

臨海部経年シールドトンネルの塩害および腐食 メカニズムの解明とその対策

The Elucidation and Measure of the Mechanism of Salt Damage and Corrosion
in an Aged Oceanfront Shield Tunnel

田辺将樹¹, 佐藤豊², 上原元樹³, 鈴木延彰⁴, 吉田聖浩⁵
Masaki Tanabe, Yutaka Sato, Motoki Uehara, Nobuaki Suzuki, Msahiro Yoshida

¹正会員 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部トンネル (〒185-8540東京都分寺市光町2-8-38)

E-mail:tanabe@rtri.or.jp

²正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部トンネル (同上)

³正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 材料技術研究部コンクリート材料 (同上)

⁴正会員 東日本旅客鉄道株式会社 設備部 (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-2)

⁵正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京支社 施設部 (〒114-8550 東京都北区東田端2-20-68)

The salt damage tends to happen in oceanfront reinforced concrete structures. It is important to grasp the mechanism in order to maintain those structures in the healthy state. By conducting various investigations, we have studied the mechanism of the salt damage which is one factor of deterioration of an aged oceanfront shield tunnel, and have examined the view used as the basis of an effective measure. In this report, we introduce those results.

Key Words : shield tunnel, oceanfront, salt damage, corrosion

1. はじめに

シールドトンネルにおいて、RC 構造部材中の鉄筋や継手ボルトの腐食はコンクリートのひび割れ、剥離・剥落、さらには継手部の曲げ耐力の低下等、トンネルの耐久性や耐荷力を低下させる原因となり得る。特に臨海部のシールドトンネルの場合、海水混じりの漏水や塩分の飛来といった塩害の起こり得る環境下にあり、そのメカニズムを把握することは供用期間中のトンネルを健全に維持管理していく上で重要なことである。

そこで、本報告では臨海部のシールドトンネルの劣化の一要因である塩害を取り上げ、そのメカニズムの究明と効果的な対策工に資する考え方を提案することを目的とし、シールドトンネル内の飛来塩分調査やコンクリートに含まれる塩化物イオン濃度の測定および塩害の劣化予測といった一連の調査について紹介する。さらに、セグメント継手ボルトに対して、室内腐食促進試験を行い、継手ボルトの腐食のメカニズムを究明するとともに、効果的な腐食対策工の検討を行った。コンクリートの塩害調査と継

手ボルトの腐食促進試験に関する実施フローを図1に示す。

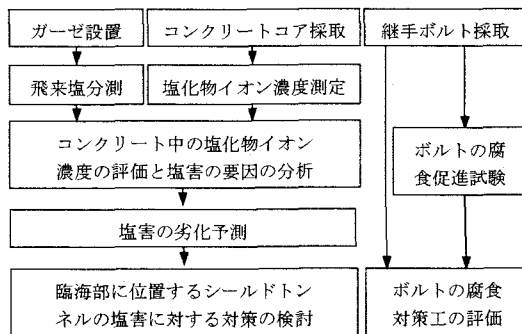


図1 実施フロー

2. 対象としたシールドトンネル

対象としたシールドトンネルは河口部に掘削されており、供用開始から30年以上経過している。一部開削工法で建設された区間があるものの、ほとんどがシールド区間で、セグメント区間（二次覆工な

し)が約4km, 二次覆工区間(二次覆工あり)が約3kmとなっている。また, 本トンネルには立坑が7つあるが, いずれも海水を含んだ河口部から100m以内のところに位置している。

現地における目視調査の結果, セグメント継目部分の漏水, セグメント継手ボルトや付帯設備(手すりやエキスパンドメタル)の腐食, 排水溝の目詰まり等の現象が確認された(写真1, 写真2)。漏水はセグメント継目部分のシール材がうまく機能していないと思われる部分に多く見られた。

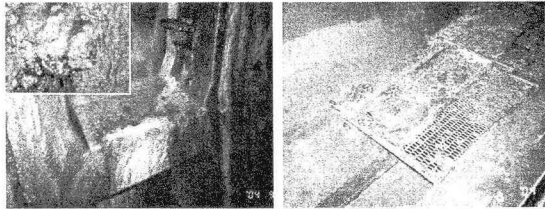


写真1 漏水および腐食 写真2 付帯設備の腐食

3. コンクリートの塩害について

塩害の影響を受けていると思われるトンネル覆工に対して, 次の測定を行った。

①飛来塩分の測定

トンネル内及び地上部の飛来塩分量を計測し, コンクリート表面から浸入する塩化物イオン濃度の測定を行う。

②コンクリート中の塩化物イオン濃度の測定

コンクリートコアを採取して, コンクリート内部の深さ方向の現在の塩化物イオン濃度を測定するとともに, 将来の鉄筋位置における濃度を予測し, RC構造部材の残存供用年数を特定する。

