以下)									
生コン投入検査状況		スランプ	空気量	水分量	水分量	スランプ	空気量	水分量	水分量
	1台目	13.0	4.4%	25℃	0.017	12.5	4.5%	28℃	0.017
	2台目	12.0	—	—	—	12.5	—	—	—
	3台目	12.0	—	—	—	11.5	—	—	—
	4台目	11.5	—	—	—	11.0	—	—	—
	5台目	11.0	—	—	—	11.5	—	—	—
	50m ³	11.0	—	—	—	12.0	4.3%	29℃	—
	100m ³	11.5	—	—	—	11.0	4.4%	29℃	—
150m ³	11.5	1.3%	27℃	0.017	11.5	4.3%	29℃	0.017	
200m ³	12.0	—	—	—	—	—	—	—	
気象状況	天候	曇り、時々晴れ				晴れ			
		気温(鶴岡) 湿度(酒田)				気温(鶴岡) 湿度(酒田)			
	6時	25℃	—	83%	—	23℃	—	79%	—
	8時	24℃	—	82%	—	27℃	—	69%	—
	10時	27℃	—	78%	—	30℃	—	62%	—
	12時	27℃	—	75%	—	32℃	—	51%	—
	14時	27℃	—	72%	—	31℃	—	62%	—
	16時	29℃	—	71%	—	29℃	—	57%	—
18時	27℃	—	73%	—	31℃	—	50%	—	
20時	27℃	—	76%	—	27℃	—	59%	—	
24時	27℃	—	73%	—	24℃	—	71%	—	

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



写真-3.3 透水型枠の設置状況



写真-3.4 コンクリートの打設状況

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

3.3.3. 上部構造外面の保護塗装

K 橋の過去の維持管理記録によれば、約 1 年経過後に上部工の主桁表面に黒ずみが発生（写真-3.5）したことから、1999 年に箱桁外面の保護塗装が施工された。この際、ひび割れ（図-3.5）や豆板などの補修も併せて実施した記録も確認された。また、この保護塗装は 2001 年にも補修が行われた記録も確認されている。なお、黒ずみの発生原因は明らかとはなっていない。



写真-3.5 主桁外面の状況（保護塗装施工前）

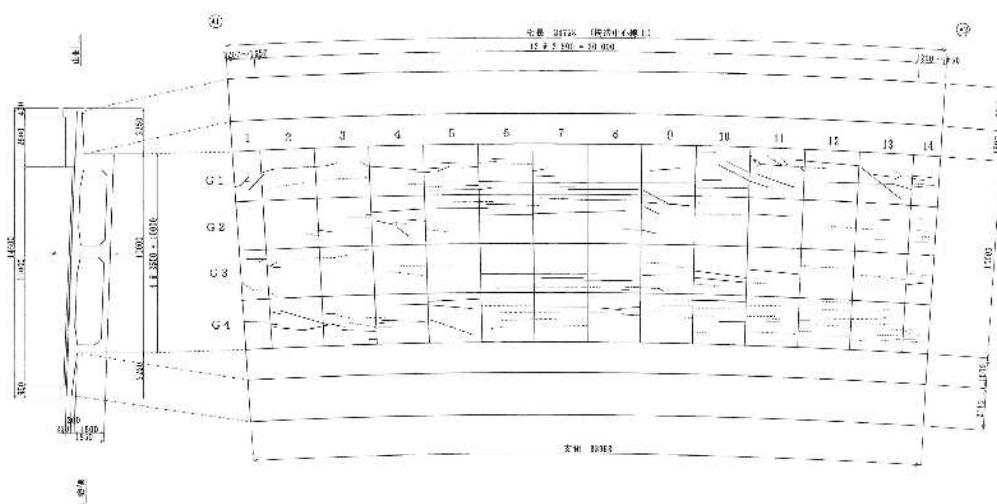


図-3.5 補修時のひび割れの状況（1999 年）

3.4. 竣工から 15 年目に実施された健全度評価と補修対策工の概要

2007 年度に実施された橋梁定期点検において、上部構造外面に施された保護塗装に剥離が確認された。これを受け、2012 年度の補修工事において保護塗装を除去したところ、コールドジョイントや鋼材の露出を伴うコンクリートの豆板・空洞の他、コンクリート表面付近で粗骨材を格とする浮きや剥離が多数確認された。

このような状況から、K 橋の性能を評価するための各種調査を実施している。この結果をふまえ、長期的に性能を確保するための補修対策が 2012 年以降実施されている。

3.4.1. 補修工事実施時の状態

(1) 外観変状

前述のとおり、2012 年に既存のコンクリート保護塗装を除去したところ、**図-3.6**、**写真-3.6**、**写真-3.7** に示すように、コンクリートの表面付近において豆板、鉄筋露出、コールドジョイントなどの変状が多数確認された。

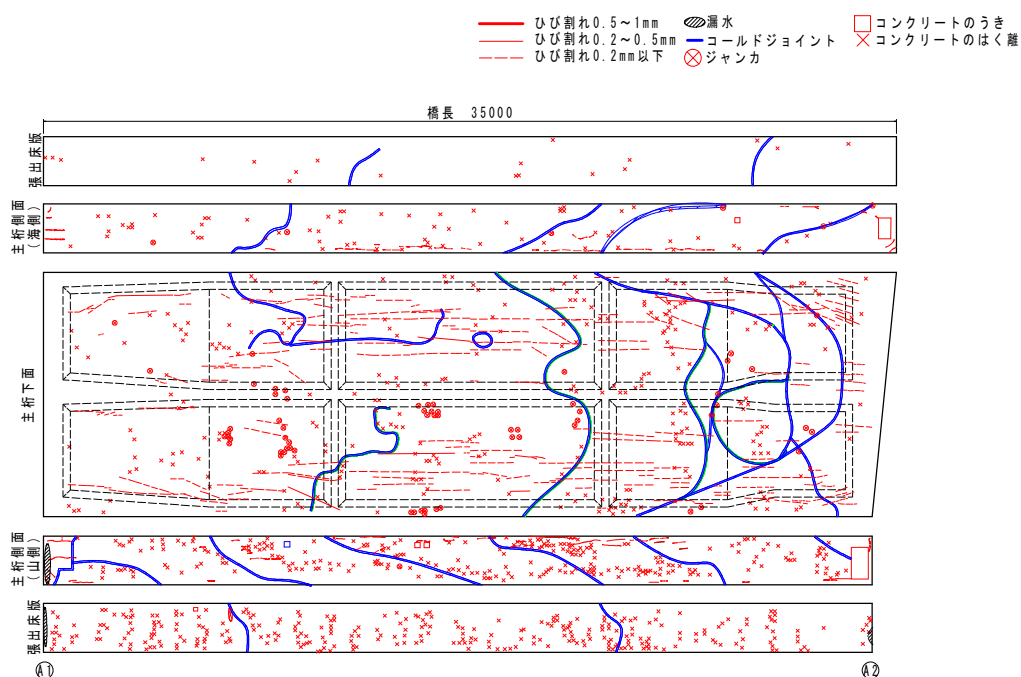


図-3.6 上部構造(外面)の損傷図

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



写真-3.6 豆板



写真-3.7 コールドジョイント

K 橋は、直接波しぶきを受けるほど海に近接した構造物である。この影響を回避するため、上部構造は箱桁内部に立ち入るための検査口が設けられていない密閉断面の構造となっている。当初の調査は、箱桁外面からの調査が主であったが、調査を進めていくに従い、箱桁内部の湿潤・滞水が懸念されたため、箱桁内部の状態を確認するため、上部構造の下床版に検査口（70cm×40cm）を開口している。

開口直後の箱桁内部の状況は、竣工から約 15 年間密閉されていたこともあり、湿度は 90%以上と非常に多湿な状況であった。また、写真-3.8 のように一部下床版への滞水も確認され橋面防水工の不具合による箱桁内部への水分の供給が懸念された。さらに、箱桁内面の上床版、およびウェブの表面では、写真-3.9 のような骨材を核とするコンクリート片の剥離・浮きが多数確認された。



写真-3.8 箱桁内部の滞水



写真-3.9 コンクリート片の剥離

(2) 鋼材のかぶり

鉄筋探査機による上部構造主桁外面の鋼材かぶり測定結果では，**図-3.7** に示すように，海側ウェブ外面の測定箇所 32 箇所中 20 箇所，下床版下面の測定箇所 80 箇所中 70 箇所，山側ウェブ外面の測定箇所 32 箇所中 6 箇所がかぶりが設計純かぶり 50mm 未満となっている箇所がみられた。

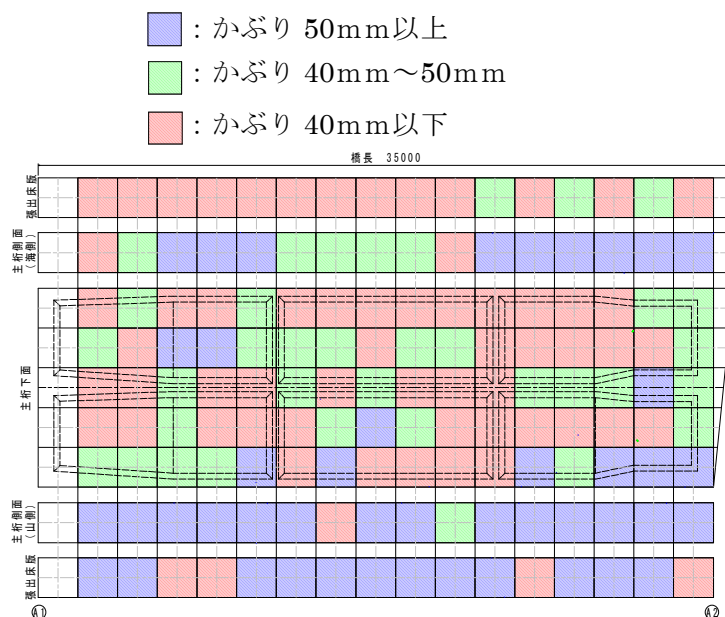


図-3.7 上部構造の鋼材かぶり調査結果

(3) コンクリートの力学特性

上部構造より採取した 6 試料を用いて圧縮強度試験，および静弾性係数試験が実施されている。なお，供試体は全て直径 $\phi=50\text{mm}$ であり，供試体の長さとの比が 1.90 未満の場合は，JISA1107 に基づき圧縮強度を補正している。

圧縮強度試験では，**写真-3.10** に示す 1 供試体で 37.4N/mm^2 と設計基準強度 40N/mm^2 の 94% の値となったが，他の 5 供試体では $46.2\sim 58.8\text{N/mm}^2$ と設計基準強度を上回る結果となった。静弾性係数試験の結果では，圧縮強度が設計基準強度を下回った供試体で静弾性係数の標準値の範囲を下回る結果となっているが，他の 5 供試体では静弾性係数の標準値の範囲内，もしくはそれ以上の値となっている。

圧縮強度試験において低い値を示した供試体はコールドジョイント部より採取したものであるが，圧縮強度試験後のコアの観察では，**図-3.8** のようにコールドジョイント部が起点となつての破壊形態とはなっておらず，コールドジョイントの存在が上部構造の剛性に影響を及ぼす可能性は低いと考えられる。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

コールドジョイント_No. 18-2

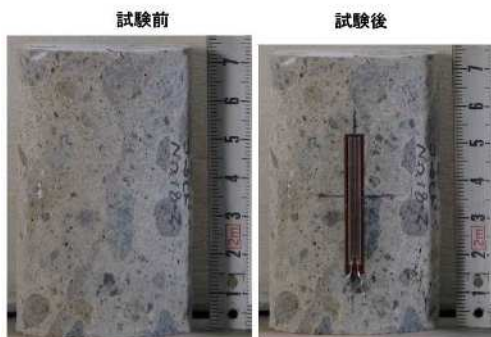


写真-3.10 試験供試体
(コールドジョイント部)

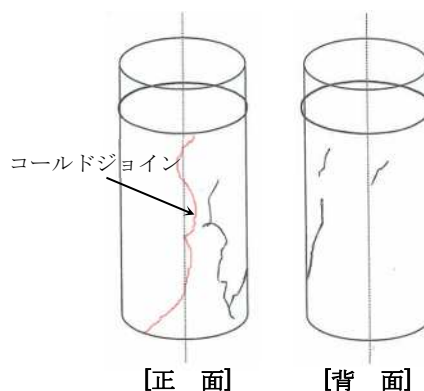


図-3.8 試験後の供試体のスケッチ

なお、豆板が確認された箇所から採取した供試体の状況は、全般的に豆板の存在は深部では確認されず、表面付近に発生していた。また、写真-3.11 のようにコンクリート打設時に巻き込んだエントラップドエアと思われる気泡が比較的多く認められた。

コールドジョイント部から採取した供試体は、写真-3.12 のように全てにおいて供試体がコールドジョイント面を境界として割れるなどの著しい分離は確認されなかった。



写真-3.11 豆板部のコア



写真-3.12 コールドジョイント部のコア

(4) 骨材の特徴

写真-3.13 の黒色骨材の偏光顕微鏡による観察の結果を写真-3.13(b)に示す。この骨材は安山岩であり、溶岩が固化するときに含まれる火山ガスが抜けて生じる発泡痕が多く認められ、微粒な石英・粘土鉱物により充填されている。黒色骨材の異常は、この多数の粘土鉱物に充填された発泡痕に起因するものと推定される。このような骨材では吸水性が高く、凍結融解作用などによりポップアウトを生じやすい。

写真-3.14 の茶褐色の骨材は凝灰岩であり、硫酸塩鉱物を多く含むことから、吸水によってエトリンガイトを生成し異常膨張が生じる骨材と考えられた。K 橋の上部構造は、前述のように施工から 2 年後に保護塗装が施工されことによって水が排出されずコンクリートが高い含水状態におかれた。この影響によってこれらの骨材の吸水膨張が促進されたと考えられる。

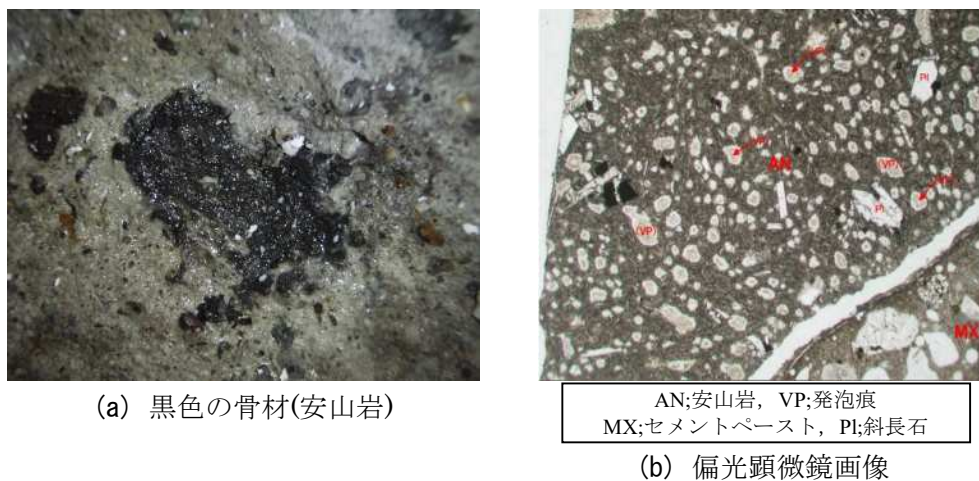


写真-3.13 黒色骨材

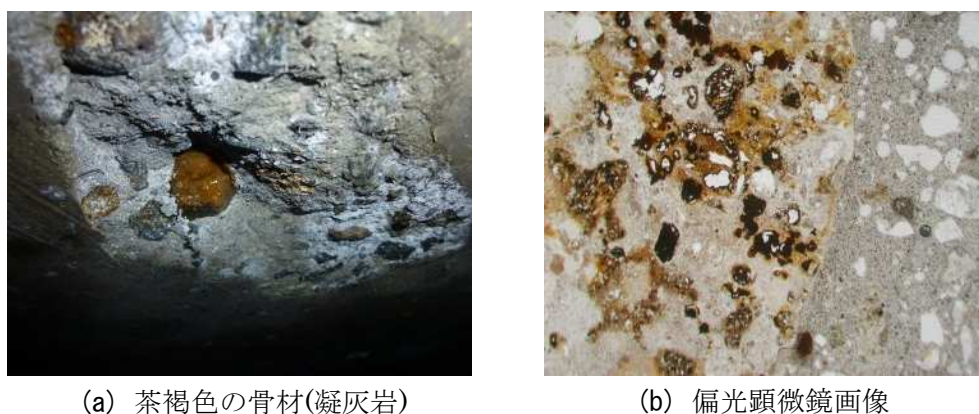


写真-3.14 茶褐色の骨材

(5) エポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食

2012 年に実施された補修工事において、豆板部の脆弱なコンクリートを除去したところ、海側の下床版下面の一部でエポキシ樹脂塗装鉄筋の断面減少を伴う腐食が確認された。この腐食は、写真-3.15 および写真-3.16 に示すようにスターラップ折曲げ部，スターラップ下側水平方向鉄筋，軸方向鉄筋と直角方向鉄筋交差部の合計 3 箇所を確認された。鋼材腐食の程度としては、3 箇所のうち最も激しい箇所で断面積のおよそ 1/5 が減少している状態であった。なお、他の脆弱部におけるはつり作業では、このような腐食は確認されていない。

このエポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食が確認された部位付近(健全部)の塩化物イオン含有量は、表面付近の 0~20mm で $0.88\sim 1.23\text{kg/m}^3$ ，鋼材位置付近の 40~60mm では $0.24\sim 0.59\text{kg/m}^3$ の値となっており鋼材腐食が生じるほどの塩化物イオン量とはなっていない。

これらエポキシ樹脂塗装鉄筋に生じた腐食は、施工時の損傷による影響が大きいと推定しているが、前述のようにコンクリート内部が高い含水状態に置かれていたこと、コンクリートの品質のばらつきや空隙の存在などにより、水が移動しやすい環境にあったことが腐食を促進した要因になったと考えられる。



写真-3.15 スターラップ鋼材の腐食



写真-3.16 鉄筋交差部の腐食

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

(6) 橋面防水工と伸縮装置の状態

2012 年の詳細調査では、橋面防水工の機能を確認するため水分の浸入に影響する橋面防水工の状態、及び伸縮装置止水の状況を確認している。

橋面防水工は車道舗装を撤去し、上部工の上面（調整コンクリートを露出）の確認を行った。その結果、**写真-3.17**のように全般的に上面コンクリートの脆弱化は確認されず、健全な状態であった。また、舗装撤去による上面調査とあわせ、既存の伸縮装置（埋設型ジョイント）を撤去し、伸縮装置下面の状況を確認した。伸縮装置下面のコンクリートに脆弱化は見られなかったが、**写真-3.18**のように桁遊間に詰まっているバックアップ材が局部的に脱落している箇所に滞水や土砂の堆積が確認された。桁遊間の内部を調査したところ、下部構造や上部構造の端部コンクリートには水分の供給経路と疑われる劣化は確認されなかったため、伸縮装置の止水機能が十分でなかったことに起因して、路面排水が凹部に溜まったと考えられた。



写真-3.17 路面舗装撤去状況



写真-3.18 上部構造端部の桁遊間の滞水状況

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

また、歩道部は歩車道境界ブロック下面の調整モルタルに脆弱化が見られたものの、歩道マウントアップ上面のコンクリートは健全な状態であった。一方で、歩車道境界部の止水処理の不具合が考えられたことから、歩道部直下の調整コンクリート下面、及び上床版上面より試料を採取し、塩化物イオン量を測定した (図-3.9)。

試験実施対象(部材)、及び試験結果を表-3.4 に示す。

調整コンクリート下面では、起点側 (A1-1)、及び終点側端部 (A2-1) で採取した試料から、高い塩分の浸透が認められた。また、マウントアップの上面でも前述の車道の塩分量に比べ高い塩分の浸透が認められた。

歩道部の防水は歩車道境界ブロックを境に車道部とは分離しており、歩車道境界ブロックと車道、及び歩道の防水工の端部から路面水が浸透したものと考えられた。

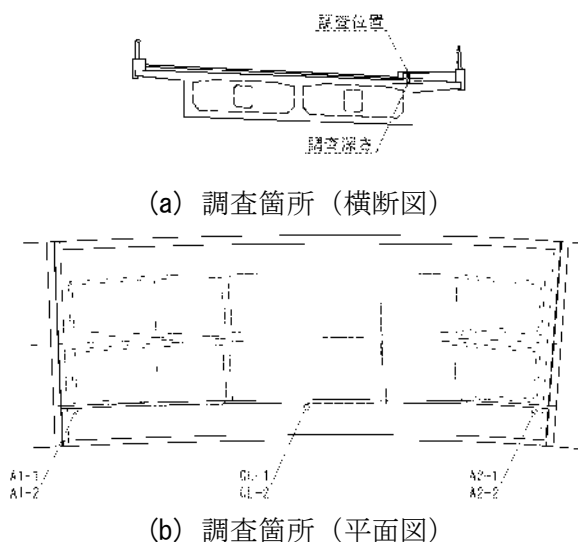


図-3.9 歩道部の塩化物イオン測定箇所

表-3.4 歩道部の塩化物イオン量測定結果

対象部材	着目部位	記号	全塩化物イオン量(kg/m ³)
歩道橋面	調整コンクリート下面	A1-1	1.63
		CL-1	0.31
		A2-1	1.58
	上床版上面	A1-2	0.97
		CL-2	0.11,0.13,0.18
		A2-2	1.17

3.4.2. コンクリートの耐久性に関わる評価

(1) 物質透過性の評価

K 橋の上部構造についてコンクリート表層の劣化要因に対する浸透抵抗性を評価することを目的とし、透気試験を実施した。透気試験は、Torrent 法⁴⁾を採用し、透気係数を測定した。また、透気係数測定箇所の電気抵抗率も測定し、グレーディング評価⁵⁾を行った。透気試験は、箱桁における外面(上面は除く)の 45 箇所と内面 68 箇所で行った(図-3.10, -3.11)。

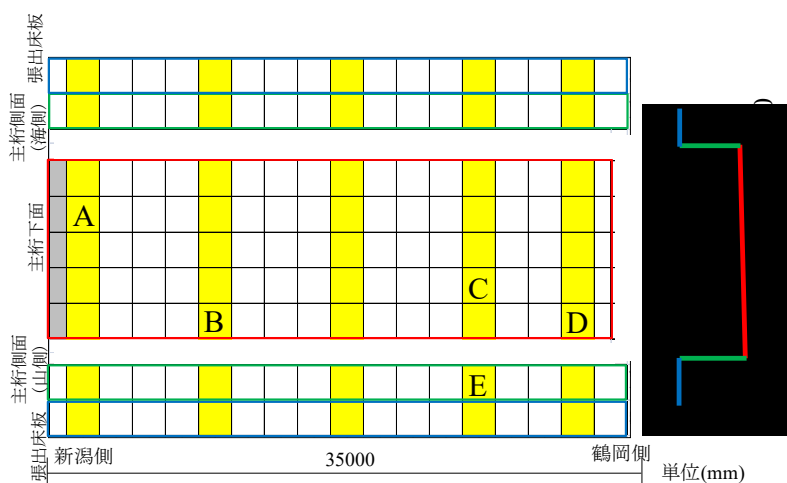


図-3.10 箱桁外面の透気試験測定位置

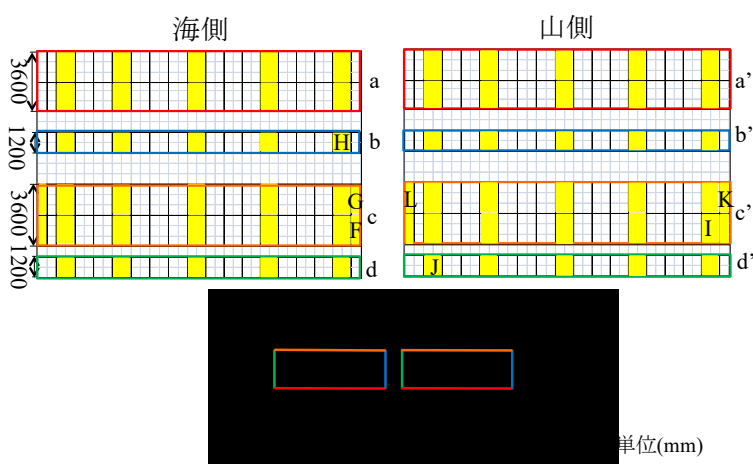


図-3.11 箱桁内面の透気試験測定位置

図-3.12 に、調査 1 回目と 2 回目の測定結果を透気係数と電気抵抗率の関係を示す。図中には、比較として健全な PC 橋梁の測定結果⁶⁾を併せて示した。比較とした健全な PC 橋梁は透気係数が小さく、また電気抵抗率が大きいことから、グレード評価値が 1 (優) と表層品質に優れる結果を示している。一般的な、PC 仕様のコンクリートは、水セメント比が小さく、適切な施工が行われれば密実なコンクリートとなり、結果として表層品質に優れる傾向にある。これに対し、K 橋は電気抵抗率が小さく、コンクリートの含水状態が高めであることがわかる。透気係数に関しては、 $0.001 \sim 100 \times 10^{-16} \text{m}^2$ の範囲にその値が広く分布しており、この分布が外面、内面を問わず測定されている。グレード評価に関しても 2 (良) や 3 (一般) を示す箇所が多いが 4 (劣) や 5 (極劣) を示す箇所も少なからず存在する。

このように、K 橋は健全な PC 橋梁に比べ透気グレードは総じて低い傾向にあり、含水率も高いコンクリートと解釈され、K 橋のコンクリートは PC 仕様のコンクリートとしては表層品質が劣る結果となっている。これは、品質に劣る骨材の使用と施工条件などが影響しているものと考えられた。

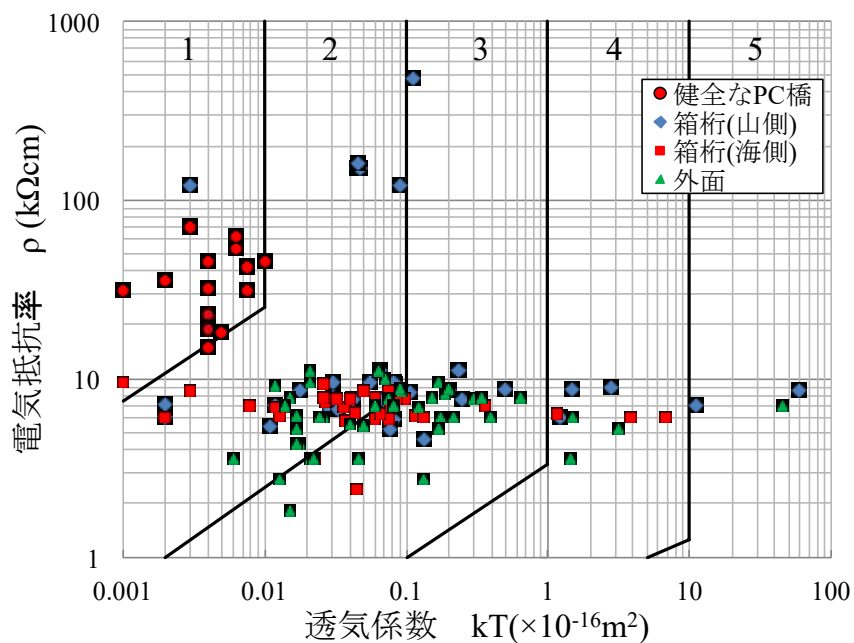


図-3.12 透気係数と電気抵抗率の関係

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

図-3.13 は、図-3.12 に示した測定結果のグレード値を展開図上に色別して位置を示したものである。上部構造の外側（図-3.13(a)）においては、橋軸方向中心線より山側にグレード 4 の箇所が多く、山側側面には測定不能な箇所も存在している。一方、内側（図-3.13(b)）はグレードの劣る箇所が終点方の桁端部付近に比較的多くあり、かつこれら箇所は山側の内面に多く存在する傾向となっている。この図からもわかるように、K 橋では均一な品質が確保されていない状態となっている。

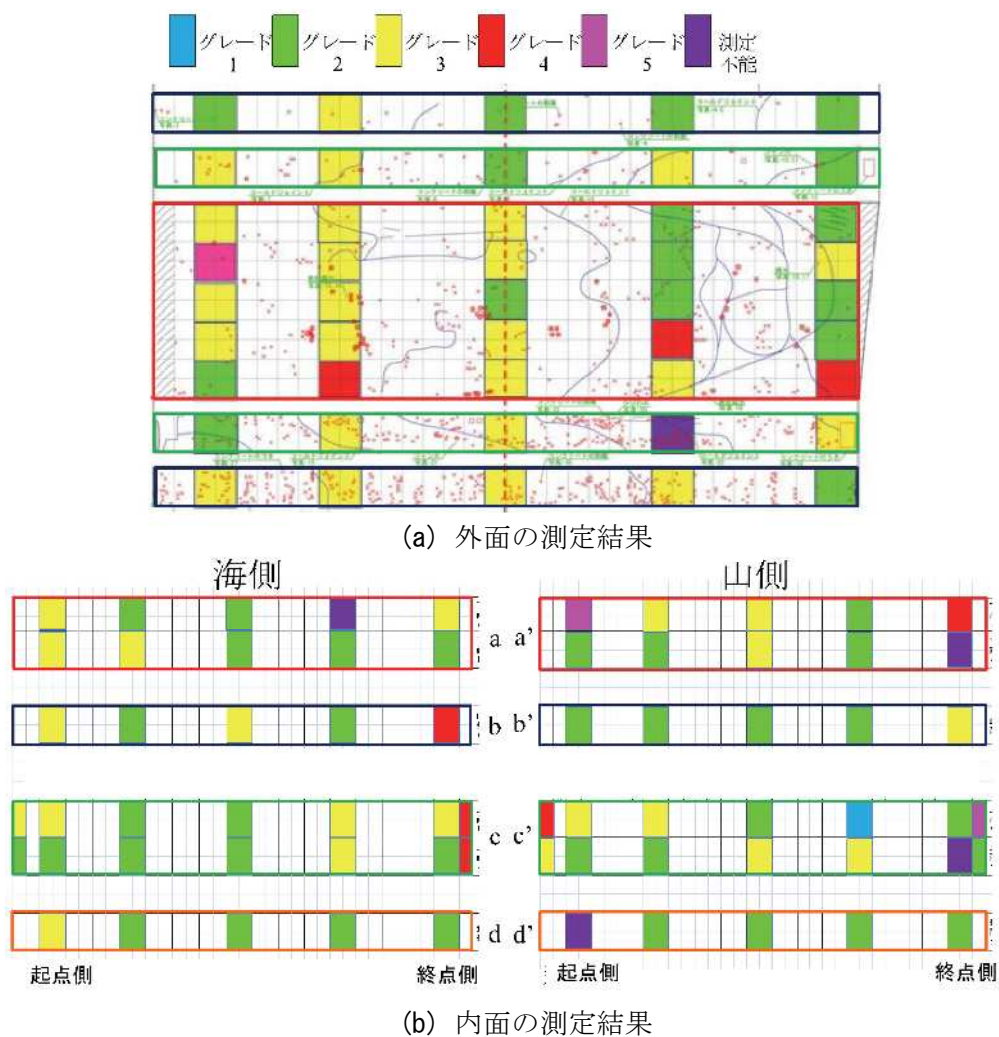


図-3.13 上部構造のグレード値の分布

(2) コンクリート内部の含水率の評価

K 橋では、箱桁が密閉構造になっていたことや保護塗装が施工されていたことにより、コンクリートが比較的高い含水状態にあることが示唆された。したがって、コンクリート表層付近の含水状態に着目した調査を実施している。

含水率の測定は、電気抵抗式コンクリート・モルタル水分計により実施している⁷⁾⁸⁾⁹⁾。

測定は図-3.14 に示すように、はじめに $\phi 6\text{mm}$ の孔を 30mm 間隔で 2 箇所削孔し、それぞれの孔にブラシ型センサを挿入し、先端にある長さ 20mm の端子間の抵抗を測定することによりコンクリートの水分状態を推定している。なお「測定深さ」としては端子の中間位置における深さをを用いており、例えば測定深さ 20mm とは、測定端子が深さ 10~30mm の位置にあることを示している。この測定では 1 箇所あたり 3 点のデータを取得するため、一辺が 30mm の正三角形の頂点となる箇所を 3 箇所削孔し、各辺間でそれぞれ測定して 3 点のデータとしている。なお、一度削孔した箇所は乾燥するため、経時変化を調べる際には、以前に測定した箇所の近傍で再度削孔して測定する必要がある。

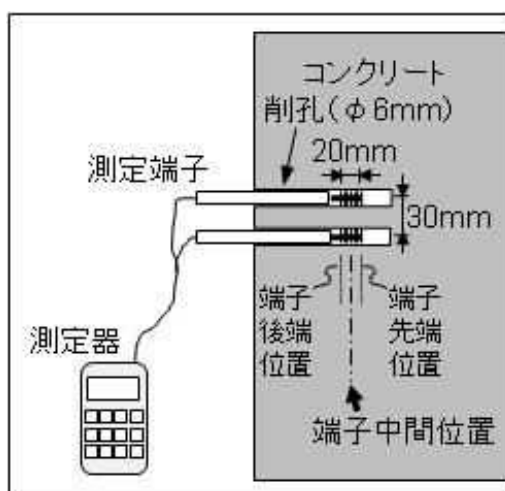


図-3.14 内部含水率の測定方法

図-3.15 に 2012 年の調査において実施したコンクリート部材内部の含水率調査結果を示す。この図には、既往の研究¹⁰⁾によって得られた実構造物の含水率も示している。これと比べても K 橋のコンクリート内部含水率は極めて高い状態となっている。箱桁内部における内部含水率は 7.1~8.3%であり、既往のデータも含めた他のコンクリートと比べて極めて高い。古賀ら⁷⁾は、築 38 年を経過した RC 造建築物において同様の測定をしており、深さ 10mm では 1%未満から 3.5%程度の範囲にあり、既往の研究⁸⁾もこれと似た傾向を示しているが、これらの測定結果と比べても高い含水率となっている。K 橋では箱桁内部に

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

入る検査口がなく、調査時に検査口を設けるまでの 15 年間にわたって箱桁内部が密閉されており、調査時点においてもコンクリート表面に結露がみられたことから、コンクリートの乾燥が進まなかったことが影響していると考えられる。また、桁側面においても、内部含水率は 5.1~7.0%と比較的高い値を示している。これは、コンクリートが施工から約 2 年後に表面被覆がなされたことから、その後の約 13 年間にわたって乾燥しにくい環境になっていたためと考えられた。

