

海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの  
の実用化に関する研究

Study on the Practical Application of Self-Compacting  
Concrete Using Sea Water and Unwashed Sea Sand

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

2017年2月

酒井 貴洋

Takahiro SAKAI

# 海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの実用化に関する研究

## 目 次

<b>第1章</b>	<b>はじめに</b>	1
1.1	研究の背景	1
1.2	研究の目的	2
1.3	論文の構成および各章の概要	3
1.4	用語の説明	7
<b>第2章</b>	<b>海水練りコンクリートに関する既往の知見</b>	9
2.1	概 要	9
2.2	海水・未洗浄砂を用いたコンクリートの使用事例	9
2.2.1	港湾構造物への適用例	9
2.2.2	未洗浄砂を用いたコンクリートによる塩害の事例 (山陽新幹線橋脚、トンネル覆工)	15
2.3	海水使用に関する国内外の規準等	17
2.3.1	土木関連の規準	17
2.3.2	建築関連の規準	19
2.3.3	海外の規準	21
<b>第3章</b>	<b>海水練りコンクリートの物性</b>	25
3.1	概 要	25
3.2	海水練りコンクリートの初期強度増進メカニズム	25
3.2.1	実験概要	25
3.2.2	セメントペーストの水和発熱速度	27
3.2.3	モルタルのフレッシュ性状および硬化性状	28
3.3	第3章まとめ	35
<b>第4章</b>	<b>海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの開発</b>	37
4.1	概 要	37
4.2	海水・海砂を用いた自己充填型コンクリート用混和剤の開発	37
4.2.1	ポリカルボン酸系混和剤の立体障害効果	38
4.2.2	粉体粒子表面への高性能 AE 減水剤の吸着形態	39
4.2.3	海水および海砂がコンクリートの流動性に及ぼす影響	40

4.2.4	海水および海砂の含有成分が混和剤の分散性に及ぼす影響	43
4.2.5	自己充填型コンクリート用混和剤の分散性評価	44
4.3	海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの基礎特性	45
4.3.1	配合および使用材料	45
4.3.2	試験項目および方法	46
4.3.3	フレッシュコンクリートの性状	47
4.3.4	硬化コンクリートの性状	51
4.4	海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの収縮特性および熱特性	54
4.4.1	コンクリートの配合および使用材料	54
4.4.2	試験項目および方法	55
4.4.3	コンクリートの乾燥収縮特性	56
4.4.4	コンクリートの熱特性	60
4.5	第4章まとめ	63
<b>第5章</b>	<b>海水を使用したコンクリートの耐久性</b>	<b>66</b>
5.1	概要	66
5.2	塩害	66
5.2.1	塩化物イオンの挙動	66
5.2.2	鉄筋腐食	73
5.2.3	まとめ(塩害)	80
5.3	耐海水性	80
5.3.1	海洋環境下での劣化メカニズム(硫酸塩劣化)	80
5.3.2	練混ぜ水の違いが耐海水性に及ぼす影響	81
5.3.3	まとめ(耐海水性)	87
5.4	軍艦島護岸調査から得られた海水練りコンクリートの長期耐久性	89
5.4.1	軍艦島護岸の概要	89
5.4.2	調査概要	90
5.4.3	結果および考察	93
5.4.4	まとめ(軍艦島護岸調査)	100
5.5	海水・海砂を用いた自己充填型コンクリート中の鋼材の腐食特性に関する検討	101
5.5.1	実験概要	101
5.5.2	実験結果	104
5.5.3	コンクリート中鋼材の腐食特性	108
5.5.4	まとめ(鋼材の腐食特性)	111
5.6	第5章まとめ	111

<b>第6章 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの適用性拡大検討</b>	115
6.1 概要	115
6.2 遠隔離島の珊瑚由来の石灰岩骨材を用いた検討	115
6.2.1 使用した石灰岩骨材	115
6.2.2 配合および使用材料	118
6.2.3 実験項目および方法	119
6.2.4 フレッシュコンクリートの性状	120
6.2.5 硬化コンクリートの性状	124
6.2.6 まとめ（珊瑚骨材の適用）	126
6.3 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの水中コンクリートへの適用性 に関する検討	127
6.3.1 実験概要	127
6.3.2 実験結果	127
6.3.3 まとめ（水中コンクリート適用性）	140
6.4 海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートへのフライアッシュの適用性	141
6.4.1 実験概要	141
6.4.2 実験結果および考察	143
6.4.3 まとめ（フライアッシュ適用性）	150
6.5 第6章まとめ	150
<b>第7章 結論</b>	152
<b>あとがき（今後の展望）</b>	155
<b>謝辞</b>	156

## 第1章 はじめに

### 1. 1 研究の背景

コンクリートはその材料のうち、約20%が水分である。世界中で毎年100億トンのコンクリートが使われており、その際約20億トンの水が材料として使用されている。養生にもほぼ同量の水を用いていることを考慮すると、年間約40億トンに達する淡水が世界中でコンクリート工事用として使用されている。現在では、コンクリートの練混ぜに海水を使用することは、特に鉄筋コンクリート（RC）やプレストレストコンクリートに対しては、世界中のあらゆる規格において認められていない。海水を練混ぜ水として用いることは現在では禁忌とも言えるが、過去においては地理的な制約で淡水の入手が困難な地域で海水を利用して建設された構造物も多い。これらの構造物の中には現在でも健全な状態で供用されているものもあり、多くの示唆を与えている（図-1.1、図-1.2 参照）。

一方、国内外の離島や沿岸部での港湾工事においては、過酷な施工環境である場合や、陸上や海上のアクセスが悪く、上水道水や骨材などの材料調達や建設労働者の確保が困難な場合がある。また、先般の大震災のように、陸・海路の輸送手段が大きな被害を受けた沿岸地域においては、緊急復旧工事に要する材料の調達や作業員の確保が課題となる。このような条件下でコンクリートを製造・施工する場合、できるかぎり施工場所の近傍で調達可能な海水や未洗浄の海砂などの材料を使用すること、コンクリートの構成材料の種類を最小限に抑え、容易に製造できること、また、自己充填性を有するコンクリートを使用し、締固め作業を省力化することで施工速度を向上することなどが求められる。



図-1.1 軍艦島の護岸（長崎県）



図-1.2 宇久長崎鼻灯台（長崎県）

## 1. 2 研究の目的

構成材料のうち、練混ぜ水として海水を用いたコンクリート（以下、海水練りコンクリート）については、従来から研究がなされているが（例えば、柳場重正，川村満紀，山田祐定，高桑二郎：練り混ぜ水に海水を使用したコンクリートの諸性質について，材料，Vol.24，No.260，pp.425-431，1975.5 等），海水練りコンクリートの強度および流動性に与えるメカニズムやこれらの影響の程度については未解明の部分が多く，また製造や施工効率の向上についても考慮する場合，海水や海砂を使用することに加え，より少ない構成材料でコンクリートに自己充填性を付与することが有効と考えられる．しかしながら，従来の高流動コンクリートは，粘性が高くポンプ圧送時の負荷が増加すること，仕上げ作業が困難になること，フライアッシュや高炉スラグ微粉末などの混和材や増粘剤を添加するため，構成材料の種類が多くなることなどの課題を抱えている．また，材料に海水や海砂を用いた場合は，高い流動性を発揮しにくい傾向がある．これは，練混ぜ水に海水を使用する場合，海水中に含まれる無機イオン（主に塩化物イオン）が混和剤の分散性に影響を及ぼすことで，コンクリートに優れた流動性を付与することが困難であるなどの課題があったことも一因として挙げられる．

一方で低粘性な高流動コンクリート用混和剤として，既に増粘剤一液型高性能AE減水剤（以下，既存混和剤と称す）が開発されている．この混和剤は，ポリカルボン酸エーテル化合物と増粘性高分子化合物の複合体であり，混和材や増粘剤などの複数の材料を併用せずにコンクリートに優れた流動性を付与できるという特長を有する．しかしながら，塩分を多量に含有する海水や海砂と併用した場合にはコンクリートの流動性が発揮されにくくなり，所要の流動性を付与するため混和剤を過剰に添加する必要があった．混和剤の過剰な添加は，コンクリートの製造コストの増大を招き，コンクリートの凝結時間を遅延させるなどの弊害をもたらす可能性がある．さらに，海水を用いた場合の化学混和剤の影響についても必ずしも明らかではないことから，この最適な添加量についても検討の余地が残されていた．

本研究では上記の課題に対し，様々な角度から検討を加え，海水および海砂の有効活用を目指すとともに，コンクリートの材料確保が困難な環境条件においても所定の品質を有するコンクリート構造物構築に資する方法の提供を目的とした．

### 1. 3 論文の構成および各章の概要

本論文は、第1～7章の全7章から構成される。本論文のフローを図-1.3に示す。

本論文の流れとして、まず第1章で本研究の背景と目的を明らかとすることで、研究の位置付けを明確にした。

その上で、第2章では海水・海砂を使用したコンクリートの過去の事例やこれに関する国内外の規準について調査し、過去において海水練りコンクリートが適用された経緯や塩化物イオンが耐久性に与える影響を考慮した国内外の規準について取りまとめた。

続いて第3章では、未だ未解明とされる初期強度の増進効果に焦点を当て、これまでには実施されていない、水和発熱速度および細孔構造からのアプローチを試みるとともに、海水練りコンクリートの流動性についてもその特性を明らかにした。

第4章では前章での検討結果を踏まえ、海水を使用しても所定の効果が得られる増粘剤一液型高性能 AE 減水剤の改良を行い、これを使用した自己充填型コンクリートを開発するとともに、この優れた諸性能を確認した。

第5章では、塩化物イオンが多量に含まれる海水練りコンクリートの耐久性について、長期間厳しい環境に暴露された軍艦島護岸コンクリートの詳細調査結果および本研究で開発した自己充填型コンクリートによる供試体を用いた電気化学的計測から、その長期耐久性と鋼材を併用する場合の配慮について論じた。

第6章では、開発した海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの適用性拡大について数種の実験を実施し、海洋・港湾構造物に用いる際に考えられる課題に対して、自己充填性に着目し検討を加えることで、その有効性について言及した。

最後に、第7章で得られた知見および成果を取りまとめ、研究の内容を総括した。



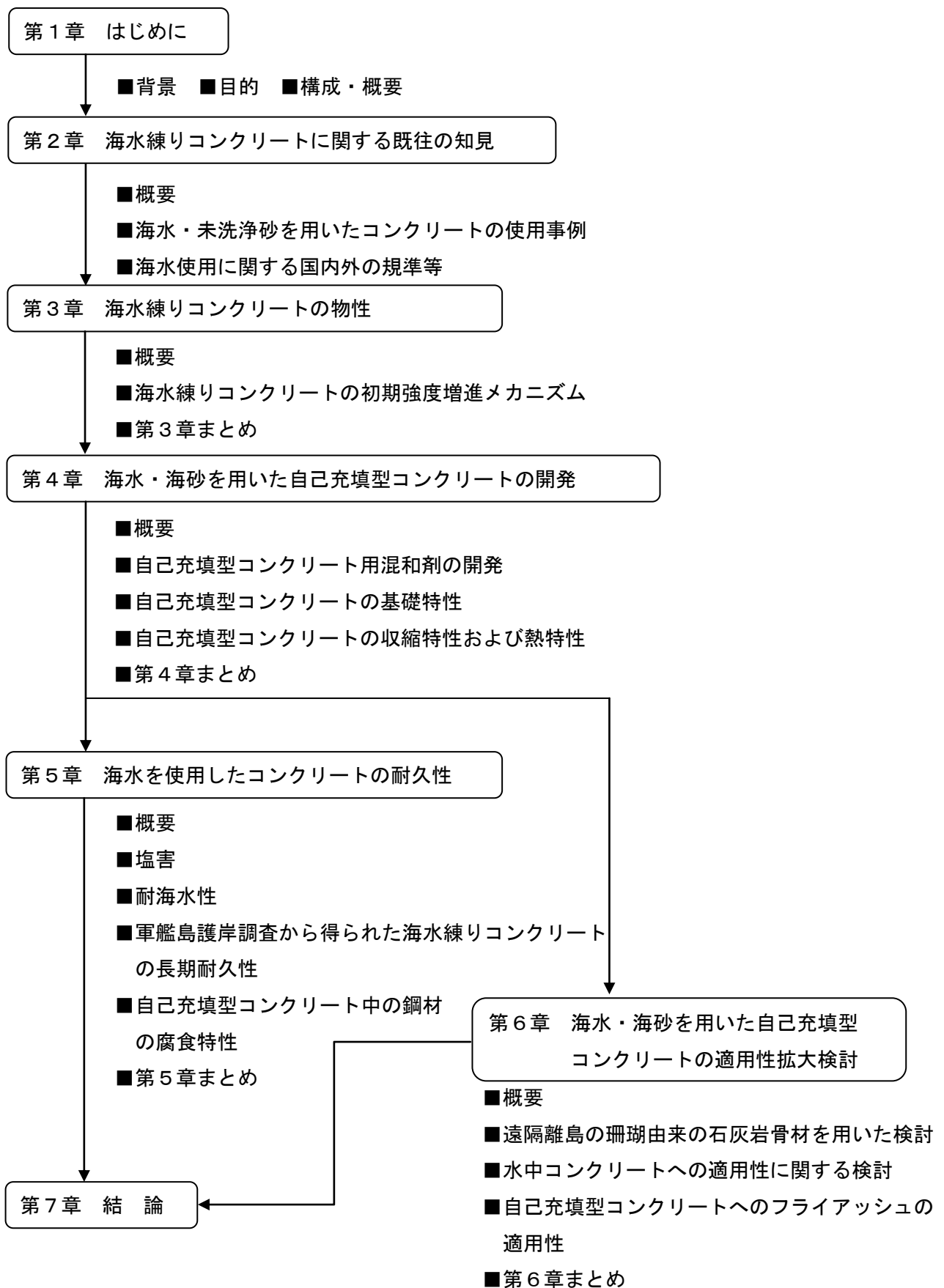


図-1.3 本論文のフロー

第1章「はじめに」は、本研究の背景と目的および論文の構成について述べた。続いて、第2章「海水練りコンクリートに関する既往の知見」では、過去に海水および未洗浄砂を用いた様々な港湾コンクリート構造物や山陽新幹線における塩害事例、さらにはコンクリートへの海水使用に関する国内外の規準類について取りまとめた。

第3章「海水練りコンクリートの基礎的な物性」では練混ぜ水に海水を使用したコンクリートの初期強度増進効果について検討した。練混ぜ水に海水を使用したコンクリートについては、これまでに多数の知見が得られており、特に材齢初期においては強度発現が促進され、材齢後期になると強度発現が停滞することが広く認知されている。この現象について、各種塩類がセメントの水和反応に対して何らかの影響を及ぼしていることはほぼ明らかであったが、その反応メカニズムについては必ずしも明らかにされていなかった。このため、普通ポルトランドセメントの水和反応機構に及ぼす海水の影響について淡水の場合と比較した結果、NaClによってC<sub>3</sub>Sの初期水和反応が促進されること、また海水を用いないものと比較して形成された硬化体組織が緻密となる現象が確認され、海水の主成分であるNaClの影響が支配的と考えられた。

第4章「海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの開発」では海水の成分がコンクリートの強度や流動性に与える影響について実験的検討を加えた上で、既存混和剤に対してセメント粒子の分散性を向上するための改良を加え、海水や海砂と併用した場合でもコンクリートの流動性低下が少ない増粘剤一液型高性能AE減水剤開発の検討を行い、この混和剤を用いたフレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの諸特性を確認した。また、海水・海砂が使用可能かつ優れた流動性と適度な粘性を付与する新規混和剤を開発し、それを用いたコンクリートのフレッシュ性状および硬化コンクリートの基礎特性を確認した。その結果、優れた流動性と適度な材料分離抵抗性を有する自己充填型コンクリートが製造可能であり、上水道水や陸砂を用いた通常の自己充填型コンクリートと比較して同等以上の基礎特性を示した。

第5章「海水を使用したコンクリートの耐久性」では、練混ぜ水に海水を使用したコンクリートの耐久性に関するこれまでの知見について取りまとめるとともに、厳しい海洋環境下において長期に渡り曝露された軍艦島護岸の海水練りコンクリートにおける詳細調査の結果から、海水練りコンクリートの長期耐久性について検討を加えた。さらに、実際の海洋環境下に1.5年間暴露したコンクリート試験体中の鋼材（ステンレス鉄筋および普通鉄筋）の腐食特性について検討を行い、電気化学的計測の結果と鋼材自体の耐食性を把握するために行った孔食電位測定の結果を示し、初期に塩化物イオンを多量に含んだコンクリート中の鋼材の将来的な腐食特性について考察した。

第6章「海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの適用性拡大検討」では、海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの適用性拡大を目的として、遠隔離島の珊瑚由来の石灰岩骨材を用いた自己充填型コンクリートの検討や海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの水中コンクリートへの適用、さらには中流動コンクリートおよびフライアッシュ使用高流動コンクリートについて実験的検討を加えた上で、その適用性についてそれぞれ言及した。

第7章「結論」では、本研究によりこれまで得られた知見および成果を総括した。

## 1. 4 用語の説明

本論文では、塩化物イオン、塩分、Cl、塩素などの表記は基本的に参考文献の表記に従うこととした。また海水に対する用語として真水、淡水などがあるが、これについては明確に使い分けておらず、海水と対をなす言葉として用いた。

【真水】 塩分などのまじらない水

【淡水】 塩分を含まない水

### ■海水練りコンクリート

コンクリートの構成材料の一つである「水」に、海水を使用したコンクリート。鋼材を補強材として使用したコンクリートには、鋼材腐食への懸念から一般に使用が禁止されている。

### ■自己充填型コンクリート

高い流動性と優れた材料分離抵抗性によって自己充填性を発揮し、かつ打込み時に締固めを必要としないコンクリート

### ■高性能 AE 減水剤

高い減水性能と優れたスランプ保持性能を有する混和剤であり、一般の強度のコンクリートから高強度コンクリートや高流動コンクリートまで幅広く使用される。高性能 AE 減水剤の主成分は、便宜上、ポリカルボン酸系、ナフタリン系、アミノスルホン酸系およびメラミン系の4種類に分類される。

### ■増粘剤一液型高性能 AE 減水剤

高性能 AE 減水剤と界面活性剤系の増粘剤を一液化したタイプの混和剤。JIS A 6204 コンクリート用化学混和剤の高性能 AE 減水剤の規格に適合。従来の高性能 AE 減水剤に分離抵抗性を付与し、一般的なスランプコンクリートに近い配合はもとより、単位セメント量を低減した高流動コンクリートや中流動コンクリートを製造することが可能。

### ■粉体系高流動コンクリート

増粘剤を用いず、主に水粉体比の減少により、適度な材料分離抵抗性（高粘性）を付与した高流動コンクリート。

### ■強熱減量

試料をある一定の温度で強熱した場合の質量の減少量。セメントでは風化の程度を、フライアッシュでは未燃炭素量を、人工軽量骨材では焼成の完全さを確かめる指標となる。

### ■フリーデル氏塩

セメントの内部において、セメント鉱物の一種であるアルミン酸三石灰と、塩化物イオンが反応して生成される塩のこと。中性化などによりフリーデル氏塩から塩化物イオンが遊離することにより、鉄筋の腐食や錆の発生などに繋がるとされる。

### ■乾燥収縮

コンクリートが乾燥を受けて硬化体中の水分が逸散し収縮する現象。変形に応じて発生する応力が大きく、ひび割れに直結するため問題が生じることが多い。

### ■孔食電位

ある不働態化した金属材料に孔食が発生する臨界の電位、同電位よりも貴な電位域では対象材料に孔食の発生ならびに進展が生じる。

### ■自然電位

照合電極(基準となるモニタリングセンサー)と測定対象である鉄筋との間の電圧のこと。測定は簡便であるが、コンクリートの状態(例えば乾湿など)に測定値が影響されるため留意が必要。

### ■分極抵抗

鉄筋表面上の反応抵抗、すなわち腐食反応に対する反応抵抗のこと。抵抗値が大きいほど腐食反応が生じにくい、すなわち不動態化していることを意味する。分極抵抗を測定する方法には、直流抵抗分極法、交流インピーダンス法などがある。

### ■軍艦島

正式名称：端島。長崎県長崎市(旧高島町)にある島。明治時代から昭和時代にかけては海底炭鉱によって栄え、東京以上の人口密度を有していたが、1974年(昭和49年)の閉山に伴い島民が島を離れてからは無人島となっている。

## 第2章 海水練りコンクリートに関する既往の知見

### 2.1 概要

現在では、コンクリートの練混ぜに海水を使用することは、特に鉄筋コンクリート(RC)やプレストレストコンクリート(PC)に対しては、世界中のあらゆる規格において認められていない。海水を練混ぜ水として用いることは現在では禁忌とも言えるが、過去においては地理的な制約で淡水の入手が困難な地域で海水を利用して建設された構造物も多い。これらの構造物の中には現在でも健全な状態で供用されているものもあり、多くの示唆を与えている。一方で、海水を安易に用いたために激しい塩害が生じた構造物・建築物もあり、技術的に正しく使用する必要性もこれらの構造物は示唆している。

この章においては、既往の構造物、基準・規準等を調査し、海水を利用する視点で得られた知見を述べる。

### 2.2 海水・未洗浄砂を用いたコンクリートの使用事例

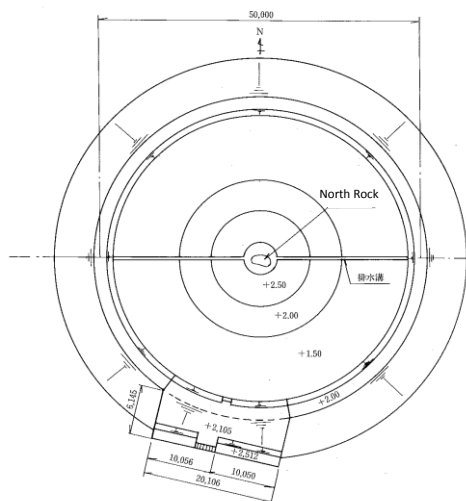
#### 2.2.1 港湾構造物への適用例

##### (1) 東京都沖ノ鳥島における露岩根固コンクリートの事例

東京都沖ノ鳥島は、太平洋に位置する我が国最南端の島であり、我が国の経済活動における重要な拠点と位置付けられている。沖ノ鳥島は東小島、北小島と呼ばれる2つの小島からなり、満潮時には大部分が海面下になる。1988年から北小島及び東小島に消波ブロックの設置とコンクリート護岸工事を実施している。

コンクリート工事に関しては、沖ノ鳥島災害復旧工事誌<sup>1)</sup>にその施工法に関する記述がある。コンクリート工事は、露岩根固コンクリート(海水面から+1.5mまで)を特殊水中コンクリートで、防護コンクリートを気中コンクリートで施工しており(図-2.1参照)、特殊水中コンクリートは海水で、気中コンクリートは真水で練混ぜられている。用いられたコンクリートの配合を表-2.1、使用材料を表-2.2にそれぞれ示す。コンクリート用材料については、海上基地および作業基地の貯蔵量に制約があるため、適宜ガット船により本土より運搬している。なお、沖ノ鳥島災害復旧工事誌<sup>1)</sup>によれば、水中コンクリートに海水を使用する場合でも材料や装置に特段の配慮を行ったという記述はなく、更には特殊水中コンクリートの性能(強度や施工性)が特に変化したという記述もない。実際の状況についての詳細は不明であるが、上記を勘案すると、強度や凝結時間の変化、流動性の低下等に関して特に問題がなかったものと推察される。

North part Top view s=1/500



Section view s=1/500

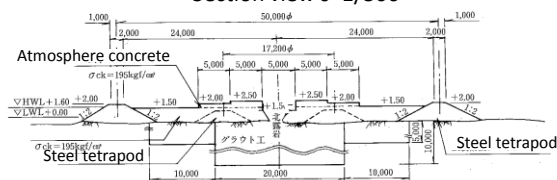


図-2.1 露岩根固コンクリートの概要<sup>1)</sup>

表-2.1 コンクリートの配合<sup>1)</sup>

	Design strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Air (%)	Slump (cm) <sup>2</sup>	W/C (%)	s/a (%)	W (kg)	C (kg)	G (kg)	S (kg)
Atmosphere	195	<5	15 ±2.5	60	44.4	154	262	1049	809
Underwater	195	<5	55 ±5	60	35	250	440	959	505

表-2.2 参考文献<sup>1)</sup>による使用材料

Material	Specifications	Detail
Cement	Blast furnace slag cement Type B	Density 3.50 g/cm <sup>3</sup>
Fine aggregate	Mountain sand (Kisarazu)	Density 2.59 g/cm <sup>3</sup>
Coarse aggregate	River gravel (Ooi river)	Density 2.65 g/cm <sup>3</sup> , G <sub>max</sub> = 25 mm
Mixing water	Seawater (Underwater) Tap water (atmosphere)	
Antiwashout admixture for under water concrete	Cellulosic type, water soluble high molecular agent	
Superplasticizing admixture	High condensation triazine compound	Special underwater concrete agent
Retarding admixture	Denatured lignin sulfonic acid compound and oxycarboxylic acid compound complex	

## (2) 海水練りモルタルを用いたプレパックドコンクリート港湾構造物の事例

昭和 30 年代までに施工されたプレパックドコンクリートの充填モルタルには、比較的海水が利用されていることが多い。その理由を明確に記載した資料はないが、プレパックドコンクリートが無筋コンクリートを対象とすることが多かったためと考えられる。

日本セメント技術協会（現セメント協会）が 1964 年に発行したコンクリートパンフレット「プレパックドコンクリート」<sup>2)</sup> に詳しく記載があり、以下のように記述されている。「海水については、港湾工事で淡水が得難いときに責任技術者の承認を得て使用し、施工作业ならびに施工後のコンクリートに異常な点が認められなかった例があり、また汚濁されていない海水が淡水と比較して特に悪いという条件もないことを示す実験結果も報告されている。一般に海水を使用する場合には注入モルタルの凝結時間が短くなり、膨張率も増加するので、注入作業の施工管理上、特にこの点に注意を払う必要がある。」とされている。

また、海水を用いた事例として秋田港南防波堤、田後港防波堤、北海道での防波堤工事などが挙げられている。文献には稚内など北海道内の防波堤堤体、基礎工、根固め、係船岸などの 16 港 17 構造物の例が報告されているが、このうち注入モルタルに海水を

使用しているのは 13 例である。これらはいずれもフライアッシュを 20%添加したの  
 となっており、水結合材比は 43~58%である。またアルミ粉末およびセメント分散剤を  
 使用している。表-2.3 に材料、表-2.4 に品質管理試験結果を示す。品質管理としてブリー  
 ディングと膨張率、モルタルおよびコンクリートの圧縮強度が示されている。羽幌、  
 雄冬、三石を除く例が海水を使用したものであるが、特に海水を使用した場合と水道水  
 や井戸水を使用した場合とで差はない。

この他にも入手できる資料で確認できる事例として、蒲郡港や電力施設<sup>3)</sup>などの事例  
 も見られ、当時プレパックドコンクリートの注入モルタルの練混ぜ水には海水が比較的  
 多く用いられたものと推察される。またプレパックドコンクリートの性能の観点から、  
 フライアッシュや高炉セメントを材料として用いた例が多いのも特徴的である。

表-2.3 プレパックドコンクリートの使用材料<sup>2)</sup>

Port	Cementitious materials	Replacement		Fine aggregate			Coarse aggregate		
		ratio of FA (%)	Water	Place of production	Density (t/m <sup>3</sup> )	Maximam size (mm)	Place of production	Density (t/m <sup>3</sup> )	Maximam size (mm)
Wakkanai	Flyash cement type B	20	Sea	Seashore	2.62	1.2	River	2.65	80
Souya	Flyash cement type B	20	Sea	Seashore	2.61	1.2	River	2.65	80
Kutsugata	Flyash cement type B	20	Sea	Sea	2.65	1.2	Gravel	2.61	150
Kafuka	Flyash cement type B	20	Sea	Pit	2.71	1.2	Macadam	2.67	50
Funadomari	Flyash cement type B	20	Sea	Pit	2.71	1.2	Macadam	2.67	150
Motochi	Flyash cement type B	20	Sea	Sea	2.65	1.2	Macadam	2.55	50
Senboushi	Flyash cement type B	20	Sea	Sea	2.55	0.6	Gravel	2.60	200
Haboro	Flyash cement type B	20	Tap	Seashore	2.62	2.5	River	2.56	80
Ofuyu	Flyash cement type B	20	Well	Seashore	2.55	1.2	Macadam	2.59	50
Hamamasu	OPC + FA	16.7	Sea	Seashore	2.83		River	2.67	150
Horoizumi	Flyash cement type B	20	Sea	Seashore	2.67	0.8	River	2.84	250
Samani	Flyash cement type B	20	Sea	Seashore	2.63	2.0	River	2.84	250
Mitsuishi	Flyash cement type B	20	Tap	Seashore	2.78	0.8	River		
Abashiri	Flyash cement type C	25	Sea	Seashore	2.78	2.5	River	2.53	100
Motoineppu	OPC + FA	20	Sea	Seashore	2.50	1.5	River	2.66	150
Todohokke	Flyash cement type B	20	Sea	River	2.59			2.49	150

表-2.4 モルタルおよびコンクリートの品質管理結果<sup>2)</sup>

Port	Pouring mortar					Concrete	
	W/(OPC+FA) (%)	Outflow time og funnel (s)	Bleeding ratio (%)	Expantion ratio (%)	Compressive strength 28days (kgf/cm <sup>2</sup> )	Compressive strength 28days (kgf/cm <sup>2</sup> )	
Wakkanai	53	15-18	0.4-1.9	0.2-0.9	125-164	116-209	
Souya	48	18-20	1.0	0.75	239-251	117-121	
Kutsugata	48	18	1.0-2.0	5.0-11.0	135-2.6	161-227	
Kafuka	50	11-12.				161-164	
Funadomari	50	19	4.0	3.3			
Motochi	50	17-18	1.8-2.5	2.5-3.7	60-130		
Senboushi	50	13-15	1.3-4.4	0.5-2.5	142-152		
Haboro	50	17-18	2.0-10.8	1.6-11.2	147-267	134-166	
Ofuyu	48	16-20	1.9-2.5	8.6-12.5		151-169	
Hamamasu	45,50	13-26				138-165	
Horoizumi	50	18-20					
Samani	50	16-19			80-136	71-66	
Mitsuishi	50						
Abashiri	50	15-20	1.5-1.7	2.5-2.8	250-280	160-195	
Motoineppu	55,58,60					125-136	
Todohokke	43	13-22			175-321	105-164	



### (3) 長崎県軍艦島のコンクリート護岸の事例

#### a) 軍艦島護岸の概要

軍艦島（正式名称：端島）は長崎半島から西に約 4.5km，長崎港から南西に約 19km の外洋に位置し，南北に約 480m，東西に約 160m，外周約 1.2km の島で，多くの重要な近代化産業遺産や貴重な建築物が現存しており，文化財や観光資源として注目されている．この島の外周は直立式のコンクリート製護岸となっているが，地理的な条件から台風等による高波の影響を頻繁に受ける非常に過酷な環境に置かれている．軍艦島の全景を図-2.2 に，台風時の波浪状況を図-2.3 に示す．



図-2.2 軍艦島の外観



図-2.3 台風時の波浪状況（1956）<sup>4)</sup>

この島では明治 23（1890）年以降，本格的な海底炭鉱として操業が開始された．その後，採掘技術の発達とともに明治 30（1897）年から昭和 6（1931）年にかけて 6 回にわたり周囲の埋立てと護岸築造による拡張が繰り返されている．現存する護岸が築造されてから，最も新しい拡張護岸においても 82 年，最初の拡張護岸では 116 年もの年月が経過している．

護岸は，大正末期までは主に長崎特有の「天川（あまかわ）」と呼ばれる赤土と石灰の混合物を凝固材として天草産の岩石を積んだ石垣構造で築造されたが，昭和初期以降はコンクリート構造が用いられた．また，この島はたびたび台風により大きな被害を受け，護岸も局部的に倒壊や破損を生じたが，コンクリートによる再構築やコンクリート

を旧来の石積護岸の海側あるいは陸側に巻き立てる補強がなされてきた<sup>4)</sup>。護岸の一例を図-2.4に示す。我が国において、外洋上の厳しい海洋条件においてコンクリート護岸がこれだけの長期間供用されてきた事例は少ない。

現在の護岸のおもな変状は、図-2.5に示すようにコンクリートのひび割れ、護岸自体の前傾や破損護岸と岩盤との境界部の空隙、背面土砂の沈下・吸出しなどであり、既に補修や再構築がなされた範囲も含めて、島の南西側から北側にかけて多く確認されている<sup>5)</sup>。これら変状は、波浪や土砂吸出しによる空洞化、越波海水または雨水による天川の侵食などによる損傷であり、コンクリートの劣化に起因するものではないと考えられる。



図-2.4 護岸の一例(天川および補強コンクリート：1897 拡張部)

#### b) 護岸に使用されたコンクリート

軍艦島に築造されたコンクリート製護岸は既に 82～116 年が経過していると考えられる。なお、建設当時の詳細な資料はなく、使用材料やコンクリートの配合等は不明である。図-2.6に昭和 6 (1931) 年頃に拡張された護岸 (No.1, No.2) および明治 30 (1897) 年頃に拡張された護岸 (No.3) の陸側から採取したコアを用いて測定した塩化物イオン濃度分布を示す<sup>6)</sup>。なお、No.2 は護岸陸側に RC の擁壁 (図中 0～20cm) が打ち継がれた施設である。供用後の経過年数は不明であるが、急速に拡張が進んだ経緯から供用期間は、この調査時点では No.1, No.2 が 81 年, No.3 が 111 年程度と推察された。いずれの塩化物イオン濃度分布も表面からの塩化物イオンの浸透が確認され、陸側護岸においても多くの塩化物イオンが供給されていることが分かる。また、護岸に使用されたコンクリートの初期塩化物イオン濃度は、測定深度 40～60cm の結果より、 $3.1\sim 4.6\text{ kg/m}^3$  と高い塩化物イオン濃度が確認された。練り混ぜ水に海水を使用したコンクリートの場合の初期塩化物イオン濃度は、海水成分や単位水量に依存するが概ね  $3.0\text{ kg/m}^3$  程度になり、また練り混ぜ水に海水、細骨材に未洗浄の海砂を使用した場合は  $4.8\text{ kg/m}^3$  程度になる。軍艦島は離島であり、蒸留水機設置により島内の飲料水を確保していたこと<sup>7)</sup>、塩分規制以前の施設であることから、海水または海水および未洗浄の海砂を使用している可能

性が高いと考えられた。一方で、RC 擁壁に使用されたコンクリートの初期塩化物イオン濃度は殆ど含まれておらず、当時から無筋と RC で使用するコンクリートを使い分けていた可能性も高い。なお、護岸に使用されたコンクリートの塩化物イオンの拡散係数は  $0.31\sim 0.33\text{cm}^2/\text{年}$  となり、長期供用後も高い塩化物イオン浸透抵抗性を保持していると考えられる。



図-2.5 護岸の変状

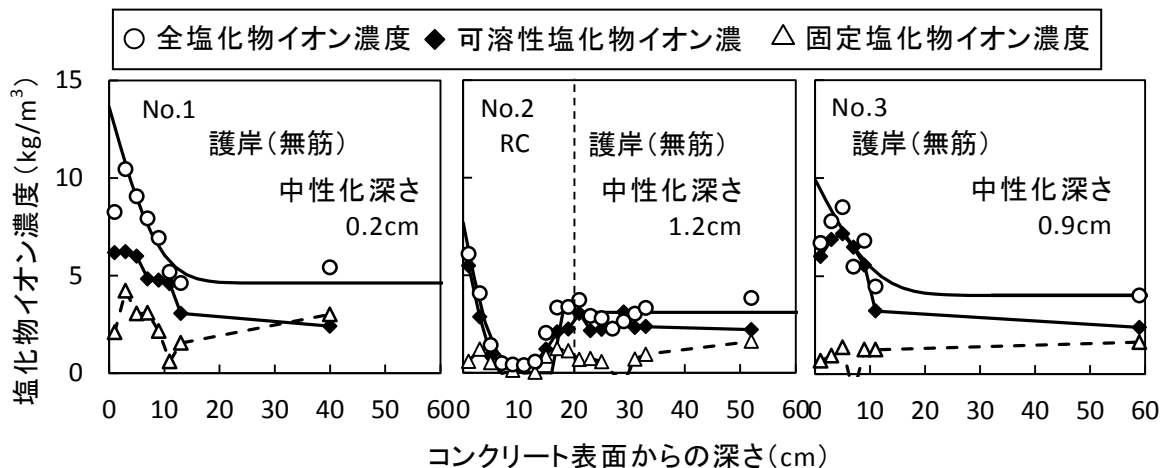


図-2.6 塩化物イオン濃度分布

### 2.2.2 未洗浄砂を用いたコンクリートによる塩害事例(山陽新幹線橋脚, トンネル覆工)

開業から今日に至るまで、我が国の発展に貢献してきた山陽新幹線(新大阪～博多間: 総延長 560km)は、1972年3月に新大阪～岡山間が、1975年には岡山～博多間が開業した。ところが1999年6月に福岡トンネルで、同年10月には北九州トンネルにおいて、同じ年に2度のトンネル覆工コンクリートの剥落事故が発生した。さらにRCラーメン高架橋からのコンクリート片の落下事故も同時期に発生している。これらコンクリート片の落下・剥落事故の多発を契機として、山陽新幹線に供用されているRC構造物の健全性維持方策の提言を目的に、1999年8月に運輸省(当時)関与の下で、「山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会」(以下「検討委員会」とする)が組織された。この検討結果<sup>8)</sup>によれば、山陽新幹線高架橋等のRC構造物の劣化要因は、図-2.7に示すように、中性化が主要因であることが確認された。また、塩化物イオン量が多いほど、