①および②について, 調査箇所と測定項目について表1にまとめた。また, 表中に記述している部位についての概略図を図2, 図3に示す,

表1 測定項目及び測定箇所

測定箇所番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭
構造※	立	セ	立	二	二	セ	セ	立	二	セ	セ	二	立	セ
立坑からの距離(m)	0	46	0	265	260	210	150	0	240	296	260	243	0	185
飛来塩分	地上												○	
	地下1階			○				○					○	
	地下2階			○				○					○	
	0度			○				○					○	
	45度			○				○		○			○	○
コンクリート中塩化物イオン濃度※※	90度			○				○		○			○	○
	90度a		セ	二	二				二		セ	二		
	90度b													
	135度					セ								
中性化の測定※※※	180度	路						路					路	
	温度・湿度※※※	○	○	○	○	○		○	○		○	○	○	
※	地下2階			○										
	線路階			○										

※構造について…立:立坑, セ:セグメント, 二:二次覆工

※※コンクリートコアを採取した箇所の構造を記述している…セ:セグメント(RC), 二:二次覆工(RC), 路:路盤(RC)

※※※調査はしたが, 結果を本報告には掲載していない。

※※※セグメント, 二次覆工, 路盤の水セメント比はそれぞれ42.1%, 49%, 61%であった。

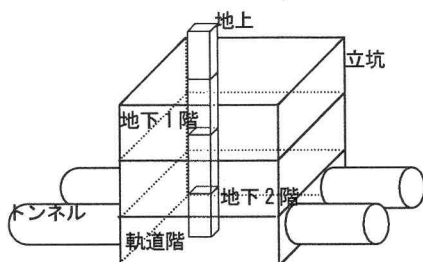


図2 測定箇所(階層別)

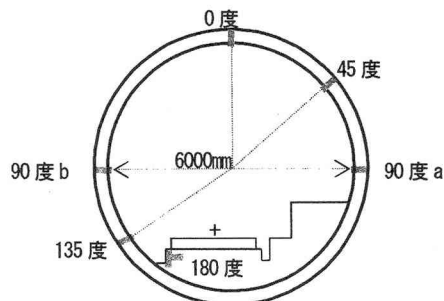


図3 測定箇所(横断面の位置)

(1) 飛来塩分の測定

a) 測定方法

飛来塩分量は『JIS Z 2382 大気環境の腐食性を評価するための環境汚染因子の測定』に準拠して、ドライガーゼ法で測定した。ここで、飛来塩分量の単位は $\text{mg}/(\text{dm}^2 \cdot \text{d})$ であり（以下 mdd と略す）、一日に単位面積（ $\text{dm}^2=0.01\text{m}^2$ ）当たりのコンクリート覆工にどれだけの Cl が付着するかを評価するものである。写真 3 は測定に用いるガーゼの設置状況を示している。表 1 に示した箇所において 2 回測定し、その平均を飛来塩分量とした。

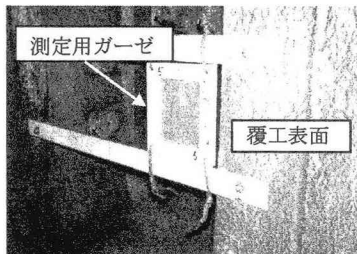


写真 3 測定用ガーゼ設置状況

b) 測定結果および考察

図 4 は飛来塩分の測定結果である。全体的な傾向として、立坑（地下 1 階、地下 2 階）で測定された値より地上で測定された値の方が大きい。また、立坑で測定された値よりトンネル内において測定された値の方が大きい。このことから、トンネル内の飛来塩分量の一部は地上から流入しているものであり、トンネル内の総飛来塩分量は地上の飛来塩分量と、もともとトンネル内に存在したものの和であることが推測できる。また、横断面位置毎の飛来塩分量の傾向としては、0 度（天端）から 90 度（スプリングライ）に近づくにつれて飛来塩分量が多くなっていることが分かる。

