



### 3. 塩化物イオン濃度の調査結果

主桁コンクリート海側から採取した供試体による塩化物イオン濃度の試験結果を表-1に示す。

図-2～図-6は、その結果をグラフ化したものである。

表-1 塩化物イオン濃度の実測値

平均深さ (cm)	主桁コンクリート海側				主桁コンクリート山側	
	G1海側 起点上側	G1海側 終点下側	G2海側 起点下側	G2海側 終点上側	G1山側 起点上側	G1山側 終点下側
1.25	10.157	10.314	7.650	8.635	2.888	1.317
3.75	7.262	8.154	5.761	6.991	1.071	1.156
6.25	1.564	3.717	0.732	0.764	0.256	0.324
8.75	0.257	0.836	0.283	0.208	0.256	0.185

平均深さ (cm)	主桁ひび割れ部		床版		橋台	
	G3海側 主桁側面	G3下側 主桁下面	上面	下面	A-1	A-2
1.25	16.030	11.394	8.266	1.041	7.505	15.543
3.75	18.407	18.943	1.225	0.710	0.892	7.738
6.25	-	-	0.565	0.592	0.160	0.914
8.75	-	-	-	-	0.229	0.334

#### (1) 主桁コンクリートに対する考察

海側の G1 桁の方が G2 桁よりも若干多くの塩化物イオン濃度が確認された。

表面から 6.25cm の範囲において、主桁の海側には多くの塩化物イオン濃度が確認された。山側は海側と比較して蓄積量は少なかった。

最深部の表面から 8.75cm の位置においては、1ヶ所を除いて海側山側ともにほぼ同程度の塩化物イオン濃度であった。

鉄筋位置の塩化物イオン濃度は発錆限界の  $1.2\text{kg/m}^3$  を下回っている状況であった。

主桁コンクリートのひび割れ箇所から採取した供試体による塩化物イオン濃度の試験結果を図-4に示す。

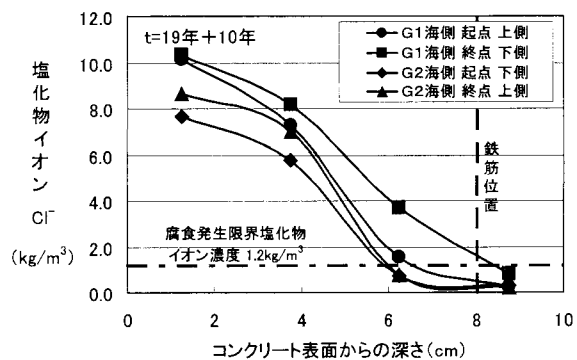


図-2 主桁コンクリート海側の塩化物イオン濃度

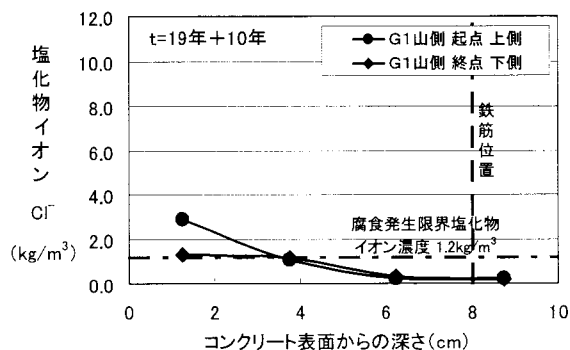


図-3 主桁コンクリート山側の塩化物イオン濃度

コンクリートの表面付近よりも内部の塩化物イオン濃度が高くなっている。これは、鉄筋の腐食により発生したひび割れから水分とともに塩化物イオンが進入し、内部に蓄積されたことによると考えられる。

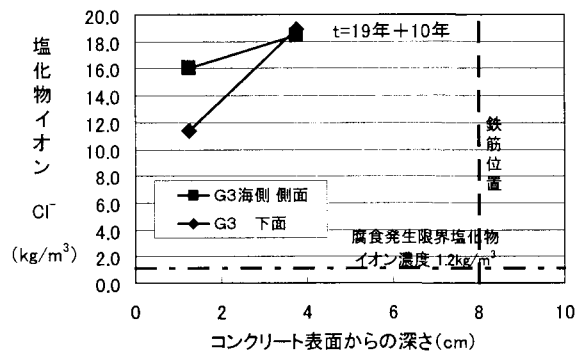


図-4 主桁ひび割れ部の塩化物イオン濃度

#### (2) 床版コンクリートに対する考察

床版コンクリートから採取した供試体による塩化物イオン濃度の試験結果を図-5に示す。

床版上面に関しては建設当時のコンクリート舗装部分の調査結果であるため、本体コンクリートに関しては問題ない。床版下面に関しては  $1.2\text{kg/m}^3$  を下回っている状況であった。