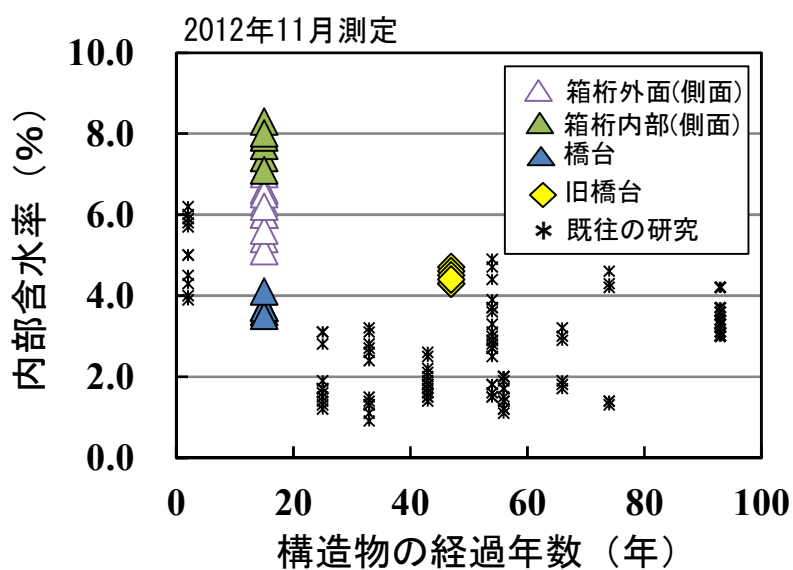


図-3.15 コンクリート部材内部の含水率測定結果

(3) 結果の評価

表層品質試験の結果から、K 橋では健全な PC 橋梁と比較し、透気グレードは、総じて低い傾向にあり、含水率も高いコンクリートと解釈され、K 橋のコンクリートは PC 仕様のコンクリートとしては表層品質が劣る結果となっている。これは、透水性型枠が使用された一方で、夏場に施工されたことによりコンクリートにこわばりを生じ、良好な充填作業ができなかったとされることが影響していると考えられる。

また、含水率測定の結果から、コンクリートが極めて高い含水状態におかれていることが確認された。これは箱桁内部を密閉したこと、保護塗装を施工したことで乾燥が進まなかったことが影響していると考えられた。コンクリートが高い含水状態となると鋼材腐食を促進するなど悪い働きをすることもある¹¹⁾。また、コンクリート構造物は施工後には乾燥されることが重要であるとの指摘¹²⁾もあり、これらの指摘は塩化物イオンの浸透抑制と水の作用による悪影響の双方を考慮した対処が必要であることを示している。

さらに、一部で確認されたエポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食は、コンクリート内部が高い含水状態に置かれていたこと、コンクリートの品質のばらつきや空隙の存在などにより、水が移動しやすい環境にあったことが腐食を促進した要因になると考えられた。

したがって、K 橋の維持管理においては、塩化物イオンの浸透を意識することは当然であるが、コンクリート内部の水分状態にも着目した維持管理が重要であることがわかる。

3.4.3. 構造性能の評価

2012 年の調査では、供用安全性を確認するため、構造性能評価が行われた¹³⁾。

構造性能評価は、車両による静的および動的载荷試験、重錘による衝撃振動試験、加振気による強制加振試験を実施し、全体剛性、部材剛性、局所剛性の評価を行っている。また、FEM により試験結果の妥当性の検証が行われた。

これらの試験の結果、全体剛性は設計値とほぼ同等であったが、強制加振試験の結果から、局所的に設計値を下回る剛性の低下が見られる箇所も確認された。

(1) 全体剛性の評価

図-3.16 に示す試験車両の载荷パターンに対して、FEM を行った結果を表-3.5 に示す。ここで、Case-N はコンクリートの設計基準強度を仮定したモデルであり、Case-D は、強制加振試験の結果から得られた剛性の低下を考慮したモデルを示している。

表-3.5 に示す（実測／解析）比率から、Case-N の解析結果に対して、実測値が大きい傾向を示した。

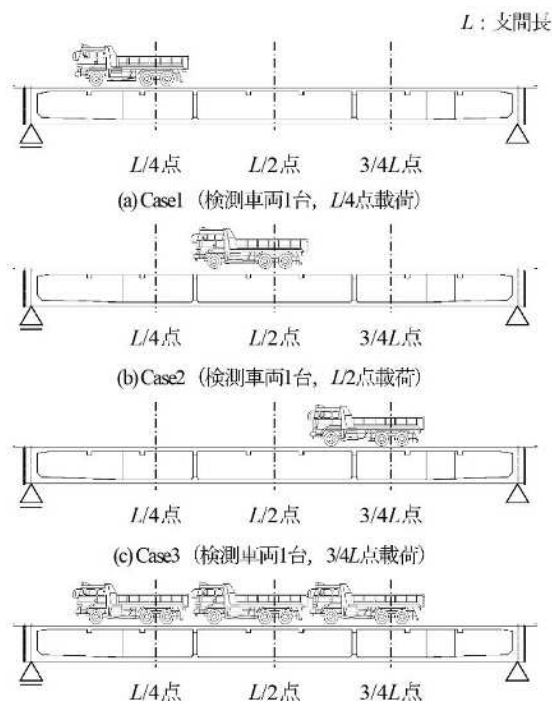


図-3.16 試験車両の载荷パターン

表-3.5 静的解析結果

(a) Case-N (健全モデル)

载荷条件		解析結果			
荷重車台数	载荷位置	ひずみ(μ)		たわみ(mm)	
		$\epsilon 1$	$\epsilon 2$	上り線	下り線
1台	L/4	2.05 (1.22)	3.28 (1.40)	-0.39 (0.92)	-0.34 (1.06)
1台	L/2	5.48 (0.93)	6.41 (1.29)	-0.61 (1.21)	-0.51 (1.29)
1台	3/4L	2.18 (1.19)	3.58 (1.59)	-0.41 (1.32)	-0.36 (1.31)
3台	L/4,L/2,3/4L	9.70 (1.01)	13.27 (1.26)	-1.43 (1.20)	-1.21 (1.29)

(b) Case-D (劣化モデル)

载荷条件		解析結果			
荷重車台数	载荷位置	ひずみ(μ)		たわみ(mm)	
		$\epsilon 1$	$\epsilon 2$	上り線	下り線
1台	L/4	2.78 (0.90)	4.28 (1.08)	-0.43 (0.83)	-0.37 (0.97)
1台	L/2	7.05 (0.72)	8.28 (1.00)	-0.68 (1.09)	-0.56 (1.17)
1台	3/4L	2.97 (0.88)	4.66 (1.22)	-0.46 (1.17)	-0.40 (1.17)
3台	L/4,L/2,3/4L	10.78 (0.91)	13.10 (1.27)	-1.90 (0.91)	-1.62 (0.96)

※()内の数値は解析値に対する実測値の比率を示す

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

一方，強制加振試験に基づく動弾性係数および平均剛性分布を考慮した剛性低下モデル Case-D の解析結果に対して実測値は良好に整合した．また，表-3.6，および図-3.17 に示すように，車両走行試験，リバウンド試験，衝撃振動試験に対して，固有値解析によって得られたモード図は，振動試験結果とも整合している．このことは，K 橋の上部構造の曲げ剛性は局所的に設計値相当の性能以下となっていることを示している．

表-3.6 各振動試験による固有振動数の測定結果

振動試験方法	実測固有振動数(Hz)		
	全体系1次	全体系2次	全体系3次
車両走行試験	3.50	11.5	24.4
リバウンド試験	3.51	11.5	24.6
衝撃振動試験	3.75	12.3	22.4

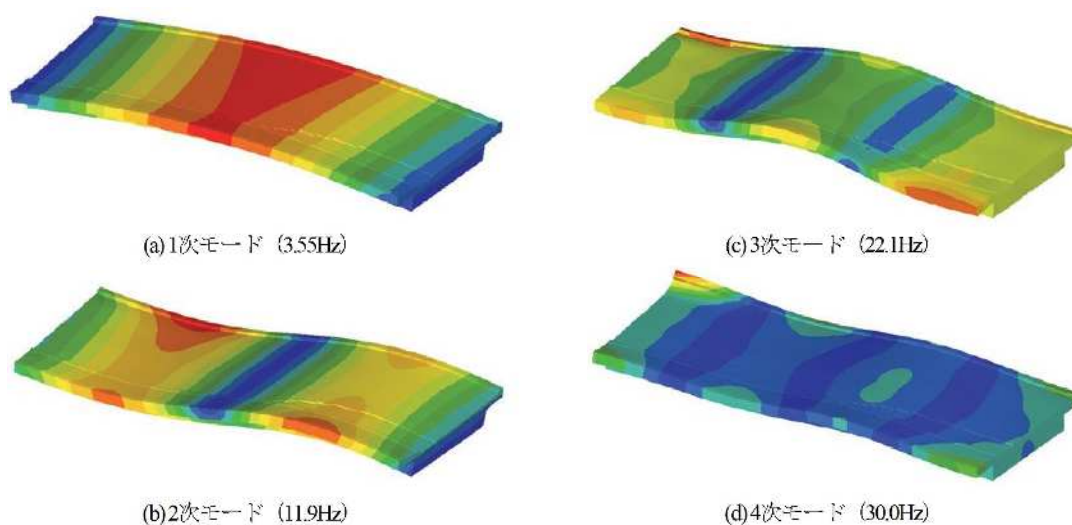


図-3.17 固有値解析によるモード図 (Case-D)

(2) 部材剛性の評価

部材剛性の評価にあたっては、Case-N と Case-D の固有値解析により、格間単位の固有振動数を求め、実測値との比較が行われている。解析結果の一例として、下床版の格間 D5 卓越時の振動モード図を図-3.18 に示す。D1~D6 の格間単位の固有振動数の解析結果を図-3.19 に示す。図中には実測 / 解析の値も併記している。実測値と解析値の相対誤差は、Case-N は平均 8.1%であるのに対して、Case-D は平均 6.5%と小さい傾向を示し、格間毎の劣化を考慮した Case-D の解析固有振動数は実測値と良好に対応しており、この結果からも、曲げ剛性は局所的に設計値相当の性能以下となっていることを示している。

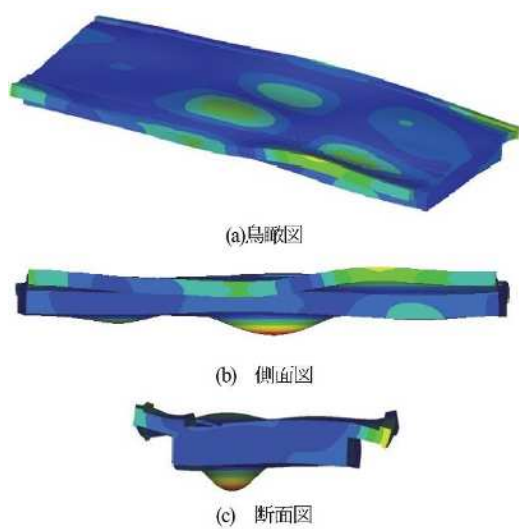


図-3.18 格間 D5 卓越時のモード図

D1	D2	D3
57.0Hz (0.96)	60.4Hz (0.83)	59.5Hz (1.02)
57.0Hz (0.95)	58.0Hz (0.86)	59.5Hz (1.02)
D4	D5	D6

(a) CASE-N (健全モデル)

D1	D2	D3
57.9Hz (0.95)	56.5Hz (0.89)	63.5Hz (0.95)
53.5Hz (1.01)	50.6Hz (0.99)	53.1Hz (1.14)
D4	D5	D6

(b) CASE-D (劣化モデル)

※()内の数値は解析値に対する実測値の比率を示す

図-3.19 格間単位の解析固有振動数
(下床版)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

(3) 局所剛性の評価

強制加振試験の結果より得られたた動弾性係数の分布を図-3.20 に示す。なお、図中の数値は、前述した上床版および下床版の動弾性係数(上床版：41,100N/mm²，下床版：24,600 N/mm²)を基準とした割合を示す。

なお、動弾性係数は、1次元の棒の縦振動の理論より式(1)で評価している¹⁴⁾。このうち、縦伝播速度 V は、強制加振試験の結果得られた固有振動数 f を式(2)に代入して算定している。また、下床版の動弾性係数は、健全箇所から採取したコア試験片の密度 2,310 kg/m³ を用いている。上床版についても、舗装と均しコンクリートおよびコンクリート床版の平均密度として 2,310 kg/m³ を仮定している。図 3-41 より、上床版では U1 と U3 の 2 つの格間において大きな剛性低下が見られた。また、下床版では D5 の格間において広い範囲の剛性低下が生じていることが示唆された。

$$Ed = \rho V^2 \quad \text{式(1)}$$

ここに、 Ed は動弾性係数、 ρ は密度、 V は縦波伝搬速度

$$V = 2tf \quad \text{式(2)}$$

ここに、 V は縦波伝搬速度、 t は床版厚さ、 f は縦振動の固有振動数

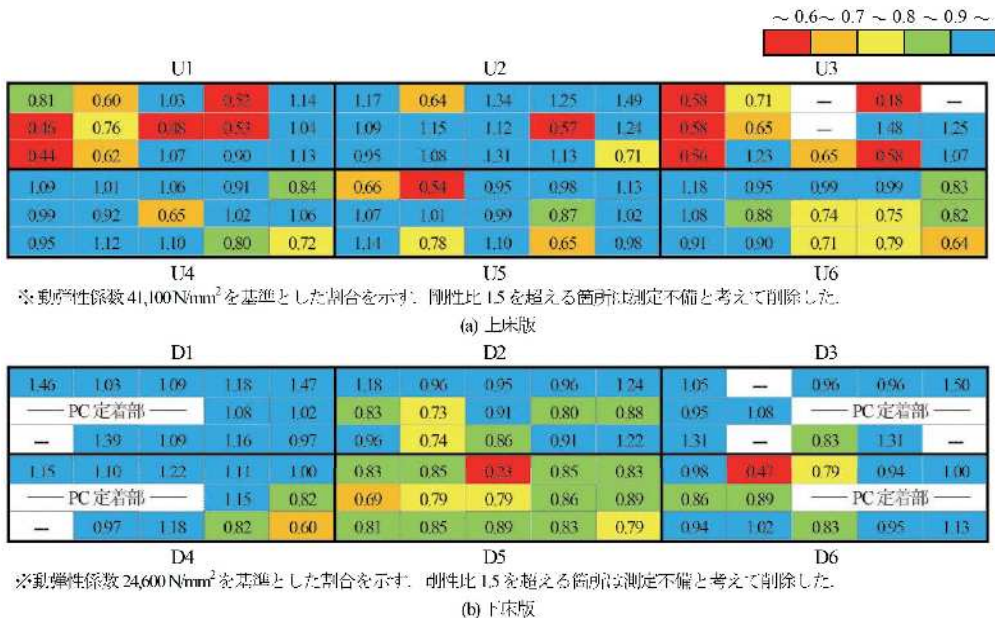


図-3.20 各測定点における剛性の分布

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性和
水に着目した合理的維持管理法の提案

3.4.4. 補修対策工

(1) 補修対策の概要

これまで述べた状態と耐久性に関わる評価，及び構造性能に関わる評価結果をふまえ，K 橋で実施された補修対策の内容を表-3.7 に示す。

樹脂被覆鋼材の防食皮膜が完全でない可能性が考えられるため，部材内部に浸透する水分・塩分の完全排除により，「骨材変質の防止」「鋼材の腐食防止」を行うことが妥当と考えられた。なお，既に部材内部に水分が浸透している可能性があるため，路面の橋面防水，及び伸縮装置部の止水により上面からの水分・塩分の供給を遮断することが妥当と判断され，表-3.7 の対策が実施されている。

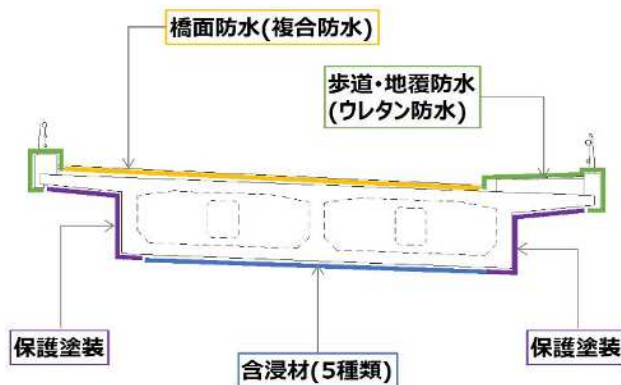
表-3.7 K 橋の補修対策の内容

対策工		内容	実施年
箱桁内部の除湿		除湿機による除湿 (24 時間連続除湿を継続)	2013(H25).6～
橋面防水工	伸縮装置交換	車道部；伸縮装置交換 歩道部；伸縮装置交換	2014(H26).11
	車道部防水工	複合(浸透系樹脂+塗膜)防水	2012(H24).10
	地覆部防水工	ウレタン吹付け防水	2014(H26).12
	歩道部防水工	ウレタン吹付け防水	2015(H27).8
箱桁外面保護工	張出床版下面	有機系保護塗装	2012(H24).10
	箱桁ウェブ外側面	有機系保護塗装	2012(H24).10
	箱桁下床版下面	含浸材	2016(H28)以降
維持管理施設	下床版検査口 (今回開口)	箱桁下床版マンホール開口 FRP 製蓋設置 (海側，山側各 1 箇所：起点)	2012(H24).9
	下部工検査路	下床版マンホール侵入路 FRP 製検査路	2012(H24).11
	温湿度記録計	箱桁内部終点側端横桁前面に海側，山側各 1 台設置 (1 時間間隔で測定)	2013(H25).1～

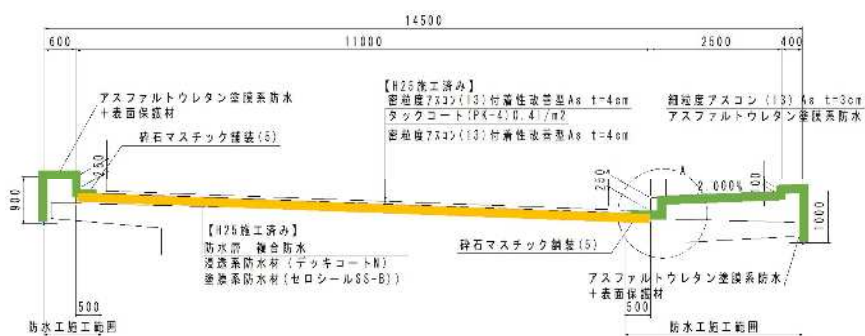
(2) 水分供給の遮断

コンクリート部材内部に浸透する水を制御するためには，コンクリート部材に供給される水の遮断が重要となる。水分供給経路の一つと考えられる桁端部の伸縮装置は，止水性の高い伸縮装置に交換された。また，K 橋では特に水が耐久性の低下に大きく影響するため，橋面防水は車道部と歩道部を一体とした防水が行われ，露出している地覆部も含め連続的に覆うことで水分の供給を遮断する対策 (図-3.21，写真-3.19) が採られた。

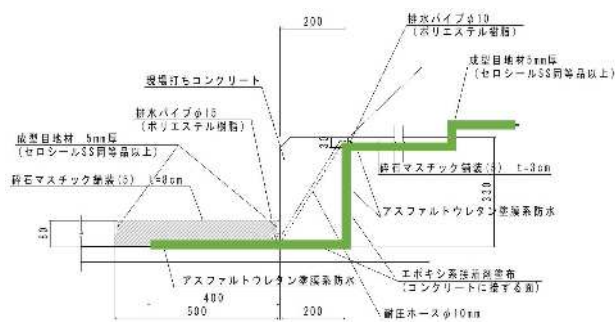
塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



(a) 防水工概要図



(b) 橋面防水工



(c) 歩車道境界部の防水工

図-3.21 橋面防水工の概要図

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



(a) 歩道部の防水工



(b) 地覆部の防水工

写真-3.19 歩道及び地覆部の防水工

(3) 供給済み水分の排出

a) 箱桁内部の除湿

箱桁の内部が極めて多湿な状態であり、コンクリート部材内部の含水率も高い傾向を示した。この状態が継続すると内部鋼材の腐食や粗骨材の吸水膨張による剥離の増加により、長期的には耐荷性にも影響する劣化に進展する可能性がある。したがって、箱桁の内部に除湿機(写真-3.20)を設置し、24時間連続して除湿が行うものとした。箱桁内部の除湿は除湿能力18ℓ/日の除湿機を海側、山側の箱桁内部に各一台、起点側に開口した検査口付近に設置し、2013年11月から実施された。また、箱桁内部の終点側の端横桁側面に、温湿度記録計(写真-3.21)を海側、山側に各1台設置し、箱桁内部の湿度の変化を継続して測定している。



写真-3.20 箱桁内部の除湿機



写真-3.21 箱桁内部の温湿度記録計

b) 下床版下面の含浸材の施工

K 橋では、エポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食が確認されたことから、樹脂塗装の損傷を前提として、塩化物イオンの浸透を抑制する対策が必要とされた。コンクリート部材内部への塩分の浸透を抑制するためには、竣工後 2 年目に実施した有機系の材料による表面被覆による対策が一般的である。ただし、K 橋ではコンクリート部材内部の含水率が高いことから、水分の排出を阻害する有機系の被覆による対策は効果的でないと考えられた。そこで、箱桁外面の有機系材料による被覆は張出し床版下面とウェブ側面とし、滞水の生じやすい箱桁下床版下面については、箱桁外面からの水分および塩分の浸透を抑制しつつ、コンクリート部材内部の水分の排出を妨げない効果が期待できる表面含浸材による対策が実施された。表面含浸材は表-3.8、写真-3.22、図-3.22 に示すように、シラン系 2 種類、ケイ酸塩系 2 種類、シランとケイ酸塩の複合タイプ 1 種類の計 5 種類を選定した。これらの表面含浸材は箱桁下面にエリアを区別して 2013 年に施工されている。これらは継続的に塩化物イオンの浸透状況とコンクリート部材内部の含水状態を調査することで、表面含浸材の適合性と効果を検証する必要がある。

表-3.8 施工した表面含浸材

記号	表面含浸材種類
含浸材 A	けい酸ナトリウム・シラン系 (複合タイプ)
含浸材 B	けい酸リチウム系
含浸材 C	シラン・シロキサン系
含浸材 D	けい酸ナトリウム系
含浸材 E	シラン・シロキサン系



写真-3.22 表面含浸材の施工状況

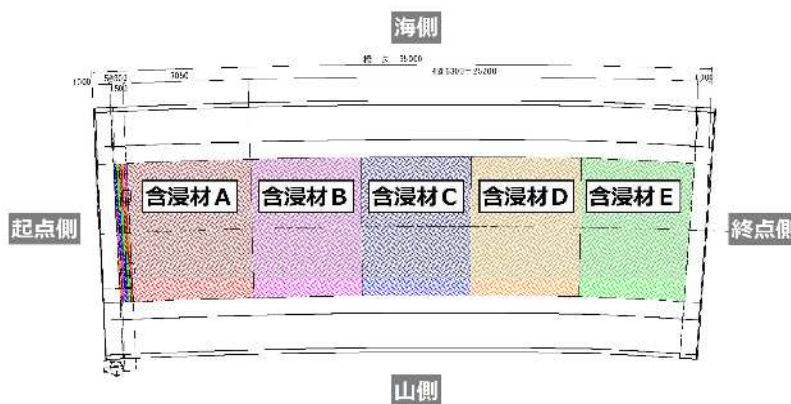


図-3.22 下床版の表面含浸材の施工範囲

3.5. まとめ

本章では、架替え後 15 年が経過した不本意な施工によって性能の低下が疑われる道路橋（K 橋）について、水の影響に着目した詳細調査の結果と健全度評価、およびこれに基づき必要となる補修対策を示した。

K 橋は、外気温が 30°C の夏場に施工されたことによりコンクリートにこわばりを生じ良好な充填作業ができなかったとされることで、コンクリートに豆板や内部空隙、コールドジョイントを生じたほか、コンクリートの表層の品質に大きなばらつきが生じている。また、箱桁内部を密閉したことや、竣工直後に保護塗装を施工したことで、コンクリートが高い含水状態におかれ、骨材を核とするコンクリートの剥離が無数に生じた。さらに、一部でエポキシ樹脂塗装鉄筋の腐食が生じていた。これは施工時の損傷による影響が大きいと推定しているが、コンクリートの高い含水状態が腐食を促進した要因と考えられた。

透気試験（Torrent 法）によるコンクリート表層の品質と、電気抵抗式モルタル水分計によりコンクリートの含水状態を調査した結果、K 橋では健全な PC 橋梁と比較し透気グレードは総じて低い傾向にあり、一般の構造物に比べ含水率も高いことが確認された。

また、コールドジョイント、及び豆板や空洞の存在は上部構造の耐荷性に影響することから、衝撃振動試験と強制加振試験により上部構造剛性を評価した。

試験の結果、上部構造の全体剛性は大きな低下はなく、耐荷性を確保するための補強は必要ないと考えられた。一方で局所的には剛性の低下が疑われる部位も存在するためこれらについては今後も全体剛性の評価と併せて注視が必要と考えられた。

これらの調査・試験の結果から、耐久性を確保するため水の作用に着目した対策が必要とされ、箱桁内部の骨材の膨張を抑制するため橋面の防水工に加えて除湿機による箱桁内部の除湿を行う事とした。また、水の排出を妨げずにエポキシ樹脂塗装鉄筋に対する塩分の浸透を抑制するため、下床版下面に含浸材（5 種類）を施工することとした。

本章で得られた知見を要約すれば、以下のようになる。

- 1) K 橋では架替えにあたり十分な塩害対策が採られたが性能の低下が疑われる異常が確認されている。これらは不本意な施工が影響したものであり、設計で求めた性能を担保するためには、設計思想を実現するための施工が極めて重要である。
- 2) K 橋の上部構造のコンクリートは、一般の PC 仕様のコンクリートに比べ品質に劣り、高い含水状態におかれていることが確認された。K 橋の様に水の存在が性能の低下に大きく影響する構造物については、従来の塩化物イオンの浸透のみならず、コンクリートの含水状態に着目した評価が重要である。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

- 3)K 橋の上部構造のように水の存在が性能の低下に大きく影響する構造物では、水の浸入を防ぐ防水対策にくわえて、含水状態の高いコンクリート部材の水分の排出に着目した対策が重要である。

参考文献

- 1)上田洋・飯土井剛・子田康弘・佐伯竜彦・岩城一郎・鈴木基行，“厳しい塩害環境において架替後 15 年が経過した PC 道路橋の詳細調査および今後の維持管理に関する提案”，土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造)，Vol.71，No.2，161-180，2015.
- 2)建設省東北地方整備局酒田工事事務所，“温海地区塩害橋対策技術報告書”，1998.
- 3)東北コンクリート耐久性向上委員会，“東北地方におけるコンクリート構造物設計・施工ガイドライン(案)”，2009.
- 4)R.J. Torrent，“A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site”，Materials and Structures，Vol.25，No.6，pp.358-365，1992.
- 5)R.J. Torrent and G. Frenzer，“A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the covercrete”，Proceedings of the International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE)，pp.985-992，1995.
- 6)蔵重勲，松田芳範，岸利治，“実構造物および室内供試体を対象に非破壊評価したコンクリートの反発度と表層透気性の関係”，土木学会第 64 回年次学術講演会，pp.383-384，2009.
- 7)古賀一八，林典男，平田延明，“高濃度塩化物イオン含有 RC 建築物の含水率および鉄筋腐食調査”，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.783-788，2008
- 8)上田洋，玉井讓，“コンクリート構造物の表層付近における水分分布の検討”，歴代構造物品質評価／品質検査制度研究小委員会（216 委員会）成果報告書およびシンポジウム講演概要集，pp.113-120，土木学会，2009.
- 9)湯浅昇，笠井芳夫，松井勇，“埋め込みセラミックセンサの電気的特性によるコンクリートの含水率測定方法の提案”，日本建築学会構造系論文集，No.498，pp.13-20，1997
- 10)飯島亨，玉井讓，上田洋，横田優，“コンクリート中の鉄筋の腐食速度におよぼす含水率の影響”，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論文報告集，Vol.11，pp.141-146，2011.
- 11)上田洋，“水の動きからみたコンクリート構造物のメンテナンス”，RRR，Vol.68，No.4，pp.22-25，2011.
- 12)古賀一八，“コンクリートの耐久性を定める『水』の制御(2)鉄筋コンクリート造建築物の劣化に及ぼす水の影響について”，コンクリート工学，Vol.51，No.11，pp.917-923，2013.
- 13)宮村正樹，内藤英樹，中野聡，門万寿男，岩城一郎，鈴木基行，“厳しい塩害環境において架替後 15 年が経過した PC 道路橋の構造性能評価に関する研究”，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol. 72，No. 2，pp.41-55，2016.

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

- 14)土屋祐貴，小林珠祐，八嶋宏幸，藤英樹，早坂洋平，光岡達也，鈴木基行，“強制加振試験に基づく RC 床版供試体の健全性診断”，土木学会第 68 回年次学術講演会，I-405，pp.809-810，2013.

第4章 前回詳細調査から7年が経過したPC道路橋の再詳細調査

4.1. 概要

本章では、K橋の補修対策の効果を検証するため、対策実施から7年が経過した時点での詳細調査の結果、および今後の性能を確保するための水の影響に着目した維持管理法の具体を示した。

K橋は、構造性能の著しい低下は見られないことから、耐久性を確保するため水に着目した補修対策がとられた。

一つは、箱桁内部の骨材の膨張に対して橋面防水工による水の浸入防止と除湿機による箱桁内部の除湿による水分の排出が行われ、箱桁内部は継続的に温湿度測定が実施されている。これらについては、温湿度測定結果による箱桁内部の湿度の変化を確認するとともに、コンクリート内部の含水率を測定し、防水と排水の効果を検証することとした。

また、本橋ではエポキシ樹脂塗装鉄筋の施工時の塗膜の損傷を前提とした対策として、下床版下面には5種類の含浸材が施工されている。これは、水分の排出を妨げることなく塩分の浸透を抑制することを目的としたものである。したがって、効果の検証にあたっては、塩化物イオンの浸透状況に加え、コンクリート内部の含水率測定により含水状態に着目した詳細調査によりその効果を検証することとした。

さらに、劣化の進行の有無を把握するため、前回詳細調査と同様の衝撃振動試験、及び強制加振試験により全体剛性と局所剛性を評価し、耐荷性の低下の有無を評価することとした。

これらの結果から、本橋において今後の性能を確保するための維持管理法を構築することとした。

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



写真-4.1 含浸材の塗布状況



写真-4.2 含水率の測定状況

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

4.2. コンクリートの耐久性に関わる評価

4.2.1. 外観変状の調査

(1) 概要

2012年～2014年に耐久性を確保するための各種対策工が実施された。2019年の外観目視では、箱桁外面には塩害橋特有のひび割れや錆汁の析出等は認められず、伸縮装置や箱桁内部の漏水も見られない。また箱桁側面の保護塗装の膨れの増加も見受けられない。

箱桁内部では、除湿機による除湿を継続して実施していたこともあり、除湿を開始する以前にみられた骨材を核とする剥離や浮きの増加は確認されない。



写真-4.3 桁下面
(ひび割れや錆汁の析出なし)



写真-4.4 桁側面
(ひび割れや錆汁の析出なし)



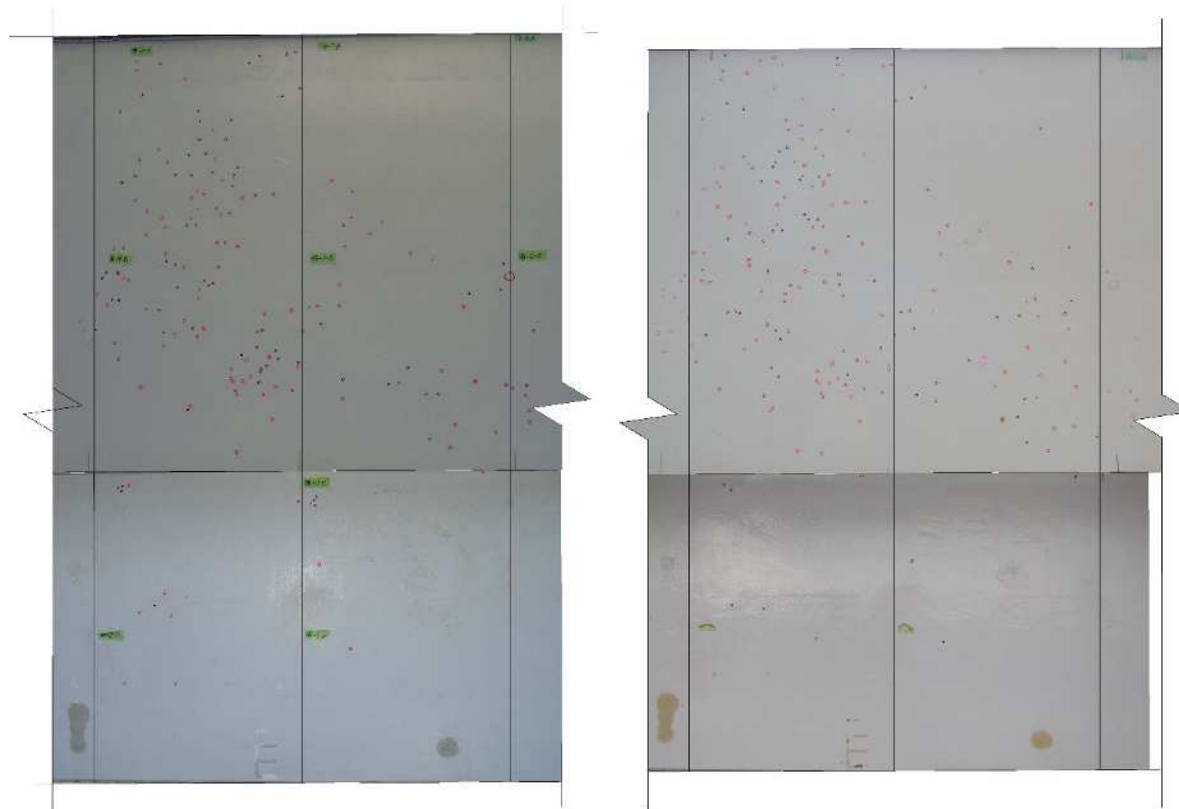
写真-4.5 上部構造端部
(伸縮装置からの漏水なし)



写真-4.6 上部構造箱桁内部
(粗骨材を核とした剥離の増加なし)

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

写真-4.7は、張出し床版下面の保護塗装部（海側）の塗装の膨れをマーキングし、膨れの増減を継続的に調査したものである。(a)に示すように2015年に膨れが生じている箇所をマーキングしており、また、その膨れの径を記録している。(b)は2019年調査時の状況であり、表-4.1に示すように、張出し床版下面の膨れの数はわずかに増加しており、またその直径も大きくなっていることが確認されている。



(a) 2015年9月28日計測（海側支間中央）

(b) 2019年10月8日計測（海側支間中央）

写真-4.7 表面被覆工の膨れ

表-4.1 表面被覆工の膨れの増減

		水膨れの径	2015/9/28	2019/10/8
海側	支間中央	1~10mm	118	90
		11~30mm	61	101
		30mm以上	0	1
		合計	179	192
	前回調査からの増加率	-	1.07	