鉄筋腐食が進行する傾向にあること、さらに、図-2.8のように、塩化物イオンは中性化の進行とともに内部に移動していくことが確認された。

山陽新幹線高架橋等の劣化の主要因は中性化であり、塩化物イオン量が多いほど鉄筋腐食が進行する傾向にあること、また塩化物イオンは中性化の進行とともに内部に移動していくことが明らかとなったが、凍結防止剤の影響を受ける構造物の漏水部では、高濃度の塩化物イオンが供給されるとともに、比較的乾燥状態が長いために中性化が進行し、中性化により塩害が促進されていると考えられる場合も多い<sup>9)</sup>。道路構造物では、飛来塩分以外の塩化物の供給源は、一般に凍結防止剤であるとの報告もある<sup>10)</sup>

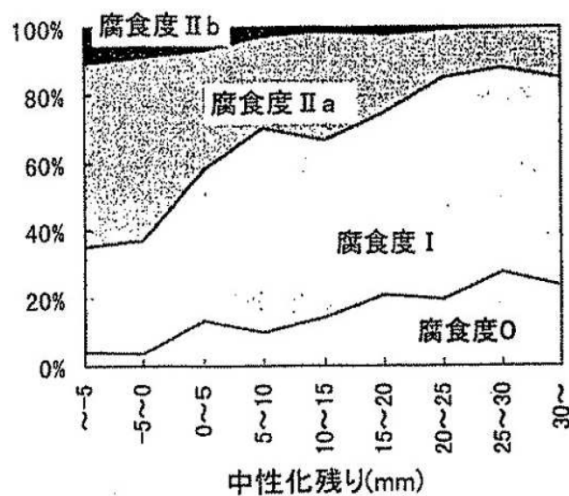


図-2.7 中性化残り と鉄筋腐食度の関係<sup>8)</sup>

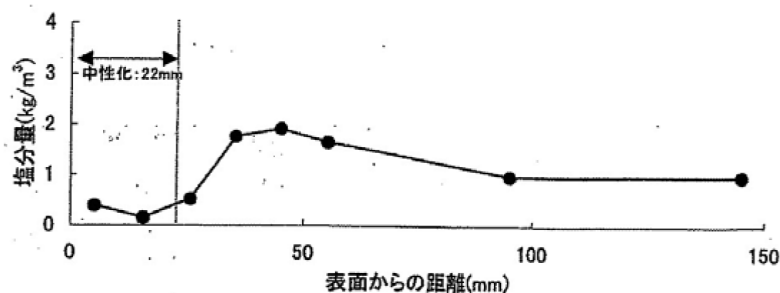


図-2.8 深さ方向の塩分量（全塩分量）分布<sup>8)</sup>

中性化と塩害の複合劣化の場合、中性化の進行によりセメント水和物に固定化されていた塩化物イオンが分解し、未中性化領域に濃縮することから腐食の開始が早まる。鳥取らは、鉄筋腐食が認められる鉄道高架橋において、建設後 14 年および 26 年の時点で行ったコンクリートの中性化深さ、塩化物イオン量、かぶりおよび鉄筋腐食状況の調査結果をもとに、鉄筋腐食の進行予測モデルを構築し、構造物の耐久性を評価した。その結果、コンクリート中の塩化物イオン量と中性化の進行に伴い、鉄筋腐食が進行するこ

とが伺えるとしている<sup>11)</sup>。北後らは、ASR や内在塩分が中性化の進行および鉄筋腐食に与える影響を供試体実験により検証した結果、初期塩化物イオン量が  $1.5\sim 3.3\text{kg/m}^3$  の範囲内では、混入した塩化物イオンが中性化の進行を促進することはなかったが、同程度の中性化深さであれば塩化物イオン量の大小が鉄筋腐食に大きく影響を与えるとしている<sup>12)</sup>。また荒巻は、中性化と塩害の複合劣化を受ける RC 構造物において、中性化領域における全塩化物イオン量は、実験・実構造物ともに初期あるいは深部の塩化物イオン量に関わらず、 $0.3\text{kg/m}^3$  程度の一定値を示し、中性化領域の固定塩化物イオン量が遊離して、コンクリート表面から内部へと移動していることを確認した<sup>13)</sup>。また、参考文献 14) では、海砂等に起因する塩化物イオンを含み、中性化が進行した構造物の調査結果において中性化残りが 15mm 程度を下回ると、鋼材腐食が顕著になる構造物の割合が増加するとされている。

## 2. 3 海水使用に関する国内外の規準等

### 2.3.1 土木関連の規準

ここでは、練混ぜ水への海水の使用、海砂の使用、および寒中コンクリートにおける塩類を含む薬品の添加について、土木学会の過去の規準の調査を行い、その記述の変遷をまとめた。土木学会コンクリート標準示方書における海水または塩分の使用に関する記述の変遷を表-2.5 に示す。

土木学会では 1931 (昭和 6) 年に初の鉄筋コンクリート標準示方書が制定され、ここで「鉄筋コンクリートには海水を使用するべからず」とされた。以来、改訂を繰り返してきたが、現在でも 2012 年版コンクリート標準示方書で「鉄筋コンクリートには海水を練混ぜ水として使用してはならない」とされている。無筋コンクリートについては、1949 (昭和 24) 年にコンクリート標準示方書 無筋コンクリートが制定されているが、当時海水に関する記述はなかった。1967 (昭和 42) 年版のコンクリート標準示方書 無筋コンクリートで初めて海水に関する記述が現れ、「なるべく使用しない方がよい」とされた。同書で、海水は長期における強度の増加を少なくし、耐久性を低下させ、エフロレンスをできやすくする、等の実験結果があることを理由としている。その後、1974 (昭和 49) 年版から現在 (2012 年) 版までは、上記の理由で注意が必要であるが、コンクリートに悪影響がないことを確認した上で「使用してよい」とされている。すなわち、無筋コンクリートにおいては、海水を練混ぜ水に使用してはならないという主旨の記述はない。なお、昭和 49 年版および 52 年版には「ミキサの洗い水には海水を使用してもよい」と記述されているが、昭和 55 年以降は削除されている。

海水使用については、1974 (昭和 49) 年版のコンクリート標準示方書に初めて記述された。当時は「海水に含まれる塩化物の許容限度は、これを用いるコンクリート構造物の種類、重要度、環境条件、その他によって責任技術者が定めるものとする」とされた。その後、土木コンクリート構造物については、1986 (昭和 61) 年に建設省がレディーミ

クストコンクリート中の塩化物総量規制値を使用する部材によって  $0.60\text{kg/m}^3$  以下または  $0.30\text{kg/m}^3$  以下と規定し、同年の JISA5308「レディーミクストコンクリート」の改正で、荷卸し地点での塩素イオンとして  $0.60\text{kg/m}^3$  以下または  $0.30\text{kg/m}^3$  以下と規定された。これを受けて 1986（昭和 61）年以降のコンクリート標準示方書ではコンクリート中の塩化物含有量の許容限度として  $0.60\text{kg/m}^3$  以下または  $0.30\text{kg/m}^3$  以下を原則とし、海砂は水洗いその他により塩化物含有量を許容限度以下にして用いなければならないとした。

寒中コンクリートにおける塩類を含む薬品の使用については、促進剤と凍結防止を目的としたものに分類され、鉄筋コンクリートについては腐食の恐れがあるためにいずれも禁止されている。無筋コンクリートの寒中コンクリートについて、過去の規準では、コンクリートの硬化を促進する目的で「セメント重量の 1%程度の塩化カルシウムを加えてつくった AE コンクリートを用いるのがよい」（昭和 33 年版および 42 年版）、「1%程度の塩化カルシウムを用いて造った AE コンクリートが有利なこともある」（昭和 49 年版）とされている。ただし、硫酸塩の作用をうける場合または塩化カルシウムをセメント重量の 2%以上も用いることは避けなければならないとされている。凍結防止を目的としたものについては、昭和 49 年版において、「コンクリートの凍結温度を低下させるためには、コンクリートに対して非常に危険性を与えるほどに多量に混合しなければならない」ことから、塩化カルシウムをはじめとする薬品の使用が禁止されている。その後、鉄筋コンクリート、無筋コンクリートに関わらず、実績の少ない促進剤または防凍剤等の混和材料の使用に当たっては、「責任技術者の承認を得なければならない」（昭和 61 年版）、「品質の確かめられたものを使用しなければならない」（平成 3 年版）のように表現が改められ、品質を確認した上での使用が認められた。

以上より、土木学会の規準においては海水を鉄筋コンクリート用コンクリートの練混ぜ水に使用してはならないことが原則となっているが、寒中コンクリートにおける記述の変遷から分かるように、今後、品質が確かめられた場合については海水の使用が認められる可能性があると考えられる。

表-2.5 土木学会コンクリート標準示方書の変遷

Publication year	A.D.	1931	1936	1940	1949	1958	1967	1974	1977	1980	1986	1991	1996	1999	2002	2007	2012
	Japanese era	Shōwa 6	11	15	24	33	42	49	52	55	61	Heisei 3	8	11	14	19	24
Reinforced concrete	Mixing water	○Should not be used															
	Mixing water					○No description		○Should not be used as possible		○May be used after ascertaining that there will be no adverse effect							
Plain concrete	Mixing water					○No description		○Should not be used		○No description							
	Water for washing batch mixer					○No description		○Should not be used		○No description							
Sea sand		○No description						○Should not be used without approval of qualified engineer		○Should comply with Japan Industry Standard of total chloride ion content in concrete							
Cold weather concreting (Reinforced concrete)		○Should not be used															
Cold weather concreting (Plain concrete)	Accelerator					○No description		○Calcium chloride should be used by about 1% of cement content		○Should not be used without approval of qualified engineer		○May be used after fully verified the quality					
	Freeze preventing and cold resistant additives					○No description		○Should not be used		○Should not be used without approval of qualified engineer							
										○May be used after fully verified the quality							

### 2.3.2 建築関連の規準

建築分野（JASS5）における塩分規制の初期の変遷を図-2.9に示す。建築分野において塩分に関連する規制が登場したのは1933年であり、そこでは海水使用の禁止が記述されている。この規制がその後、細骨材およびコンクリートの総量規制に繋がっている。

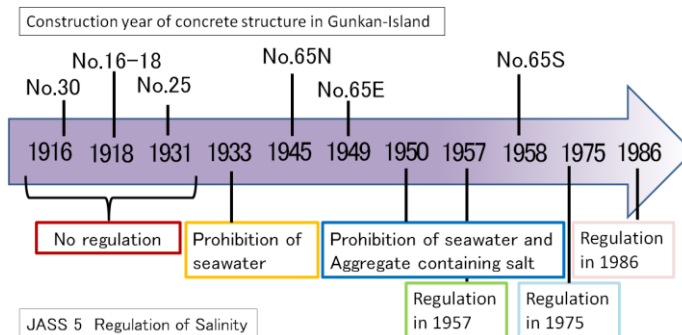


図-2.9 構造物の建設年代

以下は友澤史紀博士による解説記事<sup>15)</sup>を引用したものである。

#### 昭和 32 年 (1957 年) 版の JASS5

細骨材に対する塩分許容値 (細骨材の絶乾重量に対する塩分 (NaCl) の含有量) が NaCl で 0.01%と定められていた。昭和 40 年代になって海砂が多用されるようになったため、日本コンクリート会議 (現、日本コンクリート工学会) に塩分規定の検討委員会が設けられ、「細骨材の塩化物許容限度は、構造物の設計・施工全般にわたって何らかの措置を講ずるものとして、NaCl 換算で 0.1%とする」ことが提案された。

#### 昭和 50 年代 (1975 年) 版の JASS5

細骨材の塩分許容値を 0.02%、条件付きで 0.1%とし、さらに 54 年版 JASS5 では、昭和 52 年の建設省住宅局建築指導課長通達 (建設省住指発第 759 号) の規定にならい、鉄筋の防せい対策を必要としない細骨材の塩分許容値を 0.04%に引き上げた。(「細骨材の「絶乾重量に対する塩分 (NaCl) の含有量を 0.04%以下とすることとし、やむをえず塩分含有量が 0.04%を超え 0.2%以下の細骨材を使用する場合は必要な防せい対策を講じる」)。ただしこれらは海砂を対象とした細骨材の塩分許容限度であり、ほとんどのコンクリートがレデーミクストコンクリート (「レデー」は当時の記述による表現) として供給される工事現場で、工事管理者あるいは監理者が直接試験することは困難であったようである。

これが、総量規制の必要性が提唱されるようになった背景である。

コンクリート中の塩化物量を直接測定することにより工事現場で塩化物量の管理・検査を直接行おうとする考え方は、すでに建築分野で昭和 50 年代に入って検討されていたようであり、55 年には建築学会大会においてフレッシュコンクリート  $1\text{m}^3$  中の塩化物量を規制する総量規制の考え方が提案された。しかし、当時はコンクリート中の塩化物量測定器に対する信頼性が十分に確立していなかったため、現場における自主検査に用いられたにすぎなかった。そこで工事現場において簡易に使用できるフレッシュコンクリート中の塩化物量測定器が昭和 59 年度建設省建設技術評価制度の課題として取り上げられ、信頼性のよい塩分測定器の開発が急速に進められ、以下の手法が取りまとめられた。

また、コンクリートの塩化物総量規制を具体化するための検討が建設省総合技術開発プロジェクト (総プロ) 「コンクリートの耐久性向上技術の開発」 (昭和 60~62 年度) で行われることとなった。生コンの塩化物含有量の実態、セメント・混和剤等の材料中の塩化物量の実態を把握して、実施可能で鉄筋の腐食に対し十分安全な塩化物総量規制基準案を作成し、コンクリートの耐久性確保に係る措置について (通知) (昭和 61 年 6 月 2 日、建設省住指発第 142 号) がなされた。その骨子は以下の通りである。

(1) 構造耐力上主要な部分に用いられるコンクリートに含まれる塩化物量 (Cl-換算) は、 $0.30\text{kg}/\text{m}^3$  以下とする。やむを得ず塩化物量が  $0.30\text{kg}/\text{m}^3$  を超え  $0.60\text{kg}/\text{m}^3$  以下となる場合は、以下のイ. からニ. までの適合すること。

イ. 水セメント比が 55%以下であること



- ロ. AE 減水剤が使用され、かつスランプが 18cm 以下（流動化コンクリートの場合においては、ベースコンクリートのスランプが 15cm 以下、流動化コンクリートのスランプが 21cm 以下）であること
- ハ. 適切な防せい剤が使用されていること
- ニ. 床の下端の鉄筋のかぶり厚さが 3cm 以上であること

表 2.6 技術評価を受けた塩化物含有量測定器一覧<sup>16)</sup>

測定器名	測定原理	開発メーカー
ソルターC-6	電極電流測定法	吉川産業株式会社
カンタブ	モール法	株式会社小野田
CS-10A	イオン電極法	東亜電波工業株式会社
U-7CL	イオン電極法	株式会社堀場製作所
SALT-99	イオン電極法	株式会社東興科学研究所
SALT-9 II	イオン電極法	株式会社東興科学研究所
SALMATE-100	電量滴定法	朝日ライフサイエンス株式会社
北川式検知管 SL 型	モール法	光明理化学工業株式会社
PCL-1 型	イオン電極法	電気化学計器株式会社
CL-1A	イオン電極法	理研計器株式会社
CL-203 型	イオン電極法	笠原理化学工業株式会社
CL-1B	イオン電極法	笠原理化学工業株式会社
AG-100	イオン電極法	株式会社ケット化学研究所
ソルテック	硝酸銀滴定法	株式会社ガステック
AD-4721	銀電極法	株式会社エーアンドデイ
HS-5	イオン電極法	株式会社間組
EM-250	イオン電極法	新コスモス電機株式会社

### 2.3.3 海外の規準

表-2.7 に各国における塩化物イオンの規制値を示す。世界的な動向としては、塩化物の規制値（最大値は）セメント従量によって規定されている場合が多く、表-2.7 に示した国においては、オーストラリアやニュージーランドの規格（AS1379-2007, NZS3109 : 1997）が日本と同様のコンクリート体積当たりの塩化物量（kg/m<sup>3</sup>）を用いているが、その他の国においてはセメント質量に対する塩化物の百分率で示してある。また、コンクリート構造物が曝露される環境および補強方法の種類（RC, PC）によって塩化物イオン量の規制値が定められている。さらに、規定されている塩化物イオンの形態および試験方法は国によって大きく異なる。

例えば、ヨーロッパの規格（EN206-1：2000）では、コンクリートに含まれる金属によってコンクリートのクラス分けがされており、それぞれに対して、規制値（最大値）が決められている。また、塩化物量の算出はコンクリートに使用される材料中の塩化物量から算出する方法（全塩分量）がとられている。さらに、鉄筋、PC 鋼材および他の金属を含むコンクリートでは、塩化物を含む混和材の使用が禁止されている。一方、アメリカにおいては、コンクリートが曝される環境を3つに区分し、(C0～C2)それぞれの環境における鉄筋あるいはPC に対する塩化物の規制値が規定されている。鉄筋腐食の観点から言えば、環境の影響は非常に大きく、特にコンクリートの乾燥状態は、内部の鉄筋の腐食に多大な影響を与える。したがって、環境によって塩化物量を区別することは合理的と考えられる。また、塩化物量の算出に当たっては、酸もしくは水に溶解する塩化物量に基づいて評価している。特に可溶性の塩化物量は、鉄筋腐食に起因する塩化物が細孔溶液中に溶解している塩化物イオンであり、固定化された塩化物は鉄筋の腐食に影響を与えないという観点から規定されていると思われる。

一方、日本においては、日本建築学会、土木学会ともに、コンクリートに含まれる全塩化物量で規制しており、その値は  $0.30\text{kg/m}^3$  である。コンクリートの単位セメント量を  $300\text{kg/m}^3$  と仮定すると、セメント従量における日本の規制値は約 0.1% となり、他の国の規準値に対して厳しい値となっている。

以上より、塩化物量の規制値は各国によって大きく異なるが、これらの値は総じてコンクリート内部の鋼材腐食に主眼を置いて制定されていると考えられる。ただし、無筋のコンクリートに対して規制値を設けている国もあり、海水練りコンクリートを使用する国の基準を把握して材料を選定する必要があると思われる。一方、海水練りコンクリートの場合、海水中に含まれる塩化物により、コンクリート体積当たりの塩化物イオンは約  $3\text{kg/m}^3$  となり、現状のどの国の規制値も超えることになる。したがって、海水練りコンクリートを有筋部材で使用するためには、適切な材料や施工方法を適用することにより鉄筋腐食を抑制できることを示し、これらの規制値を合理的に設定する必要がある。

表-2.7 各国における塩化物イオンの規制値<sup>17)</sup>

Standard	Europe					the United states					Oceania								
	EN206-1:2000		BS8110-1997		ASTM	ACI222R-01:2001			ACI318-99		AS 1379-2007		NZS3109:1997						
Category	concrete use	Chloride content class	Maximum Cl Content	concrete use	Maximum Cl Content	Maximum Cl Content	concrete use	Chloride limit for new construction			concrete use	Environment	Maximum Cl Content	concrete use	Maximum Cl Content	concrete use	Maximum Cl Content		
Type of chloride		Calculated			Sulfate resistant portland cement (BS standard)			0.2%	acid-soluble	water-soluble								water-soluble	Concrete dry or protected from moisture (C0)
Classification	Not containing steel reinforcement or other embedded metal with exception of corrosion resisting lifting devices	Cl 1.0	1.0%	Sulfate resistant portland cement (BS standard)		0.2%	No specified value				Prestressed	0.08%	0.06%	0.06%	Reinforced concrete	Concrete dry or protected from moisture (C0)	1.00%		
	Containing steel reinforcement or other embedded metal	Cl 0.20	0.20%	Blast furnace or pozzolanic cement (BS standard)	0.4%	reinforced concrete in wet conditions		0.10%	0.08%	0.08%	Concrete exposed to moisture but not to external sources of chloride (C1)	0.30%	Concrete exposed to moisture and an external source of chloride from deicing chemicals, salt, brackish water, seawater, or spray from these sources (C2)	0.15%		Concrete exposed to moisture and an external source of chloride from deicing chemicals, salt, brackish water, seawater, or spray from these sources	0.8 kg/m <sup>3</sup>		
		Cl 0.40	0.40%			reinforced concrete in dry conditions		0.20%	0.15%	0.15%	Prestressed concrete	C0-C2	0.06%	without above		2.0 kg/m <sup>3</sup>	Prestressed concrete	0.5 kg/m <sup>3</sup>	
	Containing prestressing steel reinforcement	Cl 0.10	0.10%	Presstressed, steam curing	0.1%	reinforced concrete in dry conditions		0.20%	0.15%	0.15%	Prestressed concrete	C0-C2	0.06%	without above		2.0 kg/m <sup>3</sup>	Prestressed concrete	0.5 kg/m <sup>3</sup>	
	Cl 0.20	0.20%	others	no limitation															
determination method of the chloride content	Calculation based on the maximum chloride content of the constituent either permitted in the standard for the constituent or declared by the producer of each constituent material																		
	Calculation based on the chloride content of the constituent materials calculated monthly from the sum of the means of the last 25 determinations of chloride content plus 1.64 x the calculated standard deviation for each constituent material							ASTM C 1152	ASTM C 1218	The Soxhlet test method is described in ACI222.1			APHA 4500						

## 参考文献

- 1) 建設省関東地方整備局京浜工事事務所：沖ノ島島災害復旧工事誌，pp120-151，1994
- 2) 日本セメント技術協会：プレパックスドコンクリート，コンクリートパンフレット，第75号，1964.6
- 3) 八幡化学株式会社：高炉セメント施行例（I 土木，接水構造物），八幡化学株式会社技術資料，1963.7
- 4) 阿久井喜孝，滋賀秀實：軍艦島実測調査資料集 追補版，東京電機大学出版局，2005.
- 5) 清宮理，羽瀧貴士，佐野清史，内藤英晴，原田哲夫，軍艦島の歴史的なコンクリート護岸の現況調査，コンクリート工学，テクニカルレポート，Vol.51，No.12，pp.-，2013.
- 6) 審良善和，酒井貴洋，田中亮一，佐々木謙二，清宮理：長期供用された軍艦島護岸コンクリートの品質に関する一考察，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.13，pp.145-150，2013.
- 7) 前川雅夫：炭坑誌－長崎県石炭史年表，1990.
- 8) 山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会：山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会報告書，2000.7
- 9) （社）日本コンクリート工学協会：複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画委員会報告書，2001.5
- 10) G.P.Mallet 著，望月秀次・上田隆雄・宮川豊章訳：コンクリート橋のリハビリテーション，技報堂出版，1997
- 11) 鳥取誠一，神野嘉希，北後征雄，宮川豊章：鉄筋腐食から見た既設鉄道高架橋の耐久性評価，コンクリート構造物のリハビリテーションに関するシンポジウム論文集，pp.49-54，1998.10
- 12) 北後征雄，菊池保孝，小林茂広，宮川豊章：複合した原因による鉄筋腐食に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.1，pp603-608，1991
- 13) 荒巻 智：中性化と内的塩害を受けた鉄筋コンクリート鉄道構造物の鉄筋腐食に関する研究，京都大学博士論文，2006.3
- 14) （社）土木学会：2013年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]，2013.10
- 15) 友澤史紀：塩化物の総量規制－建築－，コンクリート工学，Vol.25，No.11，pp.111-114，1987.11
- 16) 建材試験センター工事材料試験所：2010年度「一般コンクリート採取実務講習会テキスト」
- 17) 社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会編，海洋コンクリート構造物の防食 Q&A，技報堂出版，pp38-41，2004

## 第3章 海水練りコンクリートの物性

### 3.1 概要

海水をコンクリートの練混ぜ水として使用した場合、海水中に含まれる NaCl によって凝結が促進されるという傾向が報告されている。特に初期材齢（材齢7日）における強度増進が期待され普通セメントを用いた場合、最大で2割程度増進するが、長期材齢（28日、91日）における強度は淡水を用いた同配合のコンクリートに比べて強度低下もしくは同程度という結果も報告されているが、この初期強度の増進効果について主なメカニズムの解明を試みた事例は皆無である。

このため、本章では未だ未解明とされる初期強度の増進効果に焦点を当て、本研究において初めて水和発熱速度および細孔構造両側面からのアプローチを試みるとともに、海水練りコンクリートの流動性について過去の知見を参考として要因の考察を行った。

### 3.2 海水練りコンクリートの初期強度増進メカニズム

#### 3.2.1 実験概要

##### (1) セメントペーストの水和発熱速度

海水に含有する各成分がセメントの初期水和反応に及ぼす影響を検討するため、セメントペーストの水和発熱速度の測定を行った。セメントには市販の普通ポルトランドセメント（密度： $3.16\text{g/cm}^3$ ）を用いた。既往の研究<sup>1)</sup>では、混和材を用いた場合の各種クリンカーの反応率、相組成および微細構造の変化や各々の関係について、概ね普通ポルトランドセメントのみを用いた配合と同様の傾向を示すことが報告されており、厳密には異なるが、普通ポルトランドセメントを用いることで混合セメントにおける傾向の把握も可能と考え、まずは普通ポルトランドセメントを用いた検討を計画した。

測定にはコンダクションカロリメータを用い、セメントペーストの水セメント比（W/C）は45.0%、反応温度は20.0℃とした。試験水準を表-3.1に示す。試薬には、海水の主成分である NaCl, MgCl<sub>2</sub>, CaCl<sub>2</sub>, KCl および Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> のそれぞれを用いた。なお、海水の主成分のうち、約70%は NaCl であることから、海水がセメントの水和反応や硬化性状に及ぼす影響は、この NaCl が支配的であると考えられる。既往の研究<sup>5)</sup>においても、練混ぜ水として NaCl 溶液を使用した場合、海水を使用した場合と同様の極めて特徴的なセメント相組成の挙動（材齢経過後エトリンサイトやモノサルフェートが生成せず、Friedel 氏塩が最も多く生成する）を示すことが報告されている。そこで本研究では NaCl を主軸とし、海水と同濃度に調整した系について検討を行った。一方、その他の海水に含有される成分（参考：表-3.2）<sup>2)</sup>については、含有量も少ないことから、その濃度領域でそれぞれ検討を行ったとしても NaCl による支配的な挙動を大きく変化させる影響を示すとは考えにくい。そこで、ここでは MgCl<sub>2</sub>, CaCl<sub>2</sub>, KCl, Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> の4成分をとりあげ、セメントの水和反応に及ぼす各種イオン（Na<sup>+</sup>, Mg<sup>2+</sup>, Ca<sup>2+</sup>, K<sup>+</sup>, Cl<sup>-</sup>, SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>）の影響を明らかにすることに目的を絞り、検討を行った。

NaCl の添加量は、ASTM D 1141 - 98 (2003) 「Standard Practice for the Preparation of Substitute ocean Water」(表-3.2) を参考にし、24.53 g / 練混ぜ水 1L とした。また、Na<sup>+</sup>、Mg<sup>2+</sup>、Ca<sup>2+</sup>、K<sup>+</sup>といった陽イオンが諸性状に及ぼす影響を検討するため、NaCl と同量の Cl<sup>-</sup>量となる様、MgCl<sub>2</sub>、CaCl<sub>2</sub>、KCl をそれぞれ添加した系について実施した。さらに、Cl<sup>-</sup>や SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>などの陰イオンが諸性状に及ぼす影響についても検討するため、NaCl と同量の Na<sup>+</sup>量となる様に Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>を添加した系についても併せて実施した。

表-3.1 試験水準

No.	種類 (記号)	試薬の添加量 (g/l)		
		添加量	Cl <sup>-</sup>	Na <sup>+</sup>
1	無添加 (PL)	-	-	-
2	NaCl	24.53	14.88	9.65
3	MgCl <sub>2</sub>	19.98	14.88	-
4	CaCl <sub>2</sub>	23.29	14.88	-
5	KCl	31.29	14.88	-
6	Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	29.81	-	9.65

表-3.2 人工海水の主成分と濃度

化合物	濃度 (g/l)
NaCl	24.53
MgCl <sub>2</sub>	5.2
Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	4.09
CaCl <sub>2</sub>	1.16
KCl	0.695
NaHCO <sub>3</sub>	0.201
KBr	0.101
H <sub>3</sub> BO <sub>3</sub>	0.027
SrCl <sub>2</sub>	0.025
NaF	0.003

## (2) モルタルのフレッシュ性状および硬化性状

海水に含有する各成分がモルタルのフレッシュ性状、水和反応および硬化性状に及ぼす影響について検討を行った。使用材料として、セメントには市販の普通ポルトランドセメント（密度：3.16g/cm<sup>3</sup>）を、細骨材には大井川水系陸砂（密度：2.58g/cm<sup>3</sup>）を用いた。モルタル配合条件は、W/C=45%、S/C=2.2 とし、試験水準は表-3.1 と同様の条件とした。練混ぜは JIS R 5201: 2015 「セメントの物理試験方法」に準じて行い、何れの条件

でもエントラップトエアの影響を排除するため、ポリアルキレングリコール誘導体を主成分とする空気量調整剤を用い、空気量を 2.0%以下に調整した。また、材料の温度を調整し、モルタルの練上がり温度を  $20\pm 2^{\circ}\text{C}$  とした。

モルタルのフロー測定は、JIS R 5201: 2015「セメントの物理試験方法」12 フロー試験に準じて行い、圧縮強度は、 $\phi 5\text{ cm}\times 10\text{ cm}$  の円柱供試体を所定材齢まで養生して、JSCE-G 505-2013「円柱供試体を用いたモルタルまたはセメントペーストの圧縮強度試験方法(案)」に準じて測定した。なお養生条件は  $20^{\circ}\text{C}$  での封かん養生とし、試験材齢は 1, 3, 7 および 25 日とした。

空隙構造は水銀圧入式ポロシメータを用いて測定した細孔径分布により評価した。細孔直径の測定範囲は  $0.003\sim 200\mu\text{m}$  である。材齢 3 日および 25 日まで  $20^{\circ}\text{C}$  で封かん養生した  $\phi 5\text{ cm}\times 10\text{ cm}$  の円柱供試体を  $2.5\sim 5.0\text{mm}$  に粉砕し、アセトンで水和停止した後、D 乾燥を 14 日間施した試料を試験に供した。

次に、水和反応の評価を目的にモルタルの強熱減量を測定した。材齢 3 日および 25 日まで  $20^{\circ}\text{C}$  で封かん養生した  $\phi 5\text{ cm}\times 10\text{ cm}$  の円柱供試体を、大量のアセトンと混合して粉砕して水和を停止させた。  $105^{\circ}\text{C}$  で 24 時間乾燥させたのち、目開き  $150\mu\text{m}$  の篩を全通するまで粉砕して測定用の試料 (1g, 2 個) とした。強熱減量は、マッフル炉にて  $600^{\circ}\text{C}$  で 30 分間保持した際の減量により求めた。

### 3.2.2 セメントペーストの水和発熱速度

水和発熱速度の測定結果を図-3.1 および図-3.2 に示す。本章で基準とした NaCl を海水と同濃度に調整した系では、無添加 PL と比較して、注水後の反応の停滞している誘導期が短縮し、その後の発熱速度が加速度的に高まる加速期への移行が早まっている。また、加速期から減速期に移行する発熱速度が最大となるピークの時間が早まり、また、ピーク時の発熱速度も高くなっている。このピークはポルトランドセメントの主要構成化合物のうち最も多く含まれる  $\text{C}_3\text{S}$  の反応によるものである。よって、NaCl によって  $\text{C}_3\text{S}$  の初期水和反応が促進されるといえる。また、NaCl と KCl は同様な傾向を示し、アルカリ金属である  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  がセメントの初期水和反応に及ぼす影響には優位な差は認められなかった。一方、アルカリ土類金属である  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Ca}^{2+}$  の系では、さらに誘導期が短縮し、加速期への移行やピークの時間が早まり、またピーク時の発熱速度もさらに高くなっている。この傾向はとくに  $\text{Ca}^{2+}$  で顕著であった。これは、 $\text{Ca}^{2+}$  がセメントの水和を促進するとの既往の研究<sup>3)</sup>と傾向が一致するものである。また、 $\text{Mg}^{2+}$  では第 2 ピークの付近のエトリングイトからモノサルフェートへの転移が大きくなるような傾向が認められた。 $\text{Na}_2\text{SO}_4$  の場合は、PL よりは水和が促進されるが、基準とした NaCl よりもその傾向は緩やかであり、 $\text{Cl}^-$  の方が  $\text{SO}_4^{2-}$  よりもセメントの初期水和を促進する傾向にあった。一方、セメント液相中および水和物固相内中のイオンの移動のしやすさを表す指標、いわゆる極限モル伝導率からみた場合、この値がやや大きい  $\text{SO}_4^{2-}$  の方が  $\text{Cl}^-$  よりも若干

セメントの水和を促進する効果が高いとの報告<sup>4)</sup>もある。また、本研究の条件では、Cl<sup>-</sup> 1モルに対してSO<sub>4</sub><sup>2-</sup> 1/2モルを比較しており、両者のモル数が異なる。実際にはこうしたモル数の違いも考慮したうえで水和速度への影響を議論する必要がある。

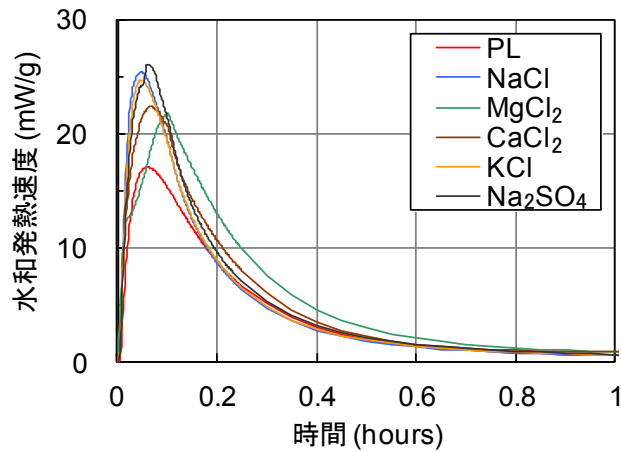


図-3.1 水和発熱速度（材齢1時間まで）

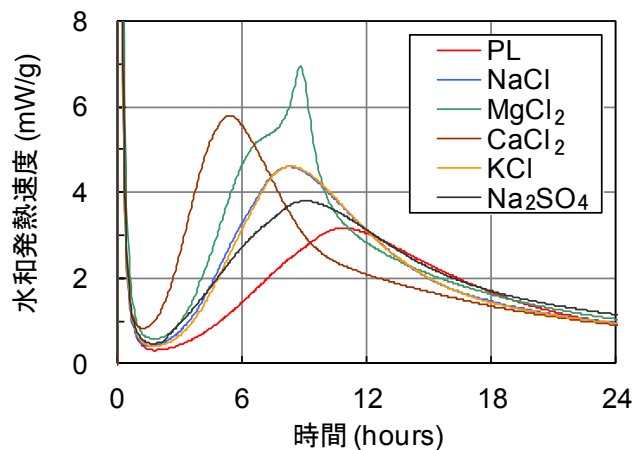


図-3.2 水和発熱速度（材齢24時間まで）

### 3.2.3 モルタルのフレッシュ性状および硬化性状

#### (1) モルタルのフロー

モルタルのフロー試験結果を図-3.3に示す。これはポリカルボン酸系の高性能 AE 減水剤などの化学混和剤を使用しない条件での試験結果である。PL のフロー205mm に対し、NaCl を海水と同濃度に調整した系では 201mm であり、その影響は認められなかった。また、その他の系についても 197~204mm の範囲にあり同様の傾向であった。海水がフローやスランプなどの流動性に及ぼす影響については古くから研究が行われている（例えば、柳場重正，川村満紀，山田祐定，高桑二郎：練り混ぜ水に海水を使用した



コンクリートの諸性質について、材料、Vol.24, No.260, pp.425-431, 1975.5 等)。セメントの種類、骨材の種類、混和剤の有無、試験方法によってもやや傾向は異なるが、一般的には海水を用いることで淡水と比較して流動性は同等あるいは若干低下する傾向にあること、化学混和剤を使用した条件では流動性が低下することなどが報告されている。本研究でも、化学混和剤を使用しない系において、海水と同等の NaCl 濃度では流動性が低下しないこと、また、同様に  $Mg^{2+}$ 、 $Ca^{2+}$ 、 $K^+$ 、 $SO_4^{2-}$ の影響も認められないことが明らかとなった。