トンネル内の最大の飛来塩分量は⑩の 90 度部分（スプリングライン）において測定され、0.015mdd 程度を示していた。『無塗装鋼鉄道橋設計施工の手引き；鉄道総研，1994.3』によれば、橋梁の塗装に当たって、「0.05mdd を超える地域での無塗装橋梁の採用は避けるのがよい」および「離岸距離が 10km 以上であれば 0.05mdd を超えないものと考えられる」とされており（図 4 の※），鋼材を対象としたときには、無塗装でも対応できる値であることが分かる。しかし、既往の研究では、RC 構造物を用いて長期暴露試験を行った結果、飛来塩分が蓄積することにより、コンクリート深さ方向の塩分量が増加し

ている事例があることから、飛来している塩分量が微小であっても、その蓄積によって経年とともに塩害が起きることが知られている¹⁾。飛来塩分の蓄積の程度とその影響については、(3)塩害の要因と対策にて併せて記述する。

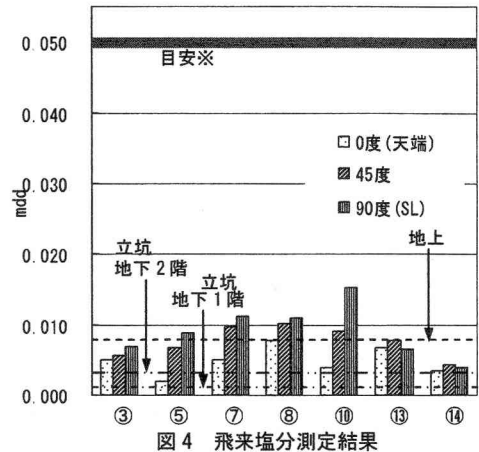


図 4 飛来塩分測定結果

(2) コンクリートコアの塩化物イオン測定

a) 測定方法

コンクリート中の塩化物イオン濃度は、採取したコンクリートコアを深さ方向に一定の間隔で切断した後、各試料の塩化物イオン量を蛍光 X 線分析法にて分析して算出する²⁾。なお、本手法で算出した値は、セメント中に含まれる塩化物イオン量として換算される。したがって、塩化物イオン量が 1mass%，単位セメント量が $300\text{kg}/\text{m}^3$ のコンクリートとすると、塩化物イオン量（全塩化物量）は $3\text{kg}/\text{m}^3$ となる。

b) 拡散係数およびコンクリート表面の塩化物イオン濃度の算出方法

実構造物のコンクリート中に外部から浸入した塩化物イオンの見掛けの拡散係数 D_{app} およびコンクリートの表面塩化物イオン濃度 C_0 は、次式に示すフィックの第 2 法則に基づいた拡散方程式を用いて、採取したコンクリートコアの各深さ位置で測定された塩化物イオン濃度を回帰分析し定量した（『JSCE-G573-2003 実構造物におけるコンクリート中の全塩化物イオン分布の測定方法』）。

$$C(x, t) - C_i = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{app} \cdot t}} \right) \right\} \quad (1)$$

ここに、 x ：暴露面から塩化物イオン濃度を測定した箇所までの距離（cm）

t ：供用年数（年）

$C(x, t)$ ：距離 x （cm）、 t （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表面の塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

C_i : 初期含有塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

D_{aps} : 実構造物から採取されたコンクリートの見掛けの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

erf : 誤差関数

$$\text{ただし, } erf(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$$

c) 測定結果および考察

①コンクリートコア中の塩化物イオン濃度

コンクリートコア中の塩化物イオン濃度をセグメント、二次覆工、路盤の構造別に示したものが図 5, 図 6, 図 7 である。セグメントと二次覆工の 90 度の部分 (③, ④, ⑤[90 度 a], ⑤[90 度 b], ⑨, ⑪, ⑫) においては、鉄筋位置の濃度が発錆限界濃度を超えていない。一方、一部のセグメントの 90 度の部分 (②) や路盤 (①, ⑧, ⑬), 135 度に位置するセグメントおよび二次覆工 (⑤[135 度], ⑥) 等のスプリングラインより下部のコンクリートでは、既に発錆限界濃度を超えている。したがって、鉄筋近傍において、腐食に必要な水や酸素が供給されていれば鉄筋の腐食が生じているものと思われる。

また、図 6 の⑨⑫においては、覆工背面側の濃度が高い。これは、セグメントと二次覆工の境界に水道ができて、背面から劣化因子が浸透していることによると考えられる。また、図 6 の深さ 100mm から 140mm の塩分含有量の値はほぼ 0 に等しいことから、建設時には海砂が使用されていないことが推測され、コンクリート内の塩化物は全て外部から浸透したものと考えられる。