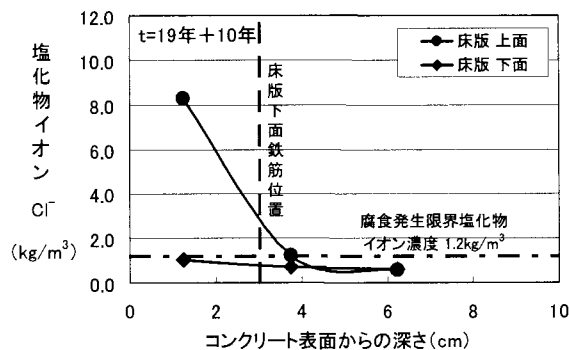


図-5 床版コンクリートの塩化物イオン濃度

#### (3) 橋台コンクリートに対する考察

橋台の胸壁部から採取した供試体による塩化物イオン濃度の試験結果を図-6に示す。

A-1 橋台と A-2 橋台では蓄積状況に大きな違いがあるものの、鉄筋位置での塩化物イオン濃度は発錆限界濃度を下回る状況であった。

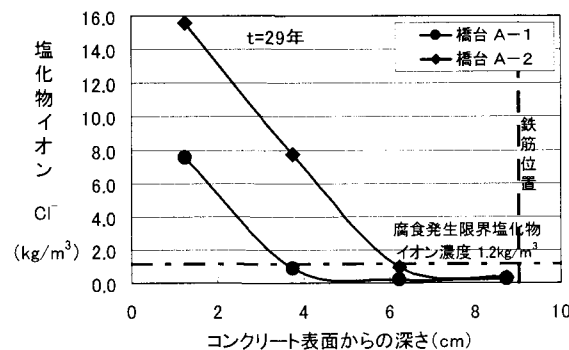


図-6 橋台コンクリートの塩化物イオン濃度

#### 4. 劣化原因の推定

塩化物イオン濃度の試験結果と、ひび割れ発生までの経緯から、鉄筋の発錆とひび割れ発生の原因を下記のように推定した。

① 主桁下面鉄筋に関しては、純かぶりが 80mm 程度と比較的大きかったことから、鉄筋位置における塩化物イオン濃度は鋼材の発錆限界値以下に収まっていた。したがって、環境条件による発錆ではないと考えられる。

② 型枠設置時に使用したセパレータの後処理が不適切であったことにより、これに錆が生じて膨張圧力が周辺にひび割れを発生させていた。このことが、コンクリート塗装前の状況(写真-1)から判断できる。また、一部のスターラップでは、かぶり不足による鉄筋露出と錆の発生および、ひび割れ発生が当時の写真から確認できる。

以上より、上記の要因によって発生した有害なひび割れから塩分が浸入し、加速的に主桁下面鉄筋の劣化が進行したものと考えられる。

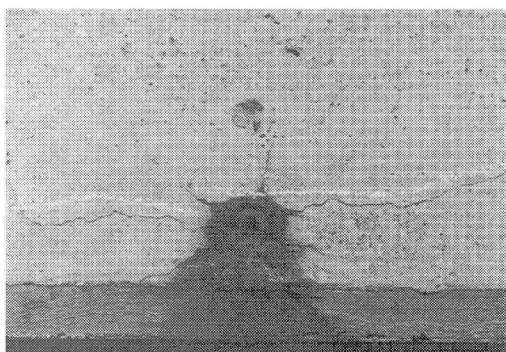


写真-1 コンクリート塗装前の主桁の状況

③ 平成 4 年に行われた補修(コンクリート塗装)により、塩化物イオンの浸入を遮断することはできたが、内部に蓄積されていた残存塩化物イオンの再拡散の影響により、その後も鉄筋の腐食は進行したと考えられる。その腐食による膨張圧力でコンクリートにひび割れが生じ、表面塗装も破った(写真-2)ことで、塩化物イオンの浸入が容易となり、さらに鉄筋の錆が進行している状況にある。

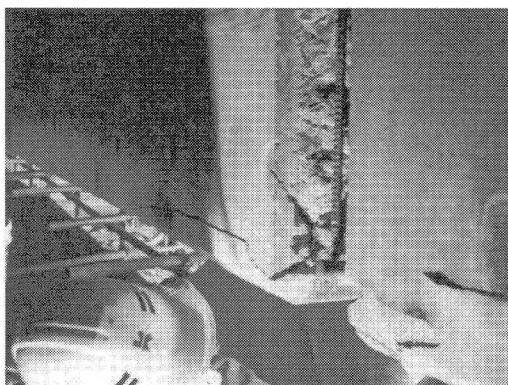


写真-2 鉄筋膨張圧力によるひび割れ状況

#### 5. 耐久性に対する評価

##### 5.1 鉄筋の劣化予測に基づく耐用期間の検討方法

塩化物イオンの拡散予測を行うためには、供給される表面塩化物イオン濃度 ( $C_0$ ) とコンクリート中での拡散係数 ( $D_d$ ) の設定が必要である。

本橋のように塩害環境として条件が厳しく、凍結融解作用による凍害との複合劣化を受ける可能性の高い構造物に対しては、現地の環境条件を反映させた  $C_0$  と  $D_d$  の設定が重要である。