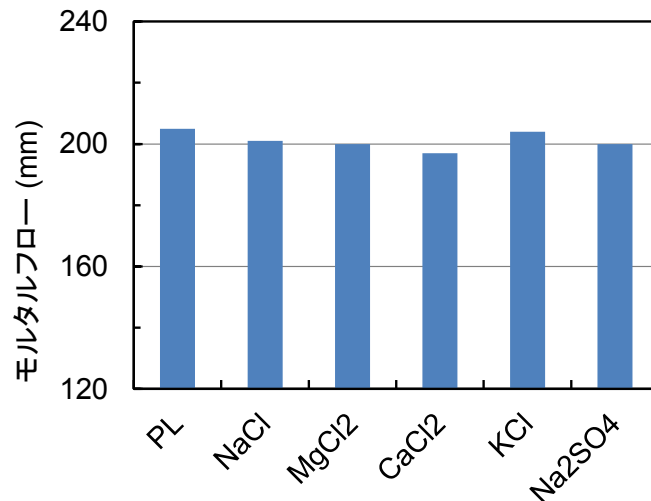


図-3.3 フロー試験結果

## (2) モルタルの圧縮強度

モルタルの圧縮強度試験結果を図-3.4 に示す。NaCl のケースでは PL と比較して、材齢 1 日で 62%、材齢 3 日で 32% 圧縮強度が増大し、初期材齢ほどセメントの水和が促進される傾向が認められた。一方、材齢の進行に伴いその増大率は低下し、材齢 7 日で 3%、材齢 25 日では -0.7% となった。材齢の進行に伴い増大率が低下する傾向は、絶対値は異なるものの、高炉セメント B 種を使用しかつコンクリートの条件で実施した後述の図-4.13 a) でも認められている。また、池部<sup>5)</sup>、明石ら<sup>6)</sup>、竹田ら<sup>7)</sup>の既往の研究においても、普通ポルトランドセメントを用いた条件では、材齢 3 日までの圧縮強度は、海水を用いた場合の方が淡水よりも大きくなるが、材齢 7 日では淡水と海水による差異はほとんどなくなり、材齢 28 日では両者は同程度か、淡水の方が若干大きい値を示すと報告されている。NaCl と KCl の比較では、図-3.2 に示す初期水和の段階や材齢 1 日までは  $Na^+$ 、 $K^+$  に差異は認められなかったが、KCl の圧縮強度は材齢 3~25 日において、NaCl や PL よりも上回る傾向にあった。また、初期水和発熱量が高かった  $CaCl_2$  については、 $Ca^{2+}$  の効果により材齢 25 日まで継続して強度が増大したが、 $MgCl_2$  は材齢 7 日以降 PL よりも下回った。 $Na_2SO_4$  は、何れの材齢においても NaCl の圧縮強度を下回る傾向にあり、 $Cl^-$  は  $SO_4^{2-}$  よりも圧縮強度を増大させる効果が高いことが確認できた。

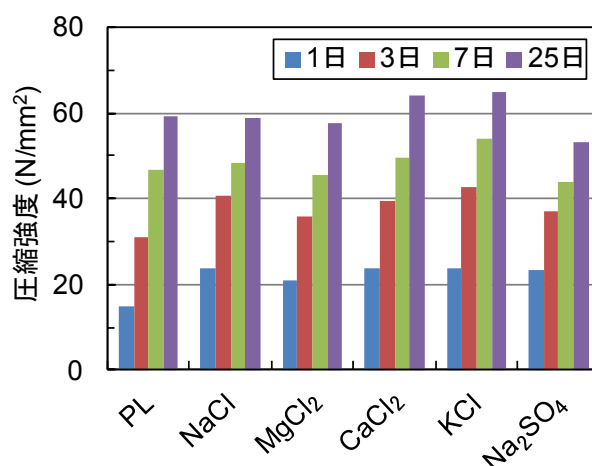


図-3.4 圧縮強度試験結果

### (3) モルタルの空隙構造、強熱減量および圧縮強度の関係

図-3.5 および図-3.6 にそれぞれ材齢 3 日の細孔径分布および累積細孔量を、図-3.7 および図-3.8 にそれぞれ材齢 25 日の細孔径分布および累積細孔量を示す。材齢 3 日においては、NaCl のケースでは、無添加 PL と比較して、ピーク径やピーク高さが細かい側にシフトしており、組織が緻密化されている傾向にあった。また、KCl や CaCl<sub>2</sub> についても同様の傾向であった。一方、MgCl<sub>2</sub> および Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> は PL よりもピーク径はやや細かい側にシフトはするが、ピークの高さはさほど変化しておらず、組織がやや粗大なままの状態であった。

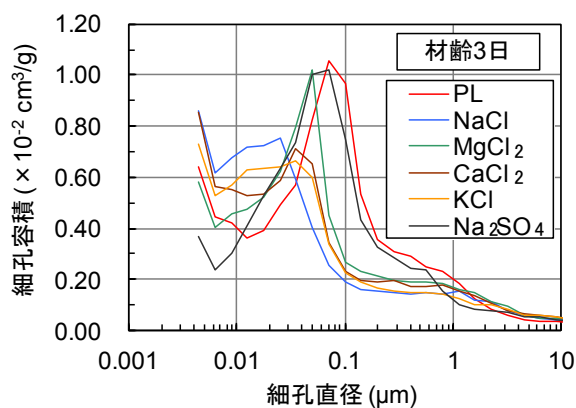


図-3.5 細孔径分布 (材齢 3 日)

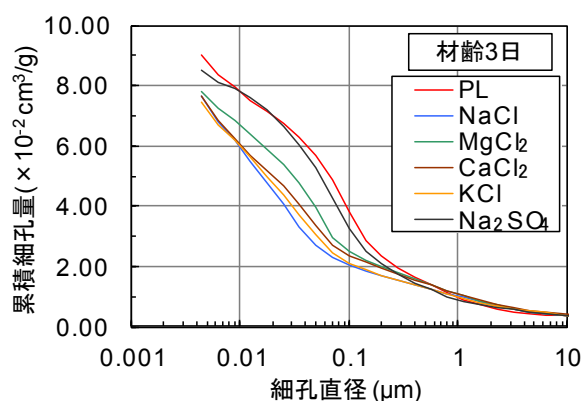


図-3.6 累積細孔量（材齢 3 日）

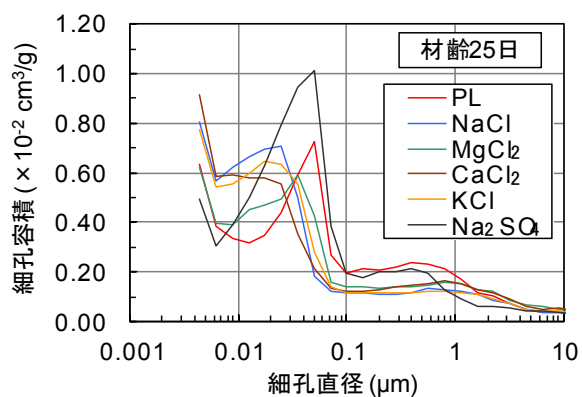


図-3.7 細孔径分布（材齢 25 日）

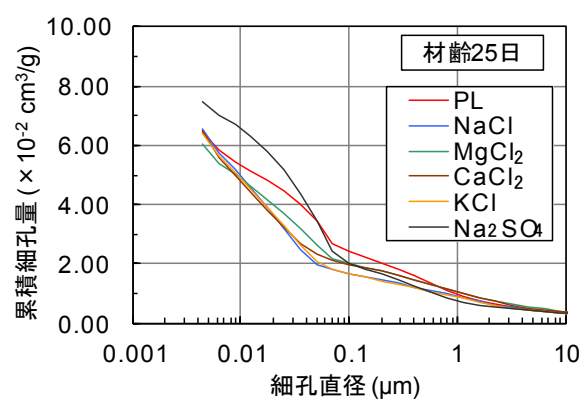
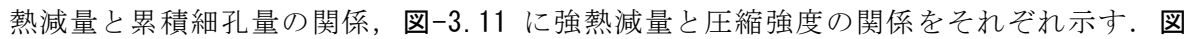
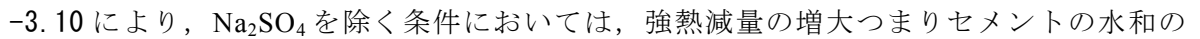
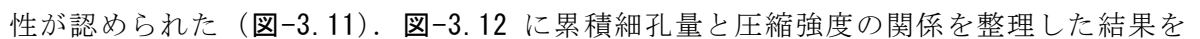
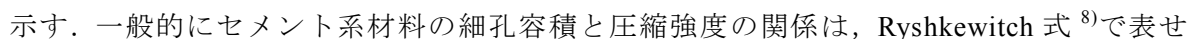


図-3.8 累積細孔量（材齢 25 日）

材齢 25 日では、材齢 3 日と比較して、NaCl や KCl は若干細かい側にシフトするがその変化は小さい。一方 CaCl<sub>2</sub> や MgCl<sub>2</sub> はそれらよりも変化はやや大きく、とくに MgCl<sub>2</sub> はピーク径やピーク高さが細かい側にシフトした。しかし、Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> はその変化が小さく、組織は粗大化したままであった。図-3.9 に強熱減量の試験結果を、またこれまでに得た圧縮強度、空隙構造および強熱減量のそれぞれの関係性を整理するため、図-3.10 に強

熱減量と累積細孔量の関係、-3.11 に強熱減量と圧縮強度の関係をそれぞれ示す。-3.10により、Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>を除く条件においては、強熱減量の増大つまりセメントの水和の進行に伴い、組織が緻密化され累積細孔量が減少する傾向にあり、両者には線形的な関係が認められた。また、強熱減量と圧縮強度にも、決定係数 R<sup>2</sup>はそれ程高くないが相関性が認められた (-3.11)。-3.12 に累積細孔量と圧縮強度の関係を整理した結果を示す。一般的にセメント系材料の細孔容積と圧縮強度の関係は、Ryshkewitch 式<sup>8)</sup>で表せることが報告されている<sup>9)</sup>。

$$\sigma = \sigma_0 \exp(-bp) \quad (3.1)$$

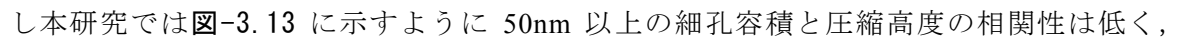
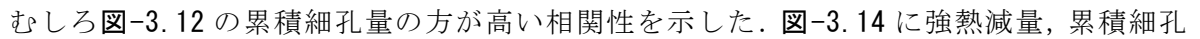
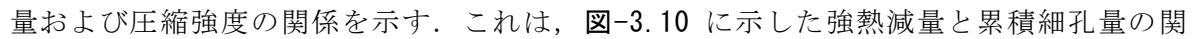
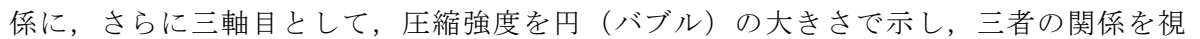
ここに、

$\sigma$  : 圧縮強度

$\sigma_0$  : 空隙がゼロの時の圧縮強度

$p$  : 空隙率

$b$  : 実験定数

そこで図中には、この式(3.1)を用い、空隙率  $p$  を累積細孔量として読み換え、圧縮強度との関係を回帰した結果を併記した。MgCl<sub>2</sub> の値が近似線からやや外れており、空隙は緻密化されているもののそれに見合う圧縮強度が得られていなかったが、それ以外のケースについては両者には概ね相関関係が認められた。一般に海水中の MgCl<sub>2</sub> は Ca(OH)<sub>2</sub> と反応して水溶性の CaCl<sub>2</sub> を生成し、コンクリートを多孔質にする作用を持つことが知られている。また一般的に、こうした空隙率と圧縮強度の関係は、累積細孔量よりも 50nm 以上のマクロポアの容積と高い相関性を示すことが知られている<sup>9)</sup>。しかし本研究では-3.13 に示すように 50nm 以上の細孔容積と圧縮強度の相関性は低く、むしろ-3.12 の累積細孔量の方が高い相関性を示した。-3.14 に強熱減量、累積細孔量および圧縮強度の関係を示す。これは、-3.10 に示した強熱減量と累積細孔量の関係に、さらに三軸目として、圧縮強度を円（バブル）の大きさで示し、三者の関係を視覚的に整理したものである。Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>を除く条件においては、強熱減量の増大により累積細孔量が減少し、これに伴い図中の右下ほど、高い圧縮強度を示した。これは、セメントの水和反応の進行によって空隙が緻密化され、圧縮強度が発現すると一般的なメカニズムと挙動が一致するものである。著者らは、海水がセメントの水和反応や硬化性状に及ぼす影響は、その主成分のうち約 70%を占める NaCl が支配的であると考えており、海水を用いた場合でもこの結果と同様に、一般的なメカニズムと相違しないものと推察された。また、Mg<sup>2+</sup>、Ca<sup>2+</sup>、K<sup>+</sup>についても、本研究の範囲内ではこのメカニズムに大きな影響を与えないと考えられた。一方、Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>は材齢が経過しても強熱減量の値は変化していない。一般的に強熱減量（結合水量）の値は実質的にセメントの水和の程度を表わしていることから<sup>10), 11), 12)</sup>、セメントの水和が進行していないことが伺えた。ただし、

何らかの生成鉱物によって累積細孔量が若干減少し、それに伴い圧縮強度は増加する傾向にあった。一般的に  $\text{SO}_4^{2-}$  は外部から侵入した場合、膨張性の鉱物を二次的に生成し硬化体組織を破壊する場合があることが知られている<sup>13)</sup>。図-3.12 に示した  $\text{SO}_4^{2-}$  の累積細孔量と圧縮強度の関係は、Ryshkewitch の近似線の近辺に位置しており、空隙を埋めた生成鉱物は圧縮強度に寄与しているとともに、少なくとも圧縮強度は材齢に伴って増大していることから、組織は破壊されていないと考えられた。ただし、 $\text{SO}_4^{2-}$  はセメントの水和を停止させ、図-3.9 に示すような粗大な空隙構造を形成したまま、組織の緻密化を阻害することから、負の影響を与えているといえる。しかし、実際の海水中の  $\text{SO}_4^{2-}$  は、本研究で検討した量の 1/7 程度しか含有していないことから、これがセメントの水和反応や硬化性状に及ぼす影響は極めて小さいと考えられる。

以上より、海水の主成分である NaCl によってセメントの水和反応が促進され、組織が緻密化されることでセメント硬化体の圧縮強度が増進することがわかった。また、 $\text{Ca}^{2+}$ 、 $\text{K}^+$  も水和を促進し組織を緻密化する効果はあるものの、海水中の含有量は極微量であるため、海水による初期強度増進は NaCl の影響が支配的であると考えられた。

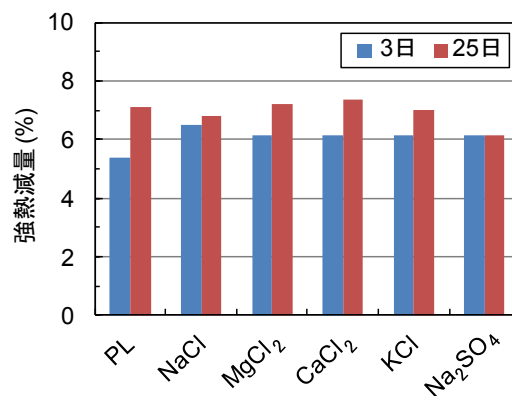


図-3.9 強熱減量試験結果

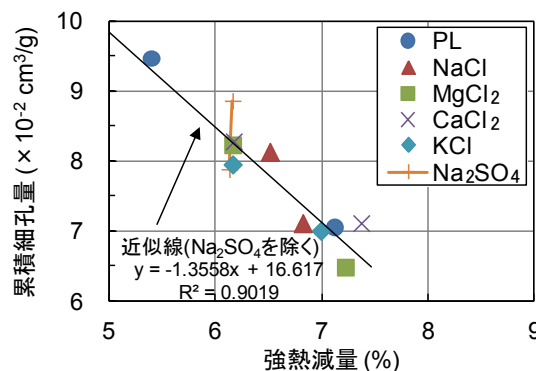


図-3.10 強熱減量と累積細孔量の関係

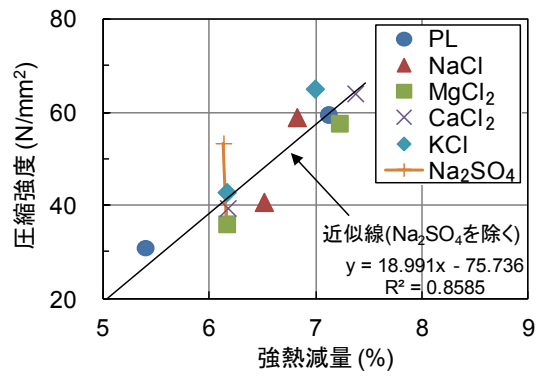


図-3.11 強熱減量と圧縮強度の関係

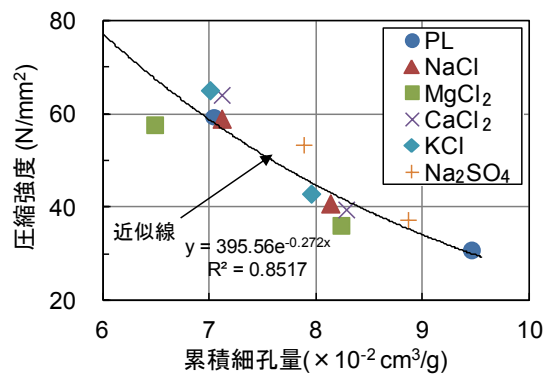


図-3.12 累積細孔量と圧縮強度の関係

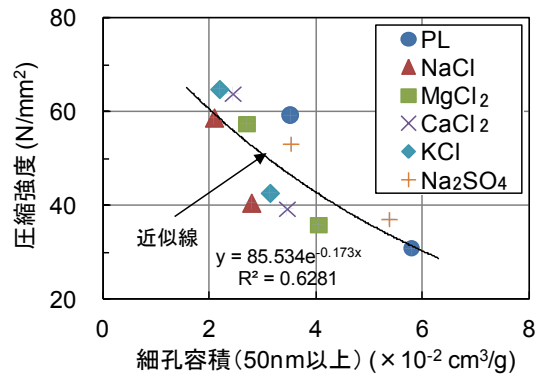


図-3.13 50nm以上の細孔容積と圧縮強度の関係

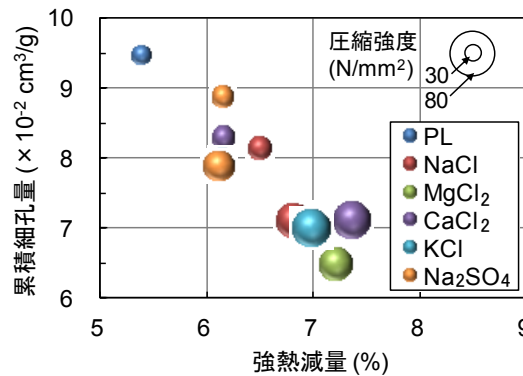


図-3.14 強熱減量，累積細孔量および圧縮強度の関係

### 3. 3 第3章まとめ

海水練りコンクリートに特有の現象である初期強度の増進効果に関して，水和発熱速度および空隙構造の両側面から実験的検討を行った結果，海水を練混ぜ水として用いた普通ポルトランドセメントによるセメント硬化体の初期強度増進効果は，海水の主成分である NaCl の影響が支配的であり，これによって C<sub>3</sub>S の初期水和反応が促進されること，また海水を用いないものと比較して，形成された硬化体組織が緻密となる特性が明らかとなった．また，化学混和剤を使用しない場合，海水と同等の NaCl 濃度では流動性が低下しないこと，Mg<sup>2+</sup>，Ca<sup>2+</sup>，K<sup>+</sup>，SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>の各種イオンの流動性への影響も認められなかった．

#### 参考文献

- 1) 斎藤 豪，菊地道生，多田直央，佐伯竜彦：海水練りセメントペースト供試体の水和反応解析，Journal of the Society of Inorganic Materials Japan.,21, 231-241(2014)
- 2) ASTM D 1141 - 98 (2003) Standard Practice for the Preparation of Substitute ocean Water
- 3) 例えば 笠井順一：セメント化学概論(その4)，コンクリート工学，Vol.22, No.2, pp.50-55, 1984.02
- 4) 笠井芳夫，坂井悦郎編著：新セメント・コンクリート用混和材料，技術書院，p.239, 2007.01
- 5) 池部 緑：各種セメントの淡水，海水練り比較試験：セメント・コンクリート，No.146, pp.16-22, 1959.4
- 6) 明石外世樹，山路文夫，道清吉美，日高邦彦：海水モルタルの性状に関する基礎的研究，セメント技術年報 Vol.19, pp.233-236, 1965
- 7) 竹田宣典，石関嘉一，青木 茂，大即信明：海水を使用したコンクリートの強度および水密性の向上効果，土木学会第66回年次学術講演会講演概要集，第V部門，pp. 581-582, 2011.9
- 8) Ryshkewitch,E.:Compression Strength of Porouss intered Alumina and Zirconia, Jour.of the

Amer.Ceramic Society, Vol.36, No.2, 1953

- 9) 青木 茂, 三浦律彦, 三浦 尚: 高強度連壁コンクリートの非排水三軸加圧下における強度性状, 土木学会論文集, No.571/V-36, pp.105-117, 1997.08
- 10) L.E.Copeland, D.L.Kantro and George Verbeck: Chemistry of Hydration of Portland Cement, Chemistry of Cement Proceedings of the Fourth International Symposium, Washington D.C., pp. 429-465, 1960
- 11) 松下哲郎, 平尾 宙, 丸山一平, 野口貴文: リートベルト解析によるセメントの水和反応の定量解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 623, pp. 1-8, 2008.01
- 12) 井上 豪, 五十嵐心一: 2, 3 の手法により求めたセメントの水和度の比較, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 1, pp. 541-546, 2005
- 13) 例えばセメント協会, セメント硬化体研究委員会報告書, pp.226-232, 2001.05



## 第4章 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの開発

### 4.1 概要

国内外の離島や沿岸部での港湾工事においては、過酷な施工環境であることや、陸上および海上のアクセスが悪い地域も多く、上水道水や骨材などの材料調達や、建設労働者の確保が困難な場合がある。また、今回の東日本大震災のように、陸・海路などの輸送手段が大きな被害を受けた沿岸地域においては、緊急復旧工事に要する材料の調達や作業員の確保が課題となる。このような条件下でコンクリートを製造し打ち込む場合、できるかぎり施工場所の近傍で調達可能な海水や海砂(除塩を行っていないものを含む)などの材料を使用すること、最小限の種類構成材料でシンプル且つコンパクトに製造できること、さらには締固めなどの人力作業を伴う打込み時の工程を省力化し、施工速度を向上することが求められる。海水を用いたコンクリートについては、従来から研究がなされている<sup>1),2),3),4)</sup>が、上記のように製造や施工効率の向上についても考慮する場合、海水や海砂を使用することに加え、コンクリートに少ない構成材料で自己充填性を付与することが有効と考えられる。しかしながら、従来の高流動コンクリートは、粘性が高くポンプ圧送時の負荷が増加すること、仕上げ作業が困難になること、フライアッシュや高炉スラグ微粉末などの混和材や増粘剤を添加するため、構成材料の種類が多くなることなどの課題を抱えている。また、材料に海水や海砂を用いた場合は、高い流動性を発揮しにくい傾向がある。

そこで、上記の課題を改善すべく、海水および海砂を用いた場合でも優れた流動性を確保し、且つ低粘性な特長を付与できる塩分含有増粘剤一液型高性能 AE 減水剤の検討を行い、この混和剤を用いたフレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの基礎特性を確認した。

### 4.2 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリート用混和剤の開発

低粘性な高流動コンクリート用混和剤として、既に増粘剤一液型高性能 AE 減水剤<sup>5)</sup>(以下、既存混和剤と称す)が開発されている。この混和剤は、ポリカルボン酸エーテル化合物と増粘性高分子化合物の複合体であり、混和材や増粘剤などの複数の材料を併用せずに、コンクリートに優れた流動性を付与できるという特長を有する。しかしながら、塩分を多量に含有する海水や海砂と併用した場合はコンクリートの流動性が発揮しにくくなり、所要の流動性を付与するため混和剤を過剰に添加する必要があった。混和剤の過剰な添加は、コンクリートの材料費が増加することや、コンクリートの凝結時間を遅延させるなどの弊害をもたらす。そこで、著者らは既存混和剤に対し、セメント粒子の分散性を向上するための改良を加え、海水や海砂と併用した場合でもコンクリートの流動性の低下が少ない増粘剤一液型高性能 AE 減水剤を開発した。

#### 4.2.1 ポリカルボン酸系混和剤の立体障害効果

ポリカルボン酸系高性能 AE 減水剤のもつ立体障害効果は、高分子溶液論的立場から導かれた Fischer に端を発する浸透圧斥力理論と、統計力学的立場から導かれた Machor によるエントロピー斥力理論に大別でき、図-4.1 中の立体反発エネルギー  $V_{RS}$  に示されるように、界面活性剤の構造や吸着形態および吸着層の厚さなどにより分散性が保たれる。

浸透圧斥力理論およびエントロピー斥力理論を実際にセメント添加した高性能 AE 減水剤の場合で解釈すると、図-4.2 のように高性能 AE 減水剤の吸着した粒子同士が近づきグラフト鎖同士が互いに接触すると、粒子間的高性能 AE 減水剤の濃度が高くなったり、グラフト鎖の構造がひずんだりする。前者はバルク濃度と粒子間的高性能 AE 減水剤の濃度を均一にするため、接触部分に水の進入を促して浸透圧効果による反発力を生み出す。これを混合効果とよんでいる。また後者は、ひずんだ構造を元に戻そうとするため、エントロピー反発と呼ばれる反発力が発生する。これを弾性効果とよんでおり、これら両者の作用によってセメント粒子が分散される<sup>6)</sup>。

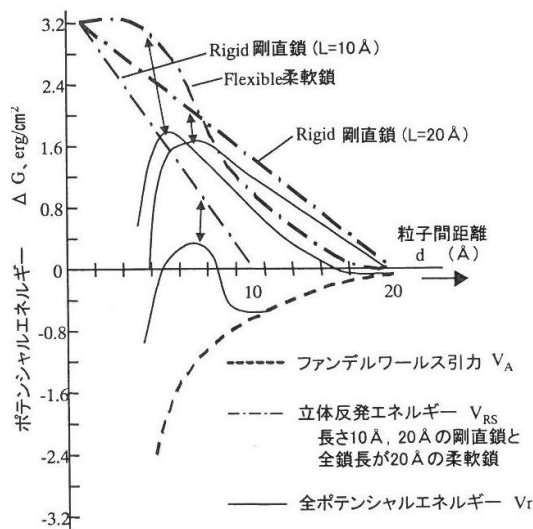


図-4.1 立体障害効果によるポテンシャルエネルギー曲線<sup>7)</sup>

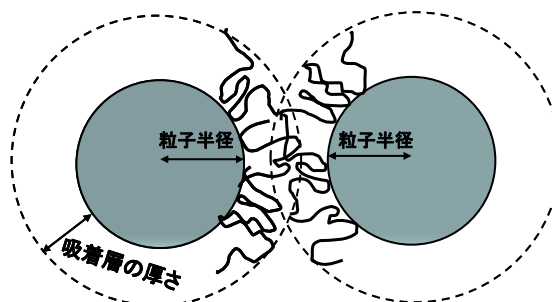
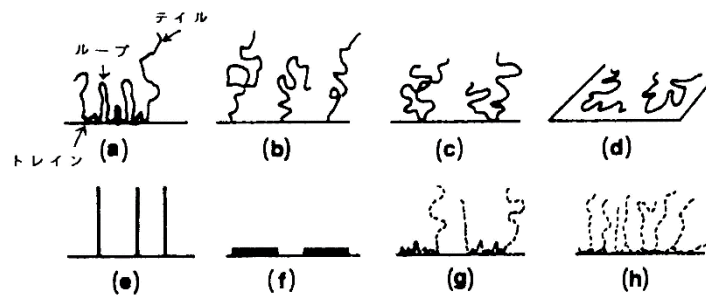


図-4.2 吸着層の重なりによる反発作用の概念図

#### 4.2.2 粉体粒子表面への高性能 AE 減水剤の吸着形態

高性能 AE 減水剤は界面活性剤の一種であり，無機微粒子例えばセメント粒子などへの吸着形態は，**図-4.3**のように分類される<sup>8)</sup>．界面活性剤の種類により吸着形態が異なるため，吸着形態の相違によって粉体粒子の分散度合いに大きく影響を及ぼすと考えられている．特にポリカルボン酸系高性能 AE 減水剤は，**図-4.3 (h)**のような楕円形あるいは側鎖状といわれる形態で吸着するとされている<sup>9)</sup>．

ポリカルボン酸分子の大きさの一例を**図-4.4 a)~c)**に，モデル例を**図-4.5**に示す．ポリマーが伸びきった状態で，およそ主鎖方向が 20nm，側鎖方向が 7nm であるポリカルボン酸分子の場合，この分子が自由に運動した時に占める体積は，**図-4.4 d)**に示すように直径 7nm，長さ 20nm の円柱が回転してできる直径 20nm，高さ 7nm の円盤の大きさになることから，ポリカルボン酸の分子は最大限吸着した状態で，セメント粒子表面に 1 辺 20nm の正方形，すなわち  $400\text{nm}^2$  に 1 つの割合で吸着していることになる．しかし実際には，各種結合材の単位表面積当たり吸着するポリカルボン酸分子の量を測定し，その結果から単位表面積当たりの分子の吸着個数を計算すると，結合材の種類で吸着する個数は異なるものの，いずれも  $400\text{nm}^2$  に 1 つの割合よりはるかに多く，実際には 3~13 倍程度多く吸着する結果が得られている<sup>10)</sup>．ポリカルボン酸分子がこれだけ多く結合材の表面に吸着するためには，最大限に伸張した状態から主鎖方向で 50~70% 程度に収縮した状態と推定され (**図-4.4 e)**)，さらに分子のエントロピー的安定領域内においても，分子が重なって吸着していることが示唆される (**図-4.4 f)**)．



- (a) ホモポリマー（ループ・トレイン・テイルモデル）
- (b) 末端吸着（テイル）
- (c) 一点吸着（2本のテイル）
- (d) 平状吸着
- (e) 剛直鎖の垂直吸着
- (f) 剛直鎖の横臥吸着
- (g) 左：AB型，右：ABA型ブロック共重合体のループ・トレイン・テイル吸着
- (h) グラフト共重合体の歯型吸着

**図-4.3** 高分子鎖の様々な吸着形態<sup>8)</sup>

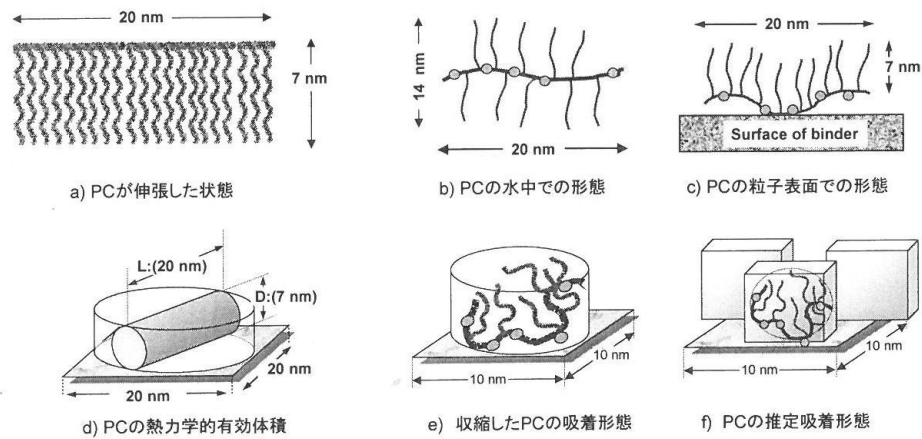


図-4.4 ポリカルボン酸高性能 AE 減水剤の分子サイズと吸着形態<sup>10)</sup>

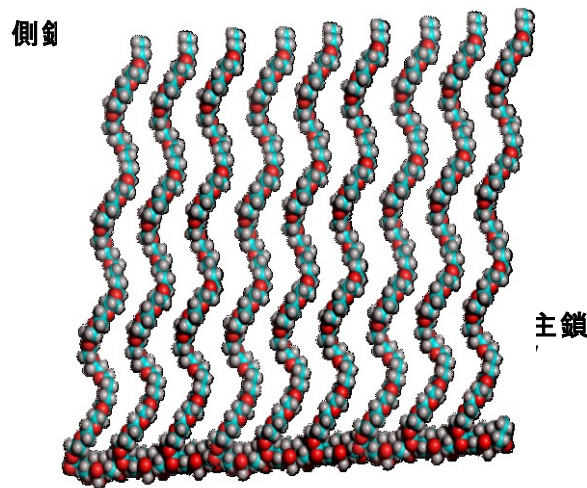


図-4.5 ポリカルボン酸エーテル系化学混和剤のモデル例

#### 4.2.3 海水および海砂がコンクリートの流動性に及ぼす影響

海水および海砂がコンクリートの流動性に及ぼす影響を確認するため、混和剤を使用しないケースとそうでないケースについて検討を行った。

使用材料を表-4.1に、高流動コンクリートの配合を表-4.2に示す。混和剤を使用しないケースでは、上水道水-陸砂(OC, 基準)、海水-陸砂(W2-S1)、上水道水-海砂(W1-S2)の各材料を組み合わせた条件で、練上がり時のスランプが $18.0 \pm 1.0 \text{ cm}$ となる単位水量を比較した。なお、セメントは普通ポルトランドセメント(N)を使用し、単位量は $350 \text{ kg/m}^3$ とした。混和剤を使用するケースでは、細骨材に陸砂(S1)を用い、上水道水(W1)または海水(W2)を使用した条件で、既存混和剤であるSP1の使用量を確認した。

目標スランプは $21.0 \pm 2.0 \text{ cm}$ とし、配合は $W/C=45.0\%$ 、単位水量 $170 \text{ kg/m}^3$ 、セメントは普通ポルトランドセメント(N)および高炉セメントB種(BB)の2種類とした。

表-4.1 使用材料

材料名	記号	種類	物理的・化学的性質
練混ぜ水	W1	上水道水	-
	W2	海水 [相模湾産, (茅ヶ崎海岸)]	密度=1.025g/cm <sup>3</sup> , 塩化物イオン=1.80% 硫酸イオン0.23%
セメント	N	普通ポルトランドセメント	密度=3.16g/cm <sup>3</sup>
	BB	高炉セメントB種	密度=3.04g/cm <sup>3</sup>
細骨材	S1	陸砂 (大井川水系)	表乾密度=2.60g/cm <sup>3</sup> , 吸水率=1.86% 粗粒率=2.66
	S2	海砂 (沖縄県東村新川沖産, 未除塩)	表乾密度=2.66g/cm <sup>3</sup> , 粗粒率=2.37, 塩化物イオン=0.187%
粗骨材	G	硬質砂岩碎石(東京都青梅産)	表乾密度=2.66g/cm <sup>3</sup> , 最大寸法=20mm
混和剤	SP1	ポリカルボン酸エーテル化合物	
	SP2		
	SP1'	ポリカルボン酸エーテル化合物と 増粘性高分子化合物の複合体	
	SP2'		

表-4.2 高流動コンクリートの配合

No.	記号	材料の種類			目標 スランプ フロー (mm)	目標 空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位粗 骨材絶 対容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	単位 水量 (kg/m <sup>3</sup> )
		セメント	水	細骨材						
1	OC	BB	上水道水 (W1)	陸砂 (S1)	600±50	4.5±1.5	45.0	49.7	0.330	175
2	W2-S2	BB	海水 (W2)	海砂 (S2)				48.4	0.330	185

混和剤を使用しない条件におけるスランプ 18cm を得るために必要な単位水量を図-4.6 に示す。OC と W2-S1 を比較した場合、スランプ 18cm を得るための単位水量は同量であり、混和剤を使用しない条件では、海水の影響は認められなかった。一方、W1-S2 を使用した場合の単位水量は、OC を使用した場合より 14kg/m<sup>3</sup> 程度増大した。これは海砂の粗粒率が陸砂と比べて小さいことによるものと推察される。

混和剤の使用量とスランプの関係を図-4.7, 図-4.8 に示す。N を用いたケースにおいて、W1 を使用した場合、SP1 は C×0.8% の使用量でスランプ 20.0cm であったのに対し、W2 を使用し同一の使用量とした場合においては 10cm 以上スランプが低下した。さらに、使用量を C×1.6% にした場合でも、スランプは 18.5cm であった。また、BB を用いたケースでは、総じてスランプは N を用いたケースより大きくなったが、海水の影響は N を用いたケースと同様の傾向であった。

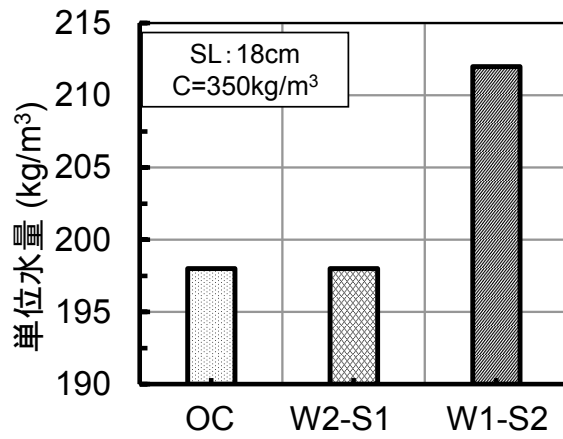


図-4.6 スランプ 18cm を得る単位水量

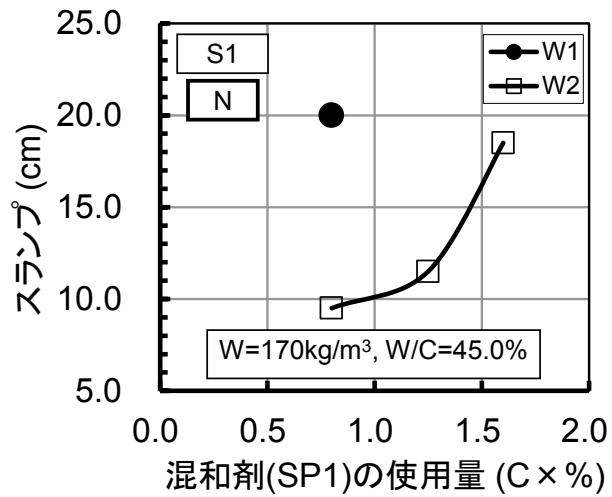


図-4.7 スランプ 18cm を得る単位水量

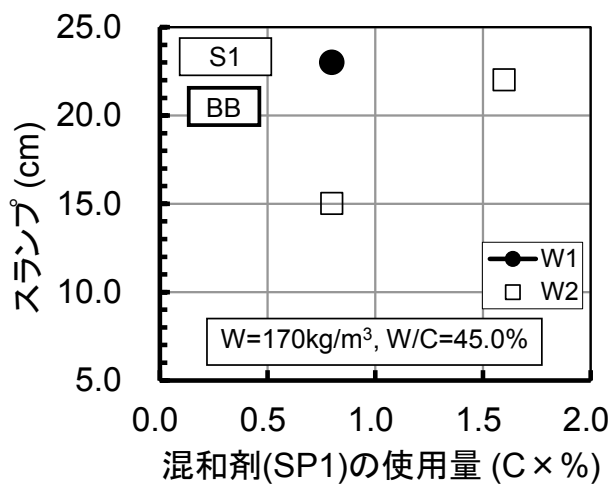


図-4.8 スランプ 18cm を得る単位水量

#### 4.2.4 海水および海砂の含有成分が混和剤の分散性に及ぼす影響

ポリカルボン酸系混和剤の分散性は、液相中の無機イオンの影響を受けやすいことが知られている<sup>3)</sup>。海水中には様々なイオンが含有されており、それぞれのイオンによるポリカルボン酸分子の主鎖および側鎖の伸縮への影響、塩化物イオンによるセメントの水和反応促進効果によるポリカルボン酸分子の吸着への影響が示唆されるが、そのメカニズムについては明らかでない。