②コンクリート表面における塩化物イオン濃度

式 (1) より、実構造物から採取されたコンクリート表面における塩化物イオン濃度 C_{0s} について、横断面位置毎に分類したものが図 8 である。90 度の位置における濃度は $0.07 \sim 3.16 (\text{kg}/\text{m}^3)$ 、135 度の位置における濃度は $2.3 \sim 5.6 (\text{kg}/\text{m}^3)$ 、180 度の位置における濃度は $8.39 \sim 10.47 (\text{kg}/\text{m}^3)$ となっており、下部に行くほど表面の塩化物イオン濃度は大きくなっていることが確認できた。

さらに、図 8 中の各横線は海水の塩化物イオンの影響を受ける RC 構造物の表面における塩化物イオン濃度の目安を示したものであるが³⁾、本トンネルにおける表面の塩化物イオン濃度をこれと比較した場合、90 度 (スプリングライン) の位置は海岸から 0.25km 以遠の位置、135 度の位置は海岸から 0.1km ~ 0.5km の位置、180 度 (路盤) の位置は飛沫帯 ~ 汀

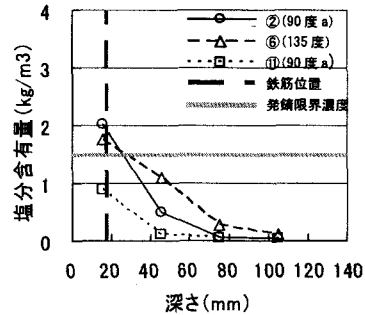


図 5 セグメント部の塩化物イオン濃度

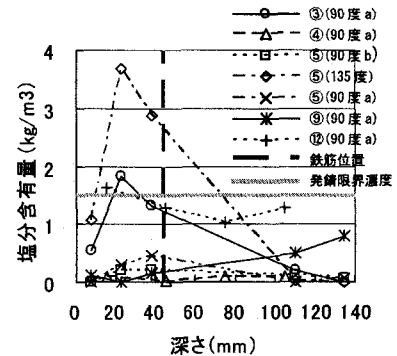


図 6 二次覆工部の塩化物イオン濃度

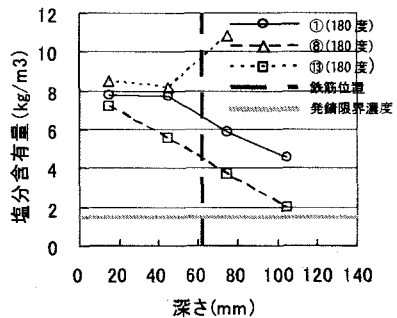


図 7 路盤部の塩化物イオン濃度

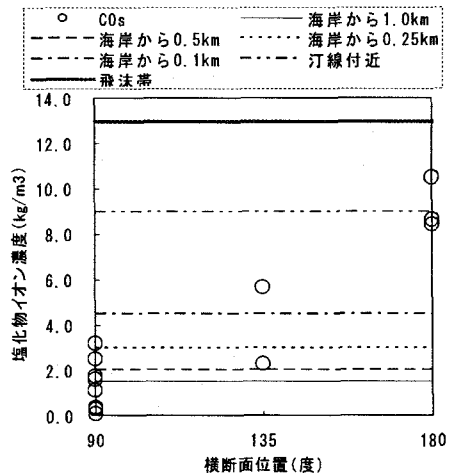


図 8 部位毎の表面の塩化物イオン濃度

線付近にある RC 構造物と同レベルの塩分が表面に付着していることになる。以上より、トンネルの場合、横断面の位置により塩害の程度が大きく異なるため、位置や構造別にコンクリートコアをサンプリングし、塩害の劣化予測を行っていくことが重要となる。

③コンクリートの見掛けの拡散係数

式 (1) より定量した実構造物から採取されたコンクリートの見掛けの拡散係数 D_{aps} を表 2 に示す。ここで、比較のために、式 (2) ⁴⁾ より水セメント比とセメントの種類のみから算出される一般的な拡散係数 D も表に示した。

$$\log D = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (2)$$

D_{aps} と D を比較した結果、一つを除いた全てのコンクリートコアで、 $D_{aps} < D$ となった。すなわち、実構造物の拡散係数は平均的な拡散係数に比べ小さく、これはコンクリート内の細孔が緻密になっていることを示している。すなわち、本トンネルにおいては、コンクリートが良質で塩化物イオンが拡散しにくい状態であることが分かる。