4.2.2. 箱桁内部の含水状態

(1) 試験概要

a) 目的

橋面防水工や伸縮装置の交換による水分供給の遮断，及び箱桁内部の除湿による水分の排出効果を把握するため，箱桁内部のコンクリート部材の内部含水率を測定した．含水率の測定は，1次調査における測定と同様の方法によるものとし，電気抵抗式モルタル水分計を用いて実施した^{1),2)}．

b) 測定方法

含水率の測定方法は，**図-4.1**，**写真-4.8**に示すように， $\phi 6\text{mm}$ の孔を30mm間隔で2箇所削孔し，各孔にブラシ型センサを挿入し，先端の20mmの端子間の抵抗を測定することにより，コンクリートの水分状態を測定するものである．測定結果は，試料の抵抗に対応して0から1,000まで当分表示される「カウント」値と，この値をもとに換算した「含水率」として表示される．含水率は，いくつかの配合のコンクリートについて様々な水分状態で測定されたカウントと，加熱乾燥法により求められた含水率との関係をもとに装置内部で行われている．本研究では，この方法で得られた「含水率」を「内部含水率」と表現した．また，「測定深さ」として端子の中間位置における深さを用いた．例えば測定深さ20mmとは，測定端子が深さ10～30mmの位置にあることを示している．

なお，今回の測定では1箇所あたり3点のデータを取得するため，一辺が30mmの正三角形の頂点となる箇所を3箇所削孔し，各辺間でそれぞれ測定して3点のデータとした．今回の測定は，部材端面からの乾燥の影響を受けない面部材で実施しており，既設鋼材を避けて，前回調査箇所の近傍に新たに削孔した孔で調査を実施した．

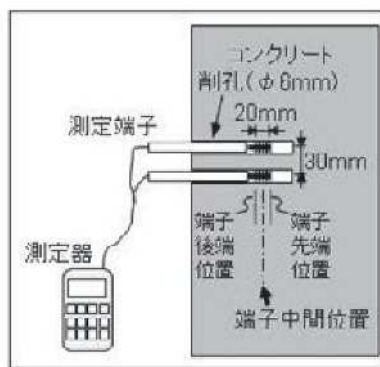


図-4.1 部材内部の含水率の測定方法



写真-4.8 測定状況（箱桁内部）

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

箱桁内部におけるコンクリートの部材内部含水率の測定は、**図-4.2**に示すように、路面勾配が低く水分の供給が集中すると考えられる山側のウェブ面と、比較のため1次調査において含水率が高かった海側の2格間目のウェブ面で実施した。

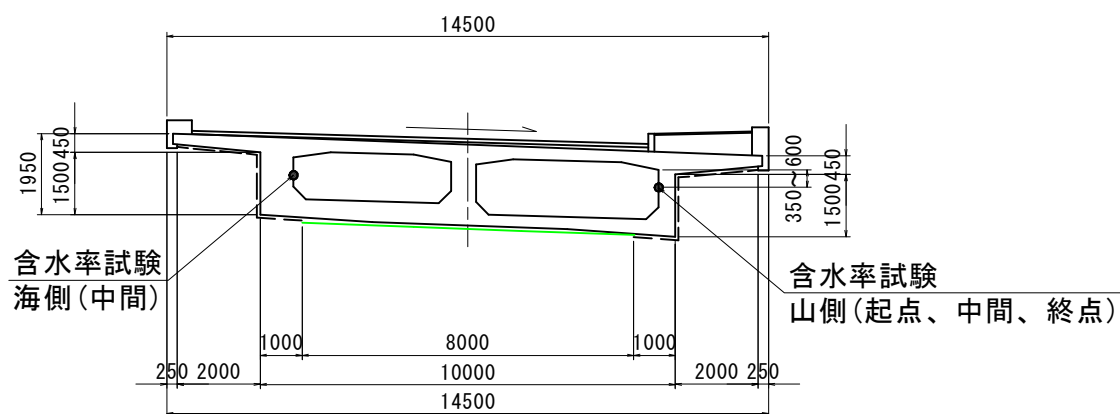


図-4.2 箱桁内面のコンクリート部材内部の含水率測定位置

(2) 試験結果

含水率の測定結果を図-4.3に示す。2019年の調査の結果では、いずれの調査箇所でもコンクリート表面付近10mmの深さにおける含水率は2~4%程度であり、2013年の箱桁内部の除湿を開始する前に比べ含水率の低下が見られた。図-4.3には、除湿を開始してから2年後の2015年に実施した測定結果も併せて示した。除湿を開始してから2年経過時点では、表面付近10mmの含水率は除湿の影響により低下するが、表面から40mmの深さの部材内部の含水率はそれほど低下していなかった。しかし、2019年の結果では表面から40mmの深い範囲においても、含水率は2~4%にまで低下していることが確認できる。

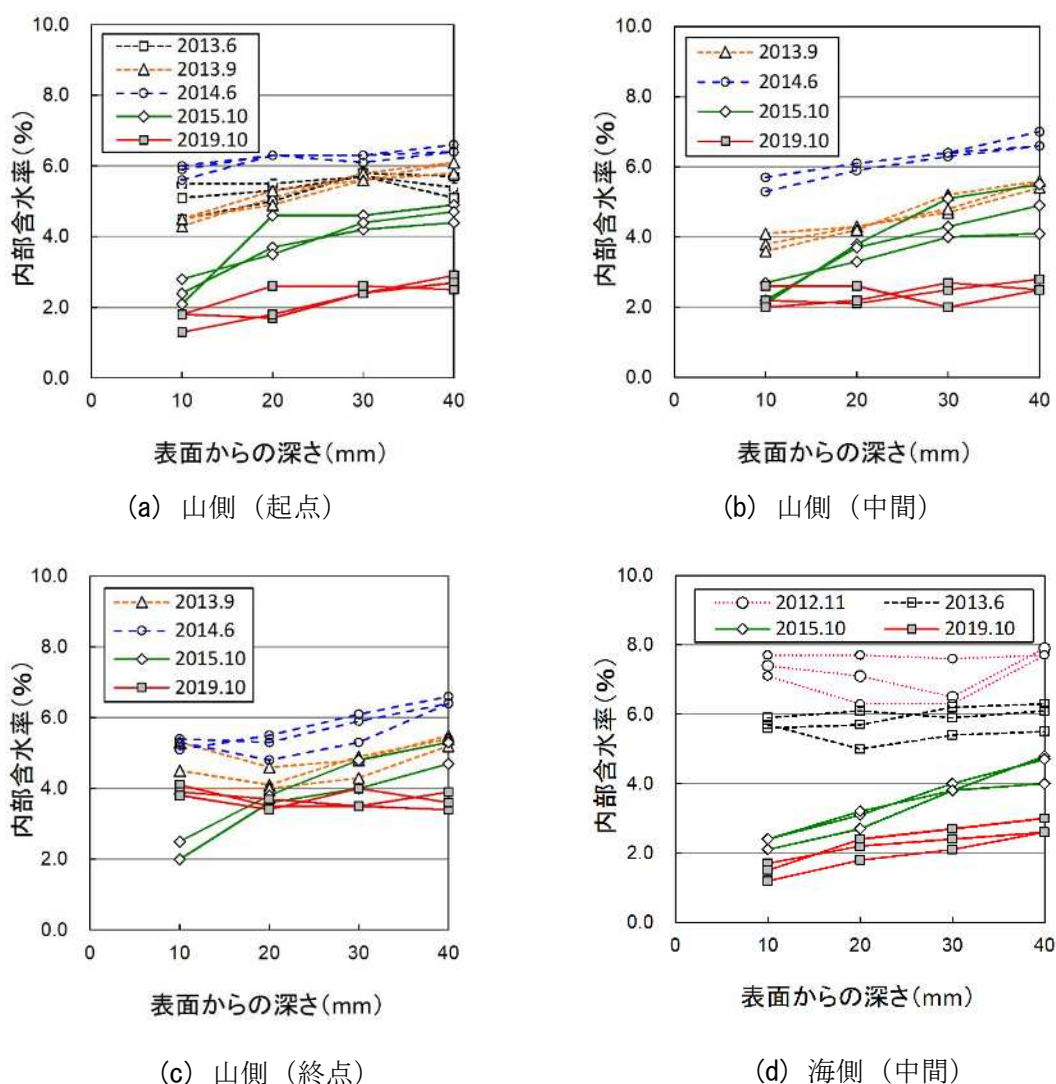


図-4.3 箱桁内面のコンクリート部材内部の含水率測定結果

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

(3) 結果の評価

対策実施から7年が経過した2019年の調査においては、箱桁内部に際立った漏水や滞水の痕跡は見られず、コンクリートの含水率はコンクリート表面付近だけではなく、表面からの深さ40mmの範囲でも低下していることが確認できる。したがって、現時点では橋面防水工や伸縮装置の止水工による水分供給の遮断効果は持続しており、コンクリート部材内部に含まれていた水分も、箱桁内部設置した除湿機により除湿を行ったことで顕著に脱水されたと考えられる。

4.2.3. 塩化物イオンの浸透

(1) 試験概要

a) 目的

箱桁外面の下床版に施工した含浸材の塩化物イオン浸透抑制の効果を検証するため、箱桁外面下床版の表面含浸材実施工箇所から試料を採取し、コンクリート表面付近の塩化物イオン量を測定した。

b) 測定方法

塩化物イオン量試験の試料は、**図-4.4**、**写真-4.9**に示すように、ドリル削孔粉を用いて採取し、試験はコンクリート表面からの深さ方向には0～10mm、10mm～20mm、20mm～30mmの深さで試験を実施した。本橋の設計上の箱桁外面におけるかぶりは50mmであるが、別途実施した調査では30mmと設計上の値を満足していない箇所も部分的に存在していた。したがって、塩化物イオンの浸透を評価する上では30mmの深さでの塩化物イオンの量を評価するものとした。塩化物イオン含有量試験のための試料は、5種類の表面含浸材を施工した区域ごとに、橋軸方向では区域の中心で、橋軸直角方向に海側、中心、山側のそれぞれ3カ所で採取した。

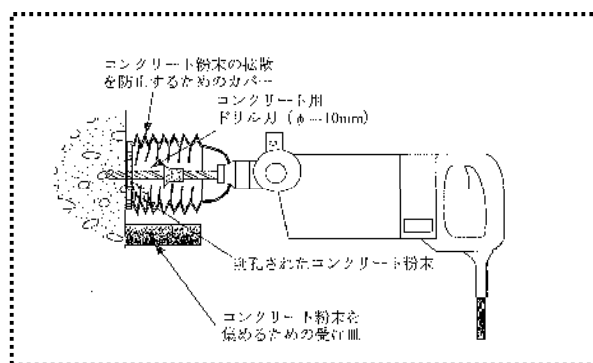


図-4.4 ドリル法による試料採取の概要



写真-4.9 ドリル法による採取実施状況

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

塩化物イオン含有量試験のための試料は、図-4.5に示すとおり、5種類の表面含浸材を施工した区域ごとに、橋軸方向では区域の中心で、橋軸直角方向に海側、中心、山側のそれぞれ3カ所で採取した。

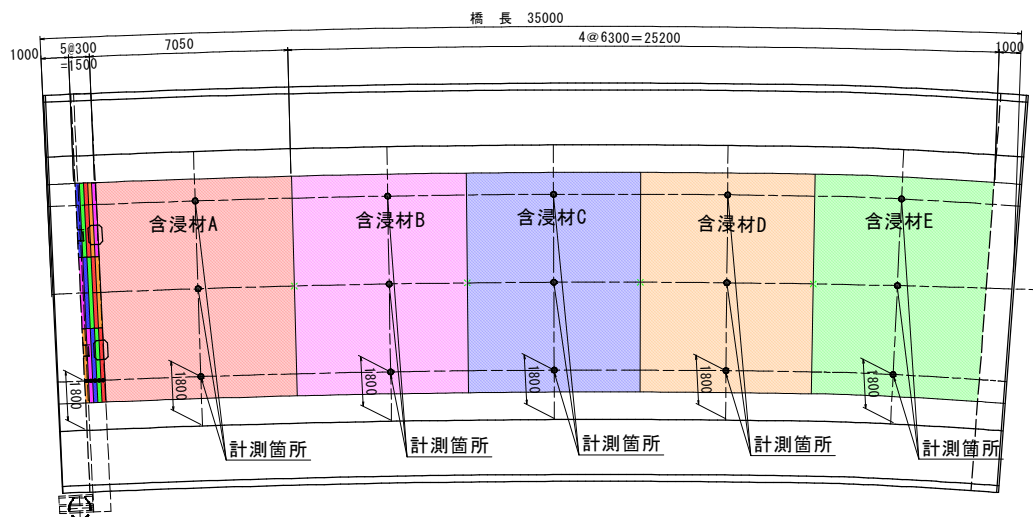


図-4.5 下床版含浸材の施工箇所の塩化物イオン含有量試験位置

(2) 試験結果

図-4.6 に 2019 年に実施した表面付近の塩化物イオン量大きい海側の含浸材施工後の塩化物イオンの浸透状況の経時変化を示す。含浸材施工前 (H24 : 2012 年) の塩化物イオン量と比べると、いずれのタイプの含浸材もコンクリート表面付近の 0~10mm の塩化物イオン量は、採取した試料にコンクリート表面に付着していた塩分が含まれていることもあって大きくなっているが、以深の 10~20mm では含浸材施工前と比べても塩化物イオンの量に大きな変化はない。過年度に実施した、本橋から採取したコアを供試体とした暴露試験結果から推定すると、コンクリート表面に含浸材を施工しない場合では、7 年が経過すると、コンクリート表面から 10~20mm の深さでは、塩化物イオン濃度は 9kg/m^3 近い値となる。これに対し含浸材を施工した場合はいずれのタイプも 2kg/m^3 以下となっている。

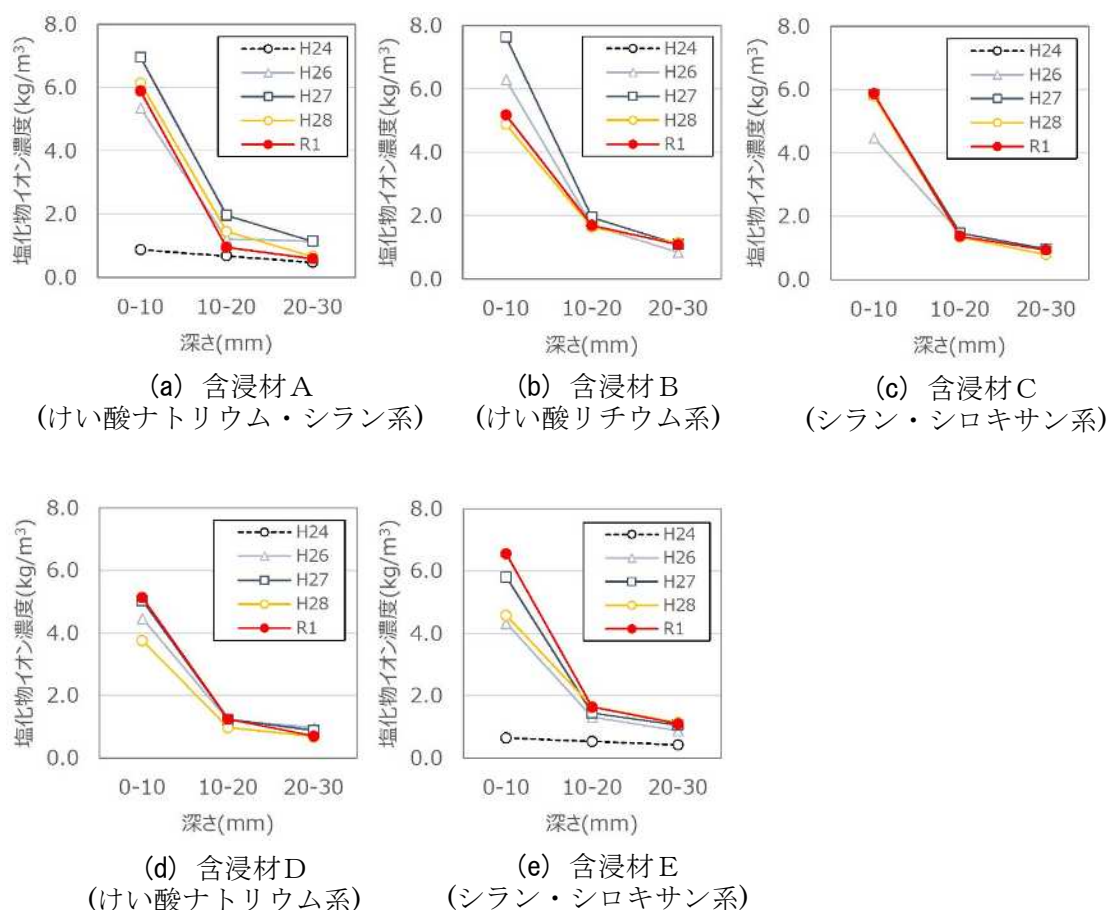


図-4.6 下床版含浸材の施工箇所の塩化物イオン含有量試験結果 (海側)

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

(3) 結果の評価

前述のコンクリート内部の含水率の測定結果とも関連するが、本橋は箱桁外面からの塩化物イオンの供給が多量な環境であるものの、下床版下面では含浸材によって水分の浸透が抑制されたことにより、コンクリート部材内部への塩化物イオンの拡散が抑制できたものと考えられた。以上のようなことから、含浸材施工後6年が経過した2019年の調査時点では、いずれの含浸材のタイプでも鋼材位置付近における塩化物イオン量の際立った増加は認められず、表面含浸材の塩化物イオンの浸透抑制効果は持続しているものと考えられる。

4.2.4. 含浸材施工部の含水状態

(1) 試験概要

a) 目的

K橋は、コンクリート内部の水分が耐久性の低下に大きく影響することから、補修対策としての含浸材には、塩分浸透の抑制に加え、水分の排出を妨げないことが求められる。

含浸材の施工によって、水分が含まれる空隙が閉塞されると電気抵抗は高くなるため、この値から換算される内部含水率の値は低くなるが、空隙に導電性の高い物質や水分が含まれると電気抵抗は低くなるため、この値から換算される内部含水率の値は高くなる。

含浸材の施工直後は、その施工に起因してコンクリート部材内部の含水率に変化が生じることから、一定期間の経過後にコンクリート部材内部の含水率を把握することは、含浸材による空隙の閉塞効果を把握するためにも重要であると考えられる。

また、本橋は荒天時には飛沫によって水分が供給される可能性もあり、含浸材の効果が十分でない場合は、コンクリート部材内部は乾燥しにくい状態となることが考えられる。

したがって、箱桁外面下床版に施工した含浸材の効果を検証するため、塩化物イオンの浸透に加え、コンクリートの含水状態に着目しコンクリート部材内部の含水率の測定を行った。

b) 測定方法

含水率の測定は、前項に示すように、φ6mmの孔を30mm間隔で2箇所削孔し、各孔にブラシ型センサを挿入(写真-4.10)し、先端の20mmの端子間の抵抗を測定することにより、コンクリートの水分状態を把握した。



写真-4.10 測定状況(箱桁外面 下床版)

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

下床版下面の含水率測定は、**図-4.7**に示すとおり、含浸材5種類の各施工箇所において、路面勾配が低く水分の供給が集中すると考えられる山側で実施した。

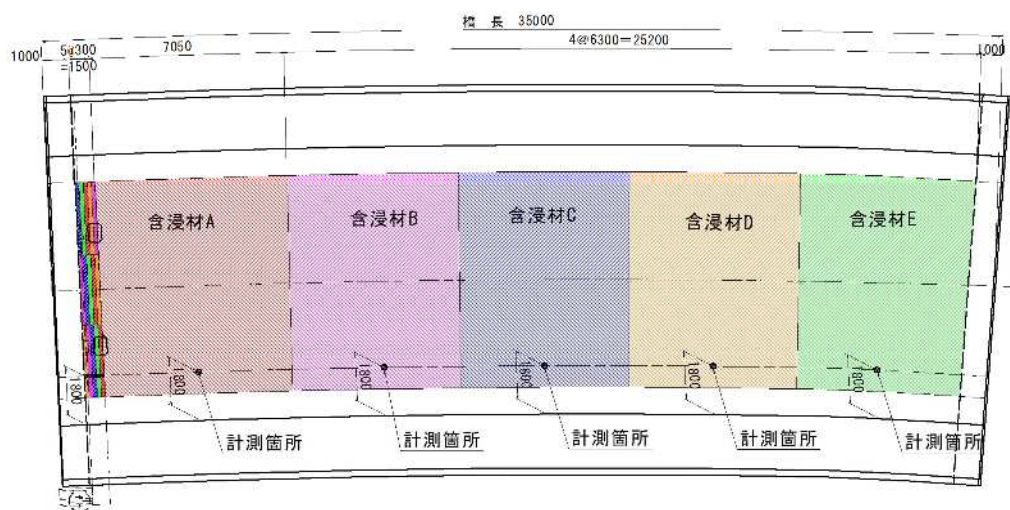


図-4.7 下床版含浸材施工箇所のコンクリート部材内部の含水率測定位置

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

(2) 試験結果

コンクリート内部含水率測定の結果を図-4.8に示す。含浸材を施工した6ヶ月後の2014年6月の測定結果では、含浸材B(図-4.8(b))とE(図-4.8(e))では、施工前後の含水率に大きな違いは見られなかったが、含浸材A(図-4.8(a))、C(図-4.8(c))およびD(図-4.8(d))では表面含浸材の施工後に部材内部の含水率がやや高くなる傾向となっていた。2019年10月に実施した含浸材施工後6年目の測定結果では、含浸材5種類の全てのタイプでコンクリート表面付近10mmの含水率は約2%にまで低下しており、深さ40mmの含水率も2~3%にまで低下していることが確認できた。

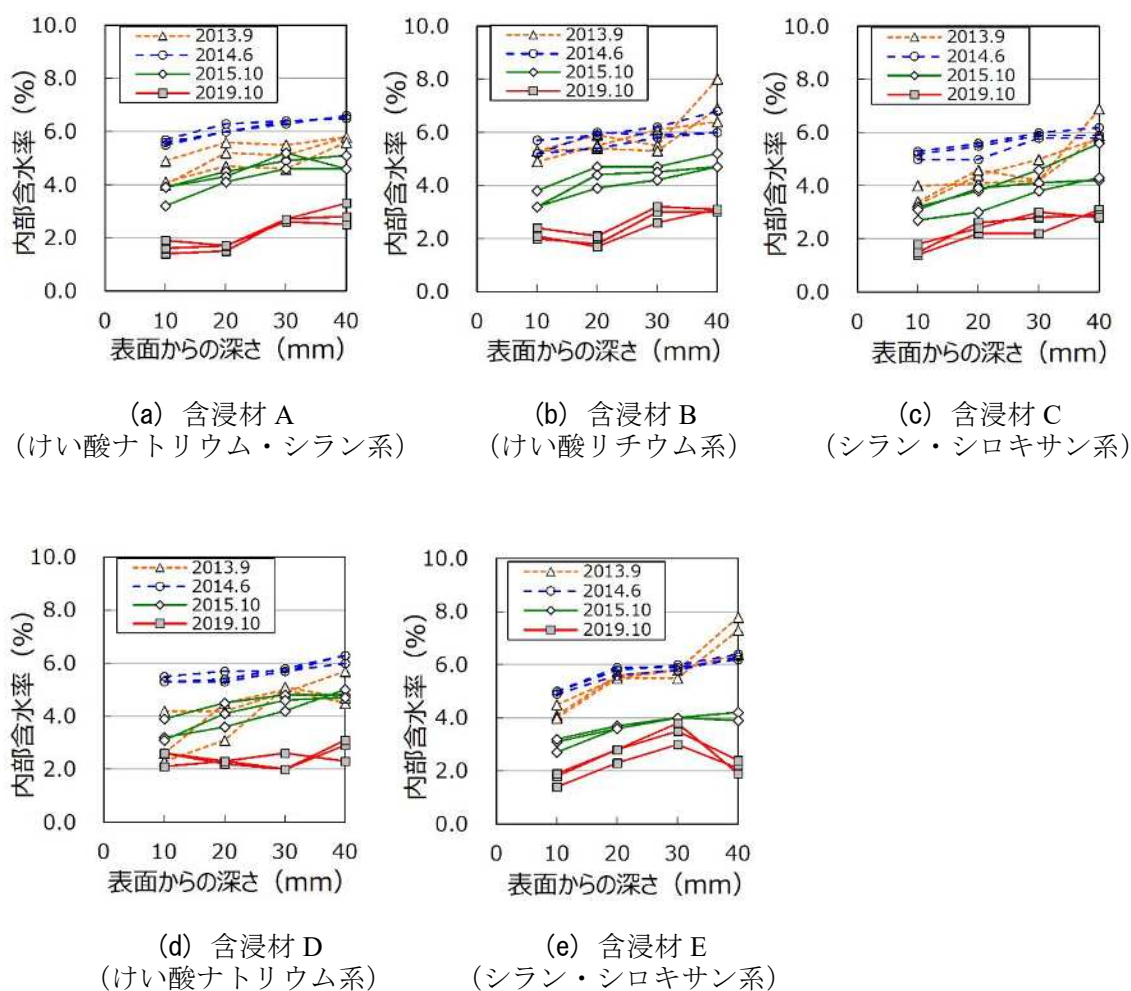


図-4.8 下床版含浸材施工箇所のコンクリート部材内部の含水率測定結果

(3) 結果の評価

含浸材を施工してから6ヶ月後の2014年6月の測定では、施工してから6ヶ月の間は冬季間であったためコンクリートの乾燥が進みにくく、冬期の波浪の影響もあって部材内部の含水率が顕著に低下していなかったものが、2019年の測定結果では含浸材施工後の6年間に乾燥が進み、含浸材の効果によってコンクリート部材内部への水分の浸透が抑制され、水分の排出が妨げられなかったことにより、含水率が低下したものと考えられる。

2019年の調査時点では下床版の含浸材施工箇所では施工前に比べコンクリート部材内部の含水率が低下しており、前述のように塩化物イオンの浸透も抑制されている。部材外面からの水分浸透は抑制され、部材内部からの水分の排出が効果的に行われていることから表面含浸材の機能は持続していると考えられる。

既往の研究²⁾では含水率が3.5%程度以下では鋼材腐食はほとんど発生しないとされており、現在のコンクリートの含水状態から推察すると、水の影響による鋼材腐食の発生は抑制できているものと考えられる。

図-4.9は、箱桁内部と外面のコンクリート部材の内部含水率を示したものであるが、現時点におけるコンクリート部材の内部含水率は既往の研究で測定された一般的な構造物の含水率にまで低下している。この結果から、防水工による水分浸入の抑制と、箱桁内部の除湿による水分の排出効果が得られたものと考えられ、さらに含浸材は水分の排出を妨げることなく、塩化物イオンの浸透も抑制されていることから、現時点では補修対策の効果は持続しているものと考えられる。

含浸材の効果が十分でない場合は、海水の飛沫による水分と塩化物が箱桁外面から供給されることでコンクリート部材内部に塩化物が浸透し、さらにコンクリートの含水状態が高くなることで鋼材の腐食発生速度は高まると考えられるため、現時点のように含水状態を低く保つことで、鋼材の腐食発生リスクは抑制できるものと考えられる。

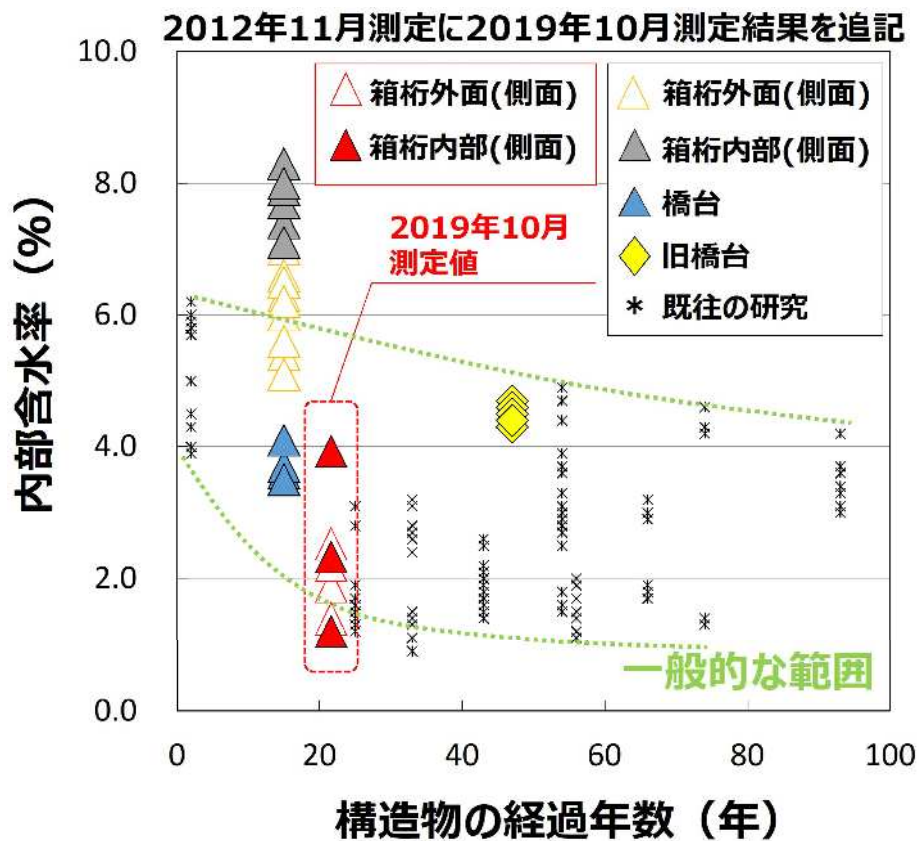


図-4.9 部材内部の含水率の測定結果 (2019年)

[上田らの研究¹⁾に追記]

4.2.5. 保護塗装施工箇所の含水状態

(1) 試験概要

a) 目的

2013年に箱桁外面のウェブ面と下床版端部、及び張出し床版下面には、有機系の表面被覆材による保護塗装が施工されている。これら保護塗装施工箇所における部材内部含水率の測定を行った。

b) 測定方法

含水率の測定方法は前項同様に、写真-4.11に示すように、 $\phi 6\text{mm}$ の孔を30mm間隔で2箇所削孔し、各孔にブラシ型センサを挿入し、先端の20mmの端子間の抵抗を測定することにより、コンクリートの水分状態を測定した。



写真-4.11 測定状況（箱桁外面 表面被覆部）

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

内部含水率の測定は、図-4.10 に示すとおり有機系の表面被覆材による保護塗装が施工された下床版下面の端部（図-4.10 の①）とウェブ外面（図-4.10 の②）、及び張出し床版下面（図-4.10 の③）の3箇所を実施した。

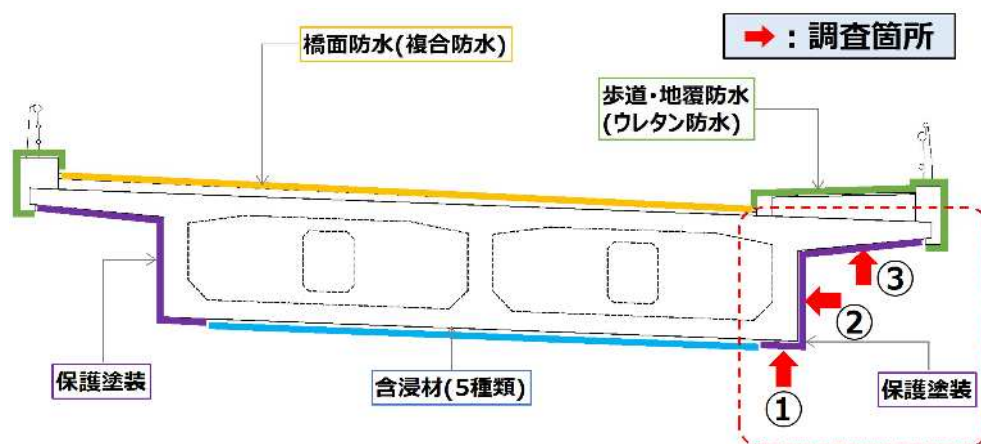


図-4.10 保護塗装施工箇所の含水率測定位置（図中①，②，③）

(2) 試験結果

保護塗装施工箇所の内部含水率を測定した結果を図-4.11に示す。箱桁下面端部（図-4.11(a)）、及び箱桁ウェブ面（図-4.11(b)）の保護塗装施工箇所の測定結果では、いずれの箇所も表面付近は2%程度までに低下し、鋼材位置（30~50mm）付近から深い位置では4%程度と1次調査時点よりも低い含水率となっている。一方で、張出し床版下面（図-4.11(c)）は、表面付近は箱桁下面端部や箱桁ウェブ面に同じく2%程度の低い含水率であるが、鋼材位置(30~50mm)付近から深い位置では、内部含水率が6~7%程度と高い含水状態となっている。

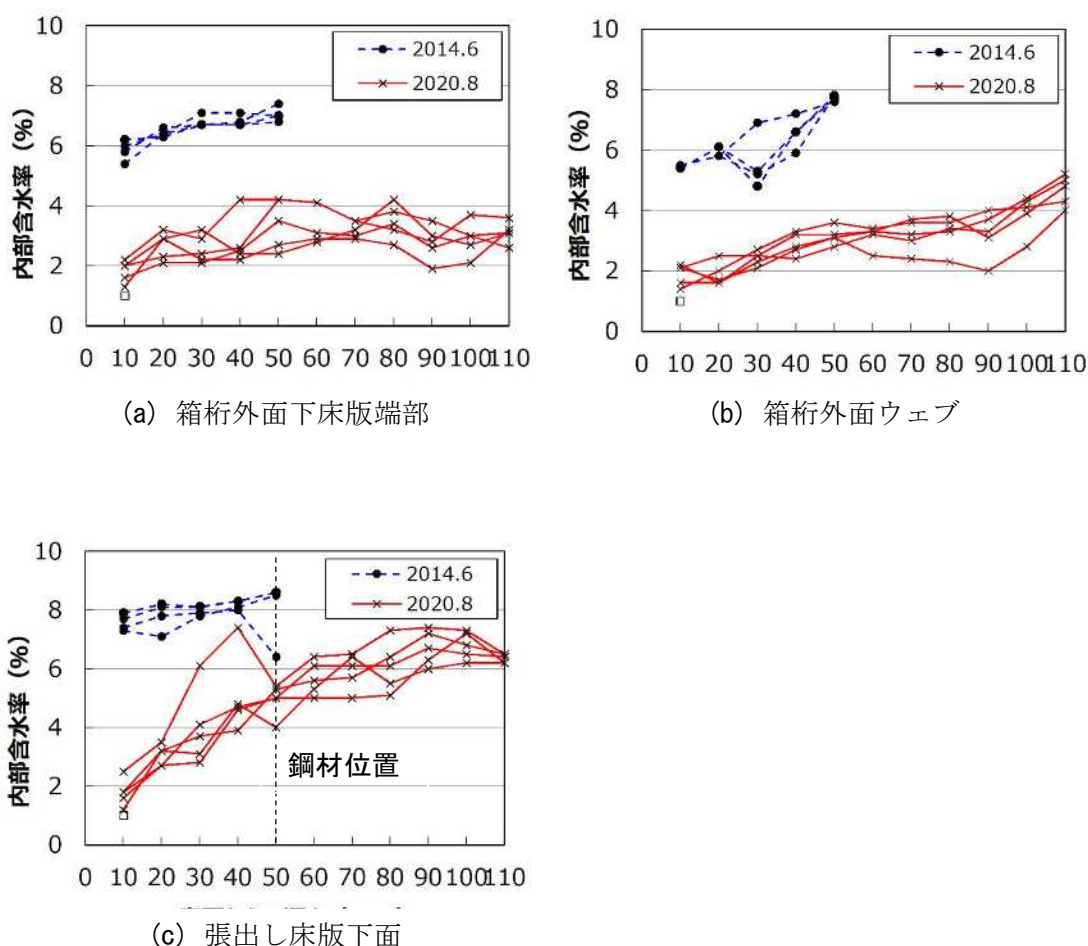


図-4.11 表面被覆材施工箇所における部材内部の含水率測定結果

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

(3) 結果の評価

張出し床版下面は表面被覆材による保護塗装が全面に施工されているため、いまだに含水率が高く、今後もこの状態が継続すると考えられる。

張出し床版下面では、表面被覆材による保護塗装を施工した直後は歩道や地覆の防水、伸縮装置の止水が未対策であったこともあり、保護塗装表面に水分の影響と思われる小さな円形の膨れが多数発生している。2019年の調査時点では、防水工の機能は維持されていると考えられるが、保護塗装表面の膨れはわずかに増加していることや、鋼材位置付近における含水率は現時点でも高い傾向を示していることから、防水工の機能が喪失し、路面からコンクリート部材内部に塩化物が浸透した場合には、さらに鋼材腐食の発生リスクが高くなると考えられるため、今後の変状の有無には注視が必要な部位と考えられる。