そこで、海水・海砂に由来する硫酸イオン ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) や塩化物イオン ( $\text{Cl}^-$ ) がポリカルボン酸系混和剤の分散性に及ぼす影響を検討するとともに、海水を用いた場合でも分散性が低下しにくい混和剤について検討を行った。配合はW/C=30.0%のセメントペーストとし、セメントには高炉セメントB種 (BB)，練混ぜ水には上水道水 (W1)，海水 (W2) および $\text{SO}_4^{2-}$ と $\text{Cl}^-$ をそれぞれ海水と同濃度に調製した溶液 (R1)，(R2) を用いた。混和剤は、SP1に海水の影響を受けにくい改良を新たに施したSP2を用いた。

SP2における主な改良点として、混和剤を構成する下式(4.1)で表わされるモノマーAおよび下式(4.2)で表わされるモノマーBの構成成分を、塩分を多量に含有する条件下における減水性と流動保持性の両側面から最適化した。またモノマーAまたはモノマーBとアクリル酸又はその塩であるモノマーCとの質量比、さらにモノマーAとモノマーBとの質量比についても最適化を行った。加えて共重合体中のオキシアルキレン基の平均モル数を50～150に設定した。これらの改良により、塩分を多量に含有する海水や海砂と併用した場合でもセメント分散性が妨げられない高性能AE減水剤を実現した<sup>11)</sup>。



ここに、 $\text{R}^1$  : 炭素数2～5のアルケニル基  
 $\text{R}^2$  : 水素又は炭素数1～4のアルキル基  
 $\text{A}$  : 炭素数2～4のアルキレンイミン基  
 $\text{AO}$  : 炭素数2～4のオキシアルキレン基  
 $m$  : 0～30の整数， $n$  : 10～150の整数



ここに、 $\text{R}^3, \text{R}^4$  : 水素又はメチル基  
 $\text{A}$  : 炭素数2～4のアルキレンイミン基  
 $\text{AO}$  : 炭素数2～4のオキシアルキレン基  
 $\text{X}$  : 水素又は1～3のアルキル基  
 $a$  : 0～2の整数， $o$  : 0～30の整数， $p$  : 10～150の整数

練混ぜ水の種類とフローの関係を図-4.9に示す。混和剤の使用量は、何れも  $C \times 0.5\%$  とし、 $\phi 50 \times 50\text{mm}$  の塩ビ管に充填しフローにより流動性を評価した。

W1を使用した場合は、SP1およびSP2の流動性は同等であったのに対し、W2を使用した場合は、いずれのSPも流動性が低下し、SP1はSP2よりさらに低下することが認められた。R1を使用した場合では、いずれのSPも流動性の低下は同程度であり、 $\text{SO}_4^{2-}$ の影響度合いに相違は認められなかった。一方、R2を使用した場合では、SP1の流動性は大きく低下したが、SP2の低下は小さかった。本研究では、 $\text{SO}_4^{2-}$ が分散性に及ぼす影響は認められるものの、CIの方がより大きく影響を及ぼす可能性が示唆され、海水・海砂を使用する配合には、CIの影響が小さいSP2の使用が有効であると判断された。

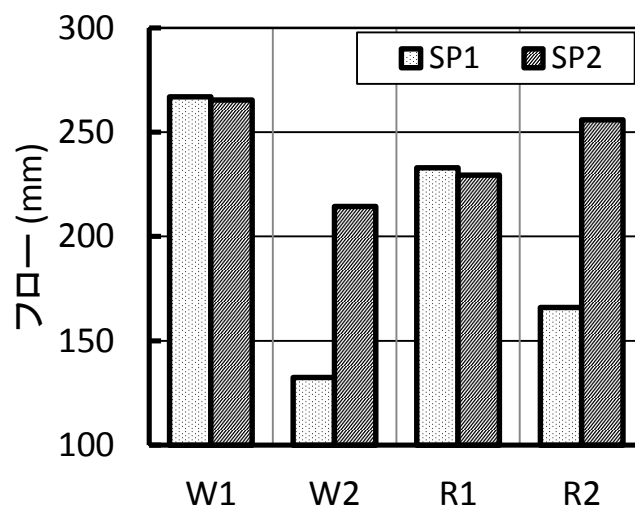


図-4.9 練混ぜ水の種類とフローの関係

#### 4.2.5 自己充填型コンクリート用混和剤の分散性評価

SP1とSP2をそれぞれベースとして増粘剤を一液混合した自己充填コンクリート用高性能AE減水剤（増粘剤一液タイプ）（SP1'、SP2'）を用いて、海水-海砂（W2-S2）を組み合わせた条件での高流動コンクリートの分散性を評価した。評価は表-4.2に示す配合を用いて、スランプフロー $600\text{mm} \pm 50\text{mm}$ が得られる混和剤の使用量を上水道水-陸砂（OC）の条件と比較した。

各配合条件の混和剤使用量を図-4.10に示す。SP1'の目標スランプフロー（ $600\text{mm}$ ）を得るための混和剤使用量は、OCの配合（ $1.5\%$ 程度）とW2-S2（ $3.5\%$ 程度）の配合を比較して約2.2倍増加したのに対し、SP2'の使用量は $1.4\%$ から $1.7\%$ と約1.2倍増加しただけであった。SP2'はOCおよびW2-S2の配合で、使用量の増加は小さいが優れた流動性を確保できることが認められた。



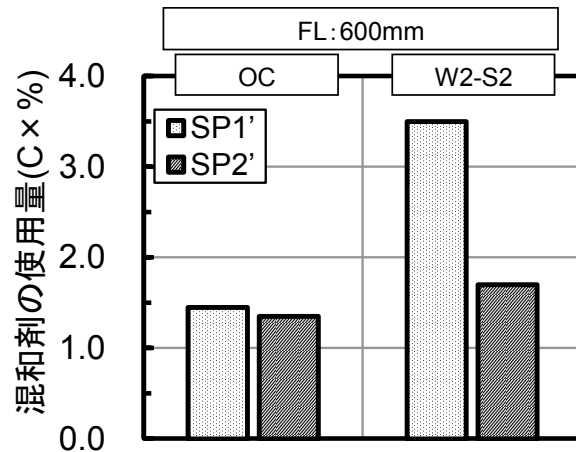


図-4.10 各配合条件の混和剤使用量

### 4. 3 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの基礎特性

#### 4.3.1 配合および使用材料

コンクリートの配合を表-4.3に示す。配合は練混ぜ水に上水道水、細骨材に陸砂を使用した基本配合(OC)に加え、練混ぜ水に海水、細骨材に海砂を使用した配合(SW-SS)と、練混ぜ水に海水、細骨材に陸砂を使用した配合(SW-LS)の3水準とし、それぞれ標準温度(20℃)と高温(35℃)の環境条件下で試験を行った。コンクリートの水セメント比は45%、単位粗骨材絶対容積は $0.330\text{m}^3/\text{m}^3$ で一定とし、スランプフローが $600 \pm 50\text{mm}$ の範囲になるよう、単位水量および混和剤の添加率を調整した。また、35℃の高温環境の場合、全ての配合で時間経過に伴い流動性が急激に低下したため、流動性の経時保持性の向上を目的として、一部の配合(SW-SS)で既存のポリカルボン酸エーテル系化合物を主成分とした流動性保持剤を併用した。各配合の塩化物イオン量(理論値)は、表中に併記したとおりである。

コンクリートの使用材料を表-4.4に示す。練混ぜ水に用いた海水は相模湾で採水したものであり、海水中に質量比で1.80%の塩化物イオンを含有していた。海水の成分を表-4.5に示す。海砂には除塩処理を施していない状態のものを使用しており、塩化物イオン量は質量比で0.187%であった。また、一部の配合に使用した流動性保持剤は、ポリカルボン酸エーテル系化合物を主成分とした既存のものであり、強い減水効果は示さないものの、流動性の経時保持性に優れるところにその特徴がある。

表-4.3 コンクリートの配合

No.	記号	目標 スランブ フロー (mm)	目標 空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位粗 骨材絶 対容積 <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						混和剤		環境温度 (°C)	塩化物 イオン量 (kg/m <sup>3</sup> )
							W1	W2	C	S1	S2	G	Ad1 (C×%)	Ad2 (C×%)		
1	OC	600	4.5	45	49.7	0.330	175	—	389	848	—	878	1.45	—	20	0.05
2	SW-SS				48.4		—	185	411	—	825	878	1.75	—	20	4.90
										1.00*	35					
3	SW-LS				49.7		—	175	389	848	—	878	1.65	—	20	3.20
															35	

※スランブフロー試験, U形充てん試験のみ

表-4.4 使用材料

材料名	記号	種類	物理的・化学的性質
練混ぜ水	W1	上水道水	
	W2	海水 (相模湾, 茅ヶ崎海岸)	表-4.5参照
セメント	C	高炉セメントB種	密度3.04g/cm <sup>3</sup>
細骨材	S1	陸砂 (大井川水系)	表乾密度2.60g/cm <sup>3</sup> , 吸水率1.86%, 粗粒率2.66
	S2	海砂 (東村新川沖産, 除塩前)	表乾密度2.66g/cm <sup>3</sup> , 吸水率2.00%, 粗粒率2.37, 塩化物イオン量0.187%
粗骨材	G	硬質砂岩碎石 (青梅産)	表乾密度2.66g/cm <sup>3</sup> , 吸水率0.58%, 最大寸法20mm
混和剤	Ad1	塩分含有用 増粘剤一液型高性能AE減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物と 増粘性高分子化合物の複合体
	Ad2	流動性保持剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物

表-4.5 海水の成分

密度 [20°C] (g/cm <sup>3</sup> )	pH [20°C]	固形分濃度 [105°C, 3hr] (%)			
1.025	8.0	3.48			
各種イオンの含有量(%)					
Cl <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>+</sup>	Mg <sup>+</sup>
1.80	0.23	1.08	0.03	0.05	0.12

#### 4.3.2 試験項目および方法

コンクリートの試験項目の一覧を表-4.6に示す。スランブフローは、練混ぜ完了後に試験を行った後、試料を静置した状態で、最長90分まで500mm到達時間(T<sub>500</sub>)および停止時間(T<sub>stop</sub>)の経時変化を確認した。また、硬化性状(圧縮強度, 静弾性係数, 割裂引張強度)を確認する供試体は、材齢1日まで練混ぜ時と同じ温度環境下で封かん養生を行った後に脱型し、その後も同じ温度の水中で所定の材齢まで養生を行った。

表-4.6 試験項目および方法

試験項目	試験方法	試験条件等
スランプフロー・時間	JIS A 1150	測定時期：練混ぜ完了後0, 30, 60, 90分 フロー時間：500mmフロー到達時，フロー停止時
充てん高さ・時間	JSCE-F 511	流動障害：R2 充てん時間：充てん停止時
ブリーディング	JIS A 1123	
加圧ブリーディング	JSCE-F 502	
凝結時間	JIS A 1147	
圧縮強度	JIS A 1108	養生条件：20℃または35℃水中養生 試験材齢：1, 3, 7, 28日
静弾性係数	JIS A 1149	試験材齢：7, 28日
割裂引張強度	JIS A 1113	同上

### 4.3.3 フレッシュコンクリートの性状

#### (1) 流動性

練混ぜ完了後からの経過時間とスランプフローの関係を図-4.11 に示す。20℃と35℃の何れの環境においても、全ての配合で練混ぜ完了後のスランプフローが600mm以上となり、優れた流動性を有することが認められた。20℃の環境においては、その後、海水と海砂を使用した配合（SW-SS）で90分、基本配合（OC）と海水と陸砂を使用した配合（SW-LS）で60分程度まではスランプフローの目標値（600±50mm）を維持することができた。海水と海砂を使用した配合（SW-SS）が、時間の経過に伴うスランプフローの低下が他の配合に比べて小さいのは、本研究で使用した海砂の粗粒率が小さく、他の配合に比べて単位水量や単位セメント量を多くする必要があり、結果的に単位容積あたりの混和剤の添加量が最も多くなったことが要因と考えられる。一方、35℃の高温環境においては、練混ぜ完了後30分でスランプフローが大きく低下する傾向を示したが、流動性保持剤を添加した海水と海砂を使用した配合（SW-SS）は90分間目標値を満足しており、高温環境下においても、流動性保持剤を併用することでコンクリートの流動性を長時間にわたって維持できることが明らかとなった。

練混ぜ完了後の500mmフロー到達時間と停止時間を図-4.12 に示す。本研究で検討した配合については、20℃と35℃の何れの環境においても結果にほとんど差はみられず、500mmフロー到達時間は3～5秒程度、フロー停止時間は30～40秒程度であった。これらの結果を図に併記した従来の増粘剤系の高流動コンクリート（既往の実験結果<sup>5)</sup>と比較すると、500mmフロー到達時間、フロー停止時間はともに早まり、特にフロー停止時間については20秒程度短縮した。コンクリートの流動時間の短縮は、打込みに要する時間の削減に繋がるため、施工効率の向上の観点からは有利であるといえる。

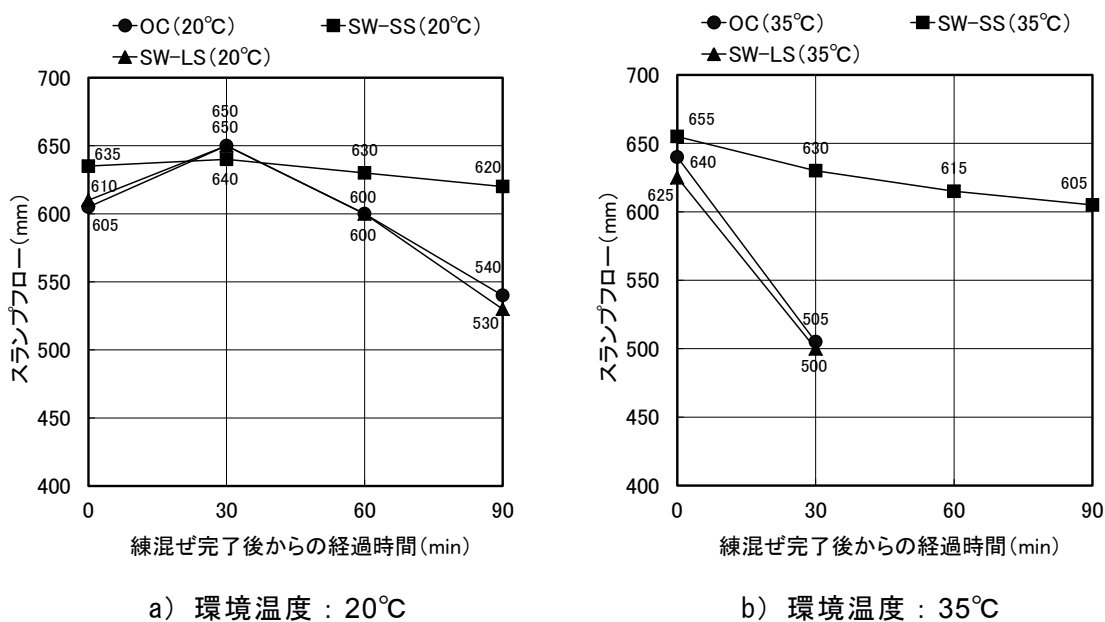


図-4.11 経過時間とスランプフローの関係

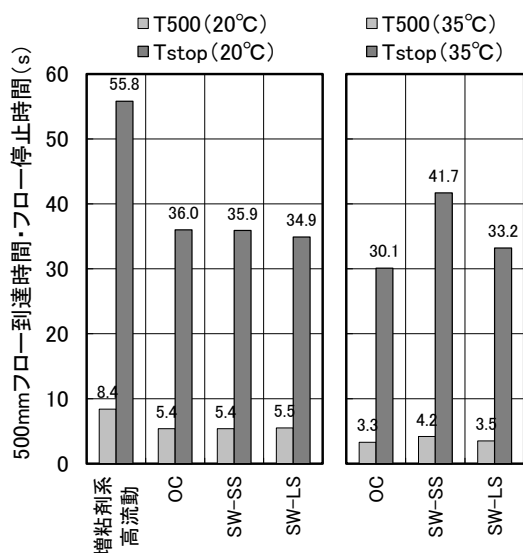


図-4.12 スランプフロー時間

## (2) 自己充填性

U形充填試験における、充填高さおよび充填時間を図-4.13、図-4.14に示す。海水や海砂を用いた配合を含む全ての配合で充填高さは300mm以上の値を示し、高流動コンクリート施工指針（土木学会）のランク2相当の自己充填性を有することが認められた。また、35°Cの環境の場合、20°Cの環境に比べて充填時間が短く、SW-SSおよびSW-LSでは充填高さが大きくなっているが、これは、図-4.7に示すように、環境温度の上昇に伴いコンクリートの粘性（500mmフロー到達時間）が小さくなったためであると推察される。

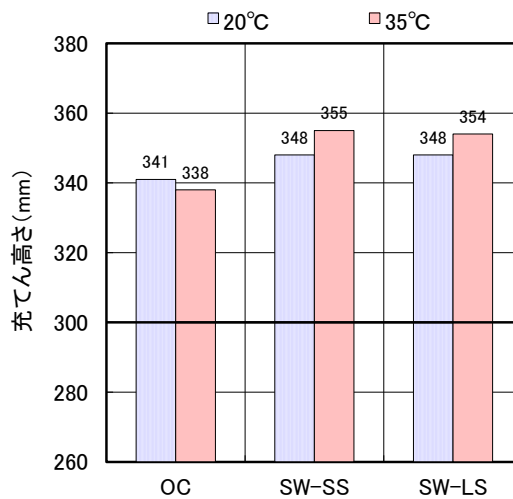


図-4.13 充填高さ

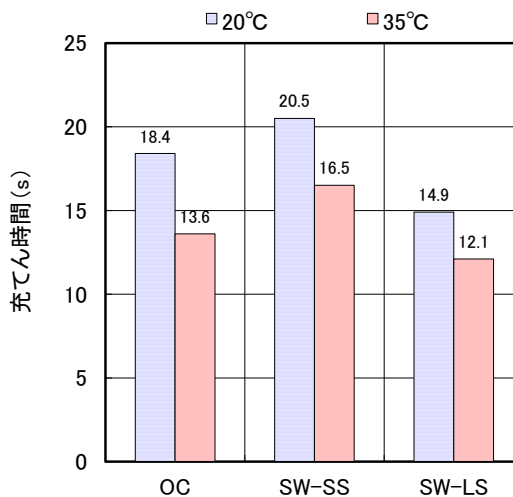


図-4.14 充填時間

### (3) 材料分離抵抗性

本研究で検討した全ての配合で、35°Cの環境においてはブリーディングが確認されなかったが、20°Cの環境においてはブリーディングが若干認められた。20°Cの環境におけるブリーディング率およびブリーディング量を図-4.15に示す。最もブリーディングが多かったのは海水と海砂を使用した配合（SW-SS）であり、ブリーディング率は0.6%程度、ブリーディング量は $0.03\text{cm}^3/\text{cm}^2$ 程度であった。上記の配合が他の配合に比べてブリーディングが多くなっているのは、単位水量の多いことが要因であると考えられる。

加圧ブリーディング試験における、加圧後の経過時間と脱水量の関係を図-4.16に示す。20°Cと35°Cの何れの環境においても、海水や海砂を使用した配合（SW-SS, SW-LS）は、基本配合（OC）に比べて若干単位時間あたりの脱水量が少なくなる傾向を示してい

るが、ともにコンクリートのポンプ施工指針（土木学会）の標準曲線 B と C の間に入ることから、ポンパビリティは良好であると判断できる。

従来の自己充填性を有する高流動コンクリートは非常に粘性が大きく、一般的にブリーディングは非常に少ない。そのため、ポンプ圧送時の負荷が増加すること、上面の仕上げ作業が困難になることが課題となっていたが、本研究における自己充填型コンクリートについては、ポンプ圧送や仕上げ作業が容易となり、施工効率の向上が期待できる。

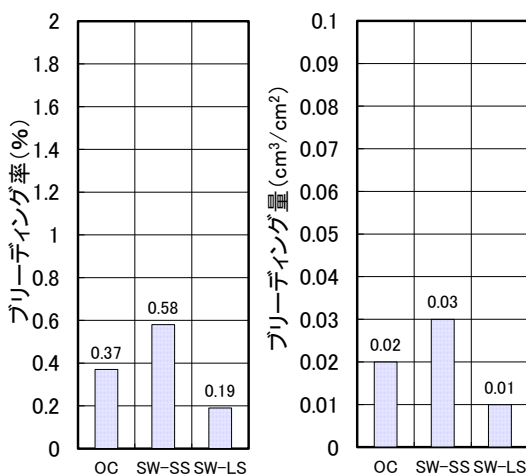


図-4.15 ブリーディング率・ブリーディング量（20°C）

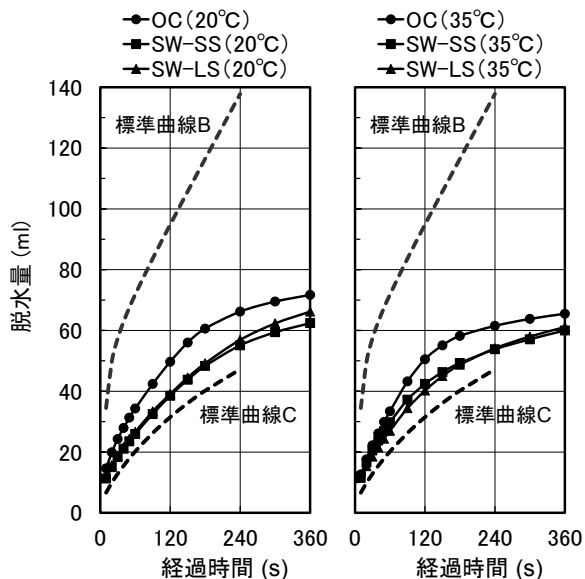


図-4.16 経過時間と脱水量の関係

#### (4) 凝結特性

凝結時間を図-4.17 に示す。35℃の環境の場合は、配合の違いによる凝結時間の差異はほとんど認められなかったが、20℃の環境の場合、海水や海砂を使用した配合（SW-SS、SW-LS）は、基本配合（OC）に比べて凝結時間が早まり、始発時間で1時間程度、終結時間で1.5時間程度短縮した。既往の研究<sup>1)</sup>および本研究における第3章では、海水を練混ぜ水に用いてコンクリート製造した場合、塩化ナトリウムにより凝結が促進されることが示唆されており、本章においても同様の傾向を示したものと推察される。施工に必要な流動性を確保した上での凝結時間の短縮は、早期脱型などの観点から、施工上有利と考えられる。

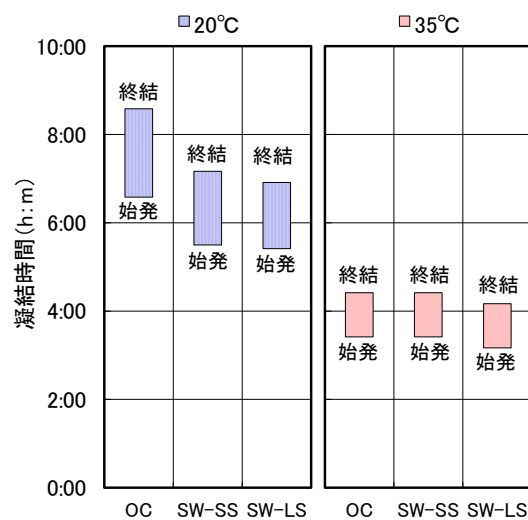


図-4.17 凝結時間

#### 4.3.4 硬化コンクリートの性状

##### (1) 強度発現性

材齢と圧縮強度の関係を図-4.18 に示す。環境温度によって強度発現性は異なるが、海水や海砂を使用した配合（SW-SS、SW-LS）のほうが、基本配合（OC）に比べて初期材齢における圧縮強度が大きくなった。両者の圧縮強度の乖離は、20℃の環境の場合は材齢7日、35℃の環境の場合は材齢1日で最も大きくなり、海水や海砂を使用することで、基本配合（OC）の圧縮強度に比べてそれぞれ4割、7割程度増加する傾向がみられた。なお、いずれの温度の場合も材齢の経過に伴い圧縮強度の差異は小さくなり、材齢7～28日ではほぼ同程度の値を示した。これらの結果からも、前節で述べたようにコンクリート中に塩化ナトリウムなどが含有することで、硬化が促進されることが明らかとなった。

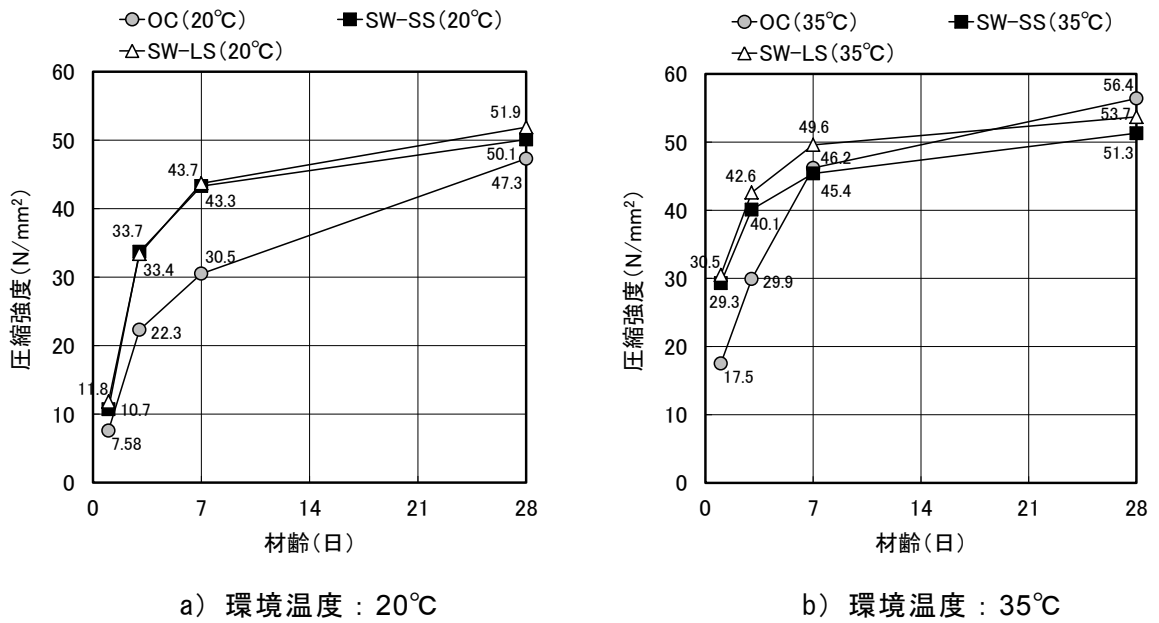


図-4.18 材齢と圧縮強度の関係

## (2) 静弾性係数の特性

圧縮強度と静弾性係数の関係を図-4.19 に示す. 図中に併記した推定式は, 圧縮強度の試験結果から, 既往の文献<sup>12)</sup>に示されている式(4.3)を用いて算定した.

$$E_e = \alpha \cdot f'_c{}^\beta / 10^3 \quad (4.3)$$

ここに,  $E_e$  : 静弾性係数 (kN/mm<sup>2</sup>)  
 $f'_c$  : 圧縮強度 (試験値) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\alpha$  : 6,300  
 $\beta$  : 0.45

海水や海砂を使用した配合 (SW-SS, SW-LS) と基本配合 (OC) に差異はみられず, 塩化物イオンの有無による影響は認められなかった. また, 本研究における試験結果は, JSCE の係数を用いた推定式よりやや小さい値を示した.



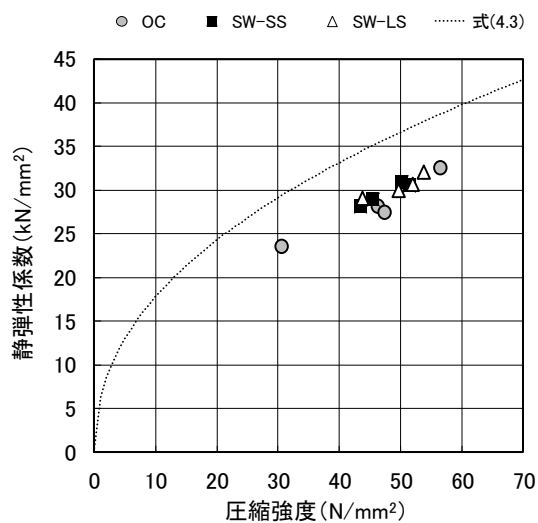


図-4.19 圧縮強度と静弾性係数の関係

### (3) 割裂引張強度の特性

圧縮強度と割裂引張強度の関係を図-4.20 に示す。図中に併記した推定式は、静弾性係数と同様に、既往の文献<sup>12)</sup>に示されている式(4.4)を用いて算定した。

$$f_t = \alpha \cdot f_c^\beta \quad (4.4)$$

ここに、 $f_t$  : 引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $f_c$  : 圧縮強度 (試験値) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\alpha$  : 0.13  
 $\beta$  : 0.85

圧縮強度と割裂引張強度の関係についても、塩化物イオンの有無による影響は認められず、JCI の係数を用いた推定式に近似する傾向を示した。

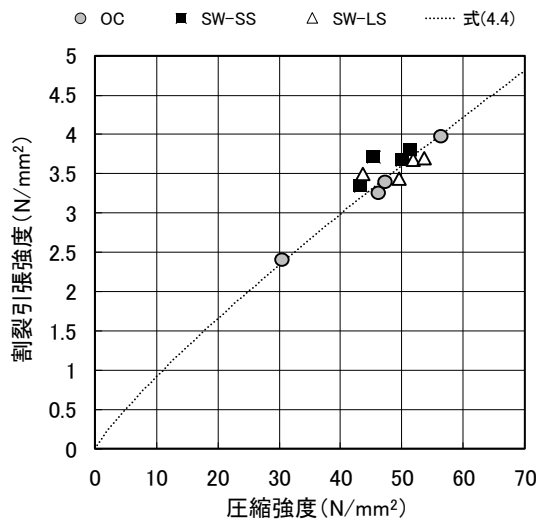


図-4.20 圧縮強度と割裂引張強度の関係

#### 4. 4 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの収縮特性および熱特性

##### 4.4.1 コンクリートの配合および使用材料

コンクリートの配合を表-4.7に示す。配合は練混ぜ水に海水，細骨材に未洗浄の海砂を使用した配合（SW-SS）と，練混ぜ水に海水，細骨材に陸砂を使用した配合（SW-LS）に加え，比較用である練混ぜ水に上水道水，細骨材に陸砂を使用した配合（TW-LS）の3水準とし，それぞれ20℃の環境条件下で試験を行った。コンクリートの水セメント比は45%，単位粗骨材絶対容積は $0.330\text{m}^3/\text{m}^3$ で一定とし，スランプフローが $650\pm 50\text{mm}$ の範囲となるよう，単位水量および混和剤の添加率を調整した。塩化物イオン量（計算値）は，表中に併記したとおりである。なお，SW-SSの単位水量が他の配合のものに比べて多くなっているが，これは，本研究で使用した海砂が未洗浄のものであるため，コンクリート中の塩化物イオン量が多くなったことや，粗粒率が陸砂に比べて小さいことなどが要因と推察される。

コンクリートの使用材料を表-4.8に示す。練混ぜ水に用いた海水は相模湾で採水したものであり，海水中には質量比で1.76%の塩化物イオンを含有していた。なお，海水の成分は表-4.9に示すとおりである。また，海砂は未洗浄のものを使用し，塩化物イオン量は質量比で0.187%であった。混和剤は，本研究で新たに開発した新規混和剤（増粘剤一液型高性能AE減水剤）を使用した。

表-4.7 コンクリートの配合

No.	記号	スランブ フロー [平均] (mm)	空気量 [平均] (%)	U形充 てん高さ (障害R2) (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位粗 骨材絶 対容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	単体量 (kg/m <sup>3</sup> )						混和剤 Ad <sup>**</sup> (C×%)	塩化物 イオン量 (kg/m <sup>3</sup> )
								W1	W2	C	S1	S2	G		
1	SW-SS	650	5.0	348	45	48.4	0.330	—	185	411	—	812	878	1.45	4.80
2	SW-LS	645	4.5	348		49.7		—	175	389	848	—	878	1.65	3.13
3	TW-LS	650	4.5	341		49.4		175	—	389	842	—	872	1.45	0.05

※ 表中の値は代表値(試験毎に目標スランブフローとなるよう微調整)

表-4.8 使用材料

材料名	記号	種類	物理的・化学的性質
練混ぜ水	W1	上水道水	
	W2	海水(相模湾, 茅ヶ崎海岸)	表-4.9参照
セメント	C	高炉セメントB種	密度3.04g/cm <sup>3</sup>
細骨材	S1	陸砂(大井川水系)	表乾密度2.60g/cm <sup>3</sup> , 吸水率1.86%, 粗粒率2.66
	S2	海砂(東村新川沖産, 除塩前)	表乾密度2.62g/cm <sup>3</sup> , 吸水率2.42%, 粗粒率2.26, 塩化物イオン量0.187%
粗骨材	G	硬質砂岩砕石(青梅産)	表乾密度2.66g/cm <sup>3</sup> , 吸水率0.58%, 最大寸法20mm
混和剤	Ad	塩分含有用 増粘剤一液型高性能AE減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物 と増粘性高分子化合物の複合体

表-4.9 海水の成分

密度 [20°C] (g/cm <sup>3</sup> )	pH [20°C]	固形分濃度 [105°C, 3hr] (%)			
1.024	8.2	3.96			
各種イオンの含有量(%)					
Cl <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>+</sup>	Mg <sup>+</sup>
1.76	0.34	1.08	0.04	0.04	0.12

#### 4.4.2 試験項目および方法

コンクリートの試験項目の一覧を表-4.10に示す。硬化コンクリートの特性を確認するための強度用試験体(圧縮強度, 割裂引張強度)および乾燥収縮用の試験体は, 材齢1日まで20°Cの環境下で封かん養生を行った後に脱型し, 標準水中養生を行った。なお, 乾燥収縮用の試験体は材齢7日に基長を測定し, ダイヤルゲージ法により長さ変化率を測定した。また, ひび割れ抵抗性を確認するための拘束供試体は, 型枠を脱型する材齢7日まで上面の湿布養生を行い, 脱型後, 拘束形鋼に設置したワイヤストレインゲージにより, コンクリートに生じるひずみを計測した。

断熱温度上昇量については, 約5Lの試料をセットした断熱容器の周囲の空気を加熱追従する断熱熱量計を使用して測定した。コンクリートの混練直後に試料を断熱容器に

セットし、ただちに測定を開始し、温度上昇が認められなくなる材齢 21 日まで測定を行った。

熱膨張係数については、コンクリートを  $\phi 100 \times 200\text{mm}$  の型枠に打ち込み、中心部に埋込み型ひずみ計を設置して測定した。コンクリートの打込み後、ただちに周囲の気温を  $20^\circ\text{C}$  から  $60^\circ\text{C}$  まで変化させることで、試料に温度上昇降下サイクルを最大 4 サイクルまで与えた。上昇・降下は各々 1.5 日をかけ、 $60^\circ\text{C}$  または  $20^\circ\text{C}$  に達する毎に 1.0 日の恒温期間を設けた。試験体周囲の温度履歴を図-4.21 に示す。

表-4.10 試験項目一覧

試験項目	試験方法	試験条件等
長さ・質量変化率	JIS A 1129	基長・乾燥開始材齢：7日 養生条件：標準水中養生（材齢1～7日）
乾燥収縮ひずみ(拘束)	JIS A 1151	試験体数：3体/配合
断熱温度上昇量	断熱熱量計による	試験体容量：5L/配合 測定期間：材齢0～21日
熱膨張係数	埋込み型ひずみ計による	試験体寸法： $\phi 100 \times 200\text{mm}$ 雰囲気温度： $20 \sim 60^\circ\text{C}$ (最大4サイクル)