以上①～③より、本トンネルでは、コンクリートの質は良好であるが、供給される塩分量が非常に多いため、塩害の恐れが懸念される。またその傾向は特にスプリングライン以下で見受けられる。

表 2 表面の塩化物イオン濃度と拡散係数

部位		$D_{aps}(\text{cm}^2/\text{y})$	$D(\text{cm}^2/\text{y})^{**}$
セグメント	② (90 度)	0.168	0.692
	⑥ (135 度)	0.487	0.692
	⑪ (90 度)	0.104	0.692
二次覆工	② (90 度 a)	0.596	1.235
	④ (90 度 a)	—*	1.235
	⑤ (90 度 b)	—*	1.235
	⑤ (135 度)	0.453	1.235
	⑤ (90 度 a)	0.330	1.235
	⑨ (90 度 a)	—*	1.235
	⑫ (90 度 a)	—*	1.235
路盤	① (180 度)	2.847	2.759
	⑧ (180 度)	—*	2.759
	⑬ (180 度)	1.441	2.759

*コンクリート中の塩化物イオンの移動がほとんど見受けられず、拡散係数を定量できなかった。

**セメント種は普通ポルトランドセメント、セグメント、二次覆工、路盤の W/C はそれぞれ 42.1%、49%、61% として D を算出した。

(d) 鉄筋近傍での将来の塩化物イオン濃度

供用開始から t 年後の将来の鉄筋位置 x における塩化物イオン濃度 $C(x, t)$ は、(c) において示されている C_{0s} と、 D_{aps} を定数とした式 (1) に、 t と x とを代入することで求められる。

図 9 は路盤 (①, ⑧, ⑬) における鉄筋近傍での将来の塩化物イオン濃度を示すが、現状および将来において濃度が発錆限界濃度を超過しており、鉄筋位

置において、酸素および水が十分供給されている場合は鉄筋腐食が生じる恐れがあることを示している。

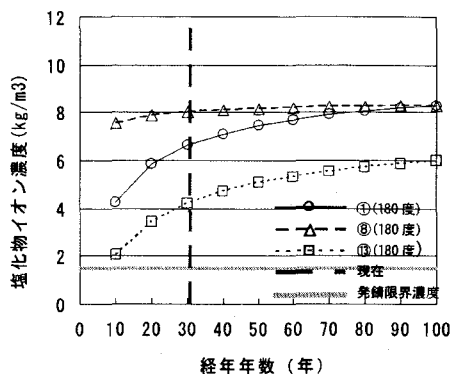


図 9 路盤部の塩化物イオン濃度予測

(3) 塩害の要因と対策

a) 塩害の要因

経年により蓄積された飛来塩分量とコンクリート中の全塩化物量の比較を 90 度 (スプリングライン) 部分について行った。すなわち、(1)b) において求めた一日当たりの飛来塩分の付着量に経年年数 (31 年) を乗じた値と、(2)c) ①において示した深さ方向の塩化物イオン濃度の分布を積分することにより算出したコンクリート中に蓄積されている全塩化物量の値を比較した。表 3 はその値を示したものであるが、仮に付着した飛来塩分がすべてコンクリート中に浸透していると仮定した時、セグメント部において飛来塩分の蓄積量は、コンクリート中に含まれる全塩分量の 3.9% 程度に過ぎないことが分かる。また、二次覆工についても 4.3% 程度に過ぎないことが分かる。このことから、トンネル内の塩害に飛来塩分はほとんど寄与していないことが分かる。

表 3 コンクリート中の全塩化物量に対する飛来塩分量の割合 (90 度部分)

	a 飛来塩分蓄積量 (kg/m²)	b コンクリート中の全塩化物量 (kg/m²)	a/b (%)
セグメント	0.011	0.282	3.9
二次覆工	0.009	0.208	4.3

一方、トンネル内の漏水の化学分析を行ったところ (表 4)、 Cl^- 量が非常に多く、かつ漏水の Na^+ 量および Cl^- 量がともに海水の 1/3 となっており、漏水に海水が混じっていることが予想できる。すなわち、トンネル内において、漏水している部分やそれが滞留している排水溝等は塩化物イオンの供給源と