4.2.6. コンクリート表層の品質評価

(1) 試験概要

a) 目的

透気試験は2012年の調査と同様に、Torrent法³⁾により透気係数を測定し、併せて透気試験実施箇所においてWenner法により電気抵抗率を測定しグレーディング評価⁴⁾を行った。

b) 測定方法

測定対象とする箇所の表面にチャンパーセルを吸着させ、真空状態から圧力上昇値(時間)を測定(図-4.12)することにより空気の通しにくさを表す透気係数(KT値)を算出し、かぶりコンクリートの品質を診断した。

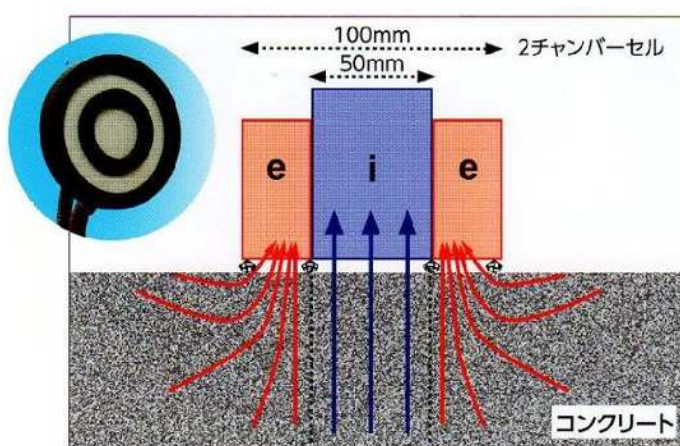


図-4.12 表層透気試験の概念



箱桁外面事例



箱桁内部事例

写真-4.12 表層透気試験計測状況

(2) 試験結果

図-4.13 に箱桁内部における透気試験の結果を示す。2012年の測定結果では海側、山側ともに電気抵抗が小さく、コンクリートの含水状態が高めであったことがわかる。透気係数は $0.001 \times 10^{-16} \sim 100 \times 10^{-16} \text{m}^2$ の範囲にその値が広く分布していた。これに対し2019年に実施した透気試験の結果では海側、山側ともに電気抵抗が高く、コンクリートの含水率が低くなっていることがわかる。一方で、透気係数は $0.1 \times 10^{-16} \sim 100 \times 10^{-16} \text{m}^2$ とグレード評価として物質透過抵抗性に劣る結果となっている。2012年の調査時点では、コンクリート部材内部の含水率が高いこともあり、透気試験結果にばらつきが見られたものが、乾燥によってコンクリート部材内部の含水率が低くなったことが透気試験結果に影響したものと考えられる。

2019年の調査時点の調査結果では、電気抵抗は前回測定結果に比べ高い値を示している。一方で、含水率の低下によって、グレード値は総じて悪くなる傾向にあり、この結果からみても、一般のPC仕様のコンクリートに比べ品質が劣り、劣化要因の浸透に対する抵抗性が低いコンクリートであると考えられる。

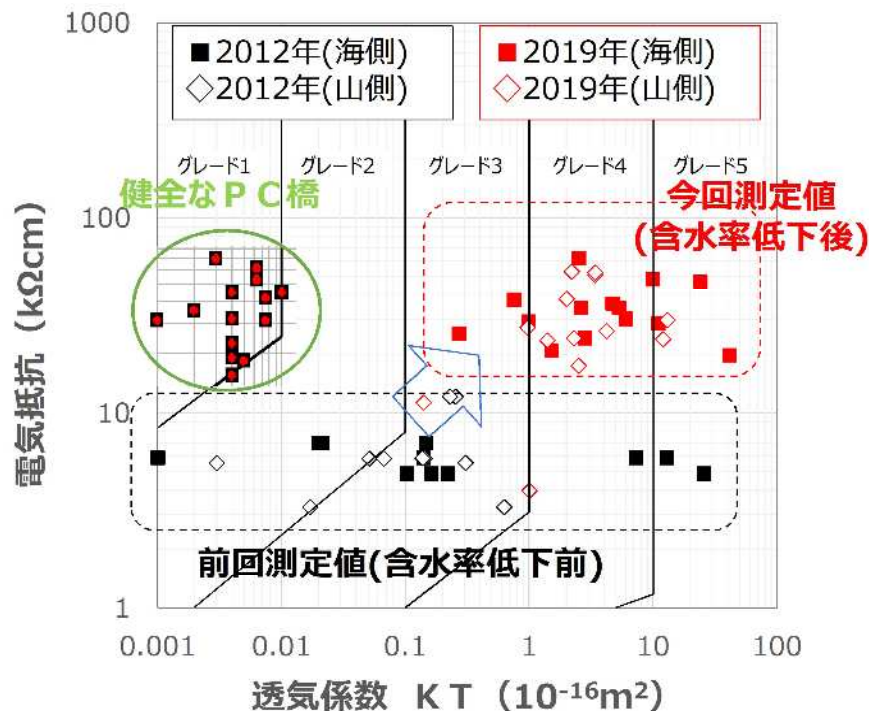


図-4.13 透気試験結果

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

次に図-4.14 に箱桁外面下床版の表面含浸材施工箇所における透気試験のグレード値を示す。比較箇所は、各5種類の含浸材施工箇所範囲の中央としている。図より、比較対象箇所においては、塗布前のグレードが2～3であったものが、2019年の測定結果では1～4と、含浸材の種類によって差があり、一定の傾向は見られなかった。

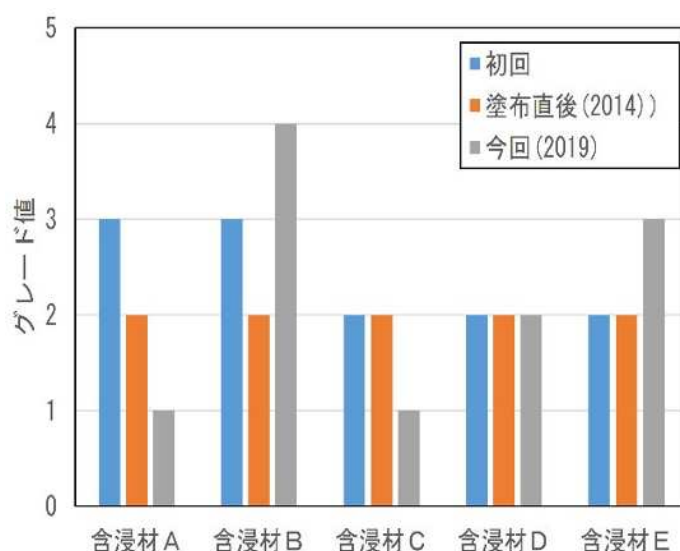


図-4.14 表面含浸材施工箇所の透気試験結果

(3) 結果の評価

本橋における透気試験の結果から、透気係数はコンクリート部材内部の含水率に大きく影響を受け、含水率が高い状態であればグレード値として良い評価となる場合もある。したがって、透気係数によるコンクリート表層のグレード評価を行うにあたっては、電気抵抗の測定結果と合わせ、コンクリートの含水率に着目した評価が重要と考えられる。これらについては塩分浸透性や部材内部の含水率の変化と合わせ継続的に評価する必要があると考えられる。

4.2.7. 箱桁内部の環境

(1) 概要

2013年より箱桁内部に温湿度計設置し(写真-4.13)、箱桁内部の環境を継続的に記録している。また、箱桁の外部環境との関係を把握するため起点側下部工の胸壁前面にも同様に温湿度計を設置し(写真-4.14)、継続的に環境測定を実施している。ここでは、防水工と除湿機による箱桁内部の除湿の効果を検証するため、箱桁内部の湿度の推移を整理した結果を示す。



写真-4.13 箱桁内部の温湿度計



写真-4.14 箱桁外部の温湿度計

(2) 結果

箱桁内部の湿度は、除湿を開始する以前は90～95%程度であるが、除湿機2台により除湿を行うことで、図-4.15に示すように箱桁外部湿度の変化には連動せず、温度の変化に伴って55～60%の間で変化する傾向となっている。除湿開始直後は図-4.16に示すように、除湿機を一時停止すると、箱桁内部の湿度は短期間で急激に上昇した。しかし、2019年10月以降に除湿機を停止した状態では、図-4.17に示すように、約5ヶ月の間で70%～80%程度に10%程度緩やかに上昇するものの、除湿開始直後のように、除湿機の停止によって急激な湿度の上昇は認められない。

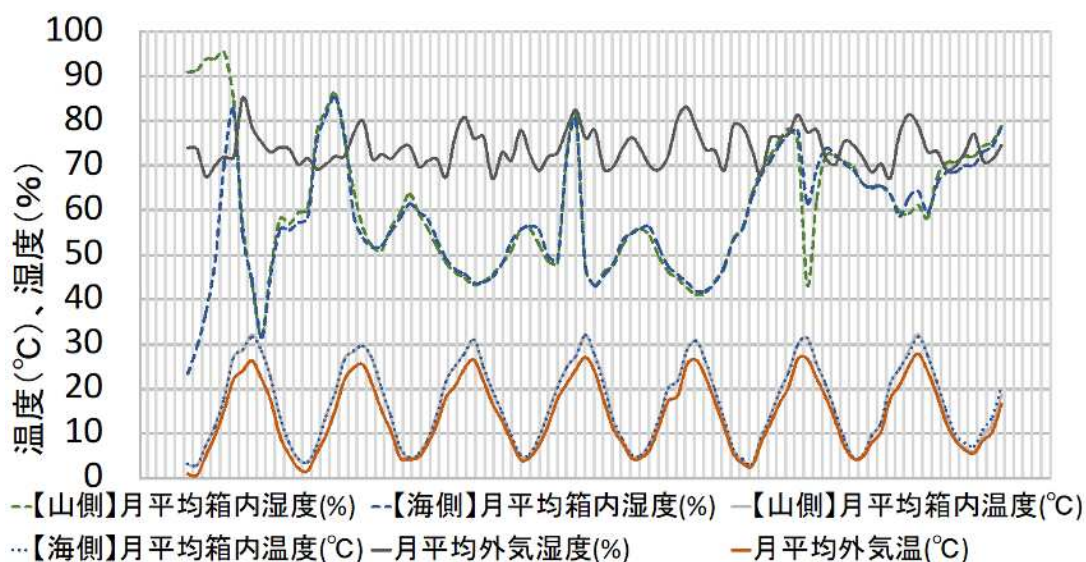


図-4.15 箱桁内部の温湿度測定結果①
[除湿開始前(2013.2)～6年間(2020.5)]

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

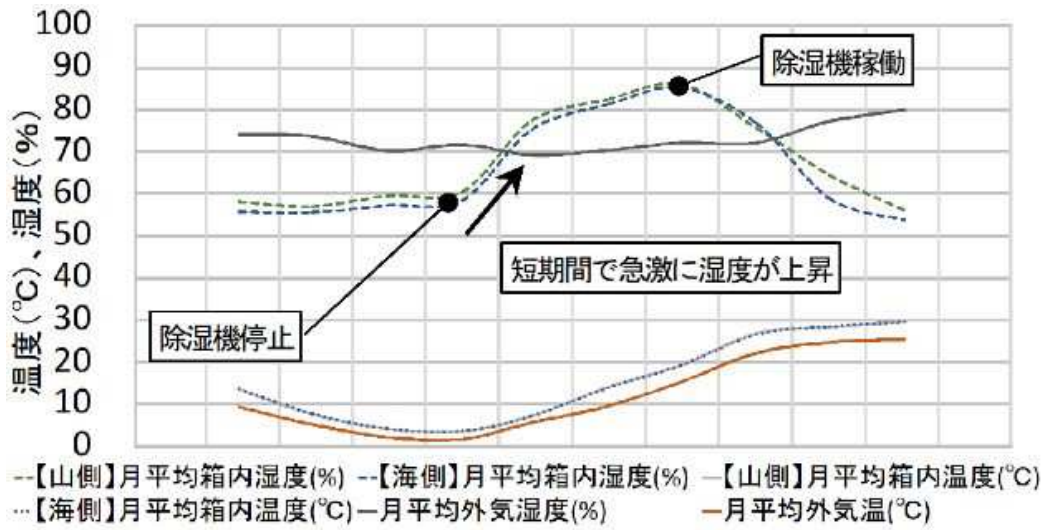


図-4.16 箱桁内部の温湿度測定結果②
[除湿開始直後(2013.11)~2014.7]

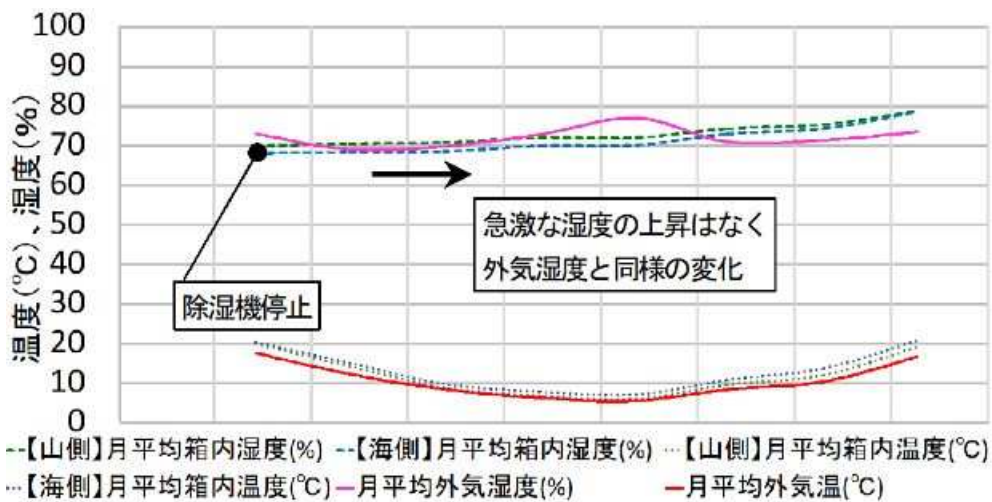



図-4.17 箱桁内部の温湿度測定結果③
[含水率低下後除湿機停止(2019.10)~2020.5]

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

(3) 結果の評価

箱桁内部に除湿機を設置し、箱桁内部の水分を強制的に排出することでコンクリート部材内部の水分が脱水され、また、防水工の補修効果によって箱桁外部からの水分の浸透も抑制できていたものと考えられる。また、-4.18 に示すように、2020年の8月以降の箱桁内部の湿度変化をみると、外部の湿度の連動も見られることから、防水工と除湿機による水の排水の効果は持続しているものと考えられる。ただし、現時点では除湿機停止後の1年を通しての変化傾向が十分に把握できていないことや、橋面防水や伸縮装置の止水性が低下した場合は、水分の浸透によって箱桁内部の環境が急激に変化することもある。したがって、今後も箱桁内部の温湿度測定を常時継続し、異常の有無や対策効果の評価を行う必要がある。

4.2.8. 乾燥の影響

(1) 検討概要

2019年の外観目視による調査では、箱桁外面には対策実施以降の塩害橋特有のひび割れや錆汁の析出は認められない。箱桁内部は除湿機による除湿を継続して実施していたこともあり、除湿前に無数に発生していた粗骨材のポップアウトの新たな発生は確認されなかったが、箱桁内部の下床版上面において、**図-4.19**、**写真-4.15**に示すような、橋軸方向のPC鋼材を定着する突起付近に幅0.1~0.2mmのひび割れが確認された。このひび割れは、箱桁の外桁ウェブ側に突起から斜め方向に発生しており、箱桁内部の除湿を開始する前には確認されていなかったひび割れである。なお、箱桁の中の間ウェブ側にはひび割れの発生は確認されなかった。一方、箱桁外面では竣工時に実施されたと推定されるひび割れの補修跡は確認されるが、下床版上面に発生したひび割れの貫通が疑われるものは確認されていない。

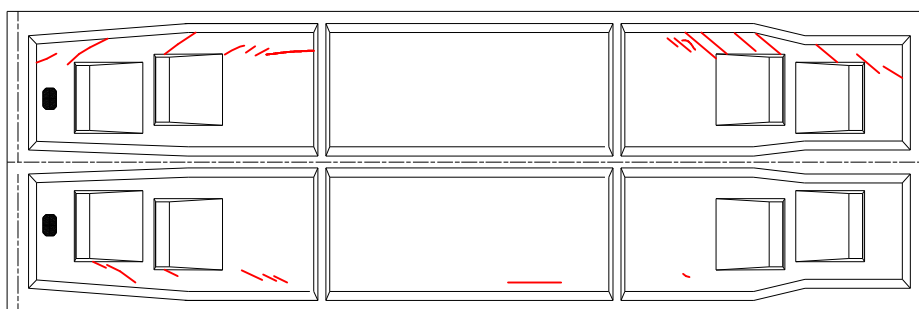


図-4.19 下床版上面のひび割れ分布図



写真-4.15 下床版上面のひび割れ状況

(2) ひび割れ発生原因の推定

2019年の調査において確認されたひびわれは、PC鋼材を定着する突起付近に集中して発生していることから、定着部近傍のプレストレス力の局所的な応力集中による影響が疑われる性状となっている。また、本橋では箱桁内部の供給済み水分を排出するため、除湿機による除湿を行うことで、除湿開始前に6～8%であったコンクリート部材内部の含水率が、除湿によって2～4%に低下していることもあり、コンクリート部材内部の水分移動に伴う乾燥収縮の影響も考えられた。

したがって、図-4.20に示す3次元FEM（本橋の1/4モデル）により、定着部付近のプレストレスによる応力、及び湿気移動解析により箱桁内部の除湿による乾燥収縮の影響を考慮した解析を行った。湿気移動解析は、マスコンクリートの温度応力解析プログラム（JCMAC3）により行い、乾燥収縮ひずみは「乾燥収縮マスコンクリート委員会式」を用いて解析を行った⁹⁾。なお、実際の環境では湿度が変化するが、本解析では初期相対湿度を初期の箱桁内部の湿度95%とし、周囲相対湿度は箱桁外部を平均的な外気湿度70%、箱桁内部を65%として試算を行った。

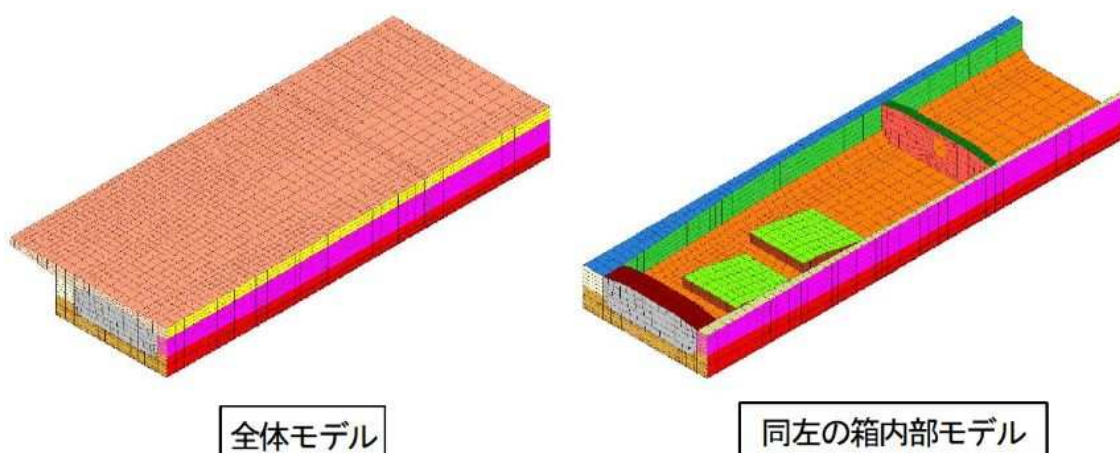


図-4.20 解析モデル（1/4モデル）

図-4.21 に、自重とプレストレスおよび乾燥収縮を再現したひずみ分布図を示す。なお、今回のモデルではコンクリート部材内部の鉄筋についてはモデル化していないため、現状でひび割れが生じている箱桁内部の突起と外桁ウェブ間の下床版において、最大 1.1×10^{-1} 程度の大きなひずみが生じているものの、定性的には現地でのひび割れ発生状況と一致している。ただし、現時点でひび割れが発生していない範囲でも、発生ひずみが大きい箇所もあるため、これらに対しては今後も注視が必要と考えられる。

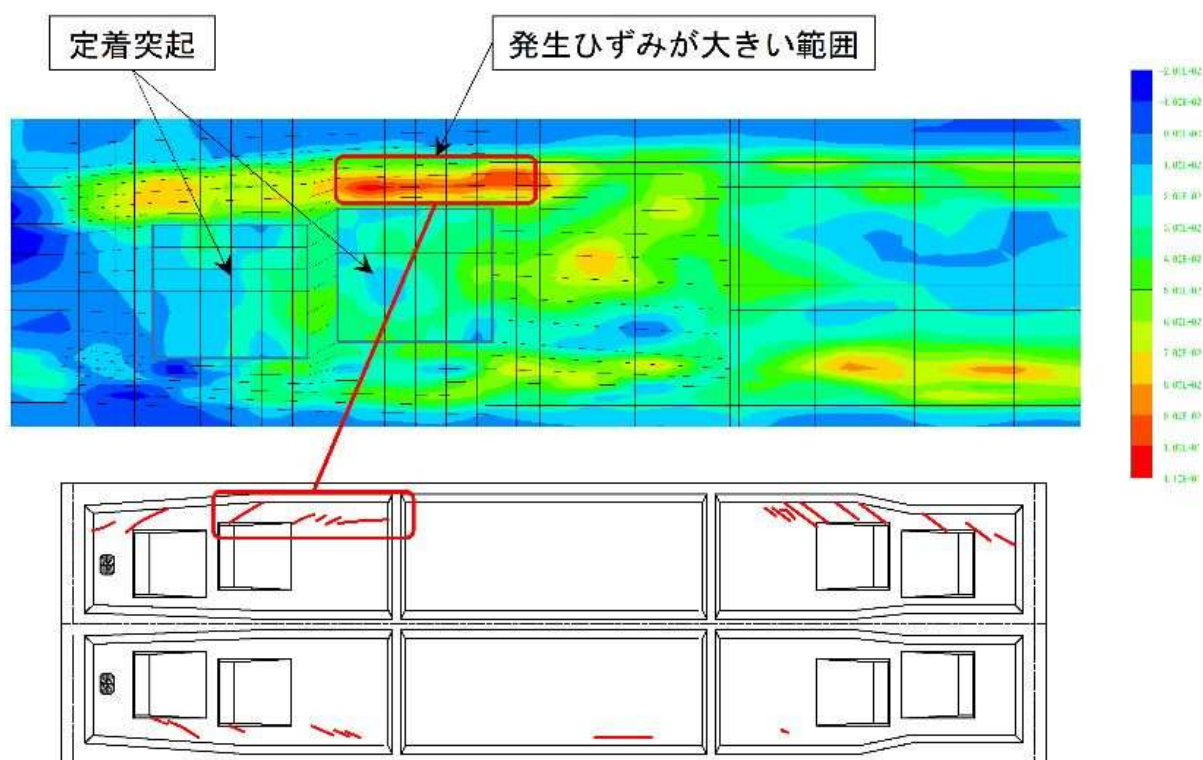


図-4.21 ひずみ分布（下床版平面）

図-4.22 に深さ方向のひずみ分布を示す。乾燥の影響を大きく受ける下床版上面（箱桁内面）のひずみが大きく、下方（箱桁外面）のひずみは小さくなっていることから、箱桁内部の乾燥の影響がひび割れの発生に影響したものと考えられる。解析の結果から、ひび割れはPC鋼材を定着する突起からの応力分布を受ける範囲で発生しており、完成直後のプレストレスによる応力ではひび割れの発生にまでには至っていなかったものが、その後の乾燥収縮の影響が加わりひび割れが生じたものと考えられる。

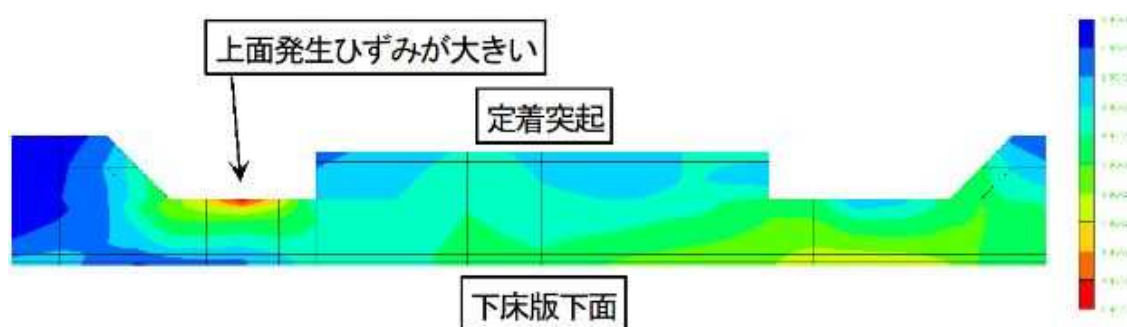


図-4.22 ひずみ分布（下床版断面）

(3) 結果の評価

現時点ではひび割れ幅が0.2mm以下であることや、箱桁外面には貫通が疑われるひび割れも見られないことから、耐久性や耐荷性に大きく影響を及ぼすまでには至っていないと考えられる。今後の点検においては、ひび割れの進展の有無を確認し、状況に応じてひび割れの進展抑制や補強対策の検討を行う必要がある。

4.3. 構造性能の評価

4.3.1. 衝撃振動試験

(1) 試験概要



a) 目的

1次調査では供用安全性を評価するために、載荷試験、振動試験による構造性能評価(2013年に実施)が行われている。2019年の調査では、水の作用によって鋼材腐食をはじめとする劣化が進行し、剛性が低下していないことを確認するため、同様の試験により構造性能評価を行った。試験内容としては剛性を評価するため、重錘による衝撃振動試験を実施した。

b) 測定方法

衝撃振動試験の加振方法については、上床版は重錘落下による加振、下床版は掛矢打撃による加振とした。加振方法を表-4.2、衝撃振動試験の概要を表-4.3に示す。

表-4.2 衝撃振動試験の加振方法

加振部材	加振方法	加振状況(前回試験時)
上床版	<ul style="list-style-type: none"> 重錘落下による方法 硬質ゴムで保護した約400Nの鉄球を30cm程度ロープで引き上げた後に落下させて衝撃力を与える。 	
下床版	<ul style="list-style-type: none"> 掛矢打撃 下床版下面から加振ハンマーで打撃を行う。加振ハンマーには胴径150mm、頭部重量36.5Nの木製掛矢を使用し、これを下床版下面より50cm程度の位置から打ち上げる。 	

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

(2) 試験結果

測定結果を表-4.4に示す。2013年に実施された衝撃振動試験における実測固有振動数は、全体系1次のモードで3.75Hzであった。一方で、2019年の10月に実施した試験の結果では、全体1次の振動モードは3.50Hzとなっている。その翌年の2020年8月に実施した試験では、全体1次の振動モードは3.41Hzであり、2013年に実施した測定結果と比べると、10%程度の振動数の低下が見られた。また、同時期に測定した格間部材（ウェブと横桁に区切られた4辺固定版）単位の振動数も、2013年の測定結果の値に比べ10%程度の振動数の低下が見られた。

表-4.4 実測固有周振動数結果

実施年	試験方法	実測固有振動数 (Hz)		
		1次	2次	3次
2013年	1. 車両走行	3.50	11.5	24.4
	2. 車両リバウト	3.51	11.5	24.6
	3. 重錘落下	3.75	12.3	22.4
2019年	重錘落下	3.50	11.8	21.3
2020年	重錘落下	3.41	11.7	21.5

(3) 結果の評価

2013年の衝撃振動試験は補修工事が行われた時期と同時期に試験を実施しており、吊り足場が全面に設置されているなど、今回とは測定条件が異なった状態であったと考えられるが、これらの影響は明確とはなっていない。したがって、今後同様の試験を実施するにあたっては、同一条件での試験を実施する必要があると考えられる。

4.3.2. 強制加振試験

(1) 試験概要

a) 目的

局所的な剛性の低下を把握するため、2013年の試験と同様の試験装置を用いた強制加振試験を実施した。

b) 測定方法

図-4.23 に強制加振試験の概要、写真-4.16 に計測状況の例を示す。振動試験は2～20,000Hzまでの調和振動が与えられる電磁コイル式の小型加振器を対象構造物に接触させ、指定した周波数帯域にわたってほぼ均等な強度を持つホワイトノイズを入力波とした加振方法により局所的な振動を励起し、振動が及ぶ範囲の共振周波数からRC床版の損傷程度を評価するものである。振動範囲は測定箇所の拘束条件や部材形状により若干異なるものの、共振周波数の測定に影響する主要な範囲については、既往の研究により対象部材厚さを直径とした範囲であることが示されている⁶⁾。測定対象は上床版および下床版とし、測定点は橋軸方向に2.0m間隔、橋軸直角方向に1.2m間隔とし、1格間あたり15点で測定を行った。なお今回の測定は、2013年のスニープ加振の試験結果との差異がなく⁷⁾、計測時間が短縮できるランダム加振で実施した。

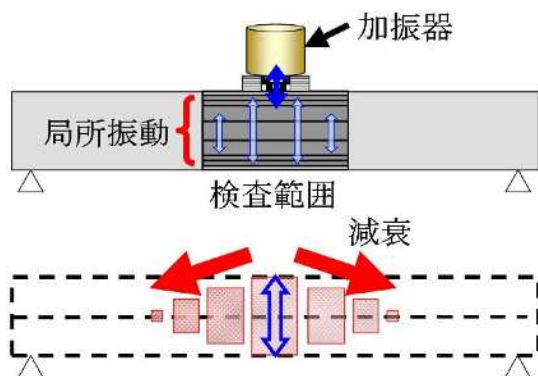


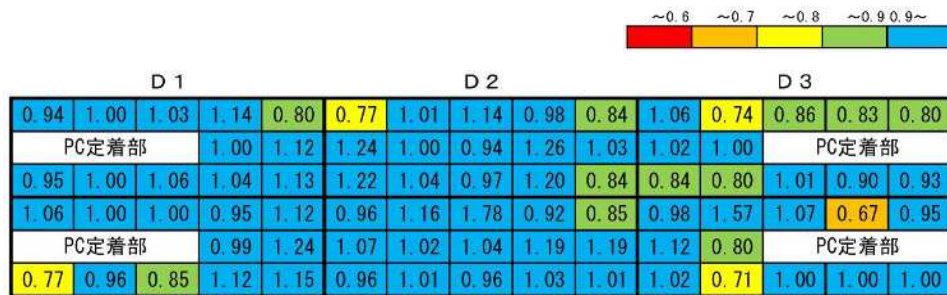
図-4.23 強制加振試験の概要

写真-4.16 計測状況の例

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性和
水に着目した合理的維持管理法の提案

(2) 試験結果

測定結果を図-4.24、図-4.25に示す。測定の結果、強制加振試験による格間単位の平均剛性（図-4.24）の大きな低下は認められないが、終点側の海側の格間（図-4.24のD3）では2013年に実施した試験値に比べ比率が70%程度となっている部位も確認された。外観目視上では劣化の進行は見られず、格間単位の平均剛性も約90%となっていることから、現時点では耐荷性に大きく影響することはないと考えられる。ただしこれらの局所的に剛性の低下が疑われる部位については今後の測定にあたって注視が必要である。



[上記図は(2019の共振周波数数/2013の共振周波数)を表す]

図-4.24 局部共振周波数測定結果(下床版)



※()内は(2019試験結果/2013試験結果)の比率を表す

図-4.25 格間単位の平均剛性

(3) 結果の評価

本橋では、外観目視上は水の作用による劣化は確認されていないものの、強制加振の結果では局所的に剛性の低下が疑われる部位も存在するため、今後の測定にあたってはこれらの部位について注視が必要であり、継続的に剛性変化の有無を把握する必要があると考えられた。

4.4. 維持管理の方法

本章において対策実施後の効果を検証した結果、含浸材施工箇所では塩化物イオンの浸透が抑制されていること、また箱桁内部や含浸材施工箇所ではコンクリート部材内部の含水率は一般のコンクリート構造物のレベルにまで低下していることなどから、現時点では対策効果が機能していることが確認できた。構造性能評価試験の結果からも、水の作用による鋼材の腐食などの剛性低下に影響する劣化は生じていないものと考えられる。ただし、下床版に施工されている含浸材はその機能が低下した場合には塩化物イオンと水分の浸透によってコンクリート部材内部の鋼材の腐食が発生する可能性もあり、継続的にその効果を検証する必要があると考えられる。また、箱桁内部は橋面防水等の防水機能が喪失すると、コンクリートは再び高い含水状態となってポップアウトが発生する可能性もあることから、箱桁内部の環境測定と合わせコンクリートの含水状態に着目した維持管理が重要と考えられる。