建設後 19 年までは表面に塩化物イオンの供給を受けたフィックの拡散方程式による近似解析、塩害対策塗装により供給を遮断した 10 年間は、差分法による再拡散を考慮した拡散近似を行い供用後 29 年の拡散近似を試みることにした。

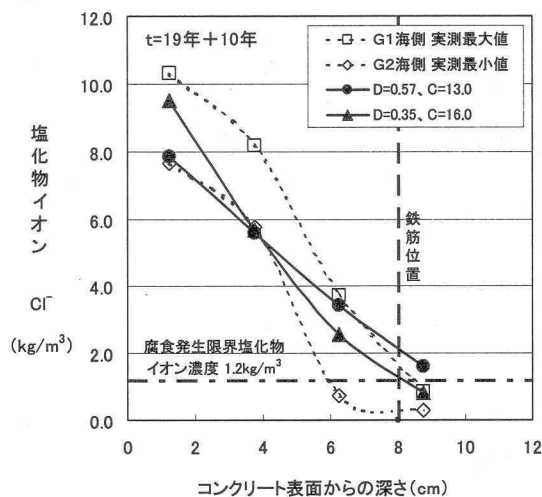


図-7 実測値と再拡散を考慮した拡散近似値

拡散近似の計算結果を図-7 に示す。表面付近の値を実測値を通過する近似曲線とした場合、内部に多くの塩化物イオンが蓄積されることになり、鉄筋付近の実測値とは一致しない。

かぶり部にひび割れが発生すると塩化物イオンの浸入傾向は大きく変化し、適切なひび割れ深さを設定しない限りフィックの拡散方程式と差分法を組み合わせた予測は非常に困難である。以上より、コンクリート内部において整合性が見られる近似曲線を基本ラインと考え、表面付近はひび割れ部からの塩化物イオンの蓄積によるものと考えた。ひび割れ部からの塩化物イオンの浸透による塩化物イオン濃度の分布状況予測概念図を図-8 に示す。

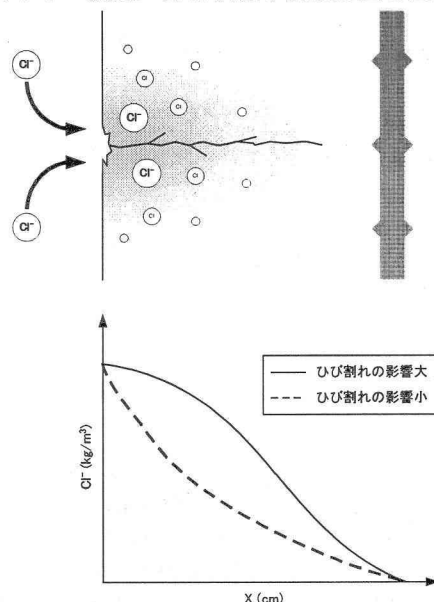


図-8 ひび割れ部からの塩化物イオン浸透予測概念図

## 5.2 劣化予測に対する対策方針

ひび割れの影響により、かぶりコンクリート部に多くの塩化物イオンが蓄積されているような主桁部では、フィックの拡散方程式と差分法を組み合わせた拡散予測で近似曲線を導き出すことができなかった。

ただし主桁部では、かぶりコンクリート内に多量の塩化物イオンが蓄積されている状況であり、放置しておくとも再拡散が進行し、鉄筋位置での塩化物イオン濃度が腐食発生限界濃度を超過すると考えられた。