なり、この水が何らかの影響（風圧で飛散して付着したり、コンクリート自体の吸い上げが考えられる）でコンクリート中に浸透していると考えられる。このような理由から、90 度部分より下部では下に行くほどコンクリート中の塩化物イオン濃度が高い。

表 4 トンネル内の漏水の化学分析結果

	pH	Na ⁺	Ca ²⁺	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	SO ₄ ²⁻ / Cl ⁻
トンネル内	7.56	3,120	396	6,036	152	0.03
海水	8.10	10,500	401	19,000	2,652	0.14
河川水	-	7.3	12.7	6.1	15.9	2.61

単位：mg/l

b) 塩害の対策

コンクリート中に含まれる塩化物イオン濃度は、スプリングラインより下部において高い数値を示した。拡散係数についても小さな値を示していることから、コンクリート自体は良質であり、海水を含む漏水により表面に付着した塩化物イオンが本トンネルの塩害の原因と考えられる。したがって、塩化物イオンの供給源を絶つために、覆工内面を定期的に清掃することや、排水溝の目詰まりを取り除くこと、また、滞留した水が飛散しないように溝蓋を設置すること等が、簡易で効果的な対策として挙げられる。また、すでに鉄筋位置において腐食環境下にあるものは、鉄筋の腐食程度を調査した上で、断面修復等の対策工を検討する必要がある。

海水の影響を受けるコンクリート（飛沫帯）において、『コンクリート標準示方書施工編（平成 8 年制定）』では最小の単位セメント量を 300kg/m³（粗骨材の最大寸法が 40mm の場合）、最大の W/C を 45% とする必要があること、『日本建築学会建築工事標準仕様書 JASS5』では最大の W/C を 45%、かぶりを 60～90mm とする必要があることとしている。一方、今回対象としたトンネルは、路盤では、単位セメント量が 260～300 kg/m³、W/C が 60%、かぶりが 62mm であり、二次覆工では、単位セメント量が 300 kg/m³、W/C が 50%、かぶりが 46mm であり、セグメントでは、単位セメント量が 400 kg/m³、W/C が 42%、かぶりが 18mm であった。このためトンネル内のコンクリートは上記の目安に満たないものもあり、耐久性に問題が生じる可能性がある。臨海部に建設され、塩害の可能性が考えられるトンネルに使用するコンクリートにおいては、例えば、水セメント比の見直しやかぶりの増加、防水材⁵⁾による表面被覆工、防錆材の使用⁶⁾、塗装鉄筋の使用等を新設時の当初から検討・設計しておくことも重要と考える。

図 10 は鉄筋位置において既に発錆限界濃度を超えている路盤⑬について、水セメント比を 61% から 41% にした場合、さらにかぶりを 62mm から 90mm にした場合の鉄筋位置における塩化物イオン濃度の予測を示したものである。図より水セメント比を 41% にした場合には供用開始から 70 年程度は発錆限界濃度を超えず、さらにかぶりを 90mm にすれば供用開始から 100 年経過しても発錆限界濃度以下となる。

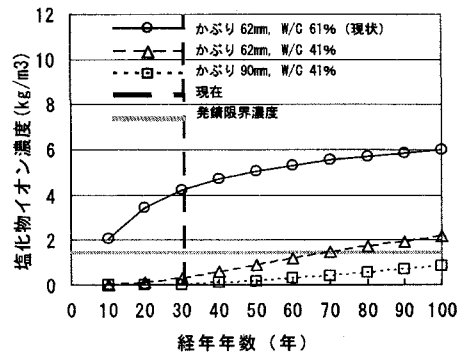


図 10 W/C・かぶり別鉄筋腐食予測

4. 継手ボルトの腐食について

セグメントの継手ボルトにおいて、外部から観察できるボルト頭部の腐食については、腐食部を塗料等で覆うことで、水分や酸素等の腐食因子を遮断する方法があげられる。しかし、実際には図 11 に示すように、セグメントの継目部からも水や酸素等の腐食因子が供給されることが考えられ、ボルト頭部（ナットやワッシャー等）のみの部分的な補修では、継目近傍のボルト軸部の腐食を抑制することが難しい。さらに、部分的な補修は、継手ボルト内部に電位差を生じさせ、局部的な腐食を生じさせることも考えられる。