以上のことから、本橋における劣化の進行を長期にわたって抑制するため、コンクリートの含水状態に着目した維持管理法を図-4.26のように提案する。まず、本橋は厳しい塩害環境におかれていることや、コンクリート部材内部の含水率がコンクリートの劣化に大きく影響する構造物でもあるため、箱桁内部の環境を継続的に監視し、年1回の頻度で点検（以下、通常点検と呼ぶ）を行う必要があると考えられる。箱桁内部の湿度測定を継続し、外気よりも著しく高い状態が続く場合は除湿機による除湿を再開する必要がある。このとき、ひび割れ発生のリスクから乾燥させすぎないようにすることに留意しなければならない。通常点検では、箱桁外面の錆汁の析出やひび割れの発生など含浸材や表面保護工の機能低下に伴う劣化の有無を把握するほか、張出し床版下面の保護塗装施工箇所における異常の有無を把握することで橋面防水工の機能が持続しているかの判断材料とするのが良い。箱桁内面ではコンクリートの含水率の上昇に伴うポップアウトの発生の有無に着目するほか、点検の際には電気抵抗率（コンクリート表面の含水状態）を測定し、コンクリートの含水状態の変化を把握するのが良いと考えられる。

5年に1度行われる定期点検においては、「橋梁定期点検要領」に定められる近接目視による点検に加え、箱桁外面の含浸材施工箇所における塩化物イオンの浸透状況を把握し、コンクリート部材内部の含水率測定と併せて含浸材の効果を継続的に検証する必要があると考えられる。コンクリートの内部含水率は、コンクリート中の水分制御により鋼材腐食を抑制する場合、塩化物イオンを含むコンクリートにおいて含水率が3.5%を下回る場合に鋼材腐食がほとんど発生しないと報告²⁾があることも踏まえて、鋼材位置付近の含水率を測定し、概ねこの値以下にすることを目標にするのが良いと考えられる。このためには、今回実施した除湿による方法や、コンクリートの含水率が経年とともに低下することを活用して含水率の自然低下を待つ方法がある。また、水の作用によって鋼材腐食などの劣化

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

が進行し剛性が低下していないことを確認するために、構造性能評価として、強制加振試験により局所剛性の評価を行うことで、局所的な部材劣化の予兆を捉える必要があると考えられる。

上述の通常点検や定期点検において異常が見られた場合は、はつりによる鋼材腐食状況調査や衝撃振動試験による全体剛性評価など、さらに詳細な調査を段階的に実施し、構造物の健全性の把握及び評価を行ったうえで必要に応じて劣化の程度に応じた対策工を施す必要があると考えられる。なお、今回得られた情報は今後の維持管理を行っていく上で極めて重要な情報であるためデータとして蓄積する必要がある。また、これらのデータや今回得られた知見は、同様の構造や環境におかれた構造物の維持管理にも応用できる有用なものであると考えられる。

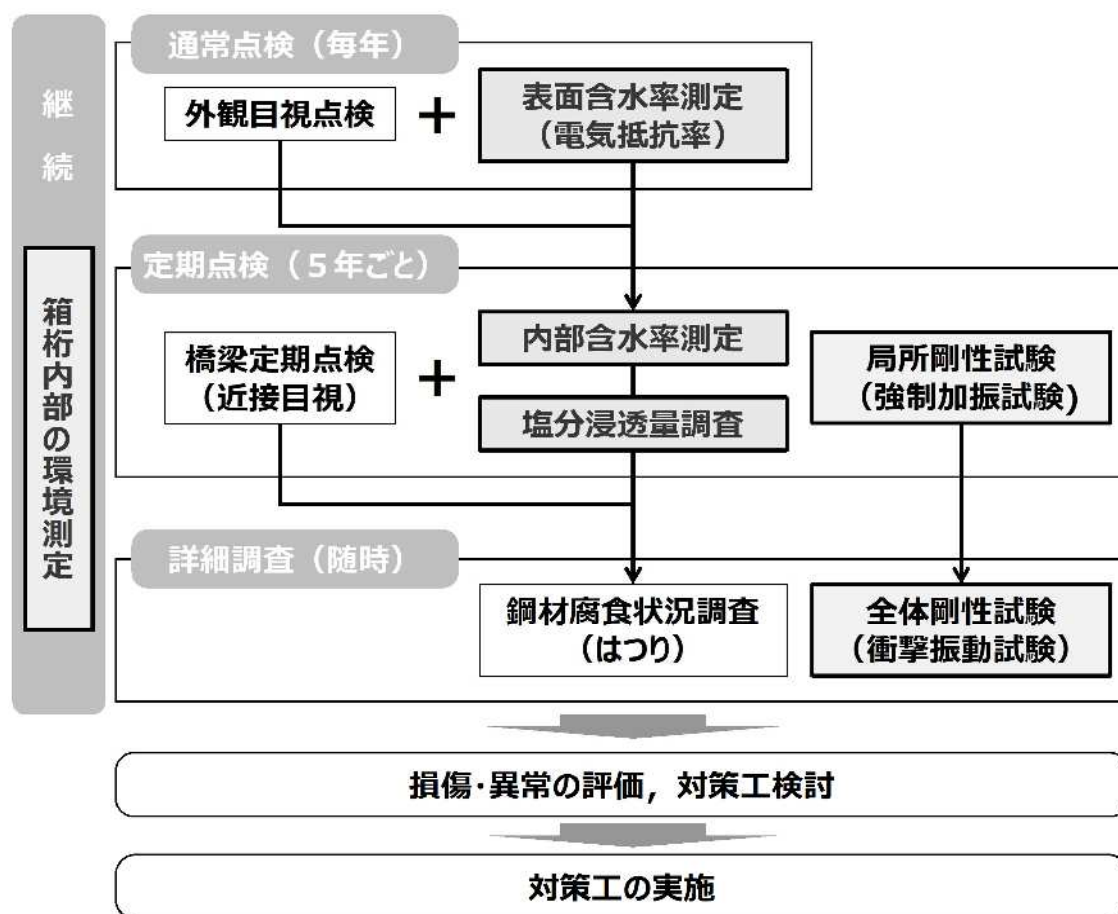


図-4.26 K橋の上部構造の維持管理法の提案

4.5. まとめ

本章では、K橋の補修対策の効果を検証するため、対策実施から7年が経過した時点での詳細調査の結果、および今後の性能を確保するための水の影響に着目した維持管理法の具体を示した。

箱桁内部の温湿度の測定結果から、箱桁内部の湿度は除湿機停止しても除湿開始直後のように急激な上昇はなく、外部湿度と連動する傾向を示しており、常に多湿な環境から改善していることが確認できた。また箱桁内部の含水率も一般の構造物のレベルにまで低下していることが確認できた。また、外観上も箱桁内部の骨材の膨張によるコンクリートの剥離は増加していない。したがって、防水対策の機能は持続しており、箱桁内部の除湿の効果が得られた。

また、含浸材施工箇所の調査の結果、含浸材の種類による顕著な差は見られないものの、全ての種類で、塩化物イオンの浸透が抑制されていることが確認できた。含浸材施工箇所のコンクリート内部含水率も低下しており、水分の排出を妨げることなく塩化物イオンの浸透が抑制されている結果となった。

一方で、急激な乾燥の影響によると考えられるひび割れが生じていることや、張出し床版下面の含水率は高い傾向を示すこと、また強制加振の結果から局所的に剛性の低下が疑われる部位が存在することも確認されており、これらは今後の点検において注視が必要と考えられる。

これらをふまえ、今後の性能を確保するための水の影響に着目した維持管理法の具体を示した。

本章で得られた知見を要約すれば、以下のようになる。

- 1)K橋のように箱桁内部が湿潤状態の上部構造は、除湿機により除湿することで、コンクリート部材内部の極めて高い含水状態を一般的な構造物のレベルにまで低下できる。その際、箱桁内部の温湿度環境の継続的な監視は、コンクリート部材の含水の変化や水分浸透の有無を判断するための一指標となる。
- 2)K橋のように極めて厳しい塩害環境下におかれる構造物でも、箱桁外面の下床版に施工した含浸材はいずれのタイプでも竣工後6年が経過した時点では塩分の浸透が抑制されていることが確認できた。また、コンクリート部材内部の含水率も低下していることから、水分の排出を妨げていないことも確認できた。K橋のようにコンクリート部材内部の含水率が高く、水の存在が劣化の進行に大きく影響する構造物に対しては、含浸材は効果的な対策であるが、今後の塩化物イオンの浸透量と含水状態の推移を把握することが重要である。

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

- 3)K 橋のように、不本意な施工によって性能の低下が疑われる構造物では、適切な診断と対策を講じることで長期にわたって性能を維持することが重要である。そのためには早期に構造物の状態を把握し、合理的な維持管理法を構築することが重要である。

塩害環境におけるPC道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

参考文献

- 1) 上田洋, 玉井譲, “コンクリート構造物の表層付近における水分分布の検討, 歴代構造物品質評価／品質検査制度研究小委員会 (216 委員会) 成果報告書およびシンポジウム講演概要集”, pp.113-120, 土木学会, 2009.
- 2) 古賀一八, 林典男, 平田延明, “高濃度塩化物イオン含有 RC 建築物の含水率および鉄筋腐食調査”, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No.1, pp.783-788, 2008.
- 3) Torrent, R. J., “ A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site”, Materials and Structures, Vol. 25, No. 6, pp. 358-365, 1992.
- 4) Torrent, R. J. and Frenzer, G., “ A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the cover concrete”, Proceedings of the International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE), pp. 985-992, 1995.
- 5) 石川雅美, 石川靖晃, 中村秀明, 溝渕利明, “コンクリートの初期応力解析の最新機能と解析事例”, コンクリート工学, Vol.56, No.5, 2018.
- 6) Hideki Naito, John E. Bolander, “Damage detection method for RC members using local vibration testing”, Engineering Structures, Vol.178, pp.361-374, 2019
- 7) 杉山涼亮, 内藤英樹, 山口恭平, 早坂洋平, 鈴木基行, “ランダム加振による RC 床版の非破壊試験法”, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集”, Vol.15, pp.471-476, 2015

第5章 厳しい塩害環境における同種の PC 道路橋に対する詳細調査

5.1. 概要

第3章、および第4章では、不本意な施工によって品質の低下が見られた PC 道路橋 (K 橋) に対し詳細調査と健全度の評価を行い、その結果から、今後の性能を確保するための水の作用に着目した対策と維持管理法を示した。

本章では、同地域において施工に問題がなかった同種の PC 道路橋で実施した詳細調査結果を示し、K 橋の対策工の効果を改めて検証するとともに、これら施工に問題がなかった PC 道路橋の今後の合理的な維持管理法を示す。

詳細調査の目的の一つは、K 橋の補修対策と健全度評価の妥当性を検証する事である。K 橋は、補修対策前は高い含水状態であったものが、箱桁内部の除湿と含浸材の施工によって含水状態の低下が見られた。これは対策工に一定の効果が得られたものと考えているが、これまで水の影響がないとした場合の適切なコンクリートの含水状態は明らかとなっていない。このようなことから、水の影響がない同種の構造物との比較により今後の維持管理の目安となる含水状態を明らかにすることとした。

もう一つの目的は、十分な塩害対策をとりいれて建設された同種の PC 道路橋の維持管理の方法を構築することを目的としている。これらの道路橋は、K 橋のように施工の影響による性能の低下は疑われないものの、これまでは一般の道路橋と同じように外観目視を主とした定期点検により健全度の評価がなされており、具体の維持管理の方法は確立されていない。これらの上部構造は表面保護塗装が施されていないため、飛来塩分の影響を受けるものの、現状における塩化物イオンの浸透量は明らかとなっていない。維持管理の方法を構築するにあたっては、将来の劣化予測が必要不可欠であり、そのためには現状の状態把握が必要となる。

これらの目的を達成するため、K 橋と同様のコンクリートの含水状態と塩化物イオンの浸透に着目した詳細調査を実施することとした。

これらの詳細調査の結果をふまえ、同種の PC 道路橋の今後の合理的な維持管理法を提案した。

なお、この章で詳細調査の対象とした道路橋 2 橋は、箱桁内部に入るための検査口があり、また箱桁内部や伸縮継手に漏水は見られないことから K 橋のように箱桁内部は多湿な環境とはなっていない。また、いずれの橋梁も施工時期は秋以降に行われており K 橋に比べ施工時の条件は良かったものと考えられる。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

以降に、橋梁諸元を示す。

(1) I 橋

表-5.1 I 橋の橋梁諸元

橋 長	106.70m
上部構造形式	3 径間連続 PC ポステン箱桁橋
竣 工 年	2000 年 (平成 12 年) 7 月

表-5.2 I 橋の上部構造の材料仕様

施工方法		押し出し架設
配合設計	呼称	40-8-25-H
	呼び強度	40N/mm ²
	配合強度	48.8N/mm ²
	W/C	39.1%
	設計スランプ	8.0cm
	空気量	6.0%
	粗骨材最大寸法	25mm
	セメント量	419kg(水 164ℓ)
	細骨材率	37.3%
	ASR 抑制方法	化学法による骨材確認
	混和材	AE 減水剤・標準型I種
防錆処理	防錆	鉄筋(エポキシ樹脂鉄筋) PC 鋼材(エポキシ塗装鋼材+ポリエステル樹脂+グラウト)
	かぶり	外面;50mm 内面;35mm
打設養生	打設	ポンプ車による圧送
	締固め	高周波バイブレータ
	型枠	1BL のみ透水性型枠(鋼製型枠+透水性布貼付) (1BL 以降は普通合板)
	養生	コンクリート露出面は被膜, 散水養生
材料試験	【細骨材】	細骨材①: 吸水率 2.08%, 細骨材②: 吸水率 2.18%
	【粗骨材】	吸水率 0.34%
	【練り混ぜ水】	C 1 量 20ppm (<200ppm)
	【化学法結果】	無害

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

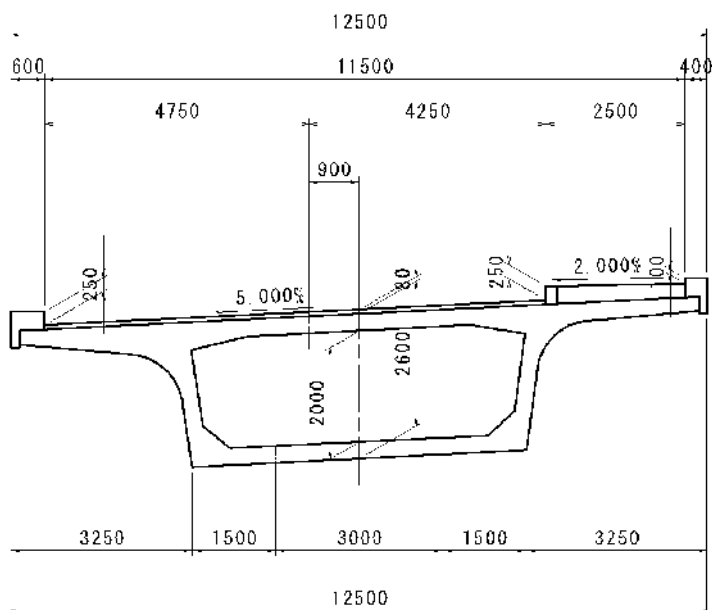


図-5.1 断面図



写真-5.1 橋梁全景



写真-5.2 空撮による橋梁全景

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

(2) W 橋

表-5.3 W 橋の橋梁諸元

橋 長	103.00m
上部構造形式	3 径間連続 PC ポステン箱桁橋
竣 工 年	2004 年 (平成 16 年) 12 月

表-5.4 W 橋の上部構造の材料仕様

施工方法		固定支保工
配合設計	呼称	36-12-25-H
	呼び強度	36N/mm ²
	配合強度	41N/mm ²
	W/C	41.3%
	設計スランプ	12.0cm
	空気量	6.0%
	粗骨材最大寸法	25mm
	セメント量	375kg(水 155ℓ)
	細骨材率	39.7%
	ASR 抑制方法	化学法による骨材確認
	混和材	高性能 AE 減水剤・標準型I種
防錆処理	防錆	鉄筋(エポキシ樹脂鉄筋) PC 鋼材(エポキシ塗装鋼材+ポリエステルシーラント)
	かぶり	外面;50mm 内面;35mm
打設養生	打設	ポンプ車による圧送
	締固め	高周波バイブレータ
	型枠	透水性型枠(普通合板+透水性布貼付)
	養生	コンクリート露出面は被膜, 散水養生
材料試験	【細骨材】	細骨材①: 吸水率 2.04%, 細骨材②: 吸水率 1.85%
	【粗骨材】	吸水率 1.92%
	【練り混ぜ水】	—
	【化学法結果】	無害

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性和
水に着目した合理的維持管理法の提案

5.2. コンクリートの耐久性に関わる評価

5.2.1. 外観の状態

(1) I 橋

2021 年の外観目視調査では、箱桁外面および箱桁内部には塩害橋特有のひび割れや剥離・鉄筋露出、錆汁の析出は確認されていないが、張出し床版に小規模の骨材を核とする剥離（写真-5.9, 5.10）が確認された。

張出し床版下面には、湿潤が疑われる部位（写真-5.11, 5.12）が確認されているが、後述するように表面含水率および内部含水率計測の結果からは、高い含水状態とはなっていない。なお、当該橋梁においては、起点側 1 ブロックの施工において透水性型枠が用いられたが、それ以降のブロックでは施工性を考慮し普通型枠に変更された経緯がある。



写真-5.5 第1径間海側側面



写真-5.6 第1径間桁下状況



写真-5.7 第1径間床版下面



写真-5.8 第3径間床版下面

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



写真-5.9 張出し床版の剥離



写真-5.10 剥離



写真-5.11 海側張出し床版の状況



写真-5.12 山側張出し床版の状況



写真-5.13 P2 橋脚状況(波の衝突による剥離)



写真-5.14 左記接写

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

(2) W橋

2021 年の外観目視調査では、箱桁外面および箱桁内部には塩害橋特有のひび割れや剥離・鉄筋露出、錆汁の析出は確認されていないが、主桁ウェブに小規模の骨材を核とする剥離（写真-5.19、5.20）も確認される。



写真-5.15 第1径間桁下状況



写真-5.16 第1径間床版下面



写真-5.17 第3径間桁下状況



写真-5.18 第3径間床版下面



写真-5.19 主桁ウェブの剥離



写真-5.20 左記接写

5.2.2. コンクリートの含水状態

(1) 試験概要

a) 目的

コンクリート部材内部の含水率の変化を把握するため、箱桁内部のコンクリート部材の内部含水率を測定した。含水率の測定は、電気抵抗式モルタル水分計を用いて実施した¹⁾²⁾。

b) 測定方法

含水率の測定方法は、図-5.3 に示すように、 $\phi 6\text{mm}$ の孔を 30mm 間隔で 2 箇所削孔し、各孔にブラシ型センサを挿入し、先端の 20mm の端子間の抵抗を測定することにより、コンクリートの水分状態を測定するものである。

測定結果は、試料の抵抗に対応して 0 から 1,000 まで当分表示される「カウント」値と、この値をもとに換算した「含水率」として表示される。含水率は、いくつかの配合のコンクリートについて様々な水分状態で測定されたカウントと、加熱乾燥法により求められた含水率との関係をもとに装置内部で行われている。本研究では、この方法で得られた「含水率」を「内部含水率」と表現した。

また、「測定深さ」として端子の中間位置における深さを用いた。すなわち、例えば測定深さ 20mm とは、測定端子が深さ 10~30mm の位置にあることを示している。

なお、今回の測定では 1 箇所あたり 3 点のデータを取得するため、一辺が 30mm の正三角形の頂点となる箇所を 3 箇所削孔し、各辺間でそれぞれ測定して 3 点のデータとした。

今回の測定は、部材端面からの乾燥の影響を受けない面部材で実施しており、既設鋼材を避けて削孔した孔で調査を実施した。

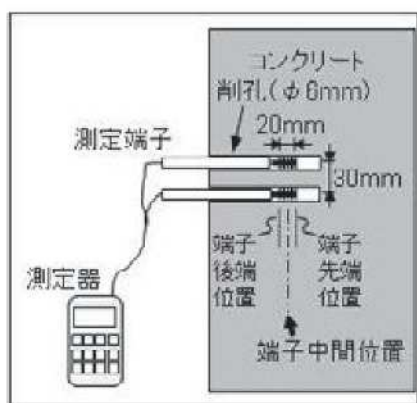


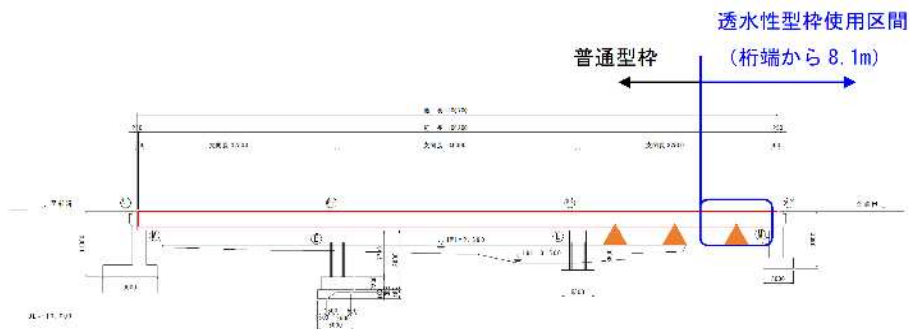
図-5.3 部材内部の含水率の測定方法



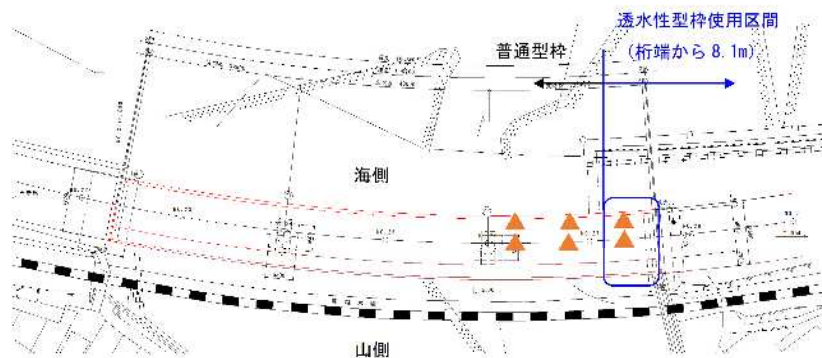
写真 5-21 測定状況 (箱桁内部)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

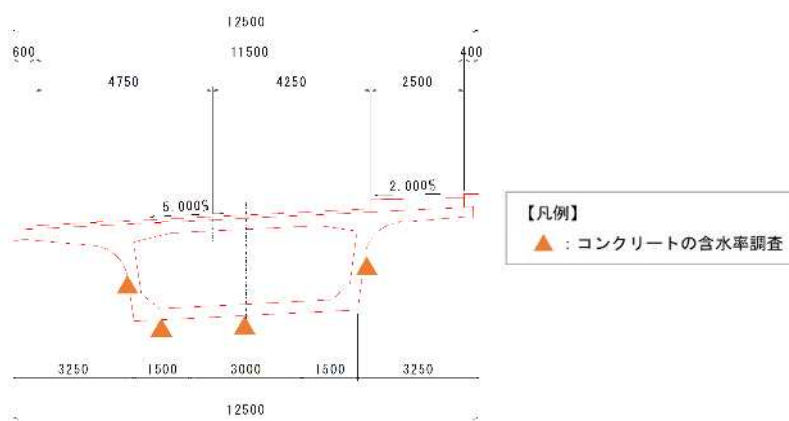
図-5.4 に I 橋の内部含水率の測定箇所を示す。含水率を調査した径間は、図-5.4(a)，(b)に示すように、透水性型枠の効果も同時に検証できる終点側の径間とした。また、測定箇所は図-5.4(c)に示すとおり海側と山側のウェブ面、及び下床版は海側と上部構造中心とした。



(a) 調査箇所(側面図)



(b) 調査箇所(平面図)

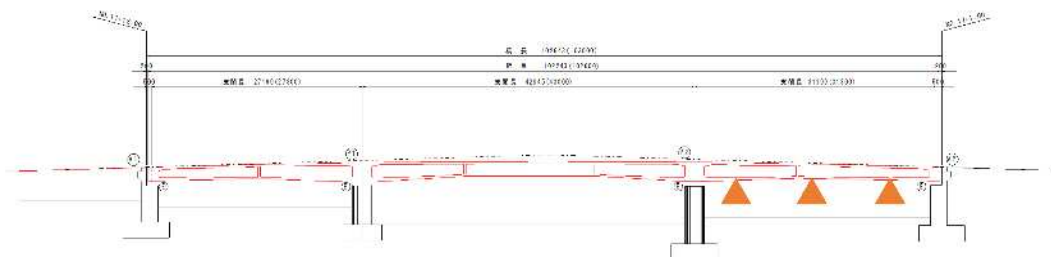


(c) 調査箇所(断面図)

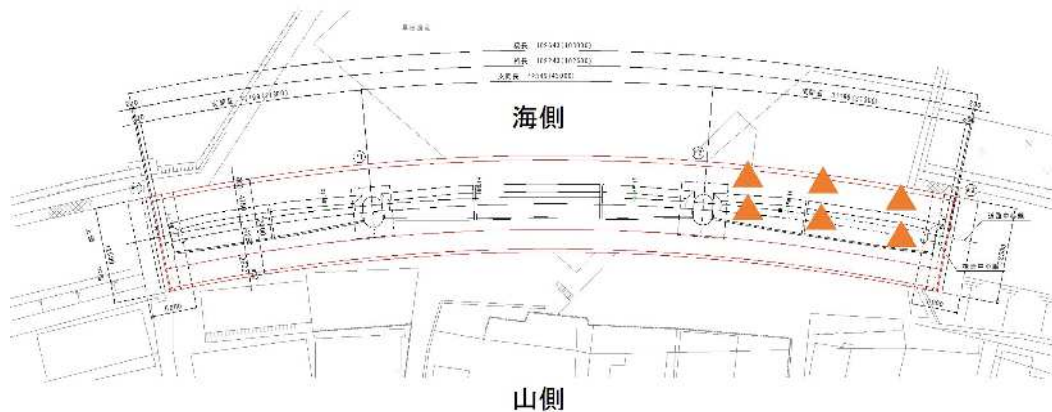
図-5.4 内部含水率測定箇所(I 橋)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

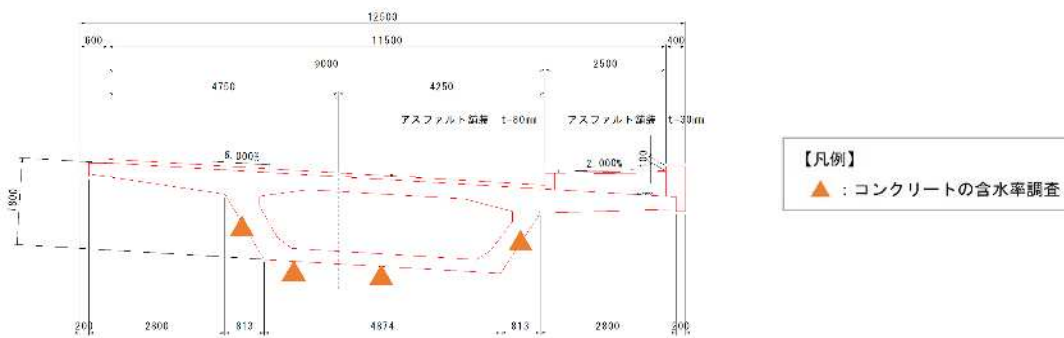
図-5.5 に W 橋の内部含水率の測定箇所を示す。含水率を調査した径間は、図-5.5(a)、(b)に示すように、I 橋と同様の終点側の径間とした。また、測定箇所は図-5.5(c)に示すとおり海側と山側のウェブ面、及び下床版は海側と上部構造中心とした。



(a) 調査箇所(側面図)



(b) 調査箇所(平面図)



(c) 調査箇所(断面図)

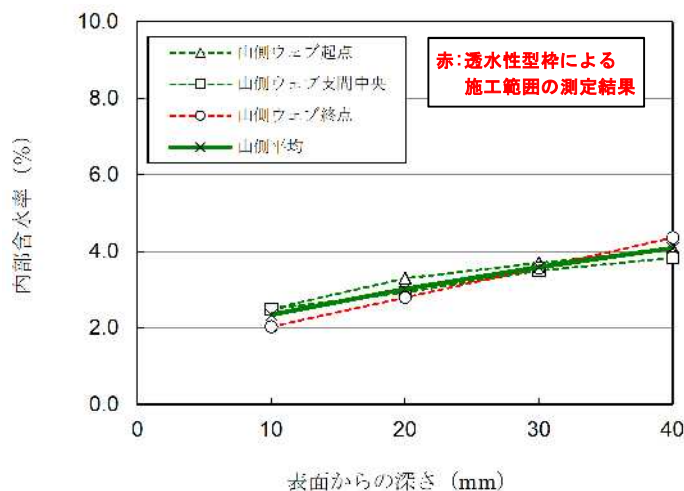
図-5.5 内部含水率測定箇所(W 橋)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

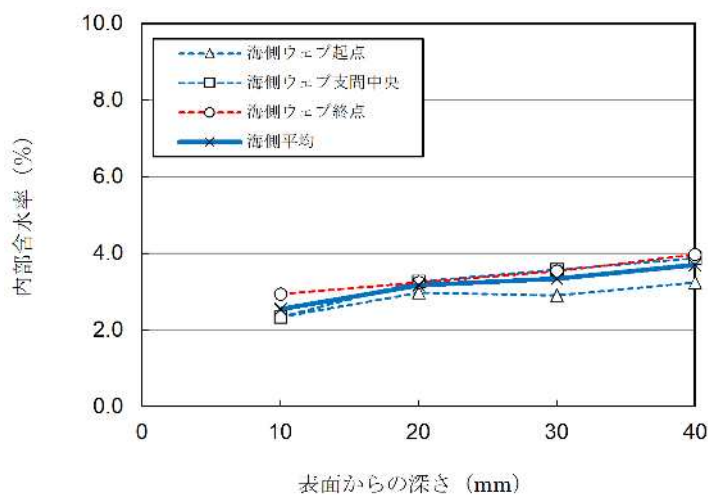
(2) 試験結果

① I 橋

山側ウェブの内部含水率測定結果を図-5.6(a)，海側ウェブの内部含水率測定結果を図-5.6(b)に示す。山側，海側ともにコンクリート表面（10mm）の内部含水率は2%程度であり，部材内部40mm 深さでは4%となっている。山側，海側ともに終点側は透水性型枠が使われており，支間中央と起点側は普通型枠が使われている。内部含水率の測定結果からは，透水性型枠の使用の有無によって内部含水率の顕著な差は見られない。



(a) 内部含水率測定結果（ウェブー山側）



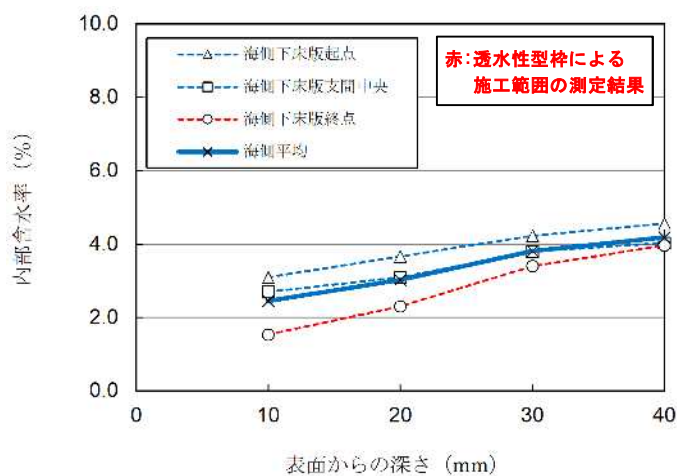
(b) 内部含水率測定結果（ウェブー海側）

図-5.6 I 橋のウェブ部材のコンクリート内部含水率測定結果

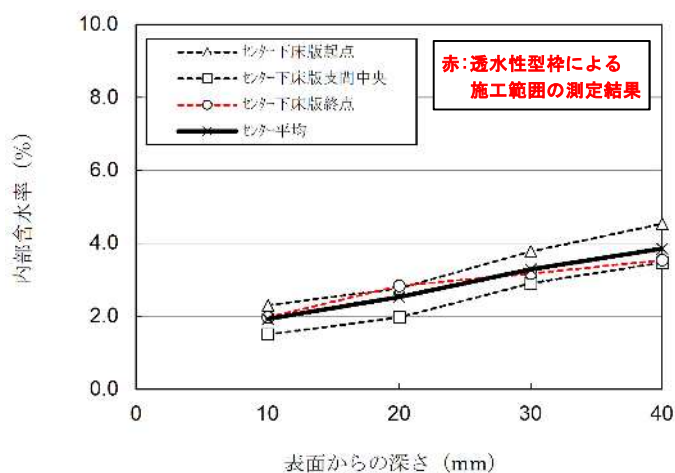
塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

下床版の海側の測定結果を図-5.7(a)、上部構造の中心(道路横断方向)の測定結果を図-5.7(b)に示す。下床版の含水率は海側、及び上部構造中心のいずれにおいても、前述のウェブと同様に、コンクリート表面(10mm)付近で2%程度、部材内部40mm深さでは4%程度となっている。図-5.7(a)の下床版の海側の測定結果では、透水性型枠が使われた終点側は、表層10~20mm付近の含水率がやや低いものの、以深の30~40mmでは普通型枠が使われた支間中央、及び起点側と同程度の値となっている。

前述のウェブ同様に、透水性型枠の使用の有無によって内部含水率の顕著な差は見られない。



(a) 内部含水率測定結果(下床版-海側)



(b) 内部含水率測定結果(下床版-上部構造横断方向の中心)

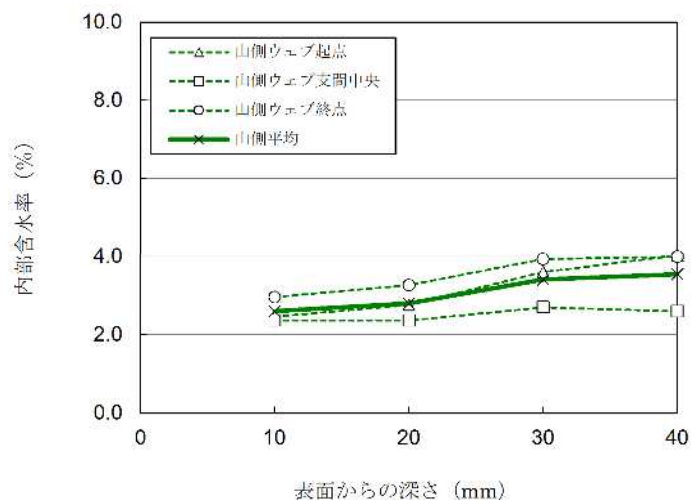
図-5.7 I橋の下床版部材のコンクリート内部含水率測定結果

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

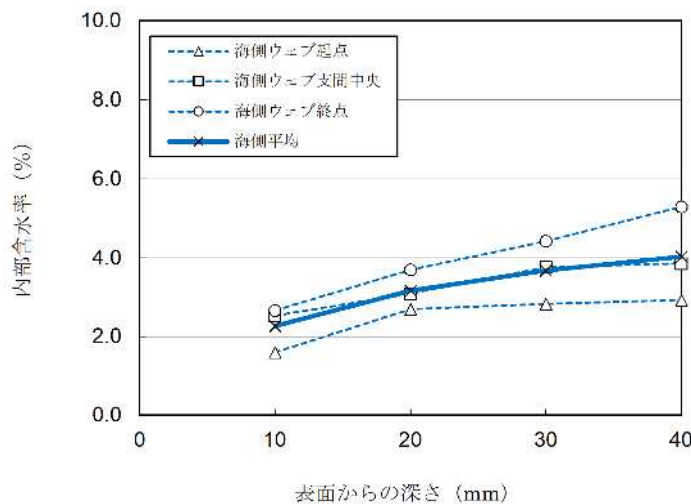
②W 橋

山側ウェブの内部含水率測定結果を図-5.8(a)，海側ウェブの内部含水率測定結果を図-5.8(b)に示す。山側，海側ともにコンクリート表面（10mm）の内部含水率は2%程度であり，部材内部40mmの深さでは4%となっている。