内部に蓄積された塩化物イオンは、再拡散により平均化しようとする(図-9)ため、この性質を利用して劣化因子の除去範囲を設定することとした。

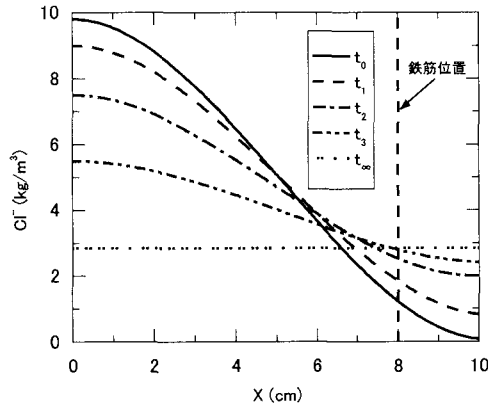


図-9 塩化物イオン供給遮断後の拡散予測図

### (1) 主桁コンクリート下面

鉄筋腐食の影響で、かぶりコンクリートにも多くのひび割れが発生していることより、かぶりコンクリート全てをハツリ取り、錆を除去して断面修復を行う。

### (2) 主桁コンクリート側面・床版下面

塩化物イオンの実測値データにより、かぶりコンクリート内(鉄筋位置を含む)における塩化物イオン総量をグラフ化する。

除去範囲の違いによる塩化物イオン総量を把握することで、再拡散により塩化物イオン量が平均化しても $1.2\text{kg/m}^3$ を超えなくて済む除去範囲を設定する。

主桁側面海側の総量図を図-10に示す。腐食発生限界塩化物イオン総量とハツリ量による塩化物イオン総量ラインとの交点が $4.64\text{cm}$ であることより除去範囲を $5\text{cm}$ と設定した。

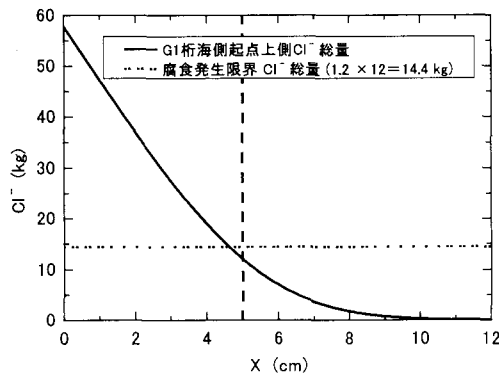


図-10 ハツリ量による塩化物イオン総量図

主桁山側、床版下面に関しても同様の手法により除去範囲を設定した。

## 6. 対策工法の選定

塩害対策としての補修工法を大まかに分類すると、①劣化因子の除去、②劣化因子の進入抑制、③腐食発生要因(腐食電量)の制御、の3つとなる。

調査結果と劣化予測から得られた条件に基づき、上記補修工法を組み合わせた対策工を6種類立案し、LCCを最小化できる補修工法の選定を行った(図-11)。

比較検討の結果、最も経済的な「③劣化部ハツリ+表面改質材案」を本橋梁の補修工法として選定した。

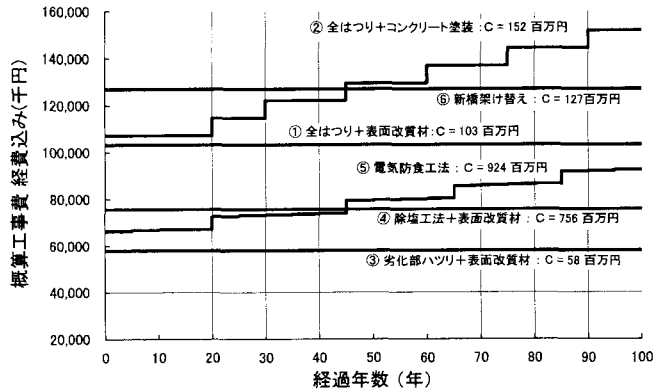


図-11 補修工法のLCC比較図

## 7. まとめ

今回実施した既設RC桁橋の補修設計では、コンクリート塗装を施工するまでに進入した塩化物イオン量を定量的に評価できなかったため、塩化物イオン濃度の実測値を基に劣化因子除去範囲の設定を行った。

設定した除去範囲の有効性は、補修後において塩化物イオンの供給を目標範囲内で遮断することが前提条件であるため、使用する材料の耐久性や塩化物イオンの遮断効果が、実験や長期間の観測などにより定量的評価のできるものであることが必要である。

現在、新たに研究が進んでおり、効果を設計上定量評価できる工法として、「繊維混入吹き付けモルタル」及び「繊維混入吹き付けコンクリート」<sup>1)2)</sup>の適用性を検討しているところである。

これらは所要の拡散係数を持ち、なおかつ凍結融解抵抗性にも優れていることから、とくに性能の面では期待が持てるものと考えている。また新工法であるが故に難しさのあるコスト評価に関しても十分検討し、耐久性が高く維持管理コストの低い構造物となるよう、補修設計を行っていく所存である。

## 参考文献

- 1) 栗橋祐介, 田口史雄, 三上浩, 岸徳光: 短繊維混入吹き付けモルタルとアラミドメッシュを併用した補修・補強工法の開発, 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, 第2巻, pp.7-14, 2002.10
- 2) 吉田行, 田口史雄, 岸徳光, 三上浩: 繊維混入吹き付けモルタルの力学的特性および凍結融解抵抗性, 平成14年度, 土木学会北海道支部, 論文報告集 第59号, pp.780, 2003.1