そこで継手ボルトの腐食要因を把握し、補修の基本的な考え方を示すことを目的として、ボルトの室内食促進試験を実施した。

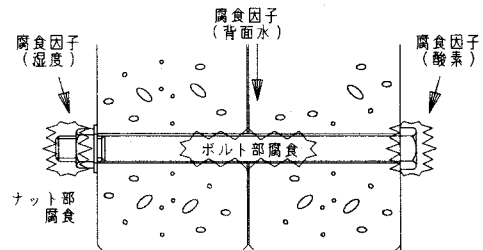


図 11 継ぎ手ボルトの腐食因子

(1) 実験方法

a) 実験概要

継手ボルトは

- ・ ボルト軸部に被覆を施さないもの
- ・ ボルト軸部を食塩水で満たし、その外周を塩ビパイプで密閉したもの
- ・ ボルト軸部の外周を全て防水テープで被覆したもの

の3種類を準備し、水分や酸素の供給量を変えた。これらについて腐食促進試験を行い、水分や酸素の供給と補修材の違いによる腐食の進行について評価した。なお、実験では本トンネルのセグメントで用いられたものと同程度（SS400、M30×360、F4.8T）のボルトを用いた。

b) 実験方法

①試験体準備

クエン酸アンモニウムを用いてボルトの黒皮を除去し、ボルト質量測定を行う。

次に、腐食因子（水分・酸素）と継手ボルトの被覆条件を模擬するために、表5に示すような試験体を作成して質量を測定する。

表5 ボルト軸部の境界条件

ボルト劣化因子	概要図
① 酸素供給 水分供給	一次腐食作業後 ⇒ 補修（ナット部） ボルト
② 酸素（小） 水分供給	一次腐食作業後 ⇒ 補修（ナット部） 塩ビ（10A） 電解質 塩ビ ボルト
③ 酸素なし 水分供給	一次腐食作業後 ⇒ 補修（ナット部） 防水テープ ボルト

※ 電解質：NaCl 35g/ℓ（海水濃度に準拠）

②第一次促進腐食

養生槽（温度 20℃・相対湿度 100%）で 50 日程度にわたって促進腐食試験を行う。腐食期間終了後、ナット等の腐食状況について目視観察を行った後、ワイヤブラシで錆を除去し、試験体質量の測定を行う。

③補修

表6に示す3種類の補修材料をボルト頭部にのみ塗布する。また、補修材の指触乾燥後、質量測定を

行う。

④第二次促進腐食

補修後に、養生槽（温度 20℃・相対湿度 100%）で 50 日間促進腐食試験を行う。その後、ボルト頭部の腐食状況について目視観察を行い、ワイヤブラシで錆を除去後、質量測定を行う。さらに、塩ビ等の被覆材料を撤去し、ボルト軸部の腐食状況について目視観察を行う。最後に、クエン酸アンモニウムで錆を除き、質量測定を行う。

表6 補修材の種類

補修材料	名称（商品名）	防食メカニズム
一般塗装	さび止め 合成樹脂塗料	酸素や水分を遮断する。
常温メッキ	常温型 亜鉛メッキ	犠牲防食作用。イオン化傾向の大きい金属（亜鉛）が犠牲になり、ボルト腐食を抑制する。
防錆材	防食型 特殊防錆剤	錆層に強力に浸透し、錆を固着化する。

(2) 実験結果

a) 継手ボルトの腐食

第一次促進腐食後に、継手ボルトの目視観察を行った。表5に示すボルト軸部の被覆条件（Case①～③）の違いに関わらず、ボルト頭部において腐食が確認された。一方で、酸素の供給が少ない被覆条件（Case②③）の場合については、ボルト軸部に腐食はほとんど確認されなかった。

目視観察後に、腐食促進試験前後の継手ボルトの質量測定を行い、腐食量を算出した。図12に測定結果を示す。同図より、ボルト軸部の被覆条件（Case①～③）の違いに関わらず、ボルト軸部の腐食率に比べて、ボルト頭部のほうが大きいことが確認された。また、酸素の供給が少ないあるいは無い条件（Case②③）の場合は、水分の供給の有無に関わらず、ボルト軸部に腐食はほとんど確認されなかった。

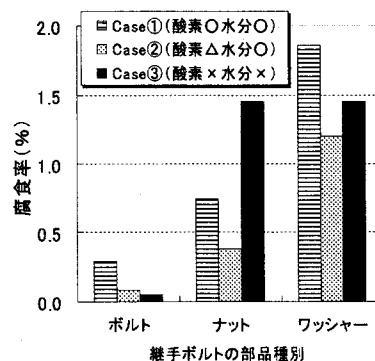


図12 部品種別による腐食率

b) 補修材の違いの影響

第二次促進腐食後に、継手ボルトの外観を観察した。頭部のみ部分的な補修によって、軸部の局所的な腐食の発生を計画段階では懸念していたが、実験結果より生じないことが確認された（写真4）。