これらは，前述の I 橋と同程度の含水率分布となっている。



(a) 内部含水率測定結果（ウェブ山側）

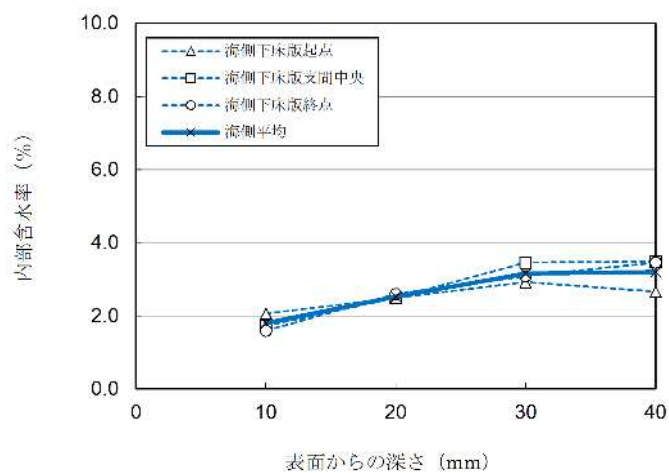


(b) 内部含水率測定結果（ウェブ海側）

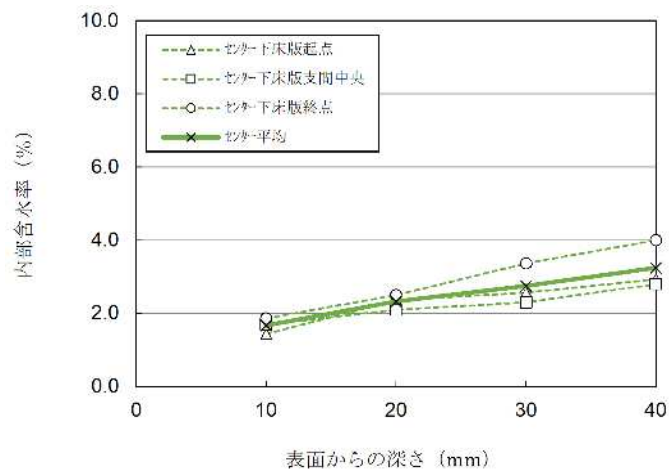
図-5.8 W 橋のウェブ部材のコンクリート内部含水率測定結果

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

下床版の海側の測定結果を図-5.9(a)、上部構造の中心（道路横断方向）の測定結果を図-5.9(b)に示す。下床版の含水率は海側、及び上部構造中心のいずれにおいても、前述のウェブと同様に、コンクリート表面（10mm）付近で2%程度、部材内部40mmの深さでは4%程度となっている。



(a) 内部含水率測定結果（下床版－海側）



(b) 内部含水率測定結果（ウェブ－海側）

図-5.9 W 橋のウェブ部材のコンクリート内部含水率測定結果

(3) K 橋の含水状態の評価

補修対策実施後の K 橋の下床版含浸材施工箇所のコンクリート内部含水率は図-5.10 に示すとおり、表面付近（10～20mm）で 2%程度、深さ 40mm でも 4%程度となっている。

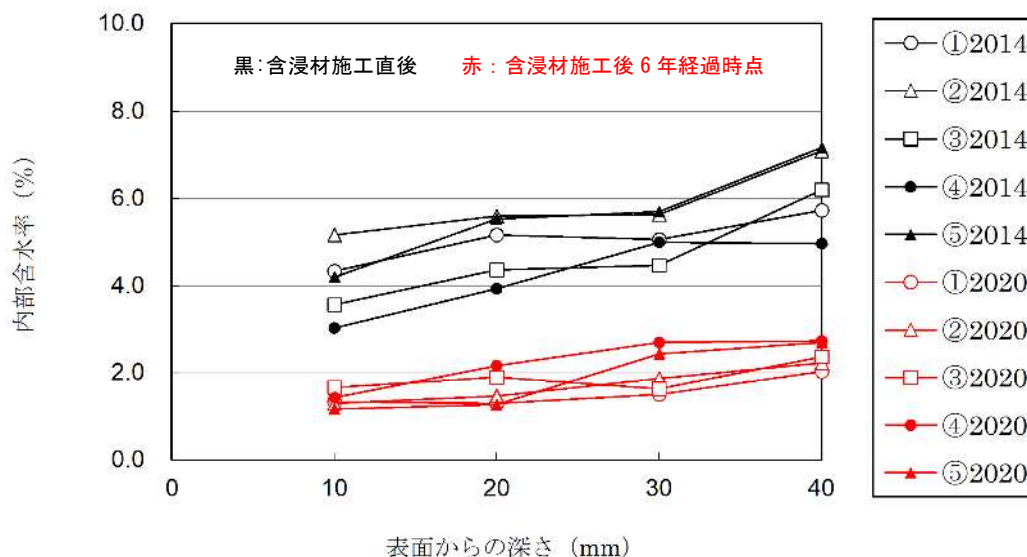


図-5.10 K 橋の下床版含浸材施工箇所のコンクリート内部含水率

図-5.11 には K 橋の箱桁内部、及び含浸材を施工した下床版の内部含水率と、I 橋・W 橋の内部含水率の測定結果を示す。この図は深さ 10mm の内部含水率を構造物の経過年数ごとに整理したものであり、既往の研究で得られた一般的なコンクリート構造物のデータも示している。

I 橋、及び W 橋は図-5.11 に示すとおり、既往の研究で測定された一般的な構造物の含水状態となっており、K 橋も防水工と箱桁内部の除湿、及び下床版下面の含浸材による補修対策後は同程度の含水状態にまで低下している。したがって、K 橋で実施した補修対策は一定の効果が得られているものと考えられ、現時点の含水状態を維持することで、水の影響による耐久性の低下を抑制できるものと考えられる。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

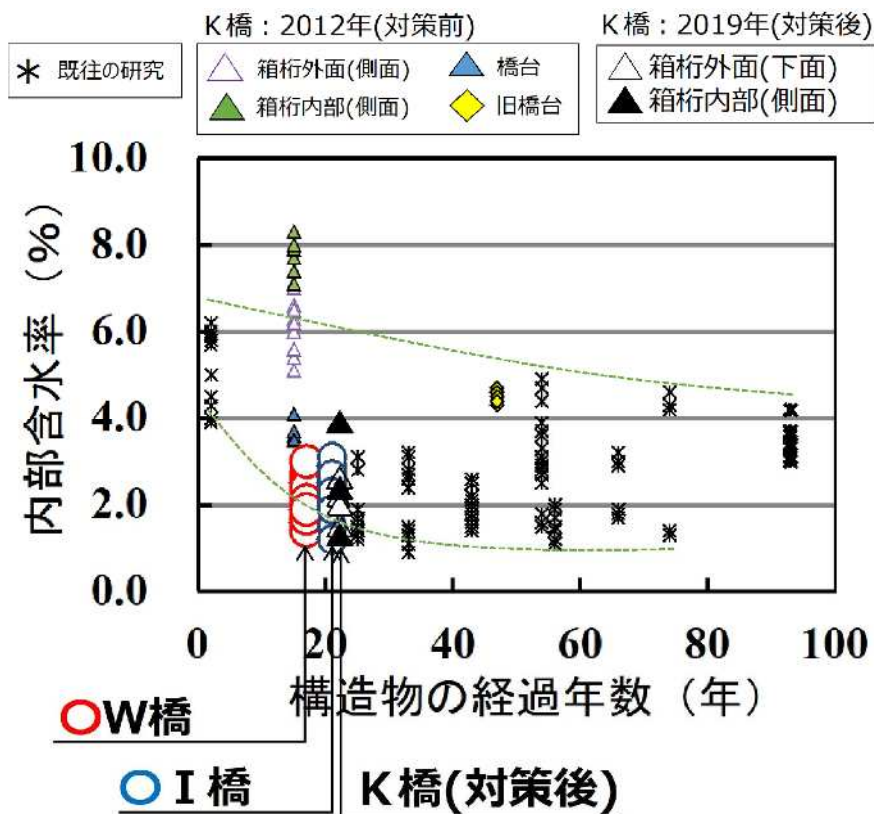


図-5.11 構造物の経過年数とコンクリート部材内部の含水率
(深さ 10mm の値)

5.2.3. コンクリート表層の品質評価

(1) 試験概要

a) 目的

K 橋とのコンクリート表層品質の違いを比較するとともに、I 橋、及び W 橋の塩分の浸透抵抗性に対する抵抗性を評価することを目的に、コンクリートの表層品質を透気試験により調査した。透気試験は K 橋と同様に Torrent 法により透気係数を測定し、併せて透気試験実施箇所において Wenner 法により電気抵抗率を測定しグレーディング評価⁴⁾を行った。

b) 測定方法

測定対象とする箇所の表面にチャンバセルを吸着させ、真空状態から圧力上昇値(時間)を測定することにより空気の通しにくさを表す透気係数 (KT 値) を算出し、かぶりコンクリートの品質を評価した。

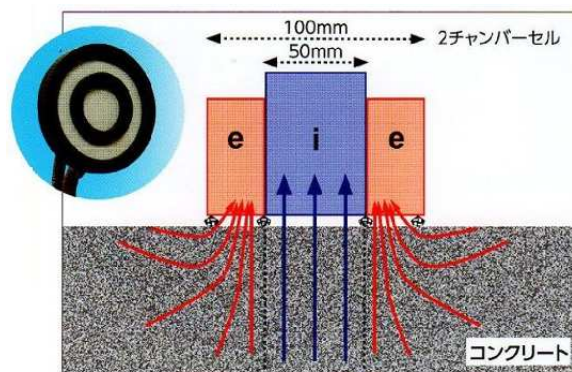


図-5.12 表層透気試験計測の概要



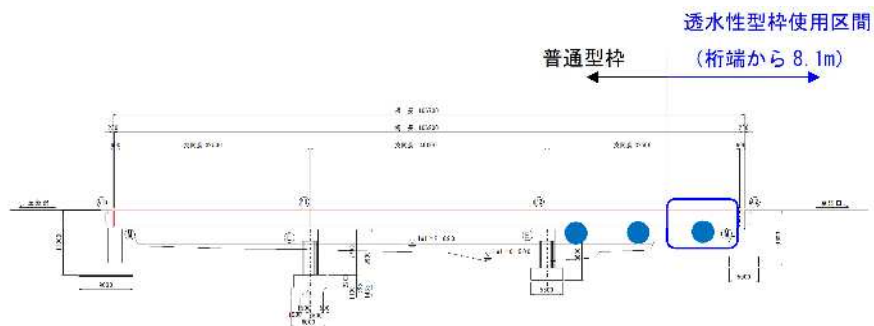
写真-5.22 表層透気試験計測状況



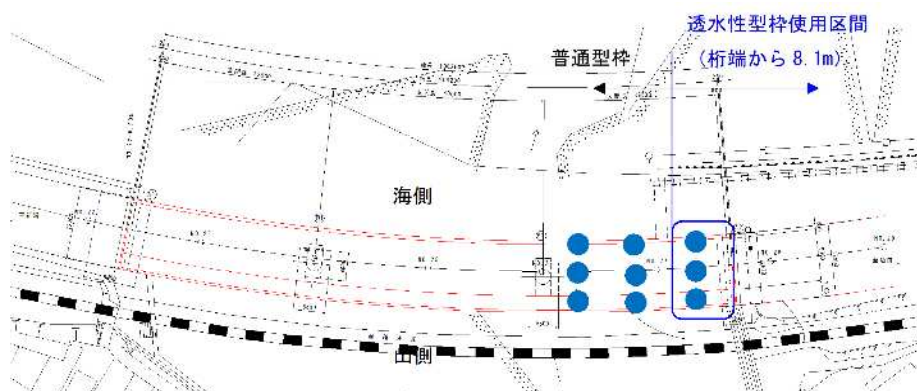
写真-5.23 電気抵抗率計測状況

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

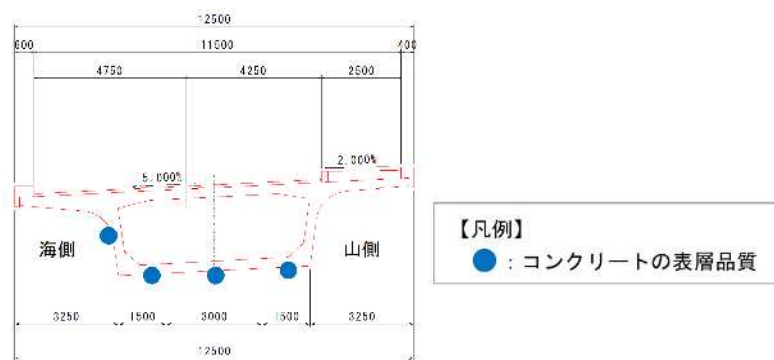
図-5.13 に I 橋の透気係数の測定箇所を示す。透気係数を測定した径間は、図-5.13 (a)、(b)に示すように、透水性型枠の効果も同時に検証できる終点側とした。また、測定箇所は図-5.13 (c)に示すとおり海側のウェブ面、及び下床版は海側と上部構造中心、及び山側とした。



(a) 調査箇所 (側面図)



(a) 調査箇所 (平面図)

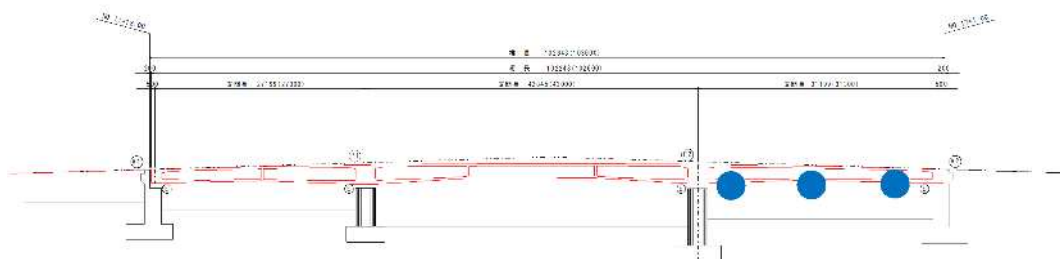


(c) 調査箇所 (断面図)

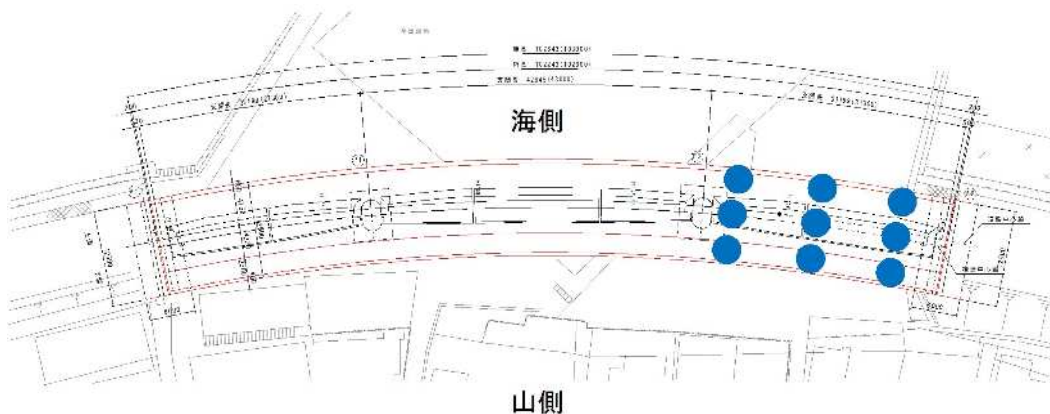
図-5.13 内部含水率測定箇所 (I 橋)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

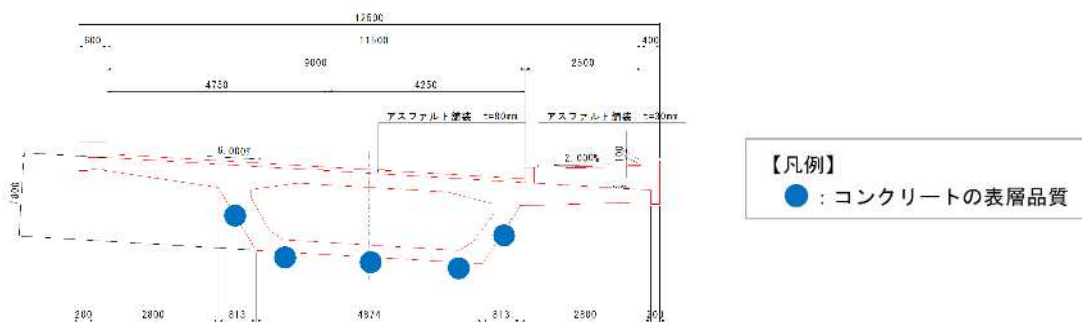
図-5.14 に W 橋の透気係数の測定箇所を示す。図-5.14 (a), (b) に示すように、透気係数を測定は、I 橋と同じ終点側の径間で実施した。また、測定箇所は図-5.14 (c) に示すとおり海側と山側のウェブ面、及び下床版は海側と上部構造中心、及び山側とした。



(a) 調査箇所 (側面図)



(b) 調査箇所 (平面図)



(c) 調査箇所 (断面図)

図-5.14 内部含水率測定箇所 (W 橋)

(2) 試験結果

I 橋の透気試験結果を図-5.15, W 橋の透気試験結果を図-5.16 に示す。I 橋, W 橋ともに電気抵抗値は総じて $20\text{k}\Omega\text{cm}$ 以上であり, 高い含水状態とはなっていないことが確認できる。

図-5.15 に示すように, I 橋の透水性型枠が使われた範囲の透気係数 (図中の赤) は, 品質グレードが 1 と良好な結果を示しており, 透水性型枠によるコンクリート表層品質の向上効果が得られていることが確認できる。一方で, 普通型枠が使われた範囲の透気係数の値はグレードが 1~3 の範囲に分布している。

また, 図-5.16 に示した W 橋の透気係数は, 透水性型枠が使われたにもかかわらず, 透気係数の値はグレードが 1~4 の範囲に分布しており, I 橋の普通型枠が使われた範囲の透気係数と同程度の表層品質のグレードとなっている。

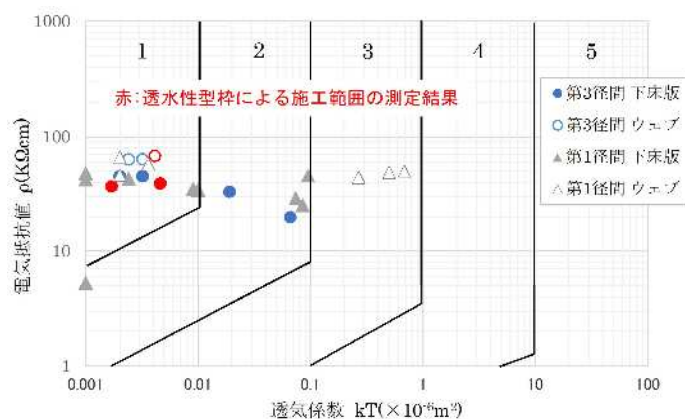


図-5.15 透気試験結果 (I 橋)

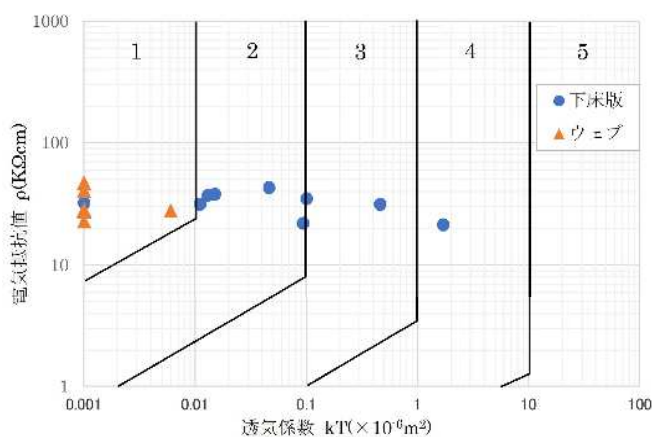


図-5.16 透気試験結果 (W 橋)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性和
水に着目した合理的維持管理法の提案

(3) 透気試験結果の評価

図-5.17 に示すように、K 橋では補修対策を行う前の電気抵抗値が $10\text{k}\Omega\text{cm}$ 以下と高い含水状態であったものが、補修対策実施後は I 橋・W 橋と同程度の電気抵抗値となっている。このことから、K 橋の含水状態は一般の構造物と同レベルになっていることが確認できた。

しかし、K 橋の品質グレードは、補修対策実施前に比べ総じて悪くなる傾向となっており、I 橋・W 橋と比べても品質に劣るコンクリートであることがわかる。したがって、K 橋は水が移動しやすいコンクリート品質であり、今後の維持管理においては箱桁内部の環境や含浸材の機能など水の作用に対する維持管理が重要な上部構造であるといえる。

一方で、I 橋では、透水性型枠使用箇所の品質グレードは良好な結果が得られているが、普通型枠を使用した範囲では、コンクリートの品質グレードに大きなばらつきが見られる。また、W 橋でも透水性型枠が使われているもののグレードにばらつきが見られ、これらは既往の健全な PC 橋における測定結果からみてもグレードに劣る結果となっている。

この測定結果もわかるように、実構造物においては施工の影響によって必ずしも設計で期待した品質が得られていないこともあることが示唆された。

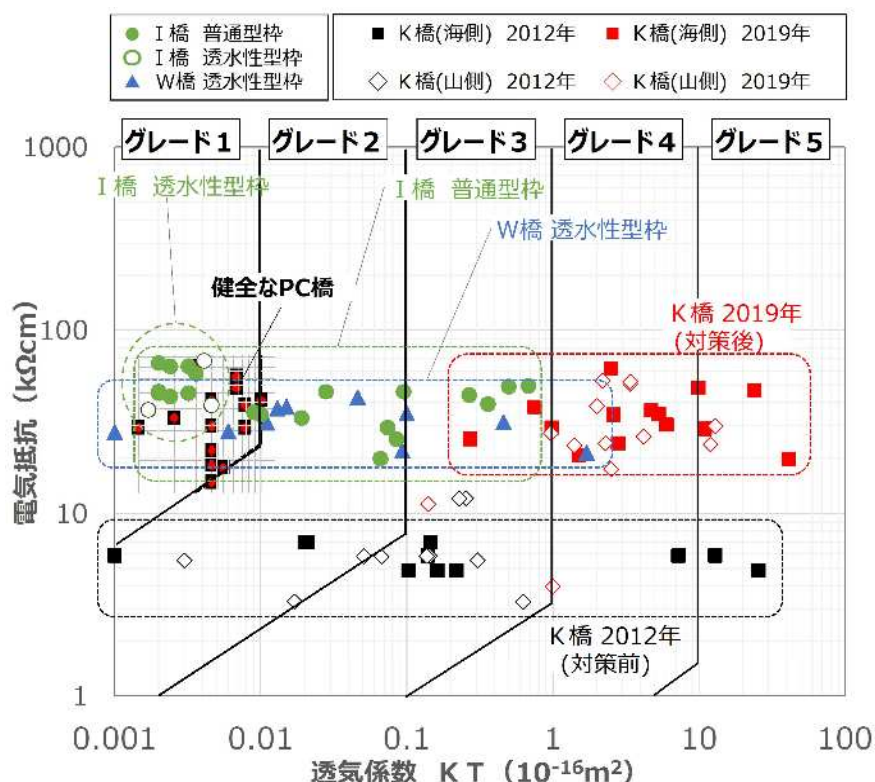


図-5.17 各上部構造の透気係数測定結果

5.2.4. 塩化物イオンの浸透

(1) 試験概要

a) 目的

I 橋, 及び W 橋の維持管理法を構築するにあたり, 箱桁外面の下床版及びウェブの現時点の塩化物イオンの浸透状況を把握するため, ドリル法によるコンクリート粉末試料を採取し, コンクリート表面付近の塩化物イオン量を測定した.

b) 測定方法

調査時に実施したレーダーによるかぶり調査では, I 橋における鋼材の最小かぶり深さは 45mm 程度, W 橋における鋼材の最小かぶり深さは 40mm 程度であることが確認されたことから, ドリル法による試料の採取は, コンクリート表面からの深さ方向には 0~50mm の 10mm ピッチの深さで採取した.

採取したコンクリート粉末試料は, 硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験は, JIS A 1154 に準拠し, イオンクロマトグラフ法により分析した.

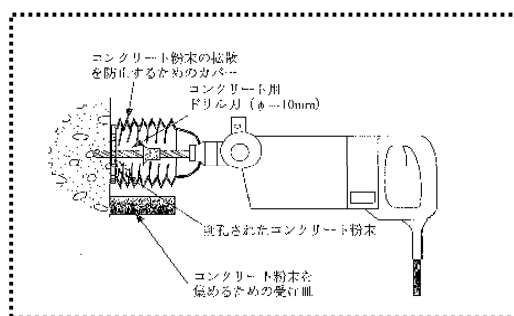


図-5.18 ドリル法による採取概要



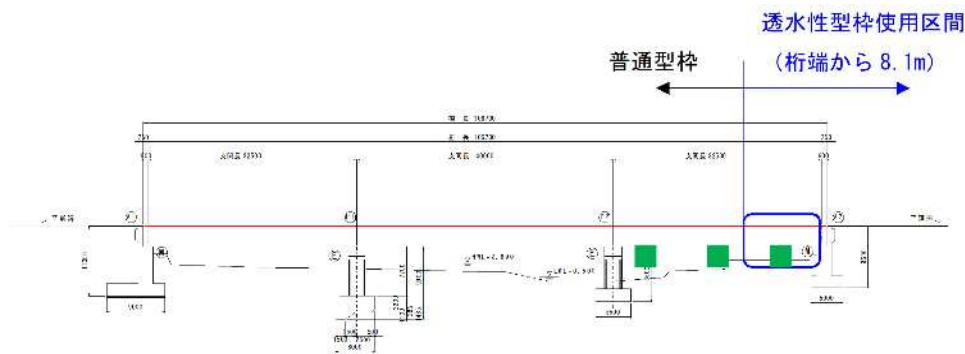
写真-5.24 ドリル法による採取実施状況



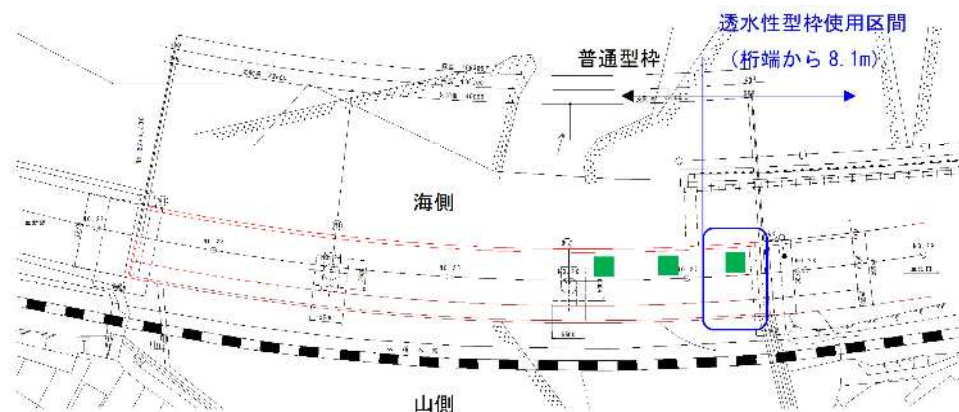
写真-5.25 ドリル法による試料採取後

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

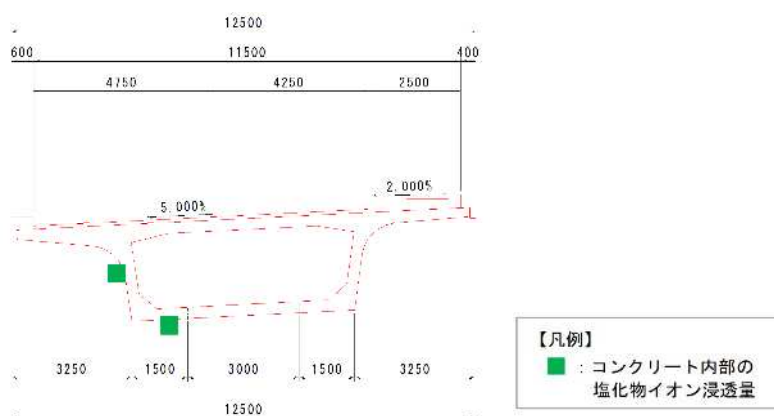
図-5.19 に I 橋の塩化物イオン含有量の調査箇所を示す。図-5.19(a), (b)に示すように、調査対象とした径間は、透水性型枠の効果も同時に検証できる終点側とした。また、調査箇所は図-5.19(c)に示すとおり海側のウェブ面、及び下床版は海側とした。



(a) 調査箇所(側面図)



(b) 調査箇所(平面図)

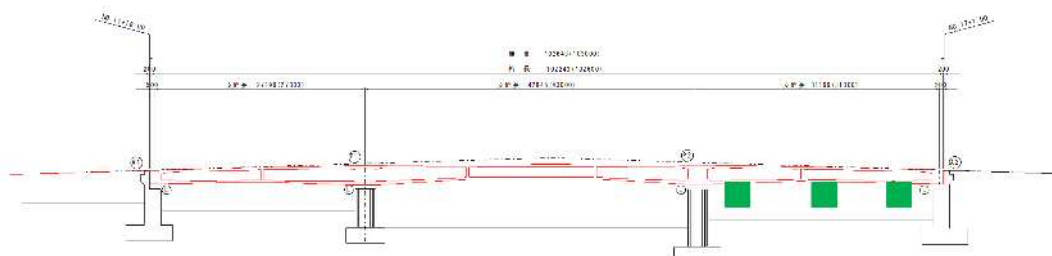


(c) 調査箇所(断面図)

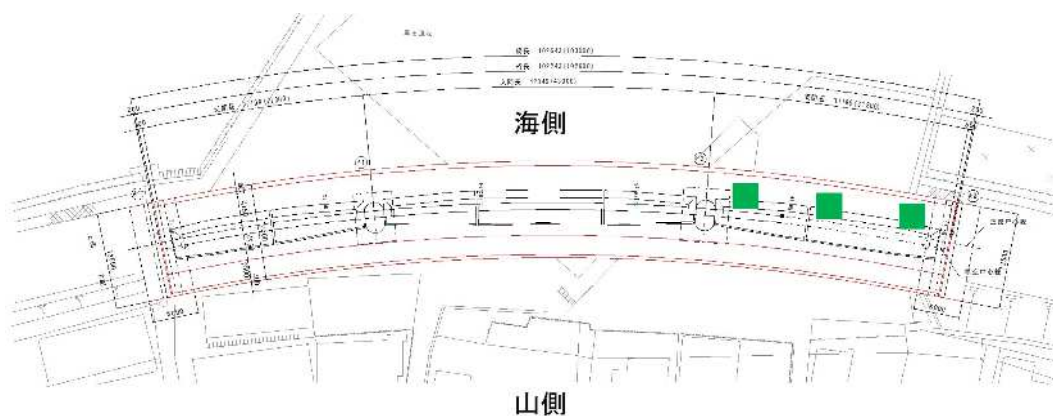
図-5.19 塩化物イオン含有量調査箇所(I 橋)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

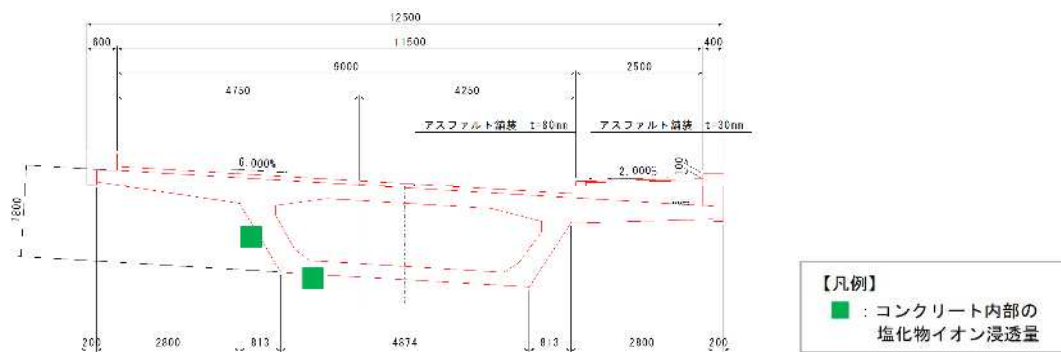
図-5.20 に W 橋の塩化物イオン含有量の調査箇所を示す。図-5.20(a), (b)に示すように、調査対象とした径間は、I 橋と同じ終点側とした。また、調査箇所は図-5.20(c)に示すとおり海側と山側のウェブ面、及び下床版は海側とした。



(a) 調査箇所(側面図)



(b) 調査箇所(平面図)



(c) 調査箇所(断面図)

図-5.20 塩化物イオン含有量調査箇所(W 橋)

c) 鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度

I 橋、及び W 橋ではエポキシ樹脂塗装鉄筋が使われているが、塩化物イオンの浸透に対する評価指標として、鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度を算定した。

この値は、対象構造物の鋼材の腐食状態と鋼材表面のコンクリート中の塩化物イオン濃度の関係から設定するのがよいが、現時点では対象構造物に鋼材腐食を疑う損傷は見られず、また過去の点検でもそのような情報は得られていない。

したがって、ここでは RC 標準[維持管理編]³⁾の式 (解 3.3.10) を参考に、施工時のセメントの種類と水セメント比から鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度を表-5.5 のように算定した。

(c)低熱ポルトランドセメント，早強ポルトランドセメントを用いた場合

$$C_{lim} = -2.2(W/C) + 2.6 \quad \dots \quad (\text{解 3.3.10})$$

ここに

C_{lim} : 鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度 (kg/m³)

(W/C) : 水セメント比 (0.30 ≤ W/C ≤ 0.55)

以上より、鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度は表-5.5 のとおりとなる。

表-5.5 鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度 C_{lim} (kg/m³)

	セメントの種類	水セメント比 W/C	鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度 C_{lim} (kg/m ³)
I 橋	早強	0.391	1.74
W 橋	早強	0.413	1.69

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

(2) 試験結果

①I 橋

図-5.21 に I 橋の塩化物イオン含有量の試験結果を示す。コンクリート表面付近（深さ 5mm の位置：0～10mm の試料）での塩化物イオン含有量は、若干のばらつきは見られるものの概ね $10\sim 15\text{kg/m}^3$ の範囲にある。