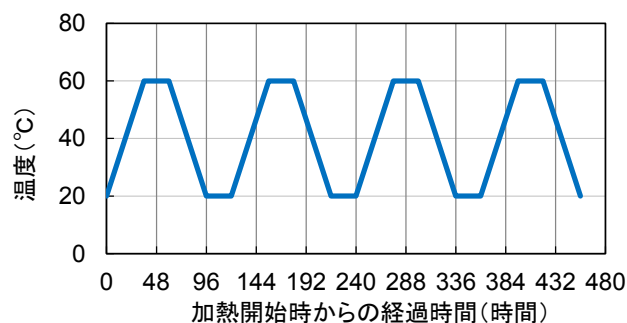


図-4.21 熱膨張係数測定試験での温度履歴

#### 4.4.3 コンクリートの乾燥収縮特性

##### (1) 乾燥収縮ひずみ

長さ変化率の経時変化を図-4.22 に、質量変化率と長さ変化率の関係を図-4.23 に示す。コンクリートの長さ変化率は、配合の違いによる差異がほとんどみられなかったのに対し、質量変化率は塩分を混入しない配合 (TW-LS) に比べ、海水や海砂を使用した配合 (SW-SS, SW-LS) のほうが小さくなった。これは塩分の混入に伴ってコンクリートの硬化が促進され、乾燥開始までの間に水和生成物の組織が概ね形成されたために、コンクリート中に含まれる自由水の移動速度が抑制されたことなどが挙げられる。なお、海水や海砂を使用した配合において同一質量変化率に対しての長さ変化率が基準配合よりも大きいのは、海水を用いたことにより細孔組織が緻密になったことで収縮量が増大した<sup>13)</sup>ことが要因と考えられる。特に SW-SS の長さ変化率は混入する塩分が多いため、SW-LS のものよりもやや大きめであった。

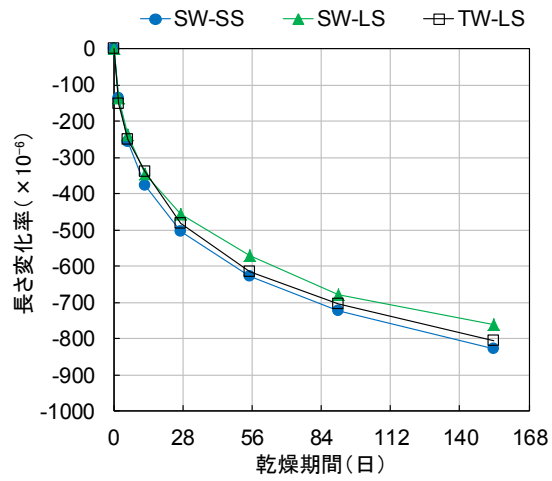


図-4.22 乾燥期間と長さ変化率の関係

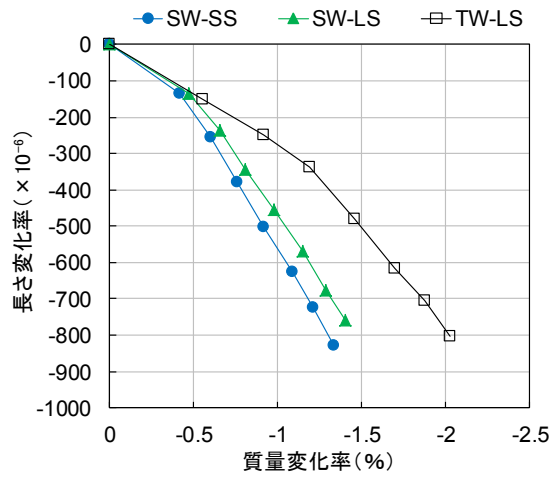
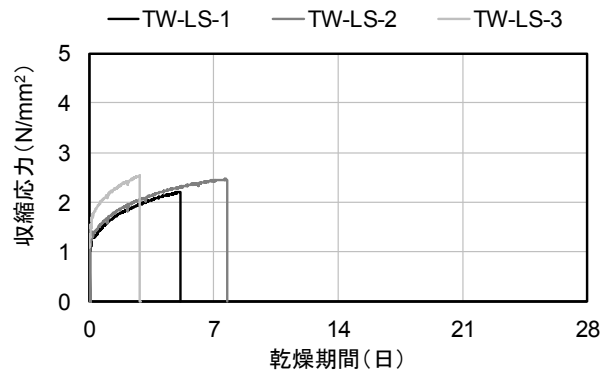


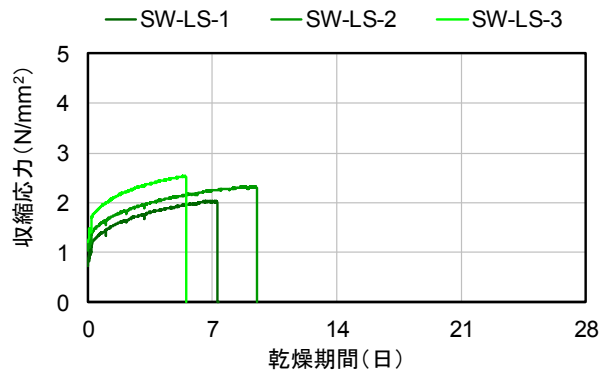
図-4.23 質量変化率と長さ変化率の関係

## (2) ひび割れ抵抗性

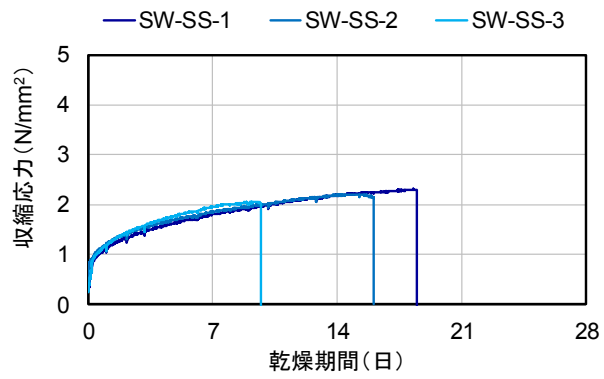
拘束を受けたコンクリートの乾燥に伴う収縮応力の経時変化を図-4.24に示す。なお、図中の収縮応力は、ワイヤストレーンゲージにより計測した拘束形鋼のひずみから、コンクリートと形鋼にはたらく力のつりあい関係をもとに算定した値である。何れの配合も乾燥開始とともに収縮応力が増加する傾向を示し、それぞれ3体の試験体で若干のばらつきが認められるが、コンクリートには概ね $2\sim 2.5\text{N/mm}^2$ の収縮応力が作用したあたりでひび割れが発生した(収縮応力が解放されて $0\text{N/mm}^2$ となった時点)。また、ひび割れは、TW-LS、SW-LS、SW-SSの順に、すなわち海水や海砂を使用した配合のほうが遅くひび割れが発生しており、それぞれ乾燥開始から5、7、14日が経過した時点で発生した。コンクリートに作用した収縮応力がほぼ同等程度であったにもかかわらず海水や海砂を使用した配合のひび割れが遅く発生しているのは、図-4.15で述べた初期材齢(材齢14日(乾燥開始7日)前後まで)における割裂引張強度の増加が影響したためであると考えられる。以上の結果より、コンクリートに海水や海砂を使用した場合、乾燥収縮における優位性は認められなかったものの、ひび割れ抵抗性は向上することがわかった。ここで、ひび割れが発生した時点における割裂引張強度に対する収縮応力の比を収縮応力強度比と称し、各配合の収縮応力強度比について比較する。なお、ひび割れが発生した時点の割裂引張強度は、材齢と圧縮強度の関係における材齢7日および28日の試験結果から得られる対数近似式を用いて算定した推定値である。コンクリートの材齢と収縮応力強度比の関係を図-4.25に示す。本研究で得られた試験結果では、コンクリートにひび割れが生じた時点の収縮応力強度比は $0.5\sim 0.8$ 程度であり、併記した既往の知見<sup>14)</sup>に比べ、塩分を混入しない配合(TW-LS)の値がやや大きくなったが、海水や海砂を用いた配合は概ね合致する傾向を示した。



a) TW-LS



b) SW-LS



c) SW-SS

図-4.24 乾燥期間と収縮応力の関係

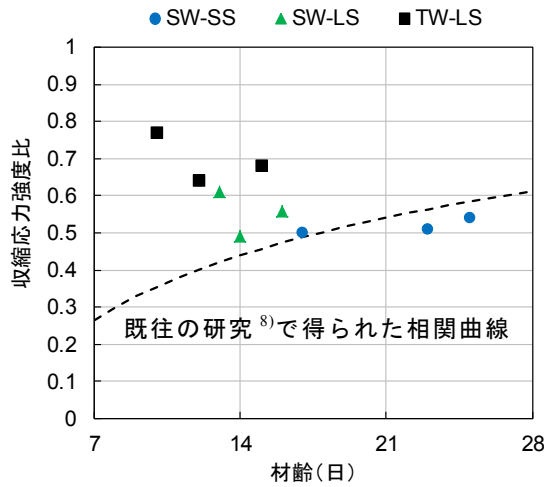


図-4.25 材齢と収縮応力強度比の関係

#### 4.4.4 コンクリートの熱特性

##### (1) 断熱温度上昇量

材齢と断熱温度上昇量の関係を図-4.26 に、また断熱温度上昇量に関する回帰式のパラメータを表-4.11 に示す。断熱温度上昇量に関する回帰式は、コンクリート標準示方書【設計編】(2012 年版)<sup>15)</sup>に示される式(4.5)を用いた。各配合の試験時の初期温度は実測値で  $22 \pm 0.5^\circ\text{C}$  の範囲内であった。同図内には高炉セメント B 種使用、単位セメント量  $389\text{kg}/\text{m}^3$  または  $411\text{kg}/\text{m}^3$ 、打込み温度  $22^\circ\text{C}$  の場合における文献 15)による推定値を併記した。

$$Q(t) = Q_\infty (1 - e^{-\gamma(t-t_0)^s}) \quad (4.5)$$

ここに、

- $Q(t)$  : 材齢  $t$  日における断熱温度上昇量 ( $^\circ\text{C}$ )
- $Q_\infty$  : 終局断熱温度上昇量 ( $^\circ\text{C}$ )
- $\gamma, s$  : 温度上昇速度に関するパラメータ
- $t_0$  : 温度上昇の原点 (日)

終局温度上昇量に関しては、全ての配合で  $50^\circ\text{C}$  前後であり、推定値よりも  $10^\circ\text{C}$  程度下回った。各配合間の差は最大でも  $2.5^\circ\text{C}$  であり、SW-LS の配合では若干低くなったものの、塩分の含有量による終局断熱温度上昇量の有意な傾向は認められなかった。断熱温度上昇速度 (温度上昇時の勾配) に関しては、塩分の混入量が多いほど速くなる傾向が認められ、海水を用いることによってセメントの水和が促進される効果が確認された。



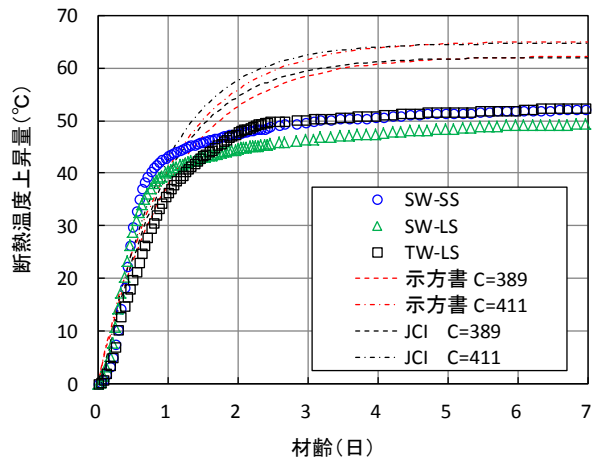


図-4.26 材齢と断熱温度上昇量の関係

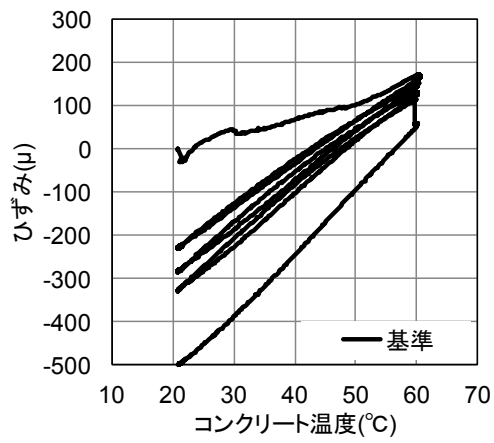
表-4.11 断熱温度上昇量に関するパラメータ

記号	終局断熱温度 上昇量	温度上昇速度に関する パラメータ		
	$Q_{\infty}$ (°C)	$\gamma$	$s$	$t_o$ (日)
TW-LS	52.5	1.30	0.10	0.125
SW-SS	52.4	1.70	0.60	0.170
SW-LS	50.2	1.55	0.55	0.042

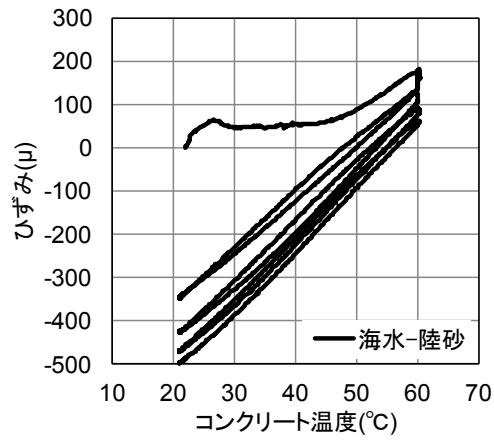
## (2) 熱膨張係数

各配合におけるコンクリート温度とひずみの関係を図-4.27に、また図-4.27の上昇・下降勾配から算出した熱膨張係数を図-4.28に示す。なお、熱膨張係数の算出にあたっては、温度変化が不安定な期間の影響を除外するために、25°Cから55°Cまでの範囲を対象とした。1サイクル目の温度上昇時から算出した値は、明らかにコンクリート自体が硬化しておらず、ひずみ計とコンクリートが一体化していない等の影響が含まれていると考えられる。それ以降については、いずれの配合においてもサイクルを重ねる毎に（材齢の経過に伴い）熱膨張係数は大きくなり、概ね2サイクル目（材齢6～9日程度）から値が収束する傾向を示した。塩分を混入しない配合（TW-LS）は、文献12)や文献15)に示される値（10～12 $\mu$ /°C）とほぼ同等の値であったものの、海水や海砂を使用した配合（SW-SS, SW-LS）はそれより大きく、4サイクル目には14 $\mu$ /°Cという値であった。

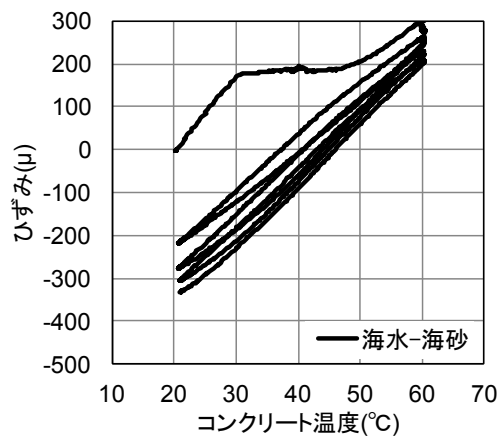
今回、海水を用いた場合に熱膨張係数がやや大きくなる傾向であったが、海水を用いた場合には強度が増加する傾向が認められ空隙が多くなっているとは考えにくく、詳細なメカニズムについては現時点では明らかでない。ただ、一般的なコンクリートの熱膨張係数の範囲から大きく逸脱しておらず、実用上大きな問題はないと考えられた。



a) TW-LS



b) SW-LS



c) SW-SS

図-4.27 コンクリート温度とひずみの関係

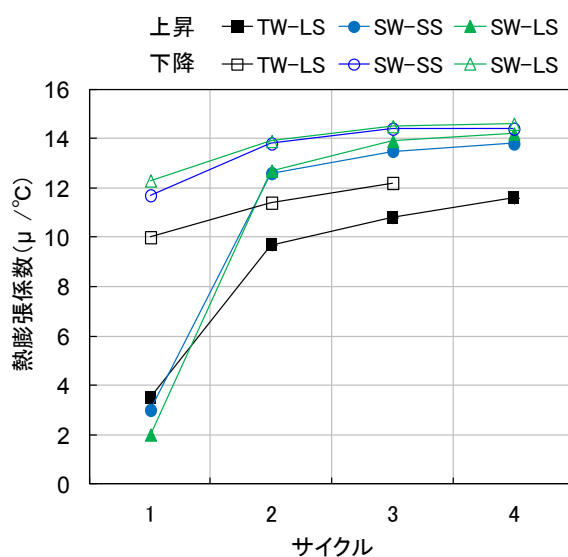


図-4.28 各サイクルにおける熱膨張係数

#### 4. 5 第4章まとめ

海水成分がコンクリートの強度や流動性に与える影響を実験的検討により検証し、海水や海砂と併用した場合でもコンクリートの流動性低下が少ない化学構造を有するポリマーを主成分とする新規混和剤開発の検討を行った。また、この新規混和剤を用いたフレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの諸特性を確認した結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 化学混和剤を使用しない場合では、海水と同等の NaCl 濃度では流動性は低下しないが、ポリカルボン酸系混和剤を使用した海水練りコンクリートでは、無機イオン（特に Cl<sup>-</sup>イオン）の影響により流動性が低下する傾向が確認された。
- (2) 高炉セメント B 種を用いた場合において、新たに開発した塩分含有増粘剤一液型高性能 AE 減水剤（新規混和剤）を用いることにより、Cl<sup>-</sup>イオンを多く含む海水や海砂を使用した場合でも、優れた流動性と自己充填性を得ることができる。
- (3) 新規混和剤を用いたコンクリートは、従来の高流動コンクリートに比べて粘性が小さく、適度な材料分離抵抗性を有するため、ポンパビリティが良好で、打込み作業時の流動速度が速くなり、施工の効率化が期待できる。
- (4) 海水や海砂を用いた場合、上水道水や陸砂を用いた場合に比べて初期材齢（特に 3～7 日前後）での強度発現性が向上し、圧縮強度、割裂引張強度および曲げ強度が大きくなった。3 ヶ月を経過するとこれらの諸量はほぼ同程度となった。
- (5) 圧縮強度と静弾性係数および割裂引張強度の関係では、塩化物イオンの含有に伴う影響は認められなかった。ただし、静弾性係数に関しては既往の推定式よりやや低めの値となった。

- (6) コンクリートの打込み温度が 20℃と 35℃とで各種性状に大きな差異は無く、高温においても所定の性能を有していた。
- (7) 海水や海砂を使用したコンクリートの乾燥収縮は、上水道水や陸砂を用いたコンクリートと同等であるが、上水道水や陸砂を用いた場合に比べて初期材齢における強度発現性が向上するため、初期ひび割れに対する抵抗性の向上が期待できる。
- (8) 海水や海砂を用いた場合、終局温度上昇量は上水道や陸砂を用いた場合と変わらないが、温度上昇速度は早くなった。また、熱膨張係数は上水道水や陸砂を用いた配合に比べて、若干大きくなる可能性がある。

以上より、優れた流動性と適度な材料分離抵抗性を有する自己充填型コンクリートを製造し、上水道水や陸砂を用いた自己充填型コンクリートと同等以上の基礎性能を確認した。ただし、水和反応に伴う温度上昇速度が速くなり熱膨張係数がやや増大する傾向が認められたが、一般的なコンクリートの熱膨張係数の値の範囲から大きく逸脱しておらず、実用上大きな問題はないものとする。

#### 参考文献

- 1) 柳場重正, 川村満紀, 山田祐定, 高桑二郎: 練り混ぜ水に海水を使用したコンクリートの諸性質について, 材料, Vol.24, No.260, pp.425-431, 1975.5
- 2) 関 博, 大即信明, 堀井義一: 海水練りコンクリートならびに残留ひび割れが鉄筋の腐食におよぼす影響について (5年結果報告), 港湾技研資料, No.237, 1976.6
- 3) 森 好生, 大即信明, 下沢 治: 海水練りコンクリートの耐海水性試験, 港湾技研資料, No.378, 1981.6
- 4) 福手 勤, 山本邦夫, 濱田秀則: 海水を練り混ぜ水とした海洋コンクリートの耐久性に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.3, pp.57-94, 1990.9
- 5) 馬場勇介, 菅俣 匠, 松倉隼人, 矢口 稔: 新規な増粘剤一液型高性能 AE 減水剤を使用した低粘性高流動コンクリートの基本特性, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.66, No.5, pp.1143-1144, 2011.9
- 6) 辻井 薫: 現代界面コロイド化学の基礎, 講義と測定マニュアル, 日本化学会編, pp.35-37, 1997.5
- 7-1) E.J.W. Verwey and J. Th. G. Overbeek: : Theory of the Stability of Lyophobic Colloids, Elsevier, Amsterdam, 1948
- 7-2) B.V. Derjaguin and L. Landau: : Acta Physicochim, (USSR) Vol.14, p.633, 1941
- 8) 高橋 彰: 無機物質への高分子の吸着, 無機材料とポリマーの相互作用総合技術資料集, 経営開発センター, pp.47-63, 1986.1
- 9) 高橋 彰: 界面における高分子の構造制御と機能発現, 高分子学会東海シンポジウム, 1990.2

- 10) 太田晃ほか：ポリカルボン酸系分散剤の分散作用効果に関する研究，セメント・コンクリート論文集， No.53， pp.122-127， 1999
- 11) 五洋建設株式会社，東亜建設工業株式会社，東洋建設株式会社，コンストラクションリサーチ アンド テクノロジー ゲーエムベーパー（清宮理，佐野清史，末岡英二，内藤英晴，酒井貴洋，守分敦郎，羽渕貴士，矢口稔，馬場勇介）：高塩分含有セメント組成物用添加剤及び高塩分含有セメント組成物，特開 2013-142051，2013.7.22
- 12) コンクリート工学協会：マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008，2008
- 13) 吉田 行，尾形 寿，村中智幸，小倉 東，佐竹比呂志：室内試験による混和材を用いた高耐久性コンクリートの工場製品への適用性評価，寒地土木研究所月報，No.680，pp.12-20，2010.1
- 14) 大野俊夫，魚本健人：乾燥収縮ひび割れ発生時の引張伸び能力に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.1，pp.733-738，1997
- 15) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，2012

## 第5章 海水を使用したコンクリートの耐久性

### 5.1 概要

練混ぜ水に海水を使用したコンクリートの耐久性のうち、特に鉄筋腐食については練混ぜ水、養生水に海水を使用することにより、腐食を促進させることが懸念される。しかし、コンクリートの配合や適用環境を考慮することで、鉄筋腐食の進行が抑制されることも十分考えられる。この鉄筋腐食の例のように、練混ぜ水に海水を使用したコンクリートの耐久性については、海水を使用しているからといって直ちに耐久性を損ねるというのではなく、対象環境を考慮し使用するコンクリートの品質を適切に選定することで所要の耐久性能を確保することができる可能性がある。

本章では練混ぜ水に海水を使用したコンクリートの耐久性について、既往の知見をとりまとめるとともに、軍艦島護岸調査や自己充填型コンクリート中の鋼材の腐食特性把握のために実施した実験から海水練りコンクリートの長期耐久性について述べる。

### 5.2 塩害

#### 5.2.1 塩化物イオンの移動

##### (1) 塩化物イオンの固定化現象

コンクリート中での塩化物イオンの浸透は、一般にフィックの拡散則で表現される。これは、コンクリート材料を均質材料と捉えて、塩化物イオンが濃度勾配に依存して内部に浸透していくという仮定の下で適用される。しかし実際にはコンクリート中の塩化物イオンは種々の形態で存在し、塩化物イオンは濃度拡散で深部に移動するとともにセメント水和物に取り込まれ固定化される<sup>1)</sup>。これらコンクリート中の塩化物イオンは図-5.1に示すように表現され、丸屋ら<sup>2)</sup>により(1)細孔溶液中にイオンとして存在する可溶性(自由)塩化物イオン、(2)セメント水和物の細孔表面に吸着される吸着塩化物イオン、(3)セメント水和物との反応により固相中に取り込まれ固定化された固相塩化物に分類されている。丸屋らは、これらの塩化物イオンの挙動を解析的に表現するために、図-5.2に示すような実験結果から、以下の式のような塩分分類モデル<sup>2)</sup>を提案している。なお、図中の External chloride は NaCl 水溶液中 (Cl 濃度 : 5.0%) に 14 日から 168 日間モルタルを浸漬して得られた結果であり、Internal chloride は上記と同濃度の NaCl でモルタルを練り混ぜ、蒸留水に 14 日から 98 日間浸漬して得られた結果である。また、別途実施したコンクリートに対する結果も示されている。これによると、初期に練り混ぜた塩化物イオンも外部環境から浸透した塩化物イオンも同様の固定化性状を示すことが伺える。

$$C_{fixed} = \alpha_{fixed} \cdot C_{tot} \quad (5.1)$$

$$C_{free} = C_{tot} - C_{fixed} \quad (5.2)$$

ここに、 $C_{tot}$  : 全塩化物量 (wt% of cement)

- $C_{fixed}$  : 固定塩化物量 (wt% of cement)  
 $C_{free}$  : 自由塩化物イオン量 (wt% of cement)  
 $\alpha_{fixed}$  : 固定化係数

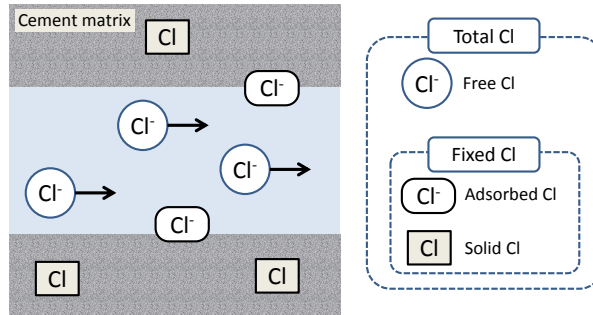


図-5.1 コンクリート中の塩化物イオン

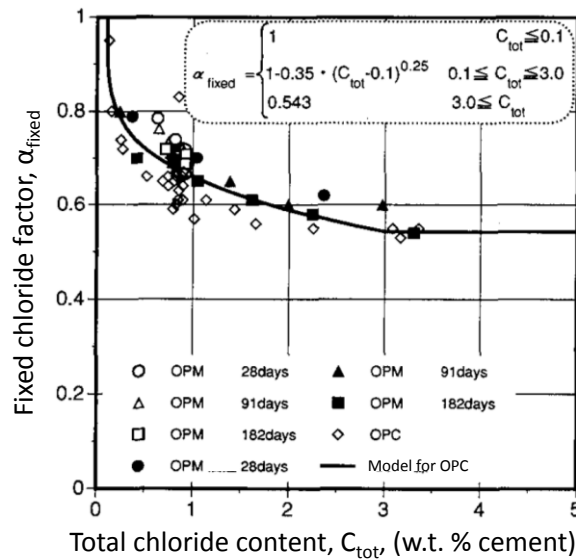


図-5.2 全塩化物量と固定化塩化物量との相関

コンクリート中で生じる固定化現象は、セメント水和物の種類によって変化し、普通ポルトランドセメント、フライアッシュセメント、高炉セメントの場合の固定化係数はそれぞれ以下のように示されている。

[普通ポルトランドセメントの場合]

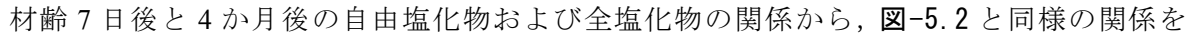
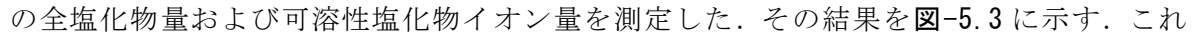
$$\left. \begin{aligned}
 \alpha_{fixed} &= 1 && C_{tot} \leq 0.1 \\
 \alpha_{fixed} &= 1 - 0.35 \cdot (C_{tot} - 0.1)^{0.25} && 0.1 \leq C_{tot} \leq 3.0 \\
 \alpha_{fixed} &= 0.543 && 3.0 \leq C_{tot}
 \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

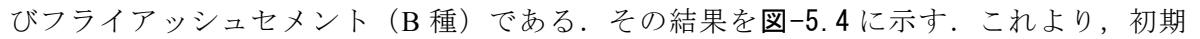
[フライアッシュセメントの場合]

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{fixed} &= 1 & C_{tot} &\leq 0.1 \\ \alpha_{fixed} &= 1 - 0.30 \cdot (C_{tot} - 0.1)^{0.25} & 0.1 &\leq C_{tot} \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

[高炉セメントの場合]

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{fixed} &= 1 & C_{tot} &\leq 0.1 \\ \alpha_{fixed} &= 1 - 0.29 \cdot (C_{tot} - 0.1)^{0.35} & 0.1 &\leq C_{tot} \end{aligned} \right\} \quad (5.5)$$

上記は、NaClを添加して得られた結果であり、海水練りコンクリートについては更なる確認が必要である。そこで、ここでは、海水で練り混ぜたコンクリートを対象とし、材齢7日後と4か月後の自由塩化物および全塩化物の関係から、-5.2と同様の関係をプロットすることを試みた<sup>3)</sup>。使用したコンクリートの配合は表-5.1に示す通りであり、7日間湿空養生した後およびその後材齢4か月までNaCl(3.0w.t.%)溶液に浸漬した後の全塩化物量および可溶性塩化物イオン量を測定した。その結果を-5.3に示す。これによると、海水で練り混ぜたコンクリートの場合の固定化係数と全塩化物の関係は、丸屋らの塩分分類モデルと比較してやや高い値となったが、概ね同程度であった。

以上は練混ぜから比較的初期(4か月以内)の塩化物イオンの固定化現象について検討した結果であるが、福手ら<sup>4)</sup>は10年・20年における、審良<sup>5)</sup>らは26年における海水練りおよび水道水練りコンクリートの可溶性および全塩化物濃度を計測している。福手らは、7種類のセメントを使用しており、普通ポルトランドセメント、SO<sub>3</sub>を増量した普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、中庸熱ポルトランドセメント、高炉セメントB種、SO<sub>3</sub>を増量した高炉セメントB種、アルミナセメントである。一方、審良らは、普通ポルトランドセメント、高炉セメント(A種、B種、C種)およびフライアッシュセメント(B種)である。その結果を-5.4に示す。これより、初期の材齢で得られた結果と同様に、固定化係数と全塩化物量の関係は、若干ばらつきがあるものの塩分分類モデルと同程度となることが確認される。なお、10年および20年度データ<sup>4)</sup>は塩分分類モデルより比較的低い値となっているが、これは、塩化物イオンの測定方法がその他のデータと異なっており、測定方法の違いが影響していると考えられ、今後測定方法の影響を精査する必要があると考えられる。

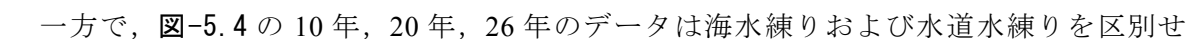
一方で、-5.4の10年、20年、26年のデータは海水練りおよび水道水練りを区別せずプロットしてあるが、両者の固定化性状に大きな差異は確認されず、練混ぜ水が長期的な塩化物イオンの固定化に及ぼす影響は小さいと考えられる。



表-5.1 コンクリートの配合<sup>3)</sup>

No.	W/C	BFS Rep. ratio (%)	Mixing water	s/a (%)	Unit of weight							Slump (cm)	Air (%)	
					(kg/m <sup>3</sup> )					C x (%)				
					W	C	BFS	S	G	AW	AE			
0.3-OPC	0.3	0	Seawater	38	168	560	0	620	1011	3.4	0.028	6.0	1.9	
0.3-B40		40				336	224	613	1000	3.4	0.028	10.5	2.2	
0.3-B55		55				252	308	611	996	3.4	0.028	11.5	2.3	
0.3-B70		70				168	392	608	992	2.8	0.028	11.0	2.0	
0.5-OPC	0.5	0		42	171	342	0	757	1046	1.4	0.017	5.0	3.0	
0.5-B40		40				205	137	753	1040	1.4	0.021	10.5	3.0	
0.5-B55		55				154	188	751	1037	1.2	0.021	7.5	2.9	
0.5-B70		70				103	239	749	1035	1.2	0.021	8.0	2.8	
0.7-OPC	0.7	0			46	174	249	0	861	1011	1.0	0.010	7.5	3.1
0.7-B40		40					149	99	858	1007	1.0	0.010	7.5	2.4
0.7-B55		55					112	137	856	1005	1.0	0.011	10.0	2.6
0.7-B70		70					75	174	855	1004	0.7	0.011	6.0	2.5

W: water (fresh water or seawater), C: ordinary Portland cement (density: 3.14g/cm<sup>3</sup>, surface area: 3210cm<sup>2</sup>/g), BFS: blast furnace slag (density: 2.89g/cm<sup>3</sup>, surface area: 4310cm<sup>2</sup>/g, activity index (28days): 94%), S: natural river sand (density (SSD): 2.60g/cm<sup>3</sup>, water adsorption ratio: 2.20%, F.M. 2.59), G: crushed stone (density (SSD): 2.65g/cm<sup>3</sup>, water adsorption ratio: 1.09%, F.M. 6.71), AW: Air entraining water reducing agent, AE: Air entraining agent.