図13に、補修材の違いによる防食効果（補修を行わなかった場合の発錆量／補修を行った場合の発錆量）を示す。同図より、使用した補修材の中では、軸部の被覆条件に関わらず、防錆材による防食効果がもっとも高いことが確認できた。また、軸部に水分や酸素が供給される場合（無被覆）は、いずれの補修材を用いてもその効果は大きくないことが確認できた。



写真4 二次促進腐食後のボルト

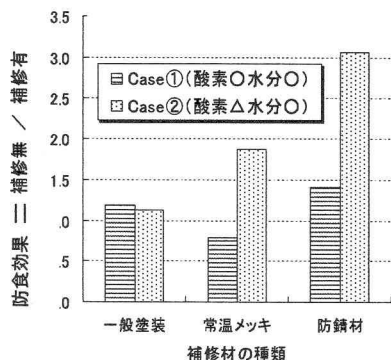


図13 補修材の違いによる防食効果

c) トンネルから採取したボルトと実験結果の比較

写真4は本トンネルにおいて採取した継手ボルトの腐食状況である。頭部は腐食しているが軸部はそれらに比べほとんど腐食していないことが分かる。これは(2)a)で示した腐食状況と一致している。

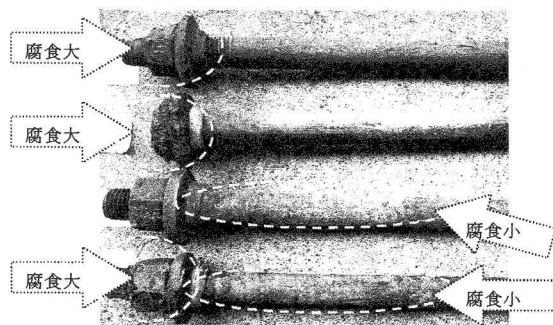


写真4 採取したボルトの腐食状況

5. まとめ

(1) コンクリートの塩害に関する知見

コンクリートコアの塩化物イオン濃度測定から、路盤など一部のコンクリートにおいて発生限界濃度を超えていた。コアの深い位置においては低濃度であったこと、飛来塩分の影響がほとんどないこと、漏水の化学分析から漏水は海水が混じっていること、排水溝が目詰まりを起こしそれらが滞留していたこと等から、経年に伴い海水混じりの漏水がコンクリート表面から入り込み蓄積されたものと思われる。

対策としては、コンクリート打設時の配合やかぶりといった構造細目の見直しが考えられるが、対策効果もさることながら、経済性や作業性を考慮したうえで、適当と思われるものを現在検討中である。また、並行して、コンクリート内に含まれる塩分量と鉄筋の腐食の関係を、臨海部に位置するシールドトンネルという条件の中で解明していくことも重要であると考え、今後鋭意進めて行きたい。

(2) 継手ボルトの腐食に関する知見

室内腐食促進試験の結果、ボルト軸部の境界条件に関わらず、ボルト頭部の腐食量がボルト軸部の腐食量に比べ卓越していることが分かった。これは現場において採取したボルトの腐食状況と一致した。また、ボルト頭部を補修した後の促進試験から、ボルト頭部のみの補修でもボルト軸部の局所的な腐食は小さいことが把握でき、補修方法として効果があることも確認した。

謝辞：本調査を行うに当たり、JR東日本東京支社の関係各位に多大なご協力を賜りました。紙面をお借りして御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 大城武，山田義智，谷川伸：厳しい環境下での実大RC建物の長期暴露試験について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.1，1995
- 2) 立松英信，高田潤：蛍光X線法によるアルカリ量・塩素量の推定，土木学会第45回年次学術講演会，V-212，pp.450～451，1990.9
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，pp.100～102，2001.1
- 4) 土木学会：2002年版コンクリート標準示方書改定資料，pp.83～88，2002.3
- 5) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針，pp91～99，2000.9
- 6) 松田正義，大内田隆紀，大谷博，秀島節治：耐久性を目指した建物の設計・施工例，コンクリート工学 Vol.24，NO.8，pp.35～44，1986