透水性型枠箇所は普通型枠に比べ、塩化物イオンの浸透量が抑制されていることから、透水性型枠が使われた施工は一定の効果が得られたものと考えられる。

一方で、鋼材の最小かぶり深さ位置における塩化物イオン濃度は、下床版では $0.30\sim 2.03\text{kg/m}^3$ 、ウェブでは $0.56\sim 1.97\text{kg/m}^3$ とわずかに発生限界値を上回る値となっている。

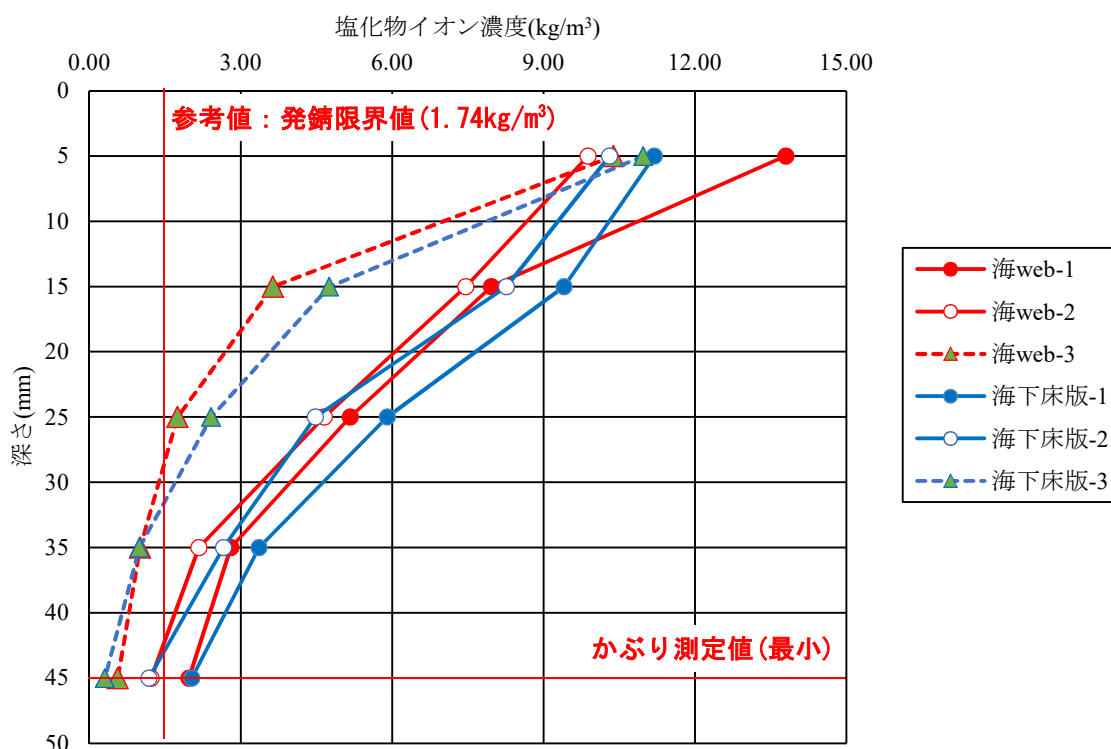


図-5.21 I 橋の塩化物イオン含有量
(透水性型枠(破線▲), 他は普通型枠)
※試料は全て 3 径間目で採取

②W 橋

図-5.22 に W 橋の塩化物イオン含有量の試験結果を示す。コンクリート表面付近（深さ 5mm の位置：0～10mm の試料）での塩化物イオン含有量は、若干のばらつきは見られるもののウェブ面では約 5～9 kg/m³ と少なく、下床版では約 11～14kg/m³ と多い。0～10mm の塩化物イオン含有量は、試料採取時のコンクリート表面に付着した塩分も含まれることから、コンクリート表面に付着していた塩分量の違いも、この結果に影響した可能性も考えられる。

W 橋は透水性型枠が使われている。ウェブの塩化物イオンの浸透量は I 橋に比べ 15mm 以深の塩化物イオンの浸透量は少ない傾向が見られるものの、同じ透水性型枠が使われた下床版の塩化物イオンの浸透量は、I 橋の普通型枠が使われた範囲と同程度の値となっている。

鋼材の最小かぶり深さ位置における塩化物イオン濃度は、下床版では 1.01～2.27kg/m³、ウェブでは 0.57～0.84kg/m³ とわずかに発生限界値を上回る値となっている。

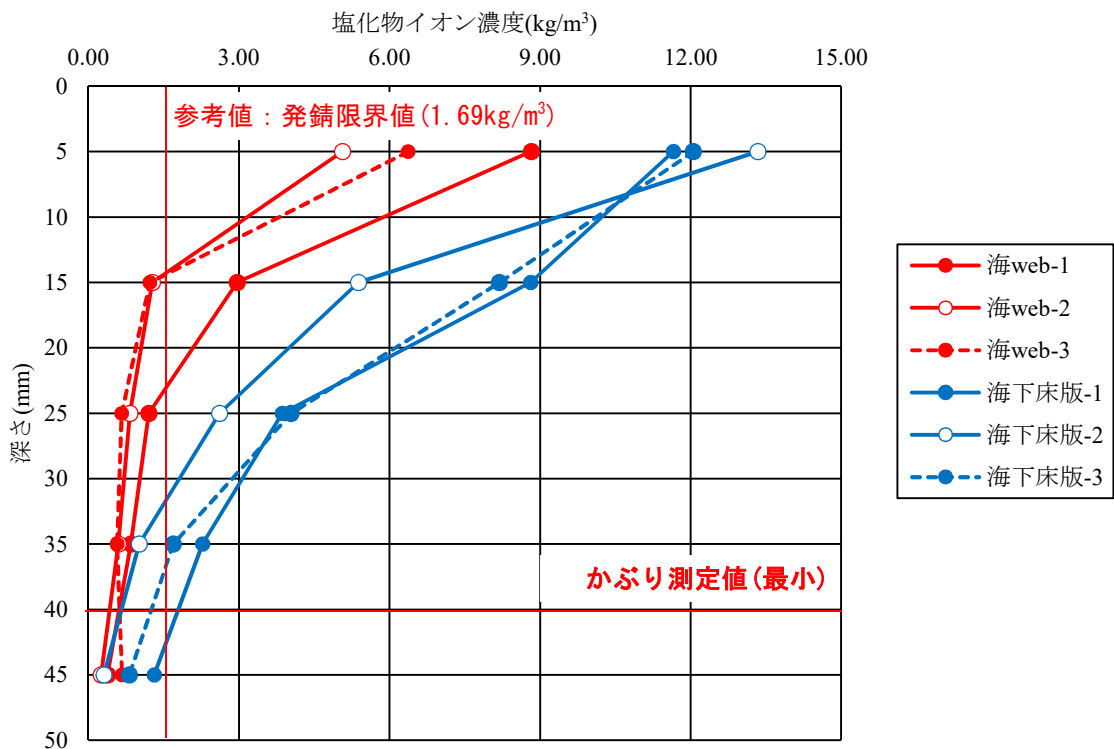


図-5.22 W 橋の塩化物イオン含有量
(透水性型枠)

(3) K橋の含浸材施工箇所の塩化物イオン浸透の抑制効果

図-5.23 に K 橋の下床版の含浸材施工箇所における塩化物イオン含有量の試験結果を示す。前述の I 橋・W 橋の塩化物イオン含有量の試験結果と、含浸材の施工から 6 年が経過した K 橋の塩化物イオンの浸透状況を比較すると、深さ 15mm 塩化物イオンの浸透量は I 橋(図-5.21), W 橋(図-5.22)ともに最大で約 9kg/m^3 であるのに対して、K 橋の含浸材施工箇所の塩化物イオン含有量は 2kg/m^3 程度と低い。したがって現時点では K 橋の含浸材施工箇所の塩化物イオンの浸透は抑制されており、含浸材の効果が維持できていると考えられる。

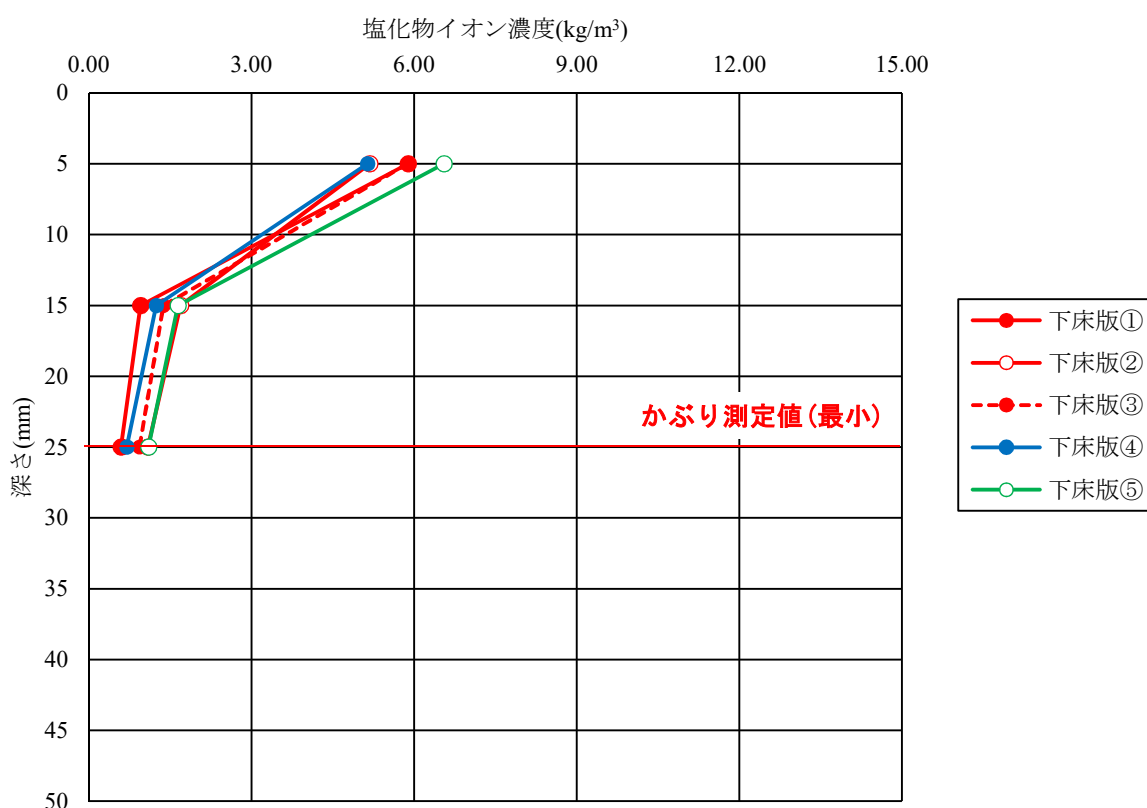


図-5.23 K 橋の塩化物イオン含有量 (2019 年時点)
(含浸材施工箇所 (5 タイプ) の試験結果)

5.3. 構造性能の評価

(1) 試験概要

a) 目的

施工の不具合が見られない I 橋，W 橋の耐荷性を評価することを目的に，強制加振試験により局所剛性を把握した。

b) 測定方法

図-5.24 に強制加振試験の概要を示す。

振動試験は 2~20,000Hz までの調和振動が与えられる電磁コイル式の小型加振器を対象構造物に接触させ，指定した周波数帯域にわたってほぼ均等な強度を持つホワイトノイズを入力波とした加振方法により局所的な振動を励起し，振動が及ぶ範囲の共振周波数から RC 床版の損傷程度を評価するものである。

振動範囲は測定箇所の拘束条件や部材形状により若干異なるものの，共振周波数の測定に影響する主要な範囲については，既往の研究により対象部材厚さを直径とした範囲であることが示されている⁵⁾。

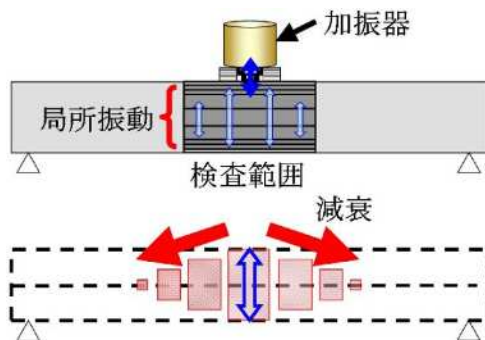


図-5.24 強制加振試験の概要



写真-5.26 計測状況

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

強制加振試験は図-5.25、及び図-5.26 に示すとおり I 橋、W 橋ともに終点側径間の下床版で実施した。なお、試験は箱桁内部の下床版上面で実施している。

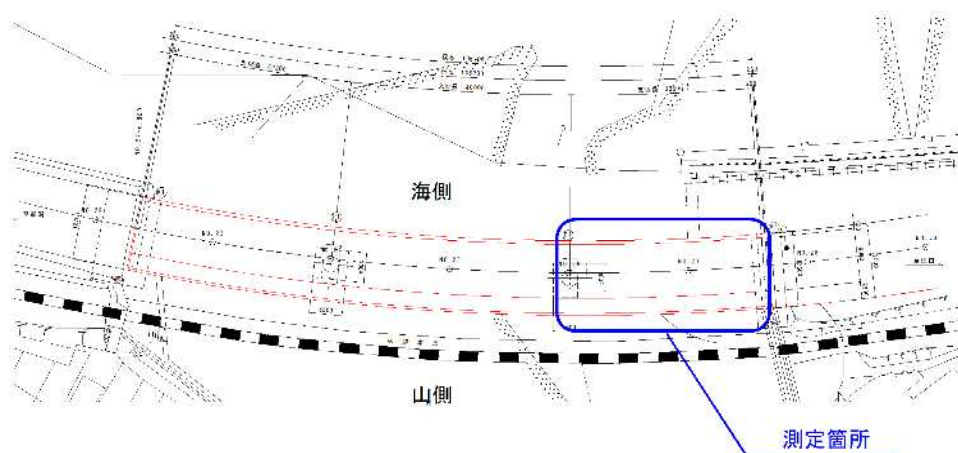


図-5.25 強制加振試験箇所 (I 橋)

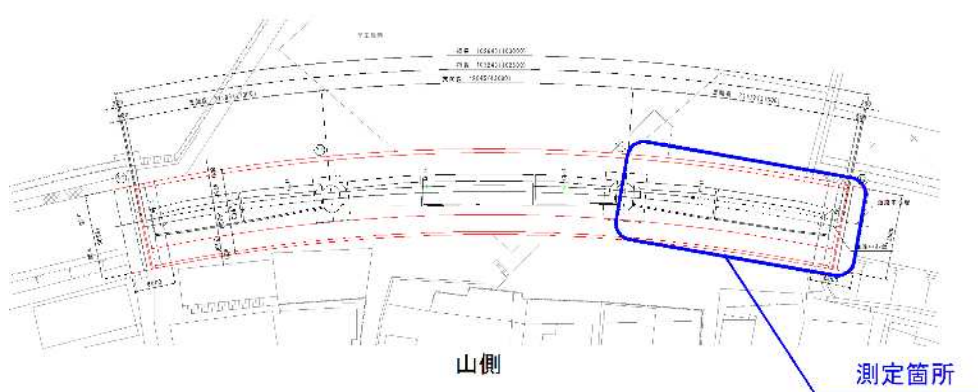


図-5.26 強制加振試験箇所 (W 橋)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性和
水に着目した合理的維持管理法の提案

(2) 試験結果

①I 橋

図-5.27 に I 橋の強制加振試験結果を示す。強制加振試験は、図-5.27 (a) に示すように、上部構造の下床版を橋軸方向に 3m 間隔、橋軸直角方向に 1.5m 間隔に分割し、27 箇所測定している。共振周波数の測定結果は図-5.27 (a) に示すとおり、測定範囲内においては 6500Hz 程度となっており部位ごとに大きなばらつきは見られない。

また、理論値である 6666Hz(図-5.27 (b)) に対し、図-5.27 (c) に示すとおり計測値/理論値の比率は最大でも 5%程度であり、設計で期待した剛性は確保できているものと考えられる。

海側

6542	6638	6650	6364	6631	6467	6550	6655	6375
6350	6519	6575	6468	6488	6542	6544	6481	6413
6467	6544	6375	6394	6544	6442	6531	6538	6492

山側

(a) 下床版の共振周波数測定結果

6666

(b) 下床版の共振周波数の理論値

0.981	0.996	0.998	0.955	0.995	0.970	0.983	0.998	0.956
0.953	0.978	0.986	0.970	0.973	0.981	0.982	0.972	0.962
0.970	0.982	0.956	0.959	0.982	0.966	0.980	0.981	0.974

(c) 下床版の剛性分布(計測値/理論値)

図-5.27 下床版の強制加振試験結果 (I 橋)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

②W 橋

図-5.28 に W 橋の強制加振試験結果を示す。強制加振試験は、図-5.28 (a) に示すように、上部構造の下床版を橋軸方向に 3m 間隔、橋軸直角方向に 2.0m 間隔に分割し、22 箇所測定している。共振周波数の測定結果は図-5.28 (a) に示すとおり、測定範囲内においては 6500Hz 程度となっており部位ごとに大きなばらつきは見られない。

また、理論値 (図-5.28 (b)) に対し、図-5.28 (c) に示すとおり、計測値/理論値の比率は最大でも 10%程度であり、設計で期待した剛性は確保できているものと考えられる。

海側

4025	4275	4600	4925	5250	5625	6125	6800	7025	7150	6850
3925	4275	4525	4800	5175	5650	6150	6475	6950	6750	6925

山側

(a) 下床版の共振周波数測定結果

4181	4380	4598	4839	5106	5405	5742	6122	6557	7059	7643
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

(b) 下床版の共振周波数の理論値

0.963	0.976	1.000	1.018	1.028	1.041	1.067	1.111	1.071	1.013	0.896
0.939	0.976	0.984	0.992	1.013	1.045	1.071	1.058	1.060	0.956	0.906

(c) 下床版の剛性分布(計測値/理論値)

図-5.28 下床版の強制加振試験結果 (W 橋)

(3) 結果の評価

施工に大きな問題がなかった I 橋、及び W 橋は、設計値に対して著しい剛性の低下は認められず、耐荷性の面からも問題はないと考えられる。この結果と比較しても K 橋の上部構造コンクリートは施工の影響を大きく受けていると考えられる。

5. 4. 将来予測と合理的な維持管理法の提案

5. 4. 1. 将来予測

(1) 塩化物イオンの拡散の予測

鋼材位置の塩化物イオン濃度が、鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度に達する時期を推定するため、塩化物イオンの拡散予測を行った。

塩化物イオンの拡散予測は、今回の調査において実構造物より採取した試料による塩化物イオン濃度分布の測定結果を用いた。

拡散予測は、コンクリート標準示方書[維持管理編]³⁾の式(解 3.3.2)に示される、Fick の第 2 法則に基づく拡散方程式の解を用いる。

$$C(x, t) - C_i = C_{0s}(1 - erf) \frac{0.1 \cdot x}{2\sqrt{D_{aps} \cdot t}} \quad \dots \quad (\text{解 3.3.2})$$

ここに、

$C(x, t)$: 深さ $x(\text{mm})$, 供用期間 $t(\text{年})$ において測定された塩化物イオン濃度(kg/m^3)

C_{0s} : 実構造物から採取されたコンクリートの表面における塩化物イオン濃度(kg/m^3)

D_{aps} : 実構造物から採取されたコンクリートの塩化物イオンの見かけの拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$)

C_i : 初期含有塩化物イオン濃度(kg/m^3)

erf : 誤差関数

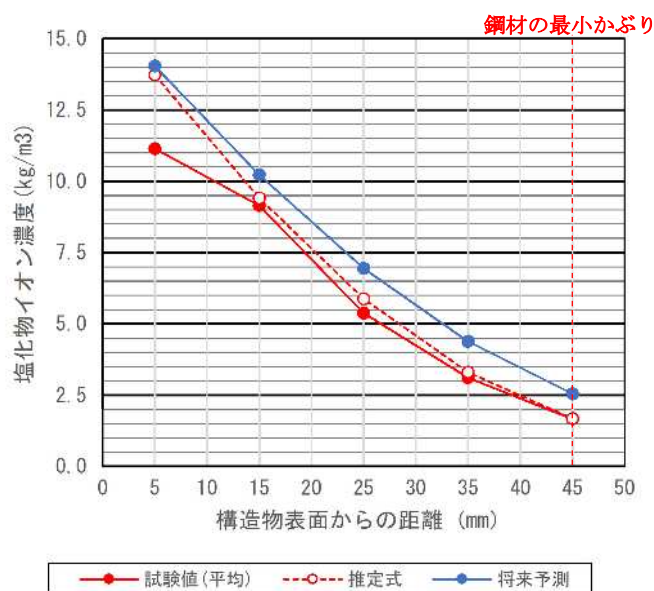
(2) 塩化物イオン濃度の将来予測

1) I 橋の将来予測(下床版下面の塩化物イオン濃度)

I 橋の下床版下面に対し、現状の塩化物イオン含有量から将来予測を行った結果を図-5.29 に示す。上部構造のかぶり調査の結果から、鋼材の最小かぶりは 45mm 程度となっている。2021 年の下床版の塩化物イオン濃度試験の結果から、鋼材位置における塩化物イオン濃度は 1.67kg/m^3 (透水性型枠を除く 2 箇所)の平均)は、鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度の目安とした 1.74kg/m^3 とほぼ同程度の値となっている。

この橋の下床版では、概ね竣工してから約 20 年で鋼材位置の塩化物イオン濃度は腐食発生限界に達することとなる。

なお、今回実施した下床版の塩化物イオン濃度試験の結果から、推定した表面塩化物イオン量、見かけの拡散係数をつかって拡散方程式により将来予測を行うと、7 年後には、鋼材位置における塩化物イオン濃度は補修が必要と言われる 2.5kg/m^3 に達する。 2.5kg/m^3 の塩化物イオン含有量は、塩害によって外観上でひびわれ、錆汁、あるいははくりが部分的に認められる場合で、補修を行うのが望ましい場合の鋼材位置での塩化物イオン量の目安であり、実構造物での塩分量と鋼材腐食度との関係から提案されたものである⁶⁾。なお、この実構造物の調査における鋼材の腐食度は、浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食が生じている状態とされている。



※表面塩化物イオン量 $C_0 : 16\text{kg/m}$
見かけの拡散係数 $D_c : 0.18\text{cm}^2/\text{年}$

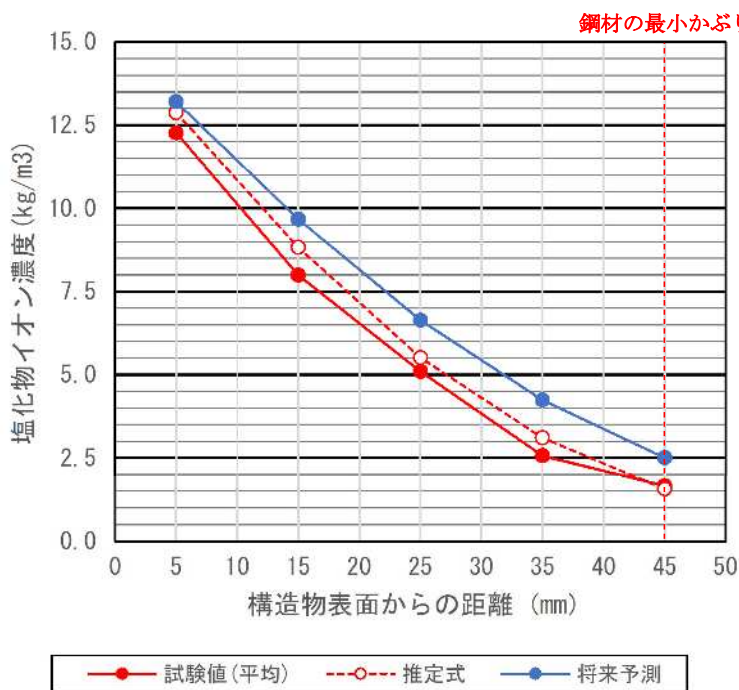
図-5.29 下床版外面の塩化物イオン濃度の将来予測 (I 橋)

2) I 橋の将来予測(ウェブ外面の塩化物イオン濃度)

I 橋のウェブ外面に対し、現状の塩化物イオン含有量から将来予測を行った結果を図-5.30 に示す。鋼材のかぶり厚は下床版と同じ 45mm として試算する。2021 年の下床版の塩化物イオン濃度試験の結果では、鋼材位置における塩化物イオン濃度は 1.66kg/m^3 (透水性型枠を除く 2 箇所の平均) と鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度の目安とした 1.74kg/m^3 とほぼ同程度の値となっている。

この橋のウェブでは、下床版と同様に概ね竣工してから約 20 年で鋼材位置の塩化物イオン濃度は腐食発生限界に達することとなる。

ウェブの将来劣化の予測では、見かけの拡散係数は下床版と同じ値とした。また表面塩化物イオン量も推定値は下床版と同程度となっている。この条件で将来劣化予測を行うと、今回の 2021 年の調査時点から 8 年後の 2029 年には、鋼材位置における塩化物イオン濃度は補修が必要と言われる 2.5kg/m^3 に達することとなる。



※表面塩化物イオン量 C0 : 15kg/m

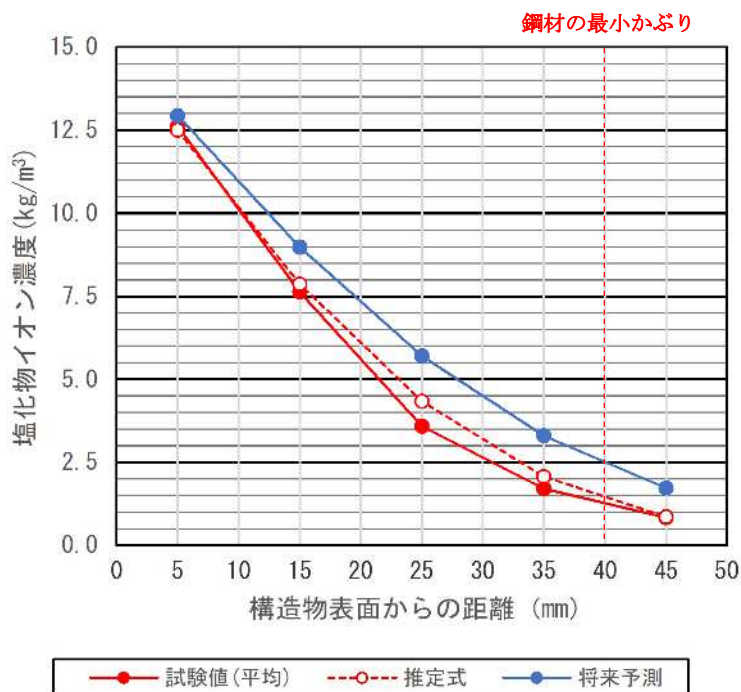
見かけの拡散係数 Dc : $0.18\text{cm}^2/\text{年}$

図-5.30 ウェブ外面の塩化物イオン濃度の将来予測 (I 橋)

3)W 橋の将来予測（下床版下面の塩化物イオン濃度）

W 橋の下床版下面に対し，現状の塩化物イオン含有量から将来予測を行った結果を図-5.31 に示す．上部構造のかぶり調査の結果から，鋼材の最小かぶりは 40mm 程度となっている．2021 年の下床版の塩化物イオン濃度試験の結果から，鋼材位置における塩化物イオン濃度は 1.27kg/m^3 （3 箇所）となっている．2004 年の竣工から 17 年が経過した現時点では，鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度の目安とした 1.69kg/m^3 には達していない．

今回実施した下床版の塩化物イオン濃度試験の結果から，推定した表面塩化物イオン量，見かけの拡散係数による拡散方程式により将来予測を行うと，今後 8 年で補修が必要と言われる塩化物イオン濃度 (2.5kg/m^3) に達することとなる．



※表面塩化物イオン量 $C_0 : 15\text{kg/m}$
見かけの拡散係数 $D_c : 0.16\text{cm}^2/\text{年}$

図-5.31 下床版下面の塩化物イオン濃度の将来予測 (W 橋)

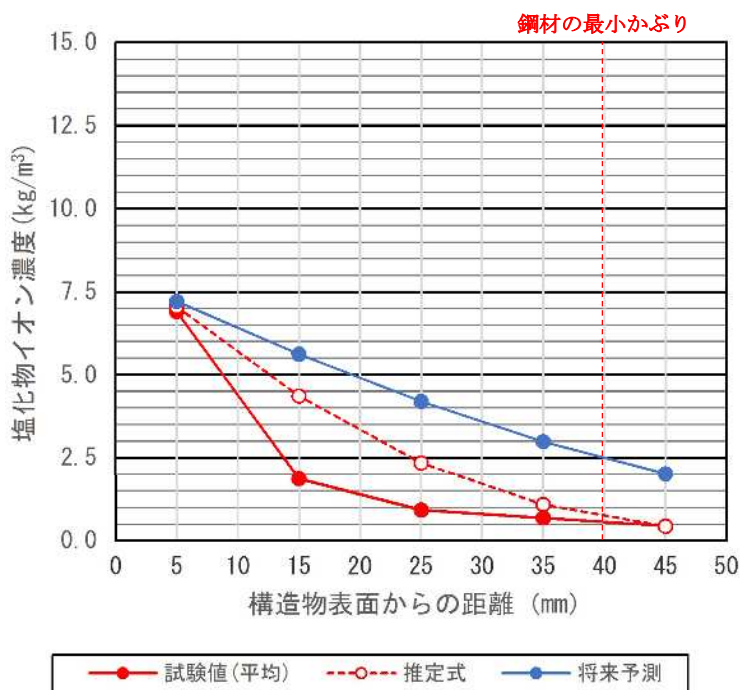
4) W橋の将来予測 (ウェブ外面の塩化物イオン濃度)

W 橋の下床版下面に対し、現状の塩化物イオン含有量から将来予測を行った結果を図-5.32 に示す。鋼材のかぶりは安全側に評価し、下床版と同じ 40mm として試算する。2021 年の下床版の塩化物イオン濃度試験の結果では、鋼材位置における塩化物イオン濃度は 0.56kg/m^3 (3 箇所) の平均) である。

下床版に比べ、鋼材位置における塩化物イオン濃度は低い。

ウェブの将来劣化の予測では、見かけの拡散係数は下床版と同じ値とし、表面塩化物イオン量を変えている。この条件で将来劣化予測を行うと、今回の 2021 年の調査時点から 15 年後の 2036 年に鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度に達する。

この橋のウェブでは、概ね竣工してから約 30 年で鋼材位置の塩化物イオン濃度は腐食発生限界に達することとなる。



※表面塩化物イオン量 C0 : 8kg/m

見かけの拡散係数 Dc : $0.16\text{cm}^2/\text{年}$

図-5.32 ウェブ外面の塩化物イオン濃度の将来予測 (W 橋)

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

5.4.2. 維持管理法の提案

今回実施した塩化物イオン濃度試験と将来劣化予測の結果を表-5.6に示す。W橋・I橋ともに下床版は表面付近の塩化物イオン濃度が高いことから、概ね竣工から20年で鋼材位置における塩化物イオン濃度は腐食発生限界に達すると考えられる。

また、ウェブ外面は、W橋では表面付近の塩化物イオン濃度が低いため、竣工後から30年で腐食発生限界に達する。一方で、表面付近の塩化物イオン濃度が高いI橋では下床版と同様に、竣工してから約20年で腐食発生限界に達する結果となっている。

表-5.6 鋼材位置における現時点の塩化物イオン濃度と将来予測

		現時点の 塩化物イオン 濃度 (kg/m ³)	腐食発生限界 到達年数	[参考] 補修が必要 になる年数
W橋 (竣工後17年)	下床版	1.27	竣工後19年	竣工後25年
	ウェブ	0.56	竣工後32年	竣工後47年
I橋 (竣工後21年)	下床版	1.67	竣工後22年	竣工後28年
	ウェブ	1.66	竣工後22年	竣工後29年

※補修が必要な状態になる年数：損傷度Ⅲの状態、鋼材位置での含有塩分量が2.5kg/m³程度以上であれば、補修を行うのが望ましい⁶⁾とされている。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

表層品質試験の結果から、I 橋・W 橋はいずれも上部構造のコンクリート品質にばらつきが見られ、塩害対策として使用された透水性型枠の効果が十分に得られていない部位も存在する。一方で、コンクリートの含水状態は低く、水の作用が耐久性の低下に大きく影響することはないと考えられる。このような場合は、一般の塩害橋と同様に塩化物イオンの浸透に着目した維持管理を行うことで、今後の耐久性が確保できると考えられる。

塩化物イオン含有量の調査結果から将来予測をすると、鋼材位置における塩化物イオン濃度は今後約 10 年で補修が必要と言われる塩化物イオン濃度 (2.5kg/m^3) に達する。

塩害橋では、損傷が顕在化した後の進行が早く、その後の対策費用も高額となる。図-5.33 に、W 橋において LCC を試算した結果を示す。現時点で低コストな含浸材による対策を行うことで、将来に必要な維持管理コストを抑えることができる。また施工の影響による品質のばらつきや K 橋で見られたエポキシ樹脂塗装鉄筋の施工時の塗膜損傷のリスクにも対応できる。

このように、構造物の詳細調査によって状態を把握し、適切な診断と対策を講じることで、低コストにして合理的な維持管理の実現が可能となる。

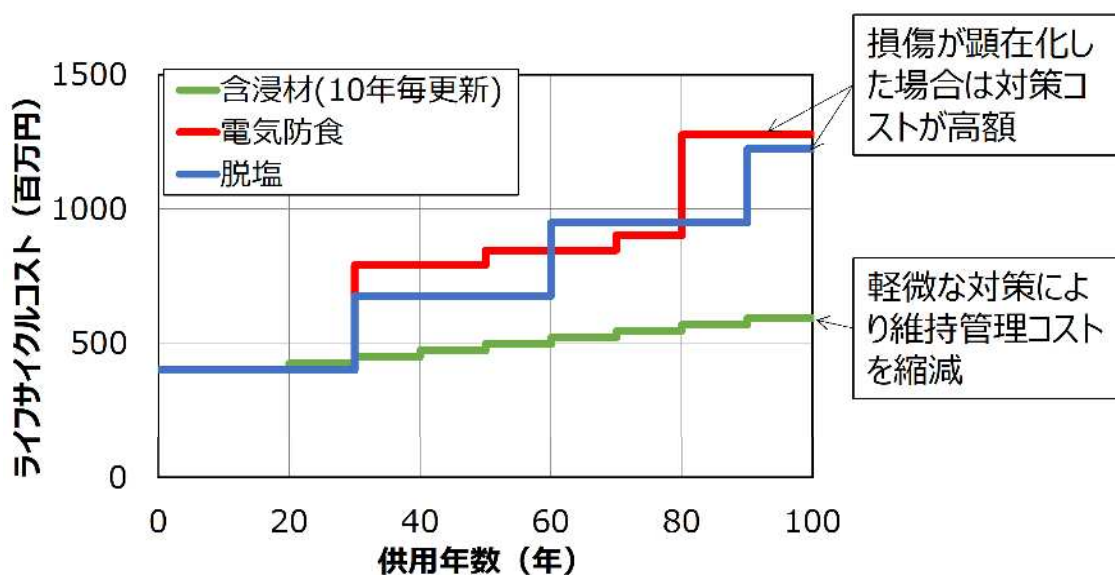


図-5.33 LCC の試算結果 (W 橋における試算)