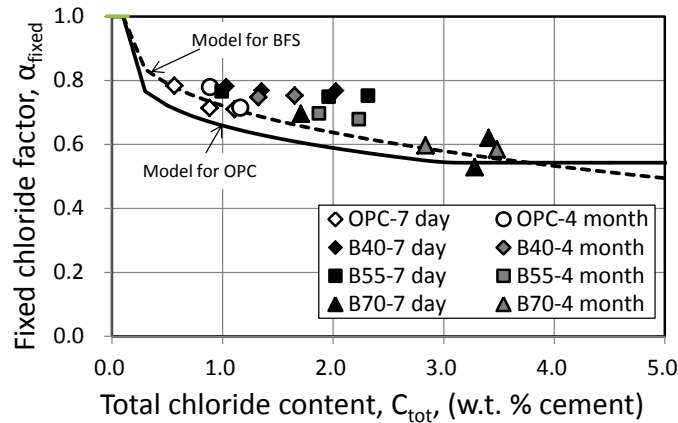


図-5.3 4か月以下曝露海水練りコンクリートの全塩化物量と固定化塩化物量の相関

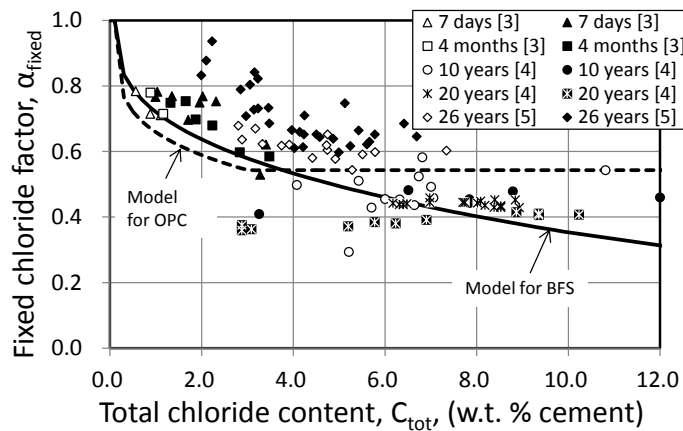


図-5.4 10年間および20年間曝露海水練りコンクリートの全塩化物量と固定化塩化物量の相関

## (2) 塩化物イオン拡散係数および表面塩化物イオン濃度

西田ら<sup>6)</sup>は、温度 20℃の人工海水中に、練混ぜ水（海水および水道水）、水セメント比（0.3, 0.5, 0.7）および高炉スラグ微粉末の置換率（0, 40, 55, 70%）を変化させた供試体（表-5.1 と同一）を曝露し、塩化物イオンの浸透に及ぼす練混ぜ水の影響を検討している。図-5.5 は、曝露 4 か月後における塩化物イオンの分布を示している。これより、何れの場合も表面からの塩化物イオンの浸透が認められる。特に、普通ポルトランドセメントの場合は練混ぜ水の種類によらず、曝露面から 3cm 程度までの塩化物イオン濃度の上昇が確認されたが、高炉スラグ微粉末を混和材として用いた場合、その深さは浅くなるとしている。また、供試体の深部では、初期に混入される塩化物イオンの影響により、海水練りコンクリートの方が水道水練りコンクリートより塩化物イオン濃度が高くなるとしている。

上記の分布から拡散係数と表面塩化物イオンを算出し、海水練りと水道水練りを比較した結果が図-5.6 および図-5.7 である。これらのグラフには、福手ら<sup>4)</sup>の曝露 10 年後の拡散係数および Morris ら<sup>7)</sup>の海砂を使用した場合を想定した 2.5 年の海洋環境および室内浸漬試験により得られた拡散係数と表面塩化物イオン濃度の結果を併せて示す。これらから、海水練りおよび水道水練りのコンクリートの拡散係数および表面塩化物イオン濃度ともに練混ぜ水によらず同程度となることが伺える。特に、拡散係数に関しては、セメント種類の影響や水セメント比の影響が大きく、高炉セメントを用いることにより海水練りコンクリートにおいても拡散係数が小さくなるとしている<sup>6)</sup>。また、混和材として高炉スラグ微粉末を用いることにより、水道水練りコンクリートと同様に海水練りコンクリートにおいても塩化物イオン拡散係数を大きく低減（約 1/5）できるとしている。さらに、これらの拡散係数は土木学会式と同程度となることを示しており、海水練りコンクリートの拡散係数は、一般のコンクリートと同様に評価可能と考えられる。

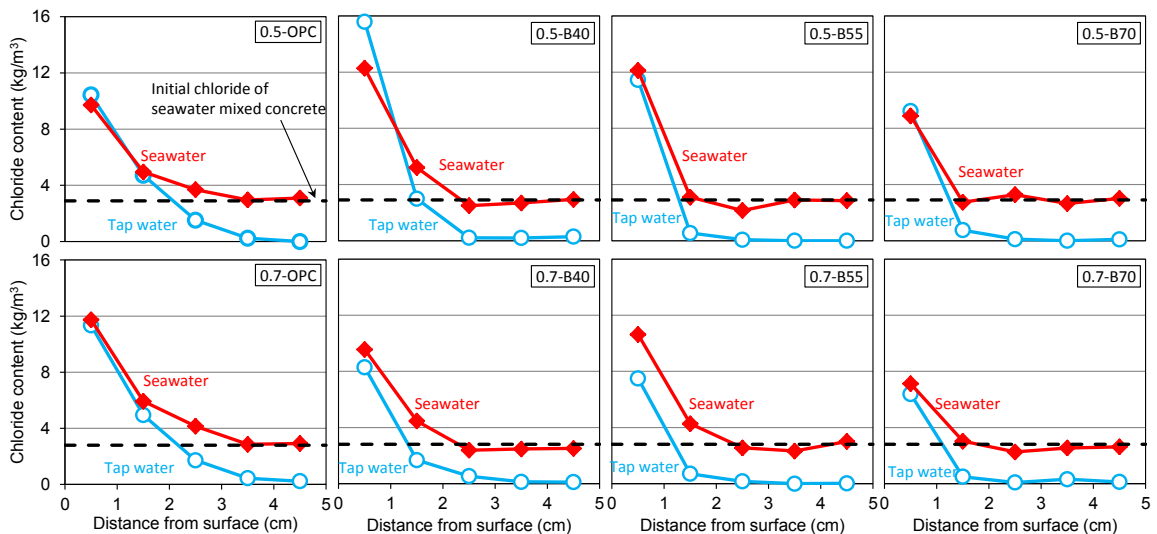


図-5.5 海水および真水で練り混ぜられたコンクリートの塩化物量分布<sup>6)</sup>

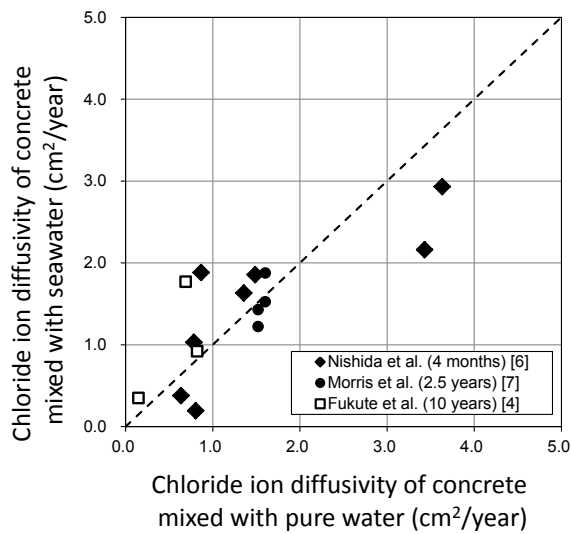


図-5.6 海水および真水を用いたコンクリートの塩化物イオン拡散係数比較

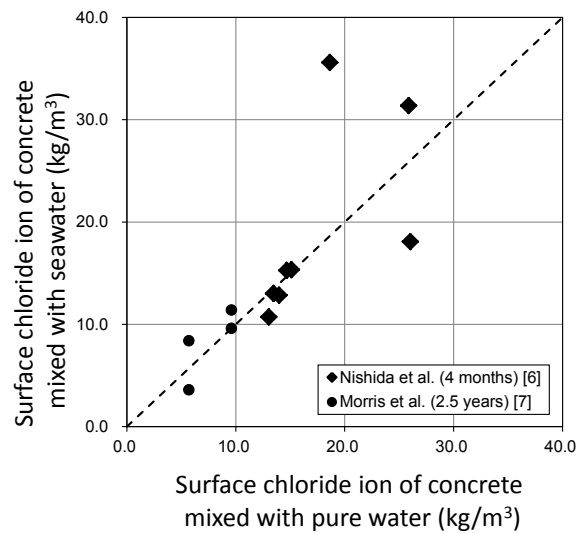


図-5.7 海水および真水を用いたコンクリートの表面塩化物イオン量の比較

### (3) 拡散係数に基づいた潜伏期の予測

上記の結果から、海水練りコンクリートの拡散係数および表面塩化物イオン濃度は水道水練りのそれらと同程度であると考えられる。しかしながら、練混ぜ水として用いる海水の塩化物イオンが初期から混入されるため、鉄筋の腐食開始時期は早まる。一般に、腐食開始時期は鉄筋位置での全塩化物量が腐食発生限界濃度に到達する時期として算出され、コンクリート中鉄筋の腐食発生限界濃度は設計時に用いる場合には  $1.2 \sim 2.5 \text{ kg/m}^3$  の値が採用されている。土木学会標準示方書-設計編-においては、水セメント比やセメント種類に応じた鋼材腐食発生限界濃度が提案されており<sup>9)</sup>、これらの関係は図-5.8に示すようになる。

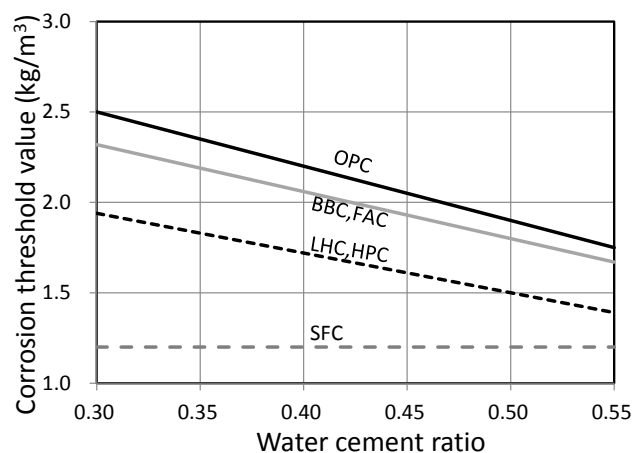


図-5.8 コンクリート中の腐食閾値<sup>8)</sup>

ここで、海水練りコンクリートの初期塩化物イオン濃度は、海水成分や単位水量に依存するが概ね  $3.0\text{kg/m}^3$  であり、水セメント比およびセメント種類に関わらず初期から鋼材腐食発生限界濃度を超えてしまう。このため、土木学会標準示方書に従い安全側の評価をする場合は、潜伏期を考慮せず、進展期、加速期、劣化期に基づいて耐久性評価を行うことが肝要である。

一方で、海水および水道水で練り混ぜたモルタル中の分極抵抗の経時変化と鉄筋周囲の全塩化物濃度から、鋼材の腐食発生限界濃度が報告されている<sup>9)</sup>。これによれば、実験的に求めた腐食発生限界濃度は、図-5.9 に示すように普通ポルトランドセメントの場合で  $5\sim 6\text{kg/m}^3$ 、高炉セメントの場合で  $3\sim 4\text{kg/m}^3$  と報告されている。これらの値は、海水練りコンクリートの初期塩化物イオン濃度より高い値であり、これらの値を用いれば海水練りコンクリートにおいても潜伏期の評価が図-5.10 に示すように可能となる。この結果によれば、何れの場合も海水練りコンクリートの方が水道水練りコンクリートより潜伏期が短くなることが確認される。ただし、高炉スラグ微粉末を55%置換したセメントを使用した場合、潜伏期の期間は水道水練りの普通セメントを使用した場合より長くなり、腐食の発生を抑制できることが伺える。したがって、適切な置換率の高炉セメントを使用することにより、供用に問題のない範囲の鉄筋コンクリート構造物が海水で練り混ぜた場合でも製造可能であると考えられる。

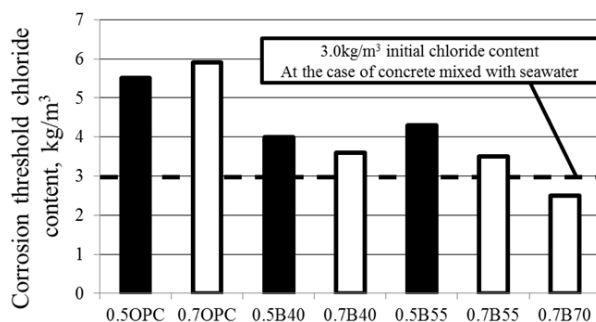


図-5.9 コンクリート中の腐食閾値<sup>9)</sup>

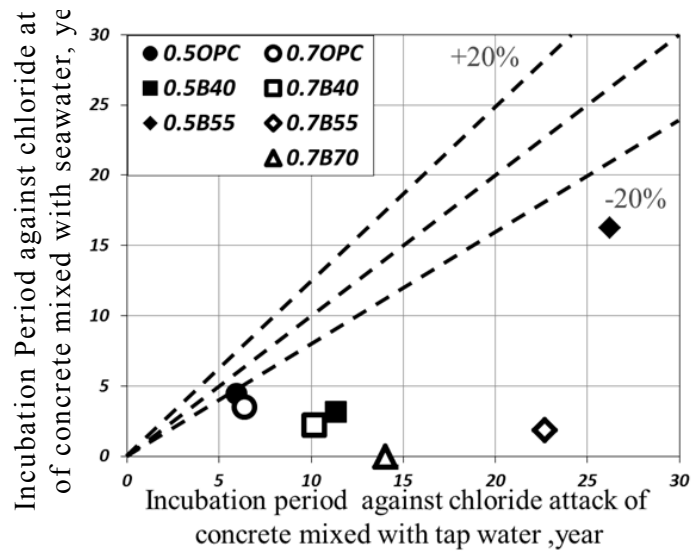


図-5.10 海水や真水で練り混ぜられた鉄筋コンクリートの潜伏期比較<sup>9)</sup>

## 5.2.2 鉄筋腐食

### (1) 鉄筋腐食のメカニズム

コンクリート中を含む電解溶液中の鉄の腐食は、式(5.6)に示す鉄 (Fe) が 2 価の鉄イオンとなって水溶液中に溶解する酸化反応 (アノード反応) の進行となる。この反応が進行するためには、電子 (e-) を消費する反応が同時に進行している必要がある。コンクリート中の鉄の場合、通常は式(5.7)に示す電解溶液中の水および酸素の還元反応 (カソード反応) がこの役割を担うことになる<sup>10)</sup>。



両者の反応速度 (電流密度) の関係について、Evans 図を用い図-5.11 に概念を示す。ある時期における鉄筋の自然電位 ( $E_{corr}$ ) および腐食速度 ( $i$ ) は、その時の鉄筋のアノード分極曲線とカソード分極曲線の交点として表すことができる。

カソード分極曲線は、設置される環境が大きく変化しない場合、外部から供給される酸素は一定であると考えられるため、1本の線で表現できる。溶液中またはコンクリート中のカソード分極曲線は、図に示すように溶存酸素の濃度分極が進み、酸素拡散に限界が生じたときに酸素拡散限界電流密度 ( $i(3)$ ) に達すると予想される。これ以降の腐食はアノード分極曲線の変化に関係なくカソード支配型の腐食形態となり、一定の腐食電流密度で電位が卑化することになる。

アノード分極曲線は、コンクリート中は高アルカリ性の環境であるため鋼材表面に不動態被膜を形成し、塩化物イオンが存在しない状態では、図中アノード分極曲線(1)のよ

うに不動態化した状態にある。孔食電位 ( $E_{pit}$ ) は貴な値を示し、腐食反応はアノード支配型の腐食形態となり、カソード曲線の影響はなく腐食速度 ( $i(1)$ ) は非常に小さくなる。この電流を不動態維持電流密度と呼び、極めて小さい速度を示す。

塩害による鉄筋腐食は、鉄筋表面の塩化物イオン濃度の増加とともに孔食電位が卑な方向に移動することで、図中のアノード分極曲線(2)に示すように、アノード分極曲線の過不動態領域とカソード分極曲線が交わることで腐食状態となる。アノード分極曲線およびカソード分極曲線ともに変化する混合支配型の腐食挙動となり、腐食速度は徐々に増加する傾向となる。その後、カソードの酸素拡散限界電流密度に達した場合、カソード支配型の腐食挙動となり、腐食速度は一定となる。

このように、塩害を受けるコンクリート構造物の鉄筋腐食は、鉄筋の孔食電位がカソード分極曲線に達するまでは不動態状態にあり健全な状態にあるが、それ以降は、徐々に腐食速度が増加する。したがって、コンクリート中鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度を厳密に定めるならば、電気化学的な観点から判断すると自然電位が孔食発生電位に達した時の塩化物イオン濃度となる。しかしながら、初期の腐食速度は極めて小さく、工学的な判断も必要であると思われる。なお、土木学会コンクリート標準示方書では、塩化物イオンの侵入に伴う鋼材腐食に対する照査において、鋼材腐食発生限界濃度 ( $C_{lim}$ ) ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) は式(5.8)～(5.11)を用いて定めてよいとしている<sup>11)</sup>。なお、W/Cの範囲は0.30～0.55である。これは、鋼材位置における塩化物イオンの鋼材腐食発生限界濃度は、セメントの種類や水セメント比によって異なることを考慮し定められたものである。

[普通ポルトランドセメントを用いた場合]

$$C_{lim} = -3.0(W/C) + 3.4 \quad (5.8)$$

[高炉セメント B 種相当、フライアッシュセメント B 種相当を用いた場合]

$$C_{lim} = -2.6(W/C) + 3.1 \quad (5.9)$$

[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]

$$C_{lim} = -2.2(W/C) + 2.6 \quad (5.10)$$

[シリカフェームを用いた場合]

$$C_{lim} = 1.20 \quad (5.11)$$

練混ぜ水に海水を使用したコンクリートの場合のコンクリートに内在する塩化物イオン濃度は、海水成分や単位水量に依存するが概ね  $3.0\text{kg}/\text{m}^3$  程度になり、また、練混ぜ水に海水、細骨材に未洗浄の海砂を使用した場合は  $4.8\text{kg}/\text{m}^3$  程度になる。いずれの場合も文献 11) の鋼材腐食発生限界濃度を超える塩化物イオンが内在していることになる。

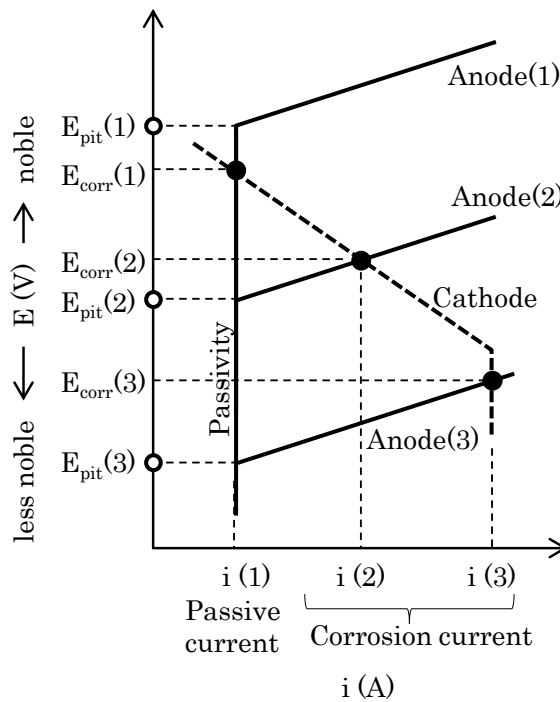


図-5.11 鉄の電位と腐食率の関係

## (2) 塩化物イオン濃度と鉄筋腐食の関係

港湾空港技術研究所では、練混ぜ水に海水を用いたコンクリートの長期耐久性に関する研究を実施している。福手ら<sup>4)</sup>は、干満帯に5年、10年および20年暴露したコンクリート中鉄筋の腐食面積率および最大腐食深さを計測している。結果を図-5.12 および図-5.13 に示す。7種類のセメント（普通ポルトランドセメント，SO<sub>3</sub>を増量した普通ポルトランドセメント，早強ポルトランドセメント，中庸熱ポルトランドセメント，高炉セメントB種，SO<sub>3</sub>を増量した高炉セメントB種，アルミナセメント）を用い，練混ぜ水には海水および水道水を用いたものである。なお，W/Cは52.1%～55.5%，かぶり厚は2cm，4cmおよび7cmである。この結果，暴露5年および10年までの腐食面積率は非常に小さく，暴露20年経過後においてポルトランド系のセメントにおいて極めて大きくなった。練混ぜ水の違いによる影響は，暴露5年および10年時において，海水を練混ぜ水とした方が，発錆割合が高い傾向がみられたが，暴露20年においては顕著な傾向は認められなかった。また，最大腐食深さの結果も，練混ぜ水の違いが及ぼす顕著な影響は認められていない。このことから，初期の小さな腐食に対して海水の影響が認められるが，長期的には練混ぜ水の影響は小さく，セメントの種類の影響の方が顕著であった。

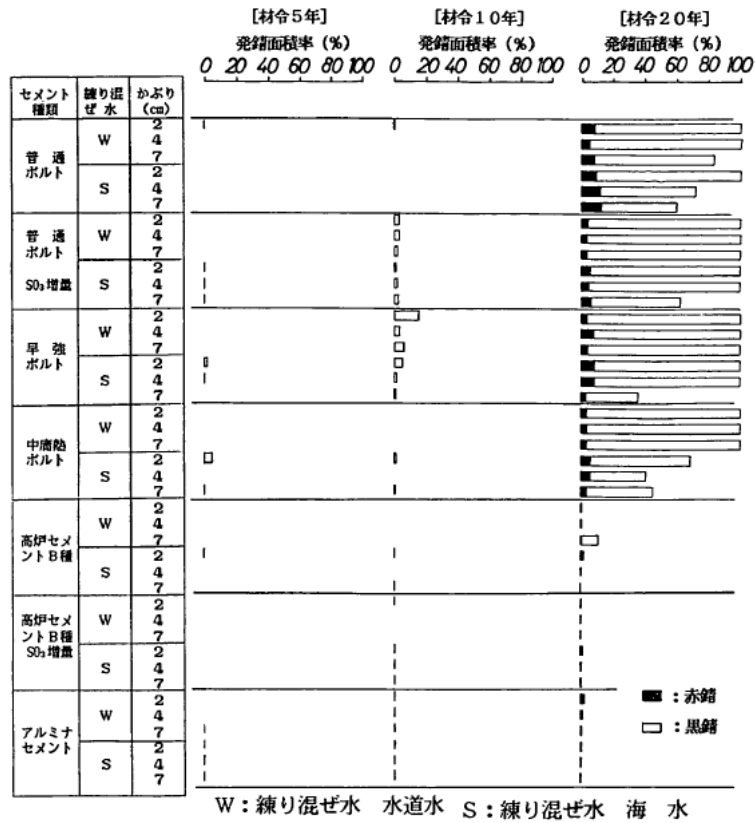


図-5.12 コンクリート中の鉄筋の腐食面積率

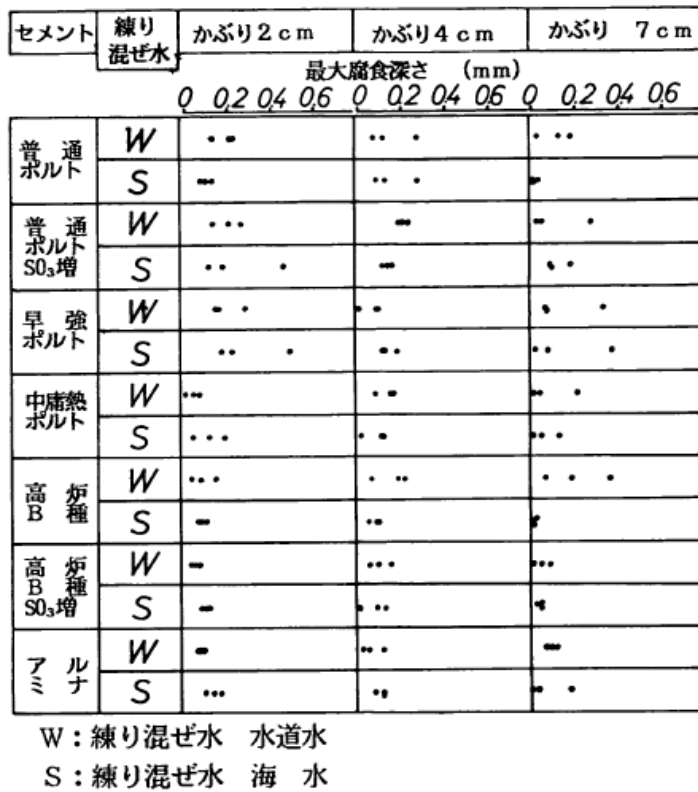


図-5.13 コンクリート中の鉄筋の最大腐食深さ (20年)



審良ら<sup>5)</sup>および与那嶺ら<sup>12)</sup>は干満帯に26年暴露したコンクリート中鉄筋の調査を行っている。5種類のセメント（普通ポルトランドセメント、高炉セメントA種、B種、C種、フライアッシュセメントB種）を用い、練混ぜ水には海水および水道水を用いたものである。なお、W/Cは45%および55%、かぶりは2cm、4cmおよび7cmである。図-5.14に港湾空港技術研究所内長期暴露試験施設（水槽）および鹿児島港で暴露した結果について示す。それぞれの設置位置が異なり、水槽-15年の浸漬率は0.34、水槽-26年の浸漬率は0.56、鹿児島-27年の浸漬率は0.58となる。なお、鹿児島での暴露は海生生物の激しい付着がみられ、飛散用の蓋が設置されていたため、供試体自体は乾燥しにくい高湿潤状態（海中部に近い状態）の結果である。この結果、長期暴露後の腐食面積率はいずれの暴露環境においても、練混ぜ水の種類に関わらず、鉄筋表面の塩化物イオン濃度の上昇に伴い腐食面積率が増加する傾向を示している。また、浸漬率の違いにより乾燥の影響を受けやすい浸漬率0.34の水槽-15年の腐食面積率が大きく、海中部に近い環境と思われる鹿児島-27年の供試体は腐食が確認されなかった。このことから、練混ぜ水の違いにより初期塩化物イオン濃度の違いによる影響は認められるが、設置環境で決まる鋼材表面の溶存酸素濃度の影響が顕著であったと考えられる。なお、本結果から得られる腐食発生限界塩化物イオン濃度は、浸漬率0.34の場合は約 $2\text{kg/m}^3$ 程度、浸漬率0.56の場合は約 $4\text{kg/m}^3$ 程度、浸漬率0.58の場合は $10\text{kg/m}^3$ 以上となった。なお、図-5.15に暴露26年後の海水および水道水を使用したコンクリートの腐食面積率の相関図を示すが、ばらつきはあるものの、海水を使用したコンクリートの腐食面積率が若干大きくなる傾向を示している。これは、初期に内在する塩化物イオン濃度の差によるものと推察される。

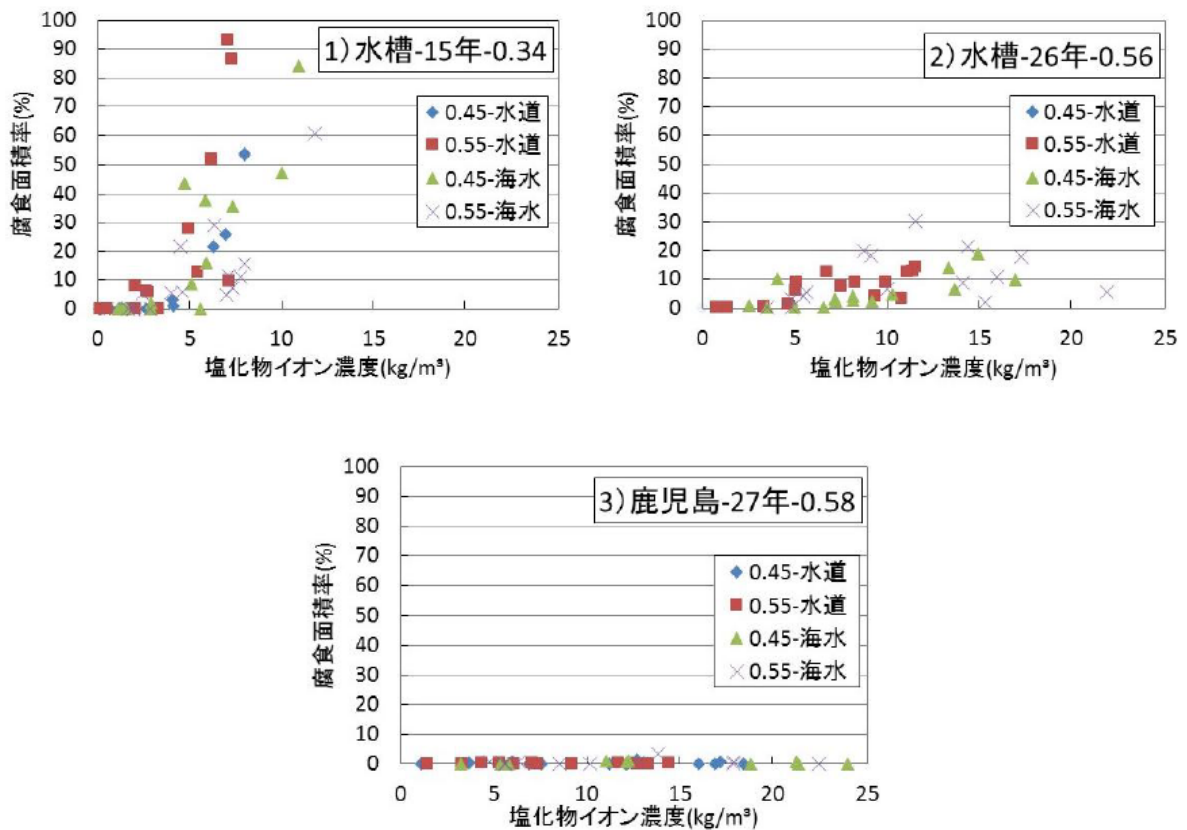
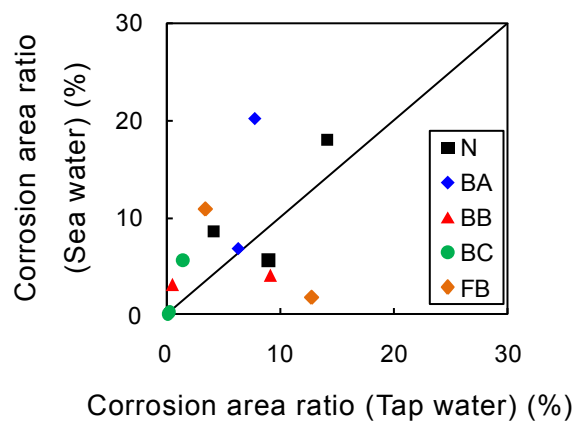


図-5.14 鉄筋表面の塩化物イオン濃度と腐食面積率との関係



海水図-5.15 海水および真水の腐食面積率の相関

鋼材表面の塩化物イオン濃度と鉄筋腐食の関係は、分極挙動における塩化物イオン濃度依存性からも確認できる。図-5.16 に実測したコンクリート中の分極曲線と理論曲線<sup>14)</sup>を比較したものを示す。実測した分極曲線は、同一の供試体中に異なるかぶり埋設された鉄筋を掃引速度 20mV/min で測定した結果である。なお、鋼材表面の塩化物イオン濃度はかぶり毎に異なり、かぶり 2cm で 11.4 kg/m<sup>3</sup>、5cm で 7.5 kg/m<sup>3</sup>、7cm で 5.0 kg/m<sup>3</sup> である。実測されたカソード分極曲線は、いずれの場合もほぼ同一線上にあり、同じコ

ンクリートであれば、かぶりの影響は小さく、同程度の酸素拡散状況にあると推察される（右下がりの点線）。一方で、アノード分極に関しては、図中点線で内部分極曲線（60mV/decadeと仮定）を示すが、アノード分極特性を示す孔食電位（ $E_{pit}$ ）は明確な塩化物イオン濃度依存性を示すことが分かる。

図-5.17に干満帯に26年暴露された練混ぜ水に海水および水道水を使用したコンクリートの分極曲線を示す<sup>11)</sup>。鋼材表面の塩化物イオン濃度の違いによりアノード分極曲線は大きく異なっているが、カソード分極曲線は概ね一致する結果となった。このことから、練混ぜ水の違いが鋼材の腐食速度に及ぼす影響はコンクリート中に内在する塩化物イオン濃度の増加のみであると推察される。

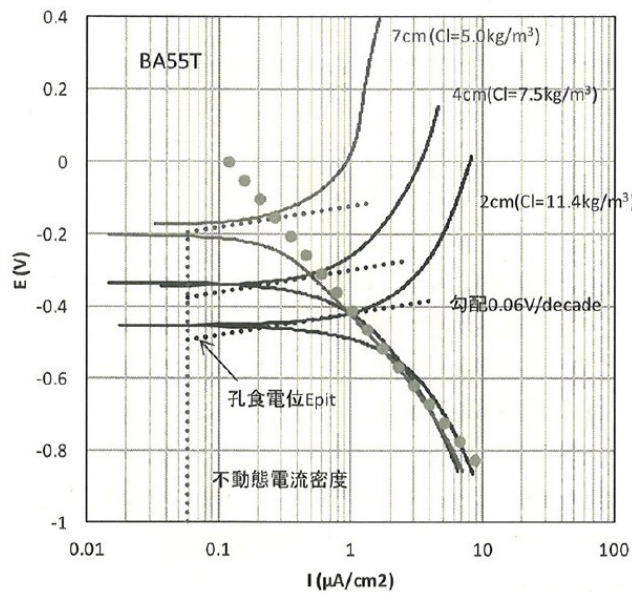


図-5.16 コンクリート中鋼材の理論分極曲線と実際分極曲線との比較<sup>13)</sup>

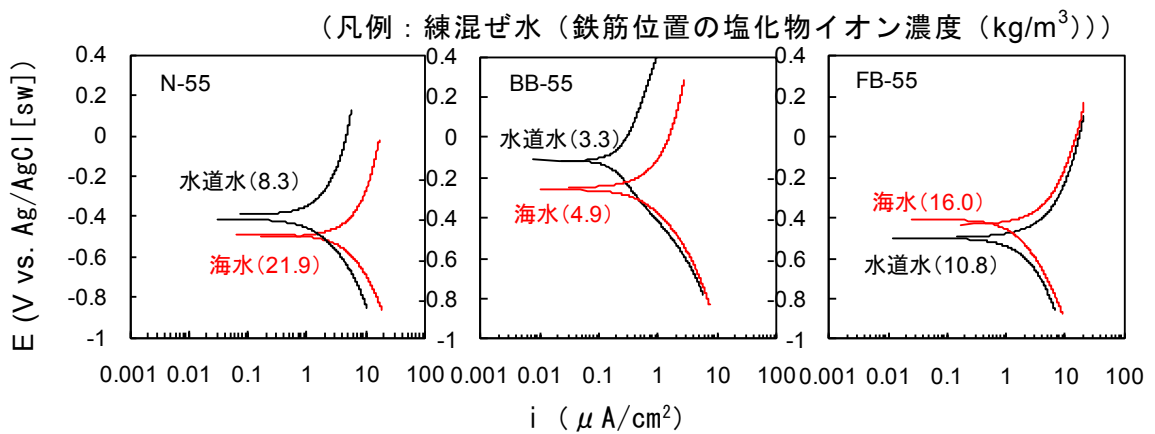


図-5.17 干満帯に26年暴露された練混ぜ水に海水および水道水を使用したコンクリートの分極曲線

### 5.2.3 まとめ（塩害）

本節では、海水練りコンクリートの塩化物イオンの浸透および鋼材の腐食について整理した。その結果、海水練りコンクリートの塩化物イオンの浸透現象は、水道水練りコンクリートのそれとほぼ同等と考えられた。しかしながら、初期にコンクリート中に塩化物イオンが存在することで、腐食発生限界濃度に到達する期間は水道水練りのコンクリートより短くなると考えられた。したがって、高炉セメントのような塩害に対する抵抗性が高い材料を適切に置換したセメントを使用することが有効であると思われる。

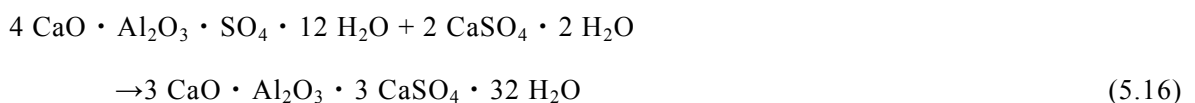
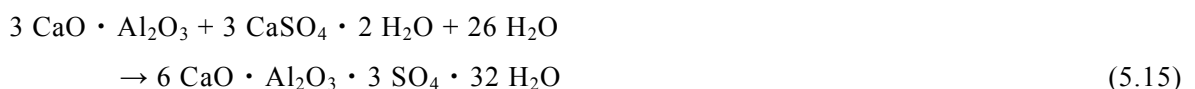
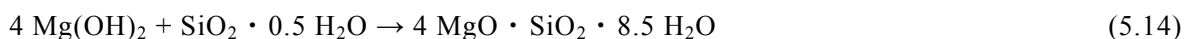
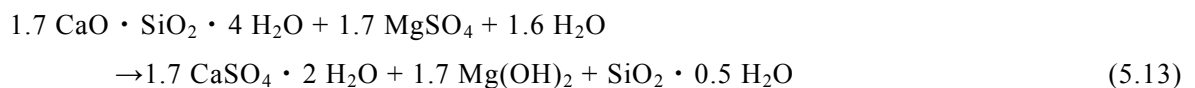
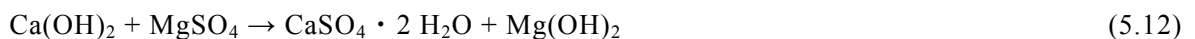
また、干満環境下における鋼材の腐食に関しては、初期（10年程度）において練混ぜ水による影響が若干現れたが、長期的にはその影響は小さく、使用するセメントの種類による影響の方が顕著となる。このことから、海水中での利用の場合は特に問題はないが、それ以外の環境で海水を利用する場合には、塩害に対する抵抗性の高い材料や配合を用いることで、特に海水を使用せざるを得ない地域などでは海水は練混ぜ水として有効な使用材料になると考えられる。

## 5.3 耐海水性

### 5.3.1 海洋環境下での劣化メカニズム（硫酸塩劣化）

海洋環境でのコンクリートの劣化は硫酸塩劣化が主であると考えられている。これは、硫酸イオン( $\text{SO}_4^{2-}$ )とセメント水和物が反応してエトリンガイト ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ) が生じ、膨張破壊を起こすとされている。「コンクリートの耐海水性」という際は、この劣化に対する抵抗性と言い換えられる。

この硫酸塩劣化については多くの検討がなされている。 $\text{SO}_4^{2-}$ だけでなく、マグネシウムイオン( $\text{Mg}^{2+}$ )も寄与するという考え方をしているものとして、文献 15)~17)がある。文献 15), 16)によれば硫酸塩劣化は以下の4段階で進むとしている。硫酸塩劣化のメカニズムの一例を図-5.18 に示す。また、その際に生じる化学反応式を以下にまとめて示す。



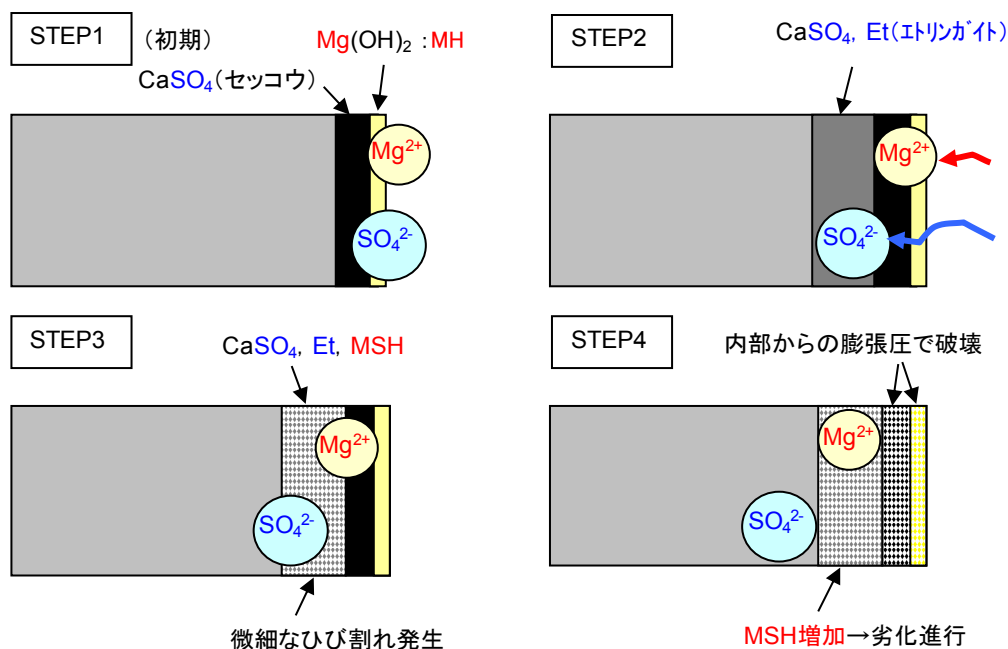


図-5.18 硫酸塩劣化のイメージ<sup>15), 16)</sup>

まず初期に、 $Mg^{2+}$ と $SO_4^{2-}$ が水酸化カルシウム ( $Ca(OH)_2$ ) と反応して、コンクリート表層に水酸化マグネシウム ( $Mg(OH)_2$ :brucite) と硫酸カルシウム ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ :gypsum) の2つの層が生成される (STEP1, 式(5.12)). そして、その後は $SO_4^{2-}$ の方が $Mg^{2+}$ より先に内部に侵入して、brucite と gypsum の層の内部でエトリンガイト ( $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ ) が生成する (STEP2, 式(5.15)と(5.16)). このエトリンガイトの膨張圧で内部に微細なひび割れが生じる (STEP2). また、この時点になると $Mg^{2+}$ とC-S-Hが反応してM-S-H ( $4MgO \cdot SiO_2 \cdot 8.5H_2O$ ) が生じ (STEP3, 式(5.14)), このM-S-Hの強度が低いため、エトリンガイトの膨張圧による劣化をさらに促進させる. そして、最後には表面の $CaSO_4$ および $Mg(OH)_2$ の2層も内部からの膨張圧で破壊され、劣化が進行するとしている (STEP4). すなわち、 $Mg^{2+}$ と $SO_4^{2-}$ が共存する環境下においては、 $SO_4^{2-}$ だけでなく $Mg^{2+}$ も硫酸塩劣化に寄与する.

以上のメカニズムを踏まえると、硫酸塩劣化には $SO_4^{2-}$ だけでなく $Mg^{2+}$ も関与すると考えた方がよい.

### 5.3.2 練混ぜ水の違いが耐海水性に及ぼす影響

海外における長期暴露試験の事例、港湾空港技術研究所における長期試験の事例を紹介しつつ、練混ぜ水の違いが耐海水性に及ぼす影響について述べる.

#### (1) 海外における長期暴露試験の事例

Gjorv は、海水中に30年間浸漬させたコンクリートに対し、圧縮強度および曲げ強度

の時間変化を測定している<sup>18)</sup>。練り混ぜ水としての清水と海水の影響を検討しているが、ほとんど結果に差異がないと報告している。

## (2) 港湾空港技術研究所における長期暴露試験の事例

いずれも干満帯に長期間暴露されたコンクリートに対して各種調査を行っている。

### 1) 事例 1<sup>19), 20)</sup>

- ・セメント種類：普通，高炉セメント B 種，その他数種
- ・W/C：0.5～0.55
- ・練混ぜ水：水道水，自然海水（久里浜湾）
- ・暴露環境・期間：干満帯（1，5，10，20 年），海中（30 年のみ）
- ・試験体形状：φ150×300mm（1，5，10，20 年）．□60×60×60mm（円柱から切り出し．30 年のみ）

図-5.19 に圧縮強度の経時変化を示す。材齢 5 年から 10 年にかけて強度が低下し、その後収束している。この際、練混ぜ水による差は明確ではない。なお、30 年時の結果はコンクリート内部から採取した角柱の結果である（暴露環境は海中）。

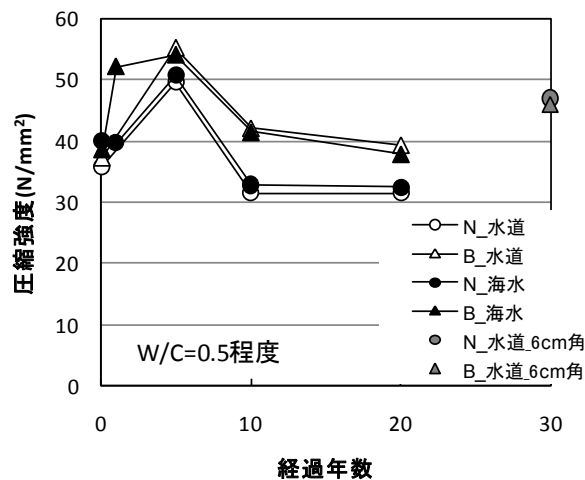


図-5.19 圧縮強度の経時変化

### 2) 事例 2

干満帯に長期間（26 年）暴露されたコンクリートに関する各種調査結果（圧縮強度，ビッカース硬さ，EPMA 等）を紹介しつつ，練混ぜ水の違いが耐海水性に及ぼす影響について述べる。

#### (2) 試験体 2<sup>21)</sup>

- ・セメント種類：5 種類（普通(N)，高炉セメント A,B,C 種(BA, BB, BC)，フライアッシュ

ユ(FB))

- W/C : 0.45, 0.55
- 練混ぜ水 : 水道水, 自然海水 (久里浜湾)
- 暴露環境 : 海中 (15年).
- 試験体形状 :  $\phi 150 \times 300\text{mm}$

a) 圧縮強度

図-5.20 に圧縮強度の経時変化を示す。材齢 26 年時の強度が材齢 28 日強度に比べて大きく低下したものは見られない。なお、26 年時の結果はコンクリート内部から採取したコアの結果である。コンクリート内部においては初期強度程度の品質が確保されていると考える。また、BB, FB の W/C=0.55 の場合において強度増加の傾向が見られた。混和材として高炉スラグ、フライアッシュを使用することで長期強度が増大したと考えられる。一方、W/C=0.45 の場合は明確でない。

材齢 28 日からの変化および練混ぜ水の影響を明確にするため、各強度と練混ぜ水が水道水の場合の 28 日強度の比を求めた結果を図-5.21 に示す。W/C =0.45 の場合、N および BB において、練混ぜ水の種類によらず 26 年時の強度の伸びは小さい。FB においては 26 年時の強度は 2~4 割程度増加した。一方、W/C=0.55 の場合、BB において 26 年時の強度が 28 日に比べて 3~4 割増加した。ただし練混ぜ水による大きな差はない。一方、FB においては海水の使用により、28 日強度で約 4 割、26 年強度で 7 割程度増加しており、海水使用による明確な効果が認められた。既往の知見にも、フライアッシュを使用したコンクリートの練混ぜ水に海水を用いると初期強度が増加する、という報告<sup>22)</sup>がある。

練混ぜ水が海水であることによる強度増加のメカニズムは現時点で明確ではないが、少なくとも、長期的に強度を低下させる現象は認められなかった。すなわち、コンクリートの練混ぜ水として海水を使用しても、長期強度には悪影響を及ぼさないと考えられた。

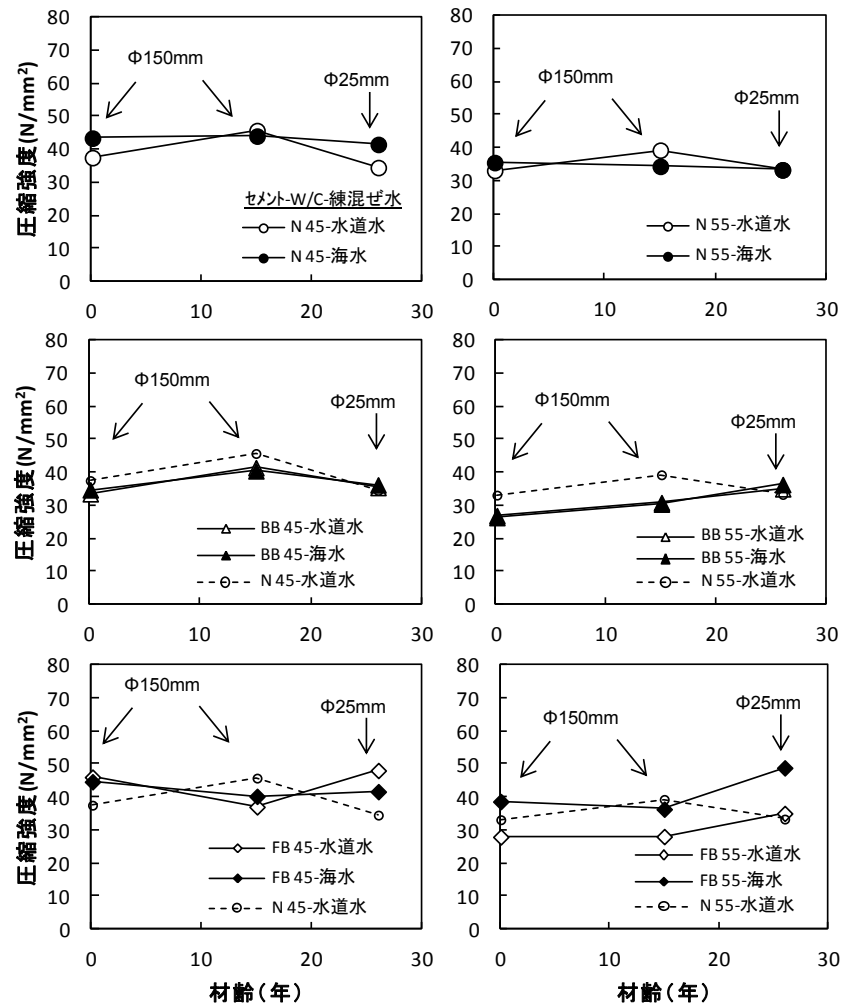


図-5.20 圧縮強度の経時変化

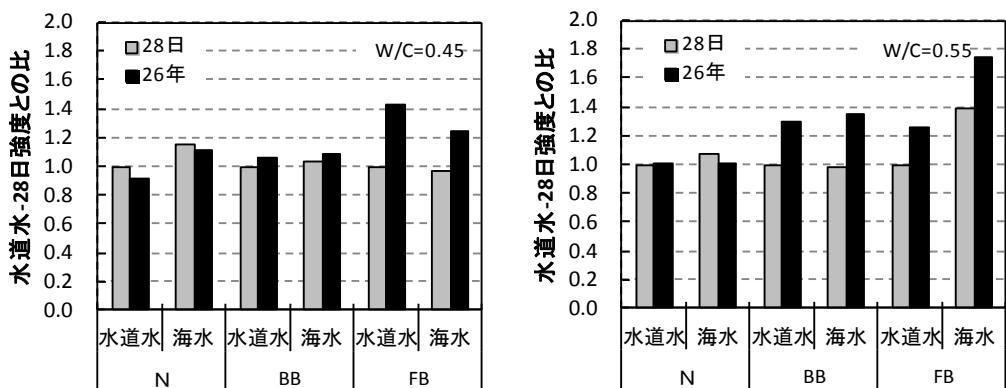


図-5.21 圧縮強度に対する練混ぜ水の影響

b) ビッカース硬さ

暴露26年後におけるコンクリート表面からのビッカース硬さの分布を図-5.22に示す。各深度における測定値の平均値を◆で示した。NおよびFBの場合は、表面



近傍で値が増加する傾向が見られた。一方、BB の場合は、ごく表面（0～1mm）で低下する傾向が見られた。この深さを「劣化深さ<sup>23)</sup>」とする。

また、図中には中性化深さを示している。大気中にあるコンクリートに中性化が生じた際に、ビッカース硬さが増加するという事例が多い<sup>24)</sup>。一方、海水に接するコンクリートの場合、表層でのみビッカース硬さが低下するという事例が多い<sup>20)</sup>。N、FB の場合は前者、BB の場合は前者と後者の両方の傾向が見られた。なお、練混ぜ水による違いは明確でなかった。

#### c) 細孔径分布

図-5.23 に細孔径分布を示す。なお、凡例括弧内の空隙率とは、測定された細孔量の総和である。N の方が、BB および FB に比べて空隙は少なくなる傾向がある。微細な空隙（0.01  $\mu\text{m}$  以下）の際に明確である。練混ぜ水の影響については、N の場合は海水使用により空隙率が増加しているが、BB および FB の場合は空隙率は逆に減少する傾向がみられた。

#### d) 中性化深さ

図-5.24 に平均中性化深さを示す。N、FB に比べて、BB で若干大きくなる傾向を示した。練混ぜ水の影響については、N の場合は海水<水道水、BB および FB の場合は海水>水道水という傾向を示した。ただし、最大でも 4mm 程度であった。

この最大値から中性化速度係数 A (mm/年 0.5) を求めて将来予測を行うと、100 年後でも 10mm 弱である。よって干満帯のような湿潤環境において、中性化の影響はごく表層に限られる。

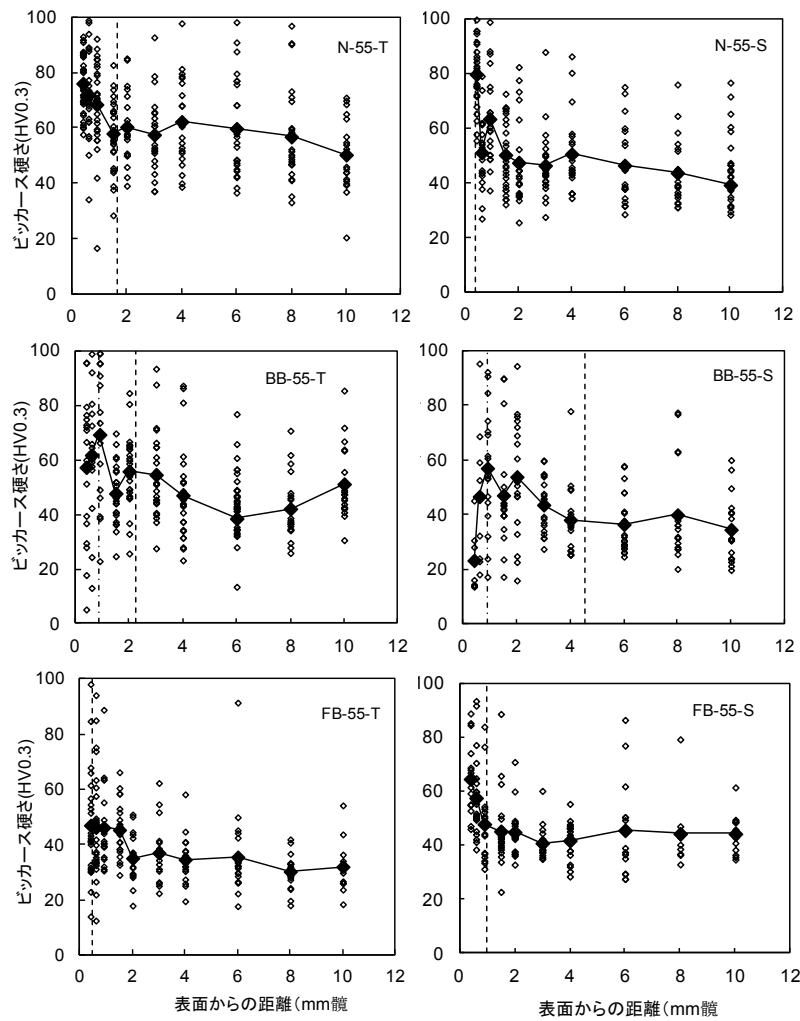


図-5.22 ビッカース硬さ分布  
(長波線および短波線:劣化深さ, 点線:中性化深さ)

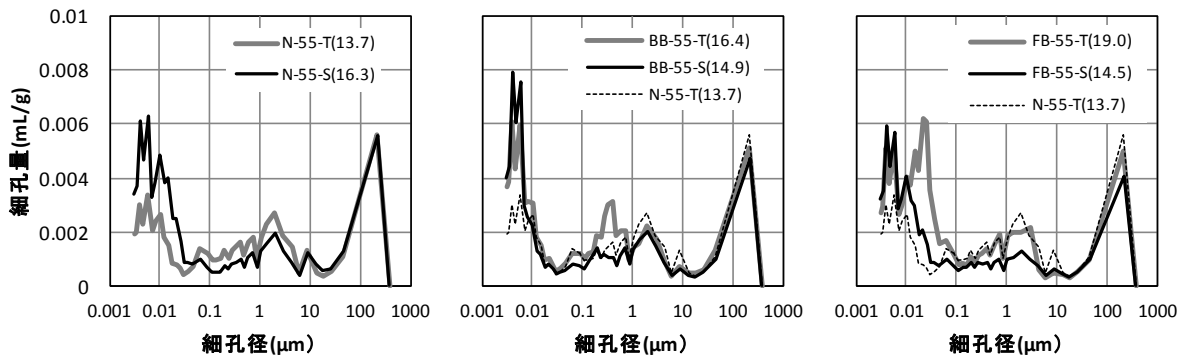


図-5.23 最孔容積分布 (空隙容積(%))

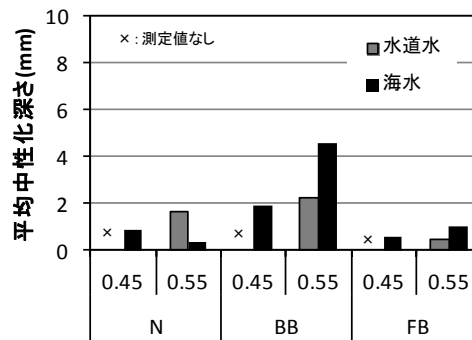


図-5.24 平均中性化深さ

e) EPMA による各元素濃度分布

EPMA による各元素濃度分布を図-5.25 に示す。同様の検討を行った既往の研究<sup>20)</sup>によると、海水が作用するコンクリート中の各元素濃度分布は以下の傾向を示すとされている。今回もこれらの傾向にほぼ一致していた。i)表面付近で Ca 濃度が減少する。その箇所で Mg 濃度は高い濃度を示す。ii)外部から Cl, S, Mg が侵入し、その侵入速度は Cl>S>Mg の順である。iii)Mg 濃度が高い個所では S 濃度が減少する。練混ぜ水の影響については不明確である（大差ないようである）。

5.3.3 まとめ(耐海水性)

海水作用によるコンクリートの劣化（化学的侵食）は、セメントの種類や練混ぜ水の種類によらず、海水中の劣化因子（ $Mg^{2+}$ ,  $SO_4^{2-}$ 等）が侵入したごく表層付近でしか生じにくいと考えられる。また練混ぜ水の差異に関係なく、海水作用によるコンクリートの劣化は生じにくいと考える。

本項で述べた試験結果において、圧縮強度については、暴露前の値の影響を大きく受けているようである。その他のビッカース硬さ、EPMA の結果については、練混ぜ水の影響は明確ではなかった。以上の結果を基に考えると、コンクリートの耐海水性において、少なくとも練混ぜ水による悪影響は無いことを示すものとする。

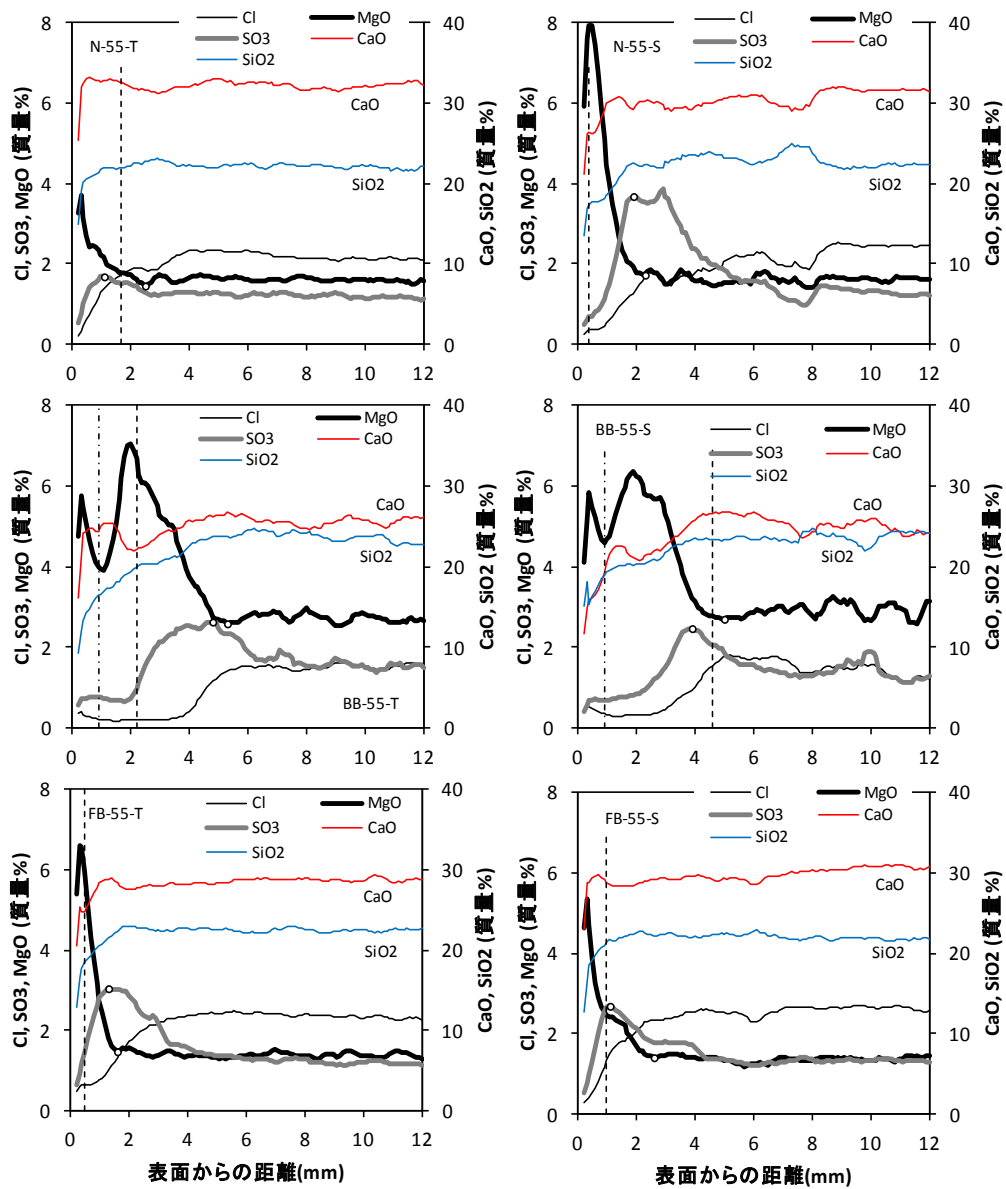


図-5.25 EPMAによる各元素濃度分布  
 (長波線および短波線:劣化深さ, 点線:中性化深さ)

#### 5. 4 軍艦島護岸調査から得られた海水練りコンクリートの長期耐久性

実環境下で長期供用されたコンクリートの耐久性を把握することは、コンクリート構造物の長期性能予測および適切な維持管理を行う上で重要であると考えられる。沿岸域に建設される護岸等のコンクリート構造物は、海洋の影響を強く受けるため、鉄筋コンクリート造では鉄筋腐食が、無筋コンクリート造では海水や波浪などによるコンクリートの劣化が懸念される。

長崎半島の沖合に位置する軍艦島に築造されたコンクリート製護岸は既に 82～116 年が経過している。長崎半島の沖合に位置する軍艦島は、外洋に位置するため、台風等による高波の影響を頻繁に受ける過酷な環境である。そのため、護岸に補修や補強が施されている箇所はあるが、今もなお護岸としての機能を概ね維持しており、このような厳しい環境において 100 年以上暴露された護岸施設であることを考えると、高耐久性な施設であると思われる。ただし、護岸の一部には、コンクリートのひび割れ、護岸下部の基礎との境界部での洗掘、土砂の吸出しによる背後地の沈下・陥没、護岸本体の海側への移動・前傾が確認されている。これらの変状発生メカニズムは、一般的な護岸構造物の場合とほぼ同じと考えられる。また、上記のほかに、軍艦島の護岸における特徴的な変状として、越波した海水や豪雨による雨水等によって護岸天端から後述する天川（石垣護岸）が浸食され、天川と補強コンクリートの界面が肌別れし、補強コンクリートの崩壊に至る場合があることや、排水口部を起点として背面土砂の吸出しが進行しやすいことが確認されている<sup>25)</sup>。いずれも構造的な変状連鎖であり、コンクリートの耐久性に関する性能低下に起因した変状は確認されていない。

なお、軍艦島護岸に使用されたコンクリートの初期塩化物イオン濃度は高く、軍艦島は離島であること、塩分規制以前の施設であることから、海水および海砂を使用したコンクリートである可能性が高い。そこで、長期暴露された軍艦島護岸コンクリートの品質およびその耐久性を評価し、海水・海砂を用いたコンクリートの長期性能を評価することを目的に各種調査を実施した。調査は無筋または鉄筋コンクリート造の施設を検討対象として、現地での詳細調査およびコア採取による各種試験を実施した<sup>26)</sup>。

##### 5. 4. 1 軍艦島護岸の概要

写真-5. 4. 1 に示す軍艦島（正式名称：端島）は長崎半島の沖合に位置する外周約 1.2km の島であり、多くの貴重な近代化産業遺産等が現存しており、文化財や観光資源として注目されている。軍艦島の歴史は明治 20 年に第 1 堅坑が開坑され、その後、図-5. 26 に示すように 6 回にわたって拡張され、昭和 49 年 1 月 15 日に閉山し、同年 4 月に無人化した炭鉱の島である<sup>27)</sup>。

島の外周に築造された直立式のコンクリート製護岸は既に 82～116 年が経過している。資料によると、大正末期までは主に長崎特有の天川と呼ばれる赤土と石灰の混合物を凝固材とした岩石を積んだ石垣構造で築造されたが、昭和初期以降はコンクリート構

造が用いられた。これは、この島はたびたび台風により大きな被害を受け、護岸も局部的に倒壊や破損を生じたが、コンクリートによる再構築や旧来の天川護岸の海側あるいは陸側にコンクリートを巻き立てる補強がなされてきたことによる<sup>28)</sup>。



写真-5.1 軍艦島（端島）

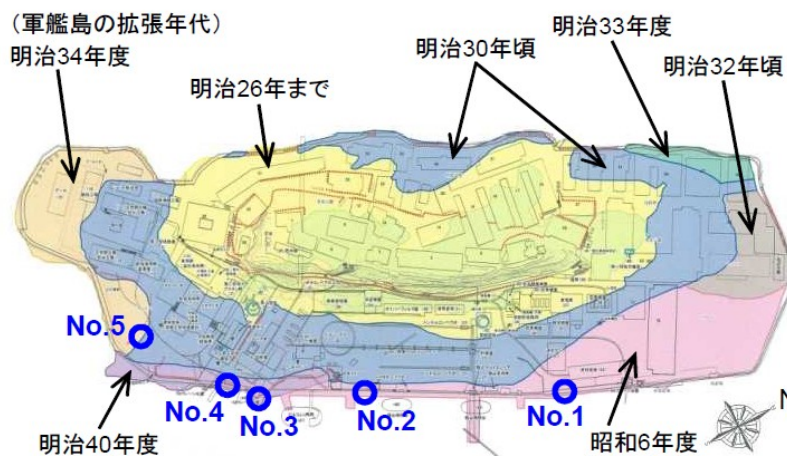


図-5.26 軍艦島の拡張年代とコア採取位置

#### 5.4.2 調査概要

##### (1) 調査位置の概要

図-5.26 に示す No.1～No.5 の位置において調査を実施した。また、同位置の島内側からφ75mmのコアを採取した。コアの採取位置の詳細を表-5.2に、調査対象部材の外観を写真-5.2に示す。コアの採取位置は、明治30年頃～昭和6年に拡張された範囲を対象とした。なお、いずれの施設も建設時の詳細な資料はなく、使用材料やコンクリートの配合等は不明である。

護岸コンクリートのうち No.1 および No.2 は現在も供用中の施設である。いずれも供用開始後 81 年は経過しているものと推察される。なお、No.2 は護岸陸側に RC 擁壁が増打ちされており、コアはその位置から採取した。一方、No.5 に関しては、明治30年頃に拡張された際に建設された護岸であるが、明治34年に再拡張されており、島内に残置されたコンクリート護岸を調査対象とした。資料によると明治期にコンクリートを使

用した明確な資料がないものの、少なくとも明治34年の再拡張までにはコンクリートによる補強が行われていると考えられるため、推定暴露期間は111年とした。護岸コンクリートの特徴としては、15cm～30cm程度の大粒径の骨材（石材）が含まれており、大粒径の骨材を配合したコンクリートの使用、あるいは現在のプレパックス工法のような施工方法が採用されていたと推察される。

RC部材の施工時期はいずれも不明である。しかしながら、当時の炭鉄の生産増強体制を考慮すると護岸拡張の直後に建設されたものと推察されるため、推定暴露期間は、拡張年代と同時期と仮定した。使用されたコンクリートの最大粗骨材寸法は40mm程度であった。

表-5.2 コアの採取位置および部材の概要

No.	採取位置	採取方向	施工時期	推定暴露期間*1	鉄筋	部材厚	備考
1	資材倉庫南東側護岸	陸側	昭和6年	81年	無	不明	大粒径骨材あり*2
2	1 護岸に打継がれた擁壁	陸側	明治6年以降	不明(81年)	有	0.17m	Gmax : 40mm程度
	2 休憩室南側護岸		昭和6年	81年	無	不明	大粒径骨材あり*2
3	15t クレーン台座の梁	貫通	明治40年以降	不明(105年)	有	0.60m	Gmax : 40mm程度
4	13t クレーン台座背面の壁	陸側	明治40年以降	不明(105年)	有	0.30m	Gmax : 40mm程度
5	総合事務所南側旧護岸	海側	明治30年頃	111年	無	1.52m	大粒径骨材あり*2

\*1：括弧内は護岸の拡張年代から推定した期間、\*2：15～30cm程度の骨材



No. 1



No. 2



No. 3



No. 4



No. 5

写真-5.2 調査対象部材外観

## (2) 検討項目

### a) 目視調査

ひび割れや浮きの有無について調査した。

### b) 岩種推定

JCI-DD4「有害鉱物の定量方法（案）2.肉眼による構成岩石の構成比率の算定」に準拠し、コンクリート中の粗骨材の岩種を分類するとともに、全粗骨材中の割合（含有率）を求めた。また、モルタルの粉末 X 線回折を行い、細骨材由来鉱物の同定も行った。

### c) 圧縮強度および静弾性係数試験

採取したコアを用いて、大粒径骨材を除いた位置において圧縮強度試験を実施し、深さ方向の圧縮強度および静弾性係数を調査した。



#### d) 塩化物イオン濃度

JIS A 1154 および JCI-SC4 に準拠し、全塩化物イオン濃度の測定を行った。また、拡散係数および表面塩化物イオン濃度、初期塩化物イオン濃度の算出は JSCE-G 753 に準拠した。

#### e) 中性化深さ

コア 3 本を用い、フェノールフタレイン法により 1 本あたり 10 点測定し、その平均値を中性化深さとした。

#### f) 透気試験

トレント法による表面透気試験を行った。

#### g) 細孔径

採取したコアの表面から 3~8cm の位置および No.1, No.5 は約 50cm 以深の位置において、水銀圧入法で細孔径分布の測定を行った。なお、分析試料はコアのモルタル部分とした。

#### h) 鉱物同定

粉末 X 線回折を行い、セメント硬化体の鉱物構成の確認を行った。分析試料は、No.1,3,5 のコアを用い、モルタル部分を弱い力で粉砕処理を行うことで、極力ペースト部分を採取したものを用いた。なお、採取位置は、コンクリート表面から 8cm および 60cm (No.1,5) および 30cm (No.3) とした。

### 5.4.3 結果および考察

#### (1) 目視調査

無筋コンクリート造である護岸に関しては、島内においてコンクリートのひび割れ、護岸自体の前傾や破損、護岸と岩盤との境界部の空隙、背面土砂の沈下・吸出しなどが確認されている。ただし、調査位置となる No.1 および No.2-2 は健全な状態を維持している。また、No.2-1, No.3 および No.4 は、鉄筋腐食によるひび割れや浮きは確認されたものの、暴露年数を考慮すると比較的健全な状態であった。

#### (2) 使用骨材の推定

図-5.27 に肉眼観察による岩種分類結果を示す。いずれのコンクリートも砂岩が最も多く含まれており、含有率は 35%~60%である。しかし、その他岩種の含有率は部材により異なる。施工年代毎に比較すると、昭和 6 年に拡張された No.1 および No.2 の護岸で使用された骨材は同一産地である可能性が高いが、No.2 の RC に使用された

ものは流紋岩を多く含み産地が異なる可能性が高い。明治 40 年拡張の No.3 および No.4 に関しては、含有率は異なるが概ね同一の岩種が混在しており、同一産地であると思われる。また、No.5 の護岸に使用された骨材はその他と大きく異なった。いずれも産地は不明であるが、骨材の形状は丸く、粗骨材は玉砂利を島外から輸送してきたものと推察される。また、肉眼観察によって、No.2-1, No.3 および No.4 のコンクリートには貝殻が確認された。

表-5.3 に粉末 X 線回折による細骨材由来鉱物の同定結果を示す。細骨材は雲母や緑泥岩を多く含むことが確認された。これらの鉱物は粘土鉱物であり、熱変質作用や風化作用を受けた岩石中に多く含まれる。細骨材にこれら岩石起源のもの、またはこれらの鉱物を多く含む粘土塊等が使用された可能性が考えられる。また、No.3 のみ角閃石類、滑石および蛇紋岩が検出された。このことから、他のコンクリートとは異なる材料が使用されたと推察され、これらの岩種は長崎半島の地層に含まれるものであった。このことから、RC 部材に用いられた細骨材は長崎半島より輸送された可能性が高い。

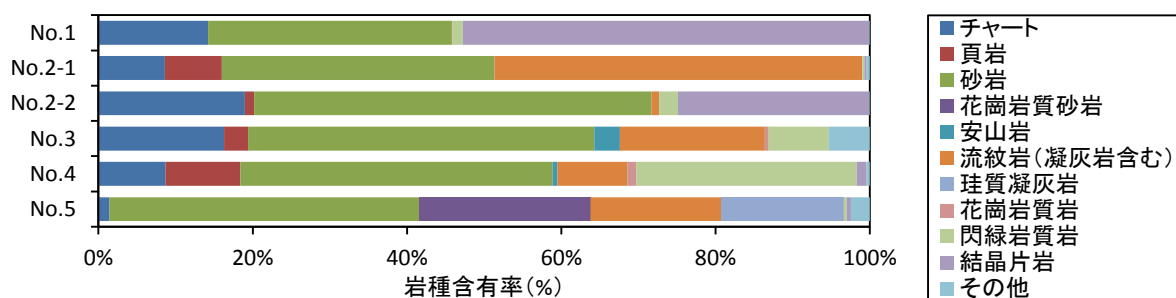


図-5.27 肉眼観察による岩種分類結果 (粗骨材)

表-5.3 粉末 X 線回折による細骨材由来鉱物の同定結果

	1(護岸)	3 (RC)	5(護岸)
石英	小	小	中
長石類	小	小	小
雲母類	中	中	小
緑泥岩類	大	小	小
角閃石類	N.D.	小	N.D.
滑石	N.D.	小	N.D.
蛇紋岩	N.D.	小	N.D.

※量的目安 : 大 > 中 > 小 > 僅か > N.D.