5.5. まとめ

本章では、同地域において同時期に架橋された施工に問題のなかった同種の PC 道路橋で実施した詳細調査の結果、および今後の合理的な維持管理の方法を示した。

K 橋の補修対策と健全度評価の妥当性を検証するため、コンクリートの含水状態を調査し、水の影響がない同種の構造物との比較により今後の維持管理の目安となる含水状態を明らかとした。

調査の結果、施工に問題のなかった同種の PC 道路橋の上部構造は、いずれもコンクリート内部の含水状態は低く、水が劣化の進行に大きく影響することはないと考えられた。この結果と比較しても K 橋は含水率が同レベルにまで低下しており、K 橋において水の影響による性能の低下を抑制するためには、現時点の含水状態を維持することが重要と考えられる。

一方で、I 橋・W 橋はいずれも上部構造のコンクリート品質にばらつきが見られ、また、塩害対策として使用された透水性型枠の効果が十分に得られていない部位も存在する。塩化物イオン含有量の調査結果から将来予測をすると、鋼材位置における塩化物イオン濃度は今後約 10 年で補修が必要と言われる塩化物イオン濃度 (2.5kg/m^3) に達する。このような場合は、一般の塩害橋と同様に塩化物イオンの浸透に着目した維持管理を行うことで、今後の耐久性が確保できると考えられる。LCC の試算によれば、現時点で低コストな含浸材による対策を行うことで、将来に必要な維持管理コストを抑えることができ、また施工の影響による品質のばらつきや K 橋で見られたエポキシ樹脂塗装鉄筋の施工時の塗膜損傷のリスクにも対応できる。

このように、構造物の詳細調査によって状態を把握し、適切な診断と対策を講じることで、低コストにして合理的な維持管理の実現ができる。

本章で得られた知見を要約すれば、以下のようになる。

- 1) 対策実施後の K 橋の含水状態は、施工に問題のなかった同種の PC 道路橋と同程度にまで低下しており、K 橋で実施した防水と排水対策は現時点では一定の効果が得られていることが確認できた。K 橋は、現在の含水状態を維持することで、水の作用による耐久性の低下を回避することができる。
- 2) 同種の PC 道路橋のように施工によって品質が大きく低下していない構造物は、適切な診断と対策を行うことで長期にわたる性能が確保できる。これを実現するためには、塩化物イオンの浸透のみならずコンクリートの含水状態に着目した診断を行うことが重要である。
- 3) 同種の PC 道路橋に対する詳細調査の結果、耐久性に影響するコンクリートの品質のばらつきがみられた。コンクリートの品質は施工の影響に大きく左右されることから、供

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

用後早期に構造物の詳細調査を実施し，設計思想を担保するコンクリートの性能・品質が確保されているかを把握することが重要である．これにより低コストにして合理的な維持管理が実現できる．

参考文献

- 1)上田洋, 玉井譲, “コンクリート構造物の表層付近における水分分布の検討, 歴代構造物品質評価／品質検査制度研究小委員会 (216 委員会) 成果報告書およびシンポジウム講演概要集”, pp.113-120, 土木学会, 2009.
- 2)古賀一八, 林典男, 平田延明, “高濃度塩化物イオン含有 RC 建築物の含水率および鉄筋腐食調査”, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.783-788, 2008.
- 3) “土木学会 2018 年制定コンクリート標準示方書[維持管理編：標準付属書]”, pp.132, 2018
- 4)Torrent, R. J. and Frenzer, G., “A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the covercrete”, Proceedings of the International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE), pp. 985-992, 1995.
- 5) Hideki Naito, John E. Bolander, “Damage detection method for RC members using local vibration testing”, Engineering Structures, Vol.178, pp.361-374, 2019
- 6)土木研究所, 日本構造物診断技術協会, “コンクリート構造部の健全度診断技術の開発に関する共同研究報告書-コンクリート構造物の非破壊検査マニュアル”, 共同研究報告書第 106 号, pp.75-94, 1994.7

第6章 結論

本研究の対象である東北地方日本海沿岸は、道路構造物にとって極めて厳しい塩害環境に曝される地域である。この地域で 1965 年頃に整備された PC 道路橋は竣工後わずか 25 年程度で著しい塩害劣化により架替えに至った。このようなことから 1997 年以降の PC 道路橋の架替えにあたっては、設計において十分な塩害対策が導入されたが、設計思想を担保する施工が実現せず、要求性能を満足しない上部構造もみられた。この上部構造は一般の PC 仕様のコンクリートに比べコンクリートの品質が低く、水の存在が構造物の耐久性に大きく影響することがわかっている。一方で、現在の塩害の影響を受ける道路橋に対する各種の点検要領では、近接目視による点検が基本となっており、損傷が顕在化して初めて対策が検討される、いわゆる事後維持管理にならざるを得ない状況となっており、合理的な維持管理方法が確立されていない。

このため、本研究ではこれまでの塩害橋の維持管理において重視されてきた塩化物イオンの浸透に加え、水の作用に着目した診断と健全度の評価に基づいた維持管理法を提案し、これらを通じて設計・施工・維持管理にわたって性能と品質を確保するための方法論を構築することとした。

これらをふまえ、塩害環境における PC 道路橋の設計・施工・維持管理にわたる性能と品質を確保するための方法論を示し、今後の課題と展望として凍結防止剤散布下のコンクリート構造物で実施すべき水に着目した維持管理法を提案した。

6.1. 各章で得られた成果のまとめ

以下に、本研究で得られた結論について、章ごとにまとめて示す。

第1章では、我が国を取り巻く背景、塩害の影響を受けるコンクリート構造物の設計・施工、塩害橋の維持管理の現状から、設計・施工・維持管理にわたる性能・品質確保の重要性を示し、本研究の目的を明らかにした。

第2章では、塩害環境において早期劣化に至った道路橋の事例を紹介し、当時の設計思想から、設計・施工における塩害対策の重要性を示すとともに、水の影響に対する評価と維持管理の方法を課題として示した。

早期劣化に至った道路橋は、当時の思想として、設計・施工において塩害に対する配慮がなされていなかったことが要因であることが示唆された。

また、研究の対象とした道路橋は水の存在が耐久性に大きく影響するが、これまでの塩害に対する維持管理では、飛来塩分の浸透によるコンクリート部材内部の塩化物イオン量が重視されており、コンクリートの含水状態に着目した評価はなされていない。さらに、これまでは作用としての水への対策は、コンクリートに浸透する水を防ぐ対策が基本とされており、高い含水状態におかれるコンクリート部材内部の水の排出に着目した対策法は示されていない。

このようなことから本研究では、コンクリートの含水状態に着目した評価、および水の排出に着目した対策と維持管理方法の構築を課題とした。

第3章では、架替え後15年が経過した不本意な施工によって性能の低下が疑われる道路橋(K橋)について、水の影響に着目した詳細調査の結果と健全度評価、およびこれに基づき必要となる補修対策を示した。この結果、以下の結論を得ることができた。

- 1) K橋では架替えにあたり十分な塩害対策が採られたが性能の低下が疑われる異常が確認されている。これらは不本意な施工が影響したものであり、設計で求めた性能を担保するためには、設計思想を実現するための施工が極めて重要である。
- 2) K橋の上部構造のコンクリートは、一般の PC 仕様のコンクリートに比べ品質に劣り、高い含水状態におかれていることが確認された。本橋の様に水の存在が性能の低下に大きく影響する構造物については、従来の塩化物イオンの浸透のみならず、コンクリートの含水状態に着目した評価が重要である。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性和 水に着目した合理的維持管理法の提案

- 3) K橋の上部構造のように水の存在が性能の低下に大きく影響する構造物では、水の浸入を防ぐ防水対策にくわえて、含水状態の高いコンクリート部材の水分の排出に着目した対策が重要である。

第4章では、K橋の補修対策の効果を検証するため、対策実施から7年が経過した時点での詳細調査の結果、以下の結論を得ることができ、これらをふまえ今後の性能を確保するための水の影響に着目した維持管理方法の具体を示した。

- 1) K橋のように箱桁内部が湿潤状態の上部構造は、除湿機により除湿することで、コンクリート部材内部の極めて高い含水状態を一般的な構造物のレベルにまで低下できる。その際、箱桁内部の温湿度環境の継続的な監視は、コンクリート部材の含水の変化や水分浸透の有無を判断するための一指標となる。
- 2) K橋のように極めて厳しい塩害環境下におかれる構造物でも、箱桁外面の下床版に施工した含浸材はいずれのタイプでも竣工後6年が経過した時点では塩分の浸透が抑制されていることが確認できた。また、コンクリート部材内部の含水率も低下していることから、水分の排出を妨げていないことも確認できた。K橋のようにコンクリート部材内部の含水率が高く、水の存在が劣化の進行に大きく影響する構造物に対しては、含浸材は効果的な対策であるが、今後の塩化物イオンの浸透量と含水状態の推移を把握することが重要である。
- 3) K橋の様に、不本意な施工によって性能の低下が疑われる構造物では、適切な診断と対策を講じることで長期にわたって性能を維持することが重要である。そのためには早期に構造物の状態を把握し、合理的な維持管理方法を構築することが重要である。

第5章では、同地域において施工に問題がなかった同種の PC 道路橋で実施した詳細調査結果を示し、K橋の対策工の効果を改めて検証するとともに、これら施工に問題がなかった PC 道路橋の詳細調査の結果から以下の結論を得ることができた。これらをふまえ今後の合理的な維持管理の方法を示した。

- 1) 対策実施後のK橋の含水状態は、施工に問題のなかった同種の PC 道路橋と同程度にまで低下しており、K橋で実施した防水と排水対策は現時点では一定の効果が得られていることが確認できた。K橋は、現在の含水状態を維持することで、水的作用による耐久性の低下を回避することができる。
- 2) 同種の PC 道路橋のように施工によって品質が大きく低下していない構造物は、適切な診断と対策を行うことで長期にわたる性能が確保できる。これを実現するためには、塩化物イオンの浸透のみならずコンクリートの含水状態に着目した診断を行うことが重要である。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

- 3)同種の PC 道路橋に対する詳細調査の結果，耐久性に影響するコンクリートの品質のばらつきがみられた．コンクリートの品質は施工の影響に大きく左右されることから，供用後早期に構造物の詳細調査を実施し，設計思想を担保するコンクリートの性能・品質が確保されているかを把握することが重要である．これにより低コストにして合理的な維持管理が実現できる．

第 6 章では，本研究で得られた結論をまとめるとともに，塩害環境における PC 道路橋の設計・施工・維持管理にわたる性能と品質を確保するための方法論を示した．また，今後の課題と展望として凍結防止剤散布下のコンクリート構造物で実施すべき水に着目した維持管理法を提案した．

6. 2. PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と水に着目した維持管理法

6. 2. 1. 性能・品質確保の重要性

(1) 性能確保の重要性

本研究で対象とした地域のように道路構造物が極めて厳しい塩害環境に曝される地域において 1965 年頃に整備された PC 道路橋は、架設後 10 年で錆汁が発生し、その後、急激な劣化が進行した。その後、様々な塩害に対する補修対策が行われたが、十分な対策の効果が得られず、最終的には構造性能に支障をきたす劣化にまで進展し、竣工後わずか 25 年で架替えに至っている。この当時の道路橋は、1984 年の「道路橋の塩害対策指針（案）」が制定される以前に設計されており、塩害に対する耐久性が十分に確保されていなかったことが、早期劣化に至った要因といえる。

このようなことから、新設橋の架替えにあたっては、「H3 塩害 PC 橋対策技術検討委員会（委員長 東北大学三浦尚教授）」の設計・施工方針をうけ、高耐食材料の導入と密実なコンクリートの配合と施工により十分な塩害対策が取り入れられた。本研究で対象とした「施工に問題がなかった PC 道路橋」は竣工から約 20 年が経過した現時点でも、顕著な塩害による劣化は生じておらず、適切な維持管理を行うことで長期の耐久性が確保できると考えられ、新設橋の架替えにあたって導入した多重防護の塩害対策は効果を発揮したと考えられる。このように、厳しい塩害環境下において PC 道路橋の早期劣化を回避し、長期にわたって耐久性を確保するためには、多重防護の設計思想が重要であるといえる。

沖縄のように年間を通して塩分を多く含む強い風が吹くことに加え、高温多湿な気候から、さらに過酷な塩害環境に曝される構造物では塩分の浸透に対する抵抗性をより高める対応も必要と考えられる。また、海上空港に代表される重要な大規模施設などは、劣化の進行による社会的影響が大きく、点検・調査・対策の費用や時間が膨大となる。

このような構造物では、伊良部大橋や古宇利大橋のように塩分浸透抵抗性の高いフライアッシュを混和材として用いたコンクリートの活用¹⁾や、CFRP（炭素繊維強化プラスチック）ケーブル²⁾や、ステンレス鉄筋など高耐食材料を活用³⁾することで、「ミニマムメンテナンス橋」を目指した長寿命化・高耐久化が期待できると考えられる。

(2) 品質確保の重要性

K 橋は、設計・施工において十分な塩害対策が導入されたが、外気温が 30℃の夏場に施工されたことによりコンクリートにこわばりを生じ良好な充填作業ができなかったとされることで、コンクリートに豆板や内部空隙、コールドジョイントを生じたほか、コンクリートの表層の品質に大きなばらつきが生じた。K 橋のコンクリートの施工は外気温が 30℃の夏場に行われているが、高性能 AE 減衰剤が使われていないことや細骨材率が低いこと、また透水性型枠が使われたことなどにより、コンクリートにこわばりを生じ、良好な充填

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と 水に着目した合理的維持管理法の提案

作業が出来なかったことが要因であると考えられた。当時の配合検討書では、強度のみが重視され、施工性に配慮した配合検討はなされていなかったことが伺えることから、設計思想を担保する施工を実現するためには、施工性に配慮した配合検討が重要であるといえる。

また、透水性型枠の使用にあたっては、材料や施工環境の条件によっては、打設時の水分量の減少と摩擦の増大によりコンクリートの流動性が低下し、コンクリート品質の低下につながる恐れがあることから、設計配合による事前の試験施工を行い品質と施工性の確認が重要であると考えられる。

また、断面に対して過密配筋の部材やさらに施工条件の悪化が想定される場合は、自己充填コンクリートを使うことで充填不良による品質低下を回避でき、生産性向上の観点からも効果が期待できると考えられる。

6.2.2. 水に着目した合理的維持管理法の提案

水に着目した合理的維持管理法を実現するための具体的な手法を図-6.1 に示す。

劣化の要因を推定し、今後の維持管理法を構築する上で竣工記録の調査は極めて有用な情報である。

外観上からの構造性能の低下の疑いがある場合は、衝撃振動試験や強制加振試験により構造性能を評価し、必要に応じて耐荷性を確保するための対策を行う必要がある。

次に水の作用に対する着目として防水工の不具合の有無を確認し、漏水など水が供給される場合は防水工や伸縮継手の止水など、必要な防水対策によってコンクリートへの水の浸入を防止する必要がある。

K 橋のように、コンクリートの密実性に劣る場合は、外部からの水の供給によって水が移動しやすい。また、密閉断面の箱桁構造で表面塗装が施工されている場合は、水が排出されないため、コンクリート部材内部が極めて高い含水状態となる。K 橋では吸水膨張性が高い骨材の存在や、エポキシ樹脂塗装鉄筋に施工時の塗膜の損傷があったことによって耐久性の低下に大きく影響した。したがって、コンクリートの含水状態を調査し、コンクリートの含水状態が高いと考えられる場合は、水分の浸透を防ぐための防水対策に加えて、水分の排出対策を行う必要がある。含水状態を評価にあたっては、コンクリート部材内部の含水率が 3.5%程度以上である場合や、コンクリート表面の電気抵抗値が $10\text{k}\Omega\text{cm}$ 以下の場合、コンクリートの含水状態が高いと考えられる。その上で、コンクリートの塩分浸透状況を調査し、将来予測をふまえて適切な塩分浸透抑制対策を実施する必要がある。なお鋼材位置における塩化物イオン量は補修が必要とされる塩化物イオン量として 2.5kg/m^3 を目安とするのがよい。塩分浸透抑制対策は、水の排出を妨げることがなく、目視によって劣化の進展の有無が確認できる含浸材の適用がよいと考えられる。これらの排水対策や含浸材の施工は、その効果を継続的に把握することも重要である。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

一方で、施工に問題がなかった同種の PC 道路橋のようにコンクリートの含水状態が低く、水の存在が耐久性の低下に大きく影響しない場合は、通常の塩害橋の維持管理と同様の塩分の浸透による将来予測に応じた維持管理をおこなうことで良いと考えられる。塩分の浸透による将来予測をふまえ、必要に応じて適切な対策を施すことで、エポキシ樹脂塗装鉄筋の施工時の塗膜損傷のリスクにも対応でき、通常の塩害橋と同様の維持管理法により予防維持管理の実現が可能となる。

このように合理的な維持管理を実現するためには、供用後の詳細調査によってコンクリートの性能と品質を把握し、含水状態や塩分浸透状況をふまえた将来劣化予測により適切な対策を講じることが重要である。

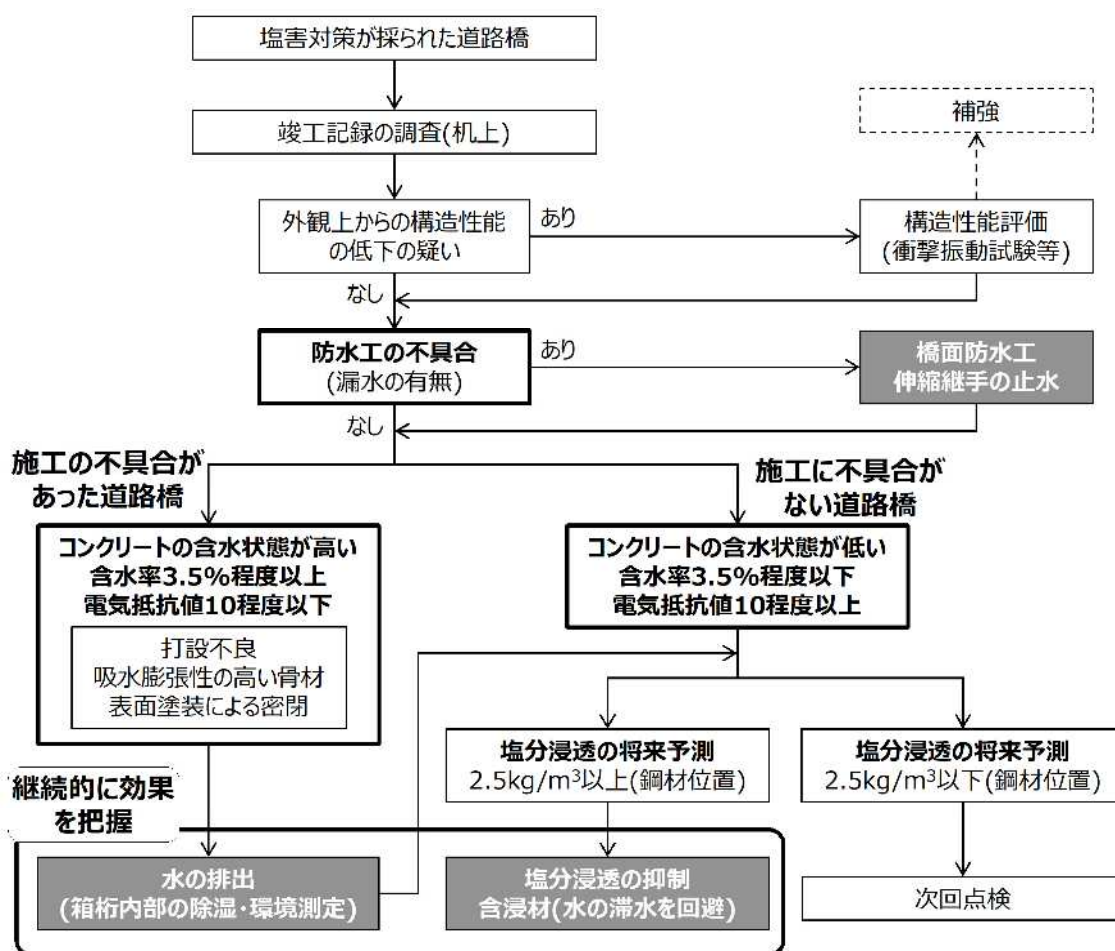


図-6.1 水に着目した合理的維持管理法を実現するための具体的な方法

6.3. 今後の課題と展望

東北地方は、寒冷な気象条件から冬季にはほとんどの路線で凍結防止剤が散布される(図-6.2)⁴⁾。特に峠部では1年間の凍結防止剤の散布量は80t/km以上と大量に散布されている。

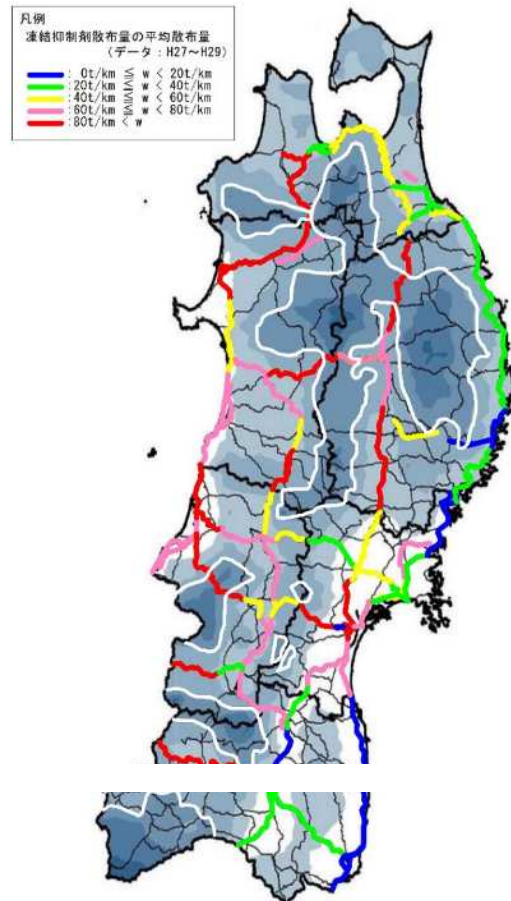


図-6.2 橋面上の凍結抑制剤の平均散布量

写真-6.1 に東北地方の峠部において、凍結防止剤の塩分の影響により劣化が生じた PC 道路橋の事例を示す⁵⁾。この橋の上部構造は路面からの凍結防止剤を含む水が上部構造に供給されたことで、内部鋼材の腐食を伴う著しい劣化が生じた。この影響は飛来塩分の影響をうける塩害橋よりも大きい。図-6.3 はこの橋の上部構造の主桁で実施した塩化物イオン含有量の試験結果である。主桁下面の鋼材位置の塩化物イオン含有量は腐食発生限界を大きく上回る 8kg/m^3 にまで達しており、この結果からみても、凍結防止剤の塩分の影響は

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

飛来塩分の影響を受ける塩害橋よりも大きいといえる。

また、古い技術基準により設計・施工が行われたコンクリート構造物は、設計思想において凍結防止剤の塩分供給に対する配慮はなされておらず、また施工においては十分な品質確保がなされていなかったことも加わり、劣化に対する抵抗性は不足しているものと考えられる。



写真-6.1 峠部の道路橋の劣化事例

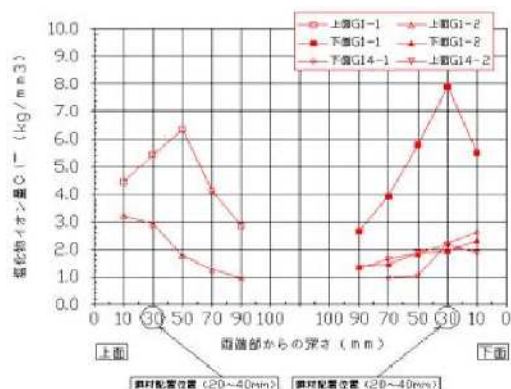


図-6.3 塩化物イオン含有量試験結果

凍結防止剤の塩分による劣化は、飛来塩分による塩害とは異なり漏水や滞水など凍結防止剤の塩分を含む水が影響する部位で顕著に発生する (図-6.4, 写真-6.2, 写真-6.3) 6)。これらの劣化は塩害橋の劣化と同様に劣化が顕在化した後の進行性が早く、また寒冷な気象条件による凍害や ASR による劣化も複合的に関係することとなる。

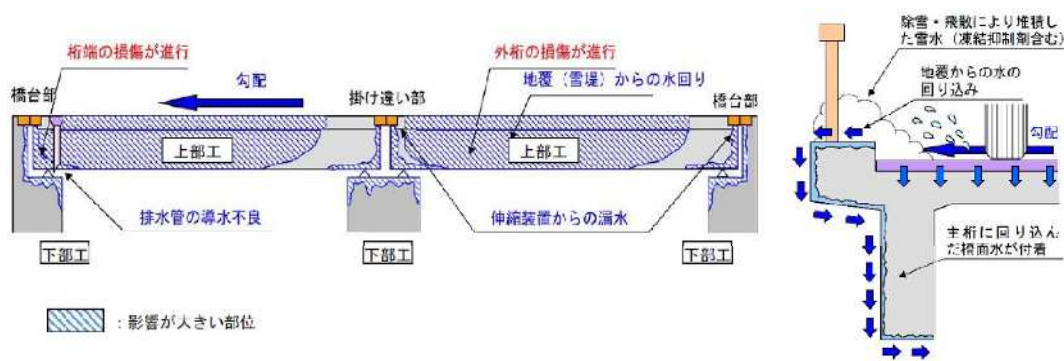


図-6.4 道路橋における凍結防止剤混じりの水が影響する箇所

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案



写真-6.2 桁端部の漏水による劣化



写真-6.3 路面から回りこんだ水による劣化

これらのコンクリート構造物の塩害による劣化を回避するためには、漏水が影響する部位の含水状態と水分の浸透に対するコンクリート品質の把握が重要と考えられる。

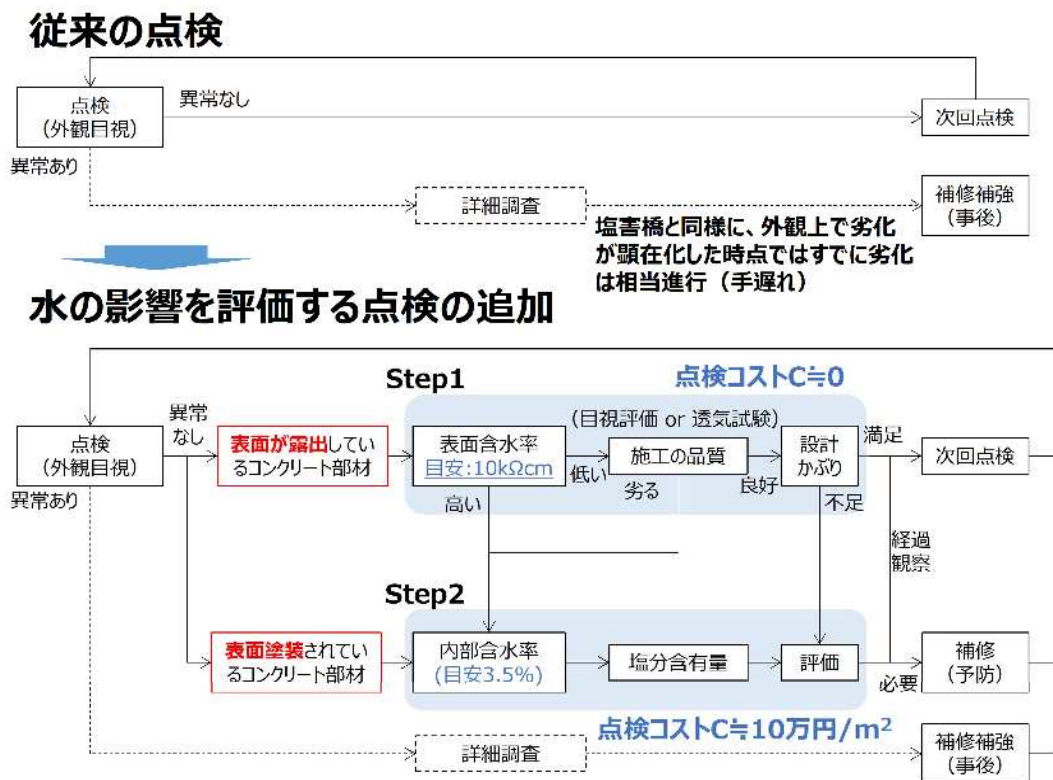
現在の定期点検は、外観目視による健全度の評価がなされるのみで、劣化が顕在化して初めて詳細調査が行われるのが一般的である。これらの劣化は塩害による劣化と同様に、外観上で劣化が顕在化した時点ですでに劣化は相当進行しており、手遅れとなっている場合も多い。

これらの凍結抑制剤による塩害による劣化を抑制するため、**図-6.5**に示すように、従来の外観目視による点検に加え、点検時に実施すべき水に着目した維持管理法を提案する。

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性和
水に着目した合理的維持管理法の提案

漏水や滞水が疑われる部位で、表面が露出しているコンクリート部材を点検する場合は、定期点検において含水状態とコンクリートの品質、かぶりの調査を実施する。コンクリートの含水状態は、表面の電気抵抗値として $10k\Omega cm$ を目安とすることが考えられる。この結果、コンクリートの含水率が高いことが想定される場合は、コンクリート内部の含水率と塩化物イオンの浸透量を調査するのが良いと考えられる。この結果から将来予測をふまえ必要となる対策を行うことで予防維持管理が実現可能となる。なお、コンクリート部材内部の含水率は 3.5%程度以下であれば鋼材の腐食はほとんど発生しないとされていることからこの値を目安にするのが良いと考えられる。

また、K 橋のようにコンクリート表面に保護塗装が施工されている場合は、水が排出されずにコンクリートの含水状態が高い可能性があり、また既設橋では供用後の補修において保護塗装が施工される場合が多く、塗装を施工する前の塩分が内在している可能性が高い。このような場合は保護塗装内部での劣化の進行が疑われることから、塗装内部の含水状態と塩化物イオンの含有量の把握が重要であると考えられる。これらの手法を従来の定期点検に追加することで、凍結防止剤による塩害に対する合理的な維持管理が実現できると考えられる。



※点検コスト C ≈ 10 万円/m² : 上部工の桁端 2×2m に対し内部含水率と塩化物イオン含有量試験を各 3 箇所ずつ実施するものとして試算

図-6.5 定期点検で実施する水の影響を評価する項目

塩害環境における PC 道路橋の性能・品質確保の重要性と
水に着目した合理的維持管理法の提案

参考文献

- 1)風間洋，渡久山直樹，砂川勇二，山田義智，“伊良部大橋の主要部材に使用するコンクリート材料選定と配合”，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，2010.
- 2)村下剛，吉越政浩，此川孝悦，谷口雄一，“糸魚川地区橋梁架替事業における塩害対策の取組”，土木技術資料 59-3，pp.38-43，2017
- 3)橋梁塩害対策検討委員会 国立大学法人長岡技術科学大学 一般社団法人日本鋼構造協会 北陸地方整備局北陸技術事務所，“ステンレス鉄筋の耐久性調査”，2020.
- 4)国土交通省東北地方整備局，“東北地方における RC 床版の耐久性確保の手引き（案）[2021年改訂版]”，2021.
- 5)国土交通省東北地方整備局論文発表会，“国道 4 6 号仙岩道路における湖山橋の架替について”，2010.
<http://www.thr.mlit.go.jp/Bumon/B00097/k00360/happyoukai/H22/ronbun/4-5.pdf>
- 6)国土交通省東北地方整備局，“東北地方における道路橋の維持・補修の手引き（案）[改訂版]”，2017.

謝 辞

本論文の作成にあたり、多くの方々から御支援と御指導、御助言を頂き、心より感謝の意を申し上げます。

主査である日本大学工学部教授 岩城一郎博士には、10年前からの研究の対象とした道路橋の現地詳細調査を始めとし、本研究のとりまとめまで、終始貴重な御助言と御指導を賜り、また社会人選抜で博士後期課程への入学も勧めて頂きました。さらに、研究の内容のみならず、幾多の場面において研究に取り組む姿勢を学ばせていただきました。心より厚く感謝申し上げます。

副査を引き受けていただいた日本大学工学部教授 子田康弘博士、東京大学教授 石田哲也博士、琉球大学教授 富山潤博士には、本研究をまとめるにあたり貴重な御助言と御指導を賜りました。厚く御礼申し上げます。子田康弘博士には真夏の炎天下の中、現地の詳細調査にもお越し頂き、様々な御助言と御指導を賜りました。改めて感謝申し上げます。

10年前の詳細調査では、当時の東北大学教授 鈴木基行博士、新潟大学教授 佐伯竜彦博士には現地調査を始めとし、対策工の立案まで貴重な御助言と御指導を賜りました。厚く御礼申し上げます。

日本大学工学部上席客員研究員 佐藤和徳博士（元 国土交通省）には、幾度もの現地の詳細調査にお越し頂き、また、本研究のとりまとめにあたってはその経験を基に、貴重な御助言と御指導を賜りました。厚く御礼申し上げます。

日本大学工学部助教 前島拓博士には、構造性能の評価にあたり現地調査や評価について多くの御協力と御指導を頂きました。改めて感謝申し上げます。

湿気移動解析にあたっては、東北学院大学工学部 石川雅美博士に貴重な御助言と御指導を賜りました。厚く御礼申し上げます。

（公財）鉄道総合研究所 上田洋博士、（株）福山コンサルタント 宮村正樹博士には、本研究の一環である構造工学論文集の投稿にあたり、多くの御支援と貴重な御助言を賜りました。改めて感謝申し上げます。

本研究の遂行にあたっては実構造物を対象とした詳細調査が必要不可欠となっており、長年にわたってこの貴重なフィールドを御提供頂いた、国土交通省東北地方整備局の関係者の皆様には、深く感謝申し上げます。また、国土交通省国土技術政策研究所、および国立研究開発法人土木研究所をはじめとする、研究の対象とした道路橋の健全度調査検討会の関係者の皆様には、健全度の評価と対策工の立案にあたり貴重な御意見と御指導を賜りました。改めて感謝申し上げます。

日本大学工学部の学生の皆様には、タイトなスケジュールであったにも関わらず、真夏の過酷な詳細調査において多くの御協力を頂きました。改めて感謝申し上げます。

筆者が所属する（株）復建技術コンサルタントの皆様には、学位取得にあたって多大なる御支援を頂き、また現地詳細調査でも御協力を頂きました。改めて感謝申し上げます。

最後に、3年間いつも明るく前向きに支えてくれた妻 由美に心から感謝いたします。