### (3) 圧縮強度および静弾性係数

図-5.28 に圧縮強度の深さ分布を示す。部材によって圧縮強度に差があるものの、いずれのコンクリートも  $21\text{N/mm}^2$  以上の値であり、長期間において性能維持可能な強度を有していたと考えられる。また表層部分の急激な強度低下も認められず、80年以上経過したコンクリートであっても、構造上問題となる強度低下は認められないと考えられる。

図-5.29 に圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。図中には土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕に示されている関係式（以下、土木学会式）も合わせて示す。若干のばらつきが認められるが、土木学会式と概ね一致している。全体的な傾向をみると、無筋コンクリートの静弾性係数は土木学会式より大きくなる傾向があり、RC の場合、同等または若干小さくなる傾向にあった。特に、はり部材となる No.3 の静弾性係数の低下が大きかった。

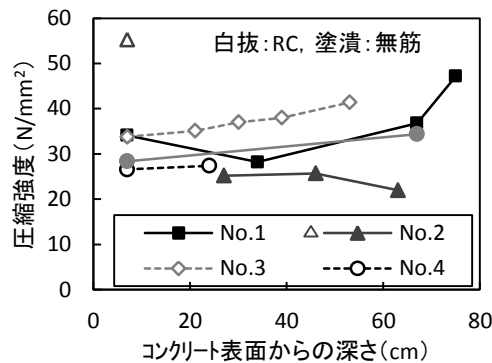


図-5.28 圧縮強度の深さ分布

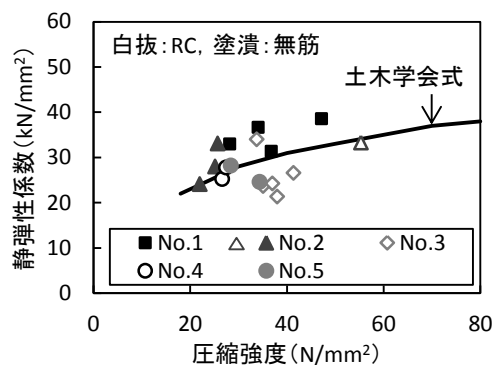


図-5.29 圧縮強度と静弾性係数の関係

### (4) 塩化物イオンの初期含有量および拡散係数

測定された塩化物イオン濃度分布<sup>26)</sup>を用い、表-5.2に示した推定暴露期間を用いて算出した塩化物イオンの拡散係数 ( $D_{ap}$ )、表面塩化物イオン濃度 ( $C_0$ )、初期塩化物イオン濃度 ( $C_{ini}$ ) を表-5.4に示す。護岸に使用されたコンクリート (No.1, 2, 5) の  $C_{ini}$  は  $3.1 \sim 4.6\text{kg/m}^3$  と高い。軍艦島は離島であり、蒸留水機設置により島内の飲料水を確保して

いたこと<sup>27)</sup>、塩分規制以前の施設であることから、海水を使用している可能性が高いと考えられる。また、コンクリート中の貝殻の混入も確認されており、除塩されていない骨材が使用された可能性もある。ここで、海水中のCl濃度を19,000ppm<sup>29)</sup>とした場合、単位水量が175kg/m<sup>3</sup>でC<sub>ini</sub>は3.3kg/m<sup>3</sup>程度になる。また、海砂のみを使用した場合のC<sub>ini</sub>は1.5kg/m<sup>3</sup>程度、海水と海砂を使用した場合は4.8kg/m<sup>3</sup>程度と予測される。いずれにしても、護岸に使用されたコンクリートは練混ぜ時に海塩を多く含むコンクリートであったと推察される。

一方、RC部材に関しては、No.3のみ1.4kg/m<sup>3</sup>のC<sub>ini</sub>が確認された。硬化促進剤としての塩化物塩の利用も考えられるが、本部材には貝殻等が内在しているところもあり、海砂の使用が考えられる。

D<sub>ap</sub>に関しては、W/Cや使用セメントが不明なため十分な評価は難しいが、図-5.30に示す圧縮強度と拡散係数の関係は高い相関を示した。このことから、いずれも同じ種類のセメントを使用した可能性が高く、また、極端な拡散係数の低下は認められないと推察される。なお、いずれの部材の拡散係数も0.6cm<sup>2</sup>/年以下であった。また、C<sub>0</sub>は暴露位置により差が生じ、5.6~13.9kg/m<sup>3</sup>の範囲にあった。

表-5.4 塩化物イオンの拡散係数(D<sub>ap</sub>)、表面濃度(C<sub>0</sub>)、初期濃度(C<sub>ini</sub>)の推定値

No.	暴露面	D <sub>ap</sub> (cm <sup>2</sup> /年)	C <sub>0</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	C <sub>ini</sub> (kg/m <sup>3</sup> )
No.1	陸側	0.31	13.6	4.6
No.2-1	陸側	0.11	7.7	0.0
No.2-2				3.1
No.3	陸側	0.26	5.6	1.4
	海側	0.21	5.9	
No.4	陸側	0.59	13.9	0.0
No.5	海側	0.33	9.9	4.0

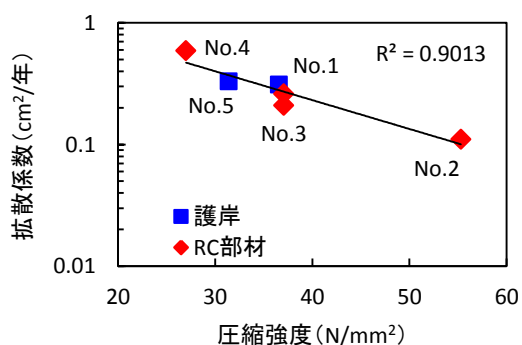


図-5.30 圧縮強度と拡散係数の関係

## (5) 中性化速度係数

図-5.31 に中性化速度係数を示す。中性化速度係数は、中性化深さの測定値と推定（供用）期間から算出した。中性化深さは部材により差が見られたものの、いずれも中性化深さは非常に小さく、中性化速度係数で  $0.2\sim 2.3\text{mm}/\sqrt{\text{年}}$  となった。これは沿岸域においては中性化の進行が小さくなる<sup>30)</sup>ためであると考えられるが、 $C_{\text{ini}}$  を多く含有したコンクリートの中性化速度係数が小さくなる傾向を示した。図-5.32 に物質透過性の観点から、塩化物イオンの拡散係数と中性化速度係数の関係を示す。拡散係数と圧縮強度の関係（図-5.30）では高い相関が得られたものの、中性化速度係数との関係では  $C_{\text{ini}}$  が  $0.0\text{kg}/\text{m}^3$  のものに比べ、 $C_{\text{ini}}$  を多く含有したコンクリートの中性化速度係数が小さくなる傾向にあることから、中性化の進行速度は  $C_{\text{ini}}$  の含有量の違いによる影響が考えられる。

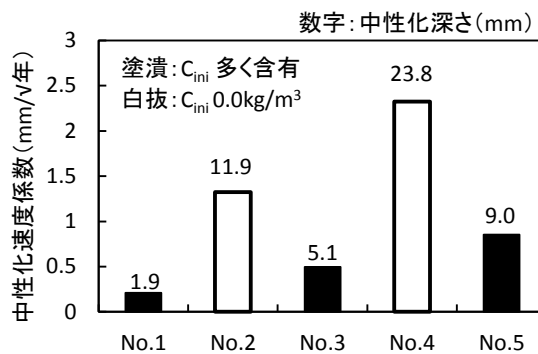


図-5.31 中性化速度係数

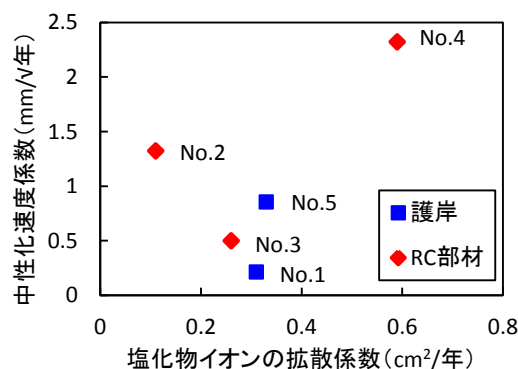


図-5.32 Cl の拡散係数と中性化速度係数の関係

## (6) 透気係数

図-5.33 に表層透気係数の結果を示す。なお、透気係数は調査点 No.6~No.8 として、コア採取箇所以外に測定した南西側護岸（明治 30 年および 34 年拡張）の結果も併せて示す。いずれの場合も非常にばらつきが大きく、同一部材であっても表層の性状は大きく異なることが予想される。透気係数の平均値から、護岸に使用されたコンクリートは

「極劣」の評価となり、RC 部材においても評価は「劣」となった<sup>31)</sup>。いずれも表層品質は劣化傾向にあることが分かる。また、その進行は護岸コンクリートの方が大きくなる可能性が高い。ただし、劣化層の深さは不明であるが、硬度低下や多孔化など表層品質の劣化はおおよそ中性化深さの範囲までと考えられる<sup>23)</sup>ことから、部材のごく表層のみが劣化していると推察される。

また、透気係数のばらつきに関して、RC 部材と護岸に区別し、測定した結果を用いた累積度数分布を図-5.34 に示す。護岸コンクリートは全体的に劣化傾向にある。一方で、RC 部材の方が護岸に比べ劣化の進行は緩やかで、50%程度は健全な状態を維持していると考えられた。

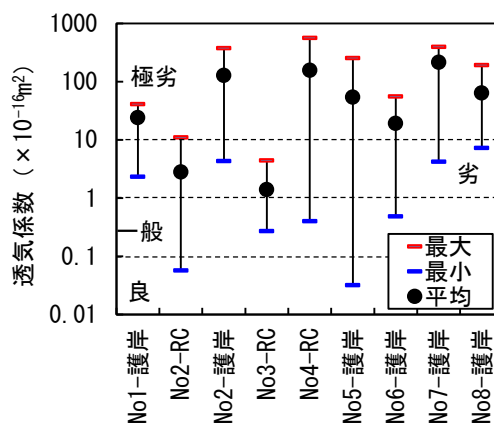


図-5.33 表層透気係数

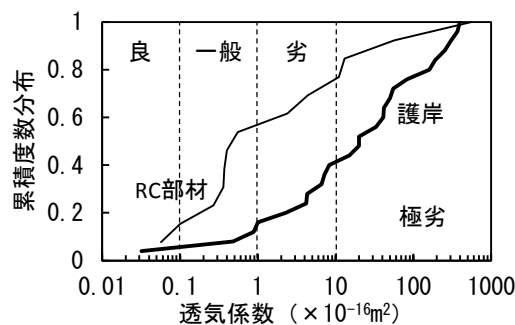


図-5.34 表層透気係数の累積分布

### (7) 細孔量

図-5.35 に細孔量分布を示す。なお、比較 1 として、海水および海砂を用いた自己充填コンクリート（高炉セメント B 種、W/C0.45、海水浸漬、材齢 1 年）<sup>32)</sup>および比較 2 として、干満帯に 15 年暴露したコンクリート（普通ポルトランドセメント、W/C0.45）<sup>33)</sup>の結果を併せて示す。なお、分析試料の採取位置は、比較 1 は同じであるが、比較 2 は表面から 4.5cm の位置である。総細孔量はそれぞれ異なるが、軍艦島で供用されたコ

ンクリートは緻密な構造であると推察される。また、ゲル空隙と考えられる 10nm 以下の細孔量は、軍艦島のコア、比較結果に関わらず同程度であり、急激な低下とそれに伴う 10nm 以上の空隙の増加も認められないため、長期暴露に伴う品質の低下は認められないと思われる。また、コンクリートの表面近くとなる深さ 5.5cm と内部となる 50cm の空隙構造の変化に関しては、No.1 および No.5 の結果から、若干の差は認められるが概ね同程度であった。

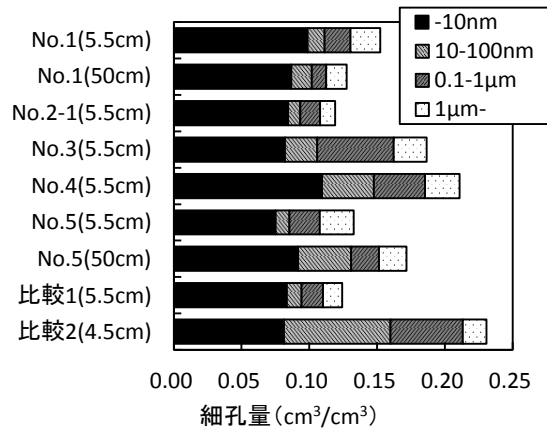
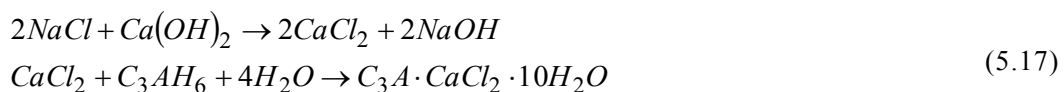


図-5.35 細孔量分布

### (8) X線回折結果

図-5.36に粉末X線回折により得られた回折ピークから同定したフリーデル氏塩(Fr), エトリンガイト(Et)および水酸化カルシウム(Po)のX線強度を示す。なお、分析に供したコアは、いずれも初期塩化物イオンが内在しているNo.1, No.3およびNo.5である。結果から、Et量はいずれのコンクリートも少なく、ほぼ同等のピーク強度となった。一方、Frのピーク強度は大きく、長期暴露後も固定化された塩化物イオンの解離はほとんどないと推察される。ただし、No.5のように表層部のFr量が低下している場合もあり、中性化等により解離する可能性はある。また、FrおよびPoは、コアの違いにより大きな差が生じた。No.5はFr量が非常に多いものの、Po量が少ない。一方で、No.3はFr量が少ないものの、Po量が非常に大きな結果となった。それぞれのX線強度の相関を図-5.37に示す。結果は高い相関を示しており、塩化物イオンの固定に水酸化カルシウムが影響していると推察される。このメカニズムは不明であるが、恐らく式(5.17)に示す反応が進む際に水酸化カルシウムが消費したことによると推察される。



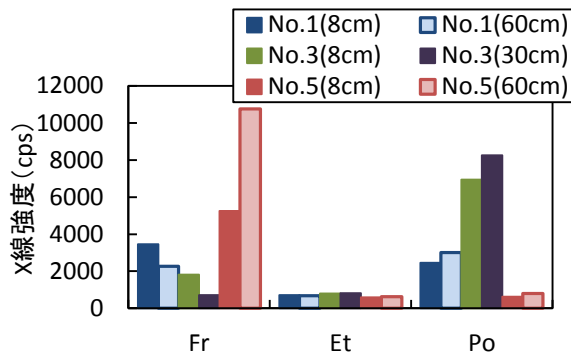


図-5.36 水和生成物の X 線強度

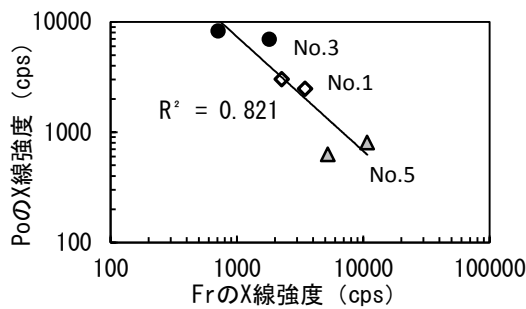


図-5.37 Fr および Po の X 線強度の関係

#### 5.4.4 まとめ（軍艦島護岸調査）

軍艦島護岸で長期間供用されたコンクリートの耐久性について検討を行った。なお、護岸および一部の RC 部材には海水や海砂が使用されたコンクリートである可能性が高いと考えられる。

その結果、沿岸部で 100 年程度暴露されたコンクリートであるが、硬化体の組成や細孔空隙構造に大きな変化はなく、コンクリートの品質の低下はほとんどないと推察される。コンクリートの耐久性としては、極表層部（中性化深さの範囲）に劣化は認められるものの、圧縮強度、塩化物イオンの浸透抵抗性および中性化抵抗性ともに高い性能を保持していることが明らかとなった。



## 5. 5 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリート中の鋼材の腐食特性に関する検討

本章では、実際の海洋環境下に 1.5 年間暴露した海水・海砂を用いた自己充填型コンクリート試験体中の鋼材（ステンレス鉄筋および普通鉄筋）の腐食特性について検討を行った。本稿では、電気化学的計測の結果と、鋼材自体の耐食性を把握するために行った孔食電位測定の結果を示し、初期に塩化物イオンを多量に含んだコンクリート中の鋼材の将来的な腐食特性について考察する。

### 5.5.1 実験概要

#### (1) コンクリートの使用材料と配合

実際の海洋環境下に暴露した試験体のコンクリートの使用材料と配合を表-5.5、表-5.6 に示す。練混ぜ水には海水、細骨材には未洗浄の海砂を使用し、混和剤には海水や海砂を用いた場合でも高い流動性を付与させることができる増粘剤一液型高性能 AE 減水剤<sup>34)</sup>を用いた。コンクリートの目標スランプフローは 60cm、自己充填性ランクはランク 2 で、硬化コンクリートの暴露前の全塩化物イオン濃度は  $4.32\text{kg/m}^3$ （コンクリートの単位体積質量  $2.30\text{g/cm}^3$ ）であった。

表-5.5 コンクリートの配合

スランプ フロー (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位粗骨 材容積 ( $\text{m}^3/\text{m}^3$ )	単位量 ( $\text{kg/m}^3$ )				SP ( $\text{C}\times\%$ )
					W	C	S	G	
60	4.5	45.0	48.4	0.330	185	411	810	878	1.45

表-5.6 使用材料

記号	材料名	諸元
W	海水 (相模湾茅ヶ崎海岸)	密度 $1.024\text{g/cm}^3$ , 塩化物イオン量 1.76%
C	高炉セメント B 種	密度 $3.04\text{g/cm}^3$
S	海砂（未洗浄） (東村新川沖産)	表乾密度 $2.62\text{g/cm}^3$ , 塩化物イオン量 0.138%
G	硬質砂岩碎石 (青梅産)	表乾密度 $2.66\text{g/cm}^3$ , 最大寸法 20mm
SP	増粘剤一液型 高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸エーテル 系化合物と増粘性高分子 化合物の複合体

#### (2) 鉄筋

本検討で用いた鋼材の化学成分を表-5.7 に示す。暴露試験では、Cr（クロム）含有量を 13%程度に抑えたステンレス鉄筋（SUS410）を用いた。孔食電位測定では、SUS410に加えてより耐食性に優れる SUS316 も用いた。なお、表中の孔食指数（ $=\text{Cr}+3.3\times\text{Mo}+16\times\text{N}$ ）は耐食性の指標であり、この値が大きいほど腐食が生じにくいことを表すものである。暴露試験・孔食電位測定ともに比較用として普通鉄筋も用いた。

表-5.7 鋼材の化学成分

鋼材種類		成分 (重量%)								孔食指数
		C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	
ステンレス鉄筋	SUS410	0.006	0.27	0.33	0.023	0.003	0.17	12.55	—	12.55
	SUS316	0.050	0.50	1.30	0.033	0.027	10.16	16.94	2.03	23.64
普通鉄筋		0.180	0.24	0.80	0.012	0.037	—	—	—	—

$$\text{孔食指数} = \text{Cr} + 3.3 \times \text{Mo} + 16 \times \text{N}$$

### (3) 暴露試験

暴露試験体の形状および寸法を図-5.38に、検討ケースを表-5.8に示す。埋設した鉄筋の条件は、ステンレス鉄筋 (SUS410)・普通鉄筋それぞれの単独ケース，ステンレス鉄筋と普通鉄筋を重ね継手したケース，ステンレス鉄筋と普通鉄筋を絶縁処理して重ね継手したケースの4種類とした。鉄筋のかぶりは，ステンレス鉄筋および普通鉄筋の単独ケースでは3cm, 5cm, 7cm および10cm とし，重ね継手したケースでは10cm とした。試験体は，コンクリートの打込み翌日に型枠を脱型し，材齢28日まで封緘養生した。封緘養生期間中に試験体の暴露面以外はエポキシ樹脂によって被覆した。養生終了後，自然海水の散布が1日2回（1回約3時間）繰り返される屋外環境に1.5年間暴露した。暴露期間中および暴露後は，自然電位および分極抵抗の測定を実施した。なお，分極抵抗の測定は，測定周波数10Hz～1mHzの範囲での交流インピーダンス法と，測定周波数10Hz・20mHzでの2周波交流インピーダンス法により行った。重ね継手した試験体の測定用のリード線は，ステンレス鉄筋に接続した。

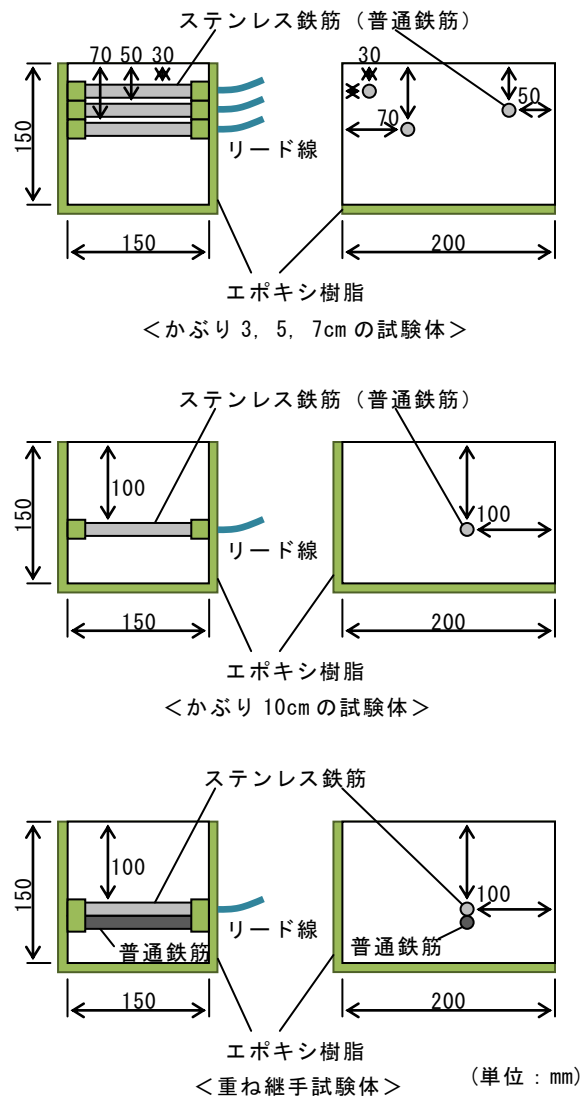


図-5.38 試験体の形状および寸法

表-5.8 検討ケース

記号	鉄筋条件	かぶり (cm)
S	ステンレス鉄筋(SUS410)	3, 5, 7, 10
N	普通鉄筋	3, 5, 7, 10
L	ステンレス鉄筋と普通鉄筋の重ね継手	10
I	絶縁処理したステンレス鉄筋と普通鉄筋の重ね継手	10

#### (4) 孔食電位測定

鋼材自体の腐食特性を把握する目的で、強アルカリ水溶液中において鋼材の孔食電位測定を行った。試験概要を図-5.39 に示す。強アルカリ水溶液は飽和水酸化カルシウム

溶液とし、この溶液中の塩化ナトリウム濃度を 0～10%（塩化物イオン濃度 0～6%程度）に調整して測定を行った。なお、塩化ナトリウムを含んだ飽和水酸化カルシウム溶液の pH は 12.5～12.7 と強アルカリであったことを確認している。

試験方法は、JIS G 0577 を参考にし、20mV/min の走査速度で自然電位からアノード方向へ分極して電流密度が  $100\mu\text{A}/\text{cm}^2$  となったときの電位を測定した。なお、電解溶液は密閉容器内で窒素を溶液中に吹き込むことにより脱気し、通電試験を行った。電位測定の結果の一例として、塩化ナトリウム濃度 3%（塩化物イオン濃度 1.8%）のときのアノード分極曲線を 図-5.40 に示す。得られた電流密度と電位の関係から、電流密度が  $100\mu\text{A}/\text{cm}^2$  となったときの電位を鋼材の耐食性の指標となる孔食電位とした。

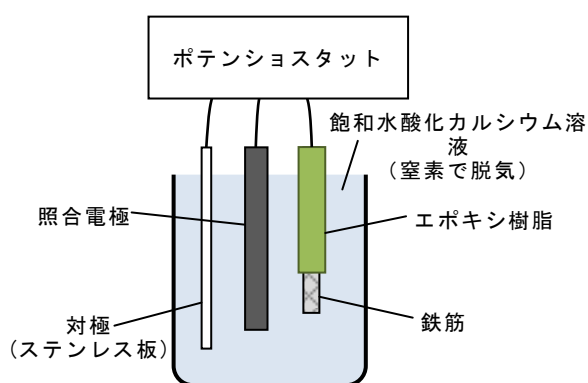


図-5.39 孔食電位測定概要

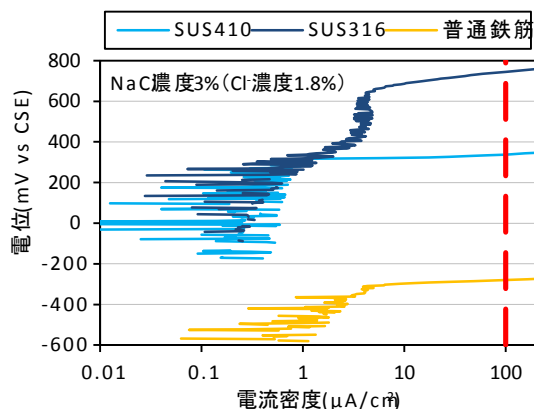


図-5.40 電位測定結果の一例（アノード分極曲線）

## 5.5.2 実験結果

### (1) 暴露試験

#### a) 自然電位

暴露期間中の自然電位の経時変化を 図-5.41 に、暴露 1.5 年後の値を 図-5.42 に示す。なお、凡例の英数字は鉄筋条件とかぶりを表わしている（以下、同様）。暴露 1 年後

まで、自然電位は暴露にともない徐々に貴側へシフトしている。暴露初期において卑な電位が測定された要因としては、コンクリート中の水分の影響、それにともない貧酸素な状態であったこと、さらに高炉スラグによる影響<sup>35)</sup>と様々な要因が重なったためと推察する。普通鉄筋のかぶり 3cm と 5cm (N-3, N-5) 以外の自然電位は、暴露 1 年以降変化が小さくなっており、コンクリート中の性状が安定してきたものと考えられる。暴露 1.5 年後の自然電位は、普通鉄筋のかぶり 3cm と 5cm 以外は -200~-350mV vs CSE の範囲にあり、ASTM C 876 による評価基準において鉄筋腐食の可能性は“不確定”と判定される範囲であった。また、かぶり 10cm 試験体の測定結果は、鉄筋条件による違いはほとんどなかった。

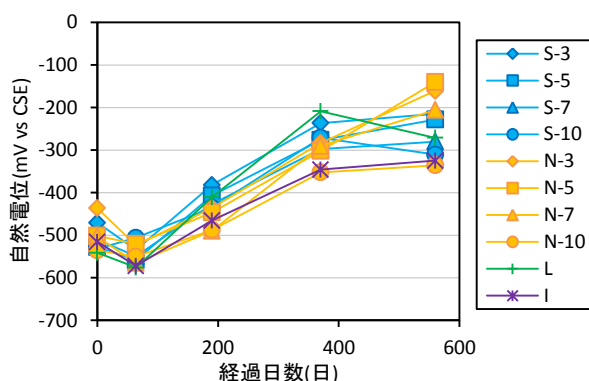


図-5.41 自然電位の経時変化

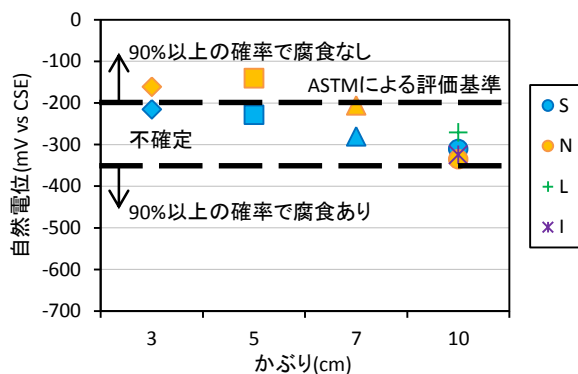


図-5.42 暴露 1.5 年後の自然電位

## b) 交流インピーダンス特性

暴露 1.5 年後の交流インピーダンス法（測定周波数 10Hz~1mHz）による測定結果のコール・コールプロットを図-5.43 に示す。図より、ステンレス鉄筋 (S) と絶縁処理した重ね継手 (I) が同様の傾向で、普通鉄筋 (N) と重ね継手 (L) が同様の傾向となっていることが確認された。これにより、ステンレス鉄筋と普通鉄筋のインピーダンス特性に大きな違いがあり、鋼材の分極抵抗が異なることがわかった。

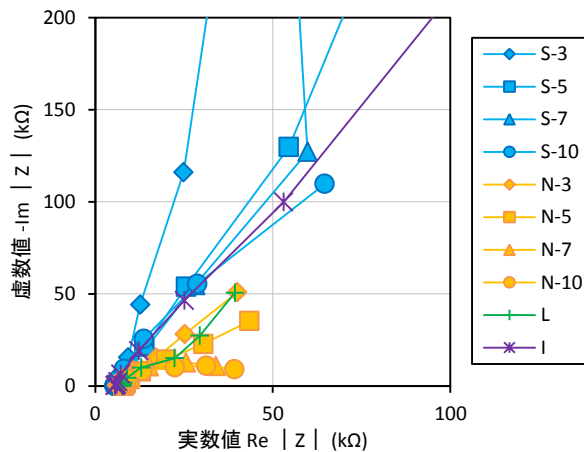


図-5.43 暴露 1.5 年後の交流インピーダンス特性

### c) 分極抵抗

2 周波交流インピーダンス法（測定周波数 10Hz, 20mHz）によって得られた分極抵抗の経時変化を図-5.44 に示す。暴露 1 年後までの値の変化は自然電位の傾向と異なるが、その要因は不明である。暴露 1 年後以降の値は、自然電位と同様安定してきている。また、ステンレス鉄筋（S）と普通鉄筋（N）では分極抵抗の大きさが異なることが確認でき、これは交流インピーダンス特性の傾向を反映している。

次に、図-5.43 に示す交流インピーダンス特性より、測定結果の軌跡が描く半円の径から分極抵抗を推定した結果と、図-5.44 に示す 2 周波交流インピーダンス法による暴露 1.5 年後の測定結果を表-5.9 および図-5.45 に示す。すべての検討ケースにおける分極抵抗値は、CEB（ヨーロッパコンクリート委員会）による腐食速度の判定基準<sup>36)</sup>により“不動態状態（腐食なし）”と判定された。なお、2 種類の手法で得たステンレス鉄筋の分極抵抗は若干値が異なるが、短時間で測定が行える 2 周波交流インピーダンス法において鉄筋が腐食していない場合には分極抵抗を過小評価することが知られており、それによる影響と考えられる。よって、ステンレス鉄筋を用いたコンクリートにおいても 2 周波交流インピーダンス法（測定周波数 10Hz, 20mHz）で分極抵抗をモニタリングできると考えられる。

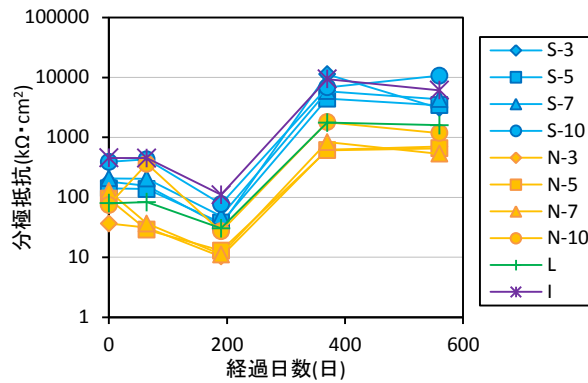


図-5.44 分極抵抗の経時変化（2周波交流法）

表-5.9 暴露1.5年後の分極抵抗

検討ケース		分極抵抗 ( $k\Omega \cdot cm^2$ )	
鉄筋条件	かぶり (cm)	図-5.43 より	図-5.44 より
S	3	14,612	3,080
	5	14,913	3,440
	7	18,848	4,330
	10	15,970	10,700
N	3	670	701
	5	952	657
	7	565	533
	10	1187	1,010
L	10	1062	1,600
I	10	19,178	10,100

図-5.43：交流インピーダンス法（測定周波数 10Hz～1mHz）

図-5.44：2周波交流法（測定周波数 10Hz, 20mHz）

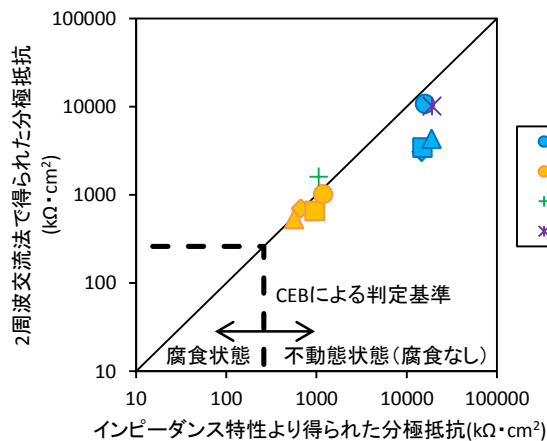


図-5.45 暴露1.5年後の分極抵抗

#### d) 孔食電位測定

強アルカリ水溶液（飽和水酸化カルシウム溶液）中の塩化物イオン濃度と鋼材の孔食電位との関係を図-5.46 に示す。この関係を見ると鋼材の種類による違いが明確で、

SUS316, SUS410, 普通鉄筋の順に孔食電位が貴であることがわかる。また、塩化物イオン濃度が高いほど孔食電位は卑となることが確認された。なお、SUS316 の測定値は酸素発生電位<sup>37)</sup>を示している可能性があり、孔食電位はより貴となる可能性が考えられるが、安全側の評価として図に示した。いずれにしても、ステンレス鉄筋は普通鉄筋に比べ高い耐食性を有していると考えられる。

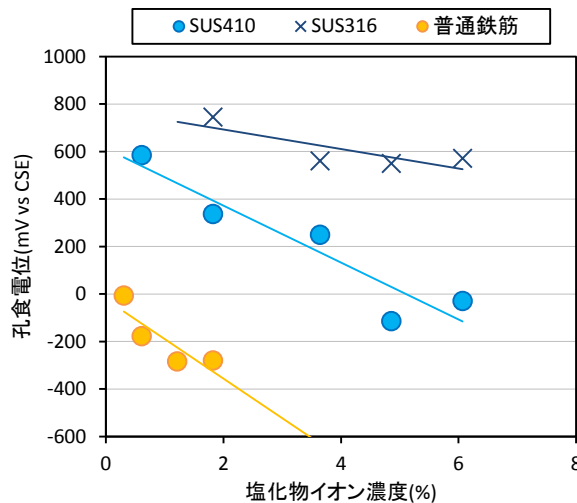


図-5.46 塩化物イオン濃度と孔食電位の関係

### 5.5.3 コンクリート中鋼材の腐食特性

#### (1) コンクリート中の塩化物イオン濃度への換算

図-5.46 に示す孔食電位の測定結果をコンクリート中の鋼材の腐食予測に利用するため、溶液中の塩化物イオン濃度をコンクリート中における塩化物イオン濃度へ換算する。なお、換算方法は確立されたものがないため、文献 38)で示されている手法を参考に下記のとおり行った。検討対象とするコンクリートは、暴露試験で用いた配合とした。

#### a) 細孔溶液量の算定

コンクリート中の細孔溶液量  $p$ (vol.% : 容積比)は、単位水量  $W$ (kg/m<sup>3</sup>)、単位セメント量  $C$ (kg/m<sup>3</sup>)およびセメントの水和率  $h$ (%)から式(5.18)で算定される。

$$p = \frac{W - C \times h / 100}{1000} \times 100 \quad (5.18)$$

ここで、文献 38)を参考にセメントの水和率を 20%とすると、コンクリート中の細孔溶液量は 10.28vol.%となる。



#### b) 自由塩化物イオン濃度の算定

コンクリート中の自由塩化物イオン濃度  $C_v(\text{kg/m}^3)$  は、コンクリート中の細孔溶液量  $p$  および溶液中の塩化物イオン濃度  $a(\% : \text{質量比})$  から式(5.19)で算定される。

$$C_v = 1000 \times \frac{p}{100} \times \frac{a}{100} \quad (5.19)$$

#### c) 固定化塩素濃度の算定

固定化塩素濃度  $a_{fix}(\% : \text{セメント質量比})$  は、石田らの研究<sup>39)</sup>で得られた塩化物イオン量  $a_{mob}(\% : \text{セメント質量比})$  と固定化塩素濃度の関係を二直線に近似した式(5.20)で算定した。

$$\begin{aligned} a_{mob} < 0.358 \text{ のとき} & \quad a_{fix} = 4.74 \times a_{mob} \\ a_{mob} \geq 0.358 \text{ のとき} & \quad a_{fix} = 0.240 \times a_{mob} + 1.615 \end{aligned} \quad (5.20)$$

ここで、塩化物イオン量  $a_{mob}$  は、溶液中の塩化物イオン濃度をセメント質量比に換算したものであるため、下式で求められる。

$$a_{mob} = a \times \frac{W}{C} \quad (5.21)$$

#### d) 固定化塩化物イオン濃度の算定

コンクリート中における固定化塩化物イオン濃度  $C_{fix}(\text{kg/m}^3)$  は、固定化塩素濃度  $a_{fix}$  および単位セメント量  $C$  から式(5.22)で算定される。

$$C_{fix} = C \times \frac{a_{fix}}{100} \quad (5.22)$$

#### e) 全塩化物イオン濃度の算定

コンクリート中の全塩化物イオン濃度  $C_{tot}(\text{kg/m}^3)$  は、自由塩化物イオン濃度  $C_v$  と固定化塩化物イオン濃度  $C_{fix}$  の和となるため、下式で求められる。

$$C_{tot} = C_v + C_{fix} \quad (5.23)$$

以上の算定式により換算したコンクリート中の塩化物イオン濃度を表-5.10に示す。

表-5.10 コンクリート中の塩化物イオン濃度への換算結果

溶液中の塩化物イオン濃度 $a(\%)$	自由塩化物イオン濃度 $C_f(\text{kg}/\text{m}^3)$	固定化塩化物イオン濃度 $C_{fix}(\text{kg}/\text{m}^3)$	全塩化物イオン濃度 $C_{tot}(\text{kg}/\text{m}^3)$
0.3	0.3	2.7	3.0
0.6	0.6	5.3	5.9
1.2	1.2	7.2	8.4
1.8	1.9	7.4	9.3
3.6	3.7	8.3	12.0
4.9	5.0	8.8	13.8
6.1	6.2	9.3	15.6

(2) 換算されたコンクリート中の塩化物イオン濃度と孔食電位の関係

上記の算定で得られたコンクリート中の塩化物イオン濃度と孔食電位の関係を図-5.47 に示す。また、暴露試験で用いたコンクリート試験体中の暴露前の全塩化物イオン濃度  $4.32\text{kg}/\text{m}^3$  を図-5.47 に追記する。暴露 1.5 年後において、コンクリート試験体中には塩化物イオンが浸透し、かぶりの小さい鉄筋付近の濃度は大きくなっていると予想されるが、自然電位は図-5.42 に示すとおり  $-150\sim-350\text{mV vs CSE}$  程度で、コンクリート中の塩化物イオン濃度  $4.32\text{kg}/\text{m}^3$  のときの普通鉄筋の孔食電位は  $-100\text{mV vs CSE}$  程度であるので、今後普通鉄筋は腐食する可能性が高いと考えられる。一方、ステンレス鉄筋は、塩化物イオン濃度  $4.32\text{kg}/\text{m}^3$  のときの孔食電位は  $+700\text{mV vs CSE}$  程度であるため、鉄筋付近の塩化物イオン濃度が大幅に増加しない限り腐食する可能性は非常に低いと推察される。なお、参考文献 4)でも検討されているとおり、ステンレス鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度は非常に大きく耐食性に優れているため、ひび割れの発生等の変状がない場合、鉄筋腐食のリスクは普通鉄筋に比べて極めて小さいことがわかった。

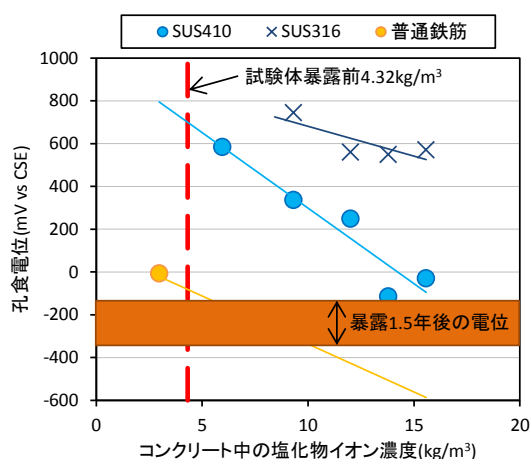


図-5.47 換算されたコンクリート中の塩化物イオン濃度と孔食電位の関係

#### 5.5.4 まとめ（鋼材の腐食特性）

海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートを実際の海洋環境下へ 1.5 年間暴露した結果と、初期に塩化物イオンを多量に含んだコンクリート中の鋼材の将来的な腐食特性について以下に示す。

- (1)実海洋環境下に暴露した初期に塩化物イオン濃度  $4.32\text{kg/m}^3$  を含むコンクリート中の鋼材は、ステンレス鉄筋および普通鉄筋ともに暴露 1.5 年後において腐食していないものと推察される。
- (2)コンクリート中の塩化物イオン濃度  $4.32\text{kg/m}^3$  のときの普通鉄筋の孔食電位は $-100\text{mV}$  vs CSE 程度であるので、今後塩化物イオンの浸透が進むと普通鉄筋は近い将来腐食する可能性が高い。
- (3)SUS316 の腐食発生限界塩化物イオン濃度は非常に大きく、普通鉄筋や孔食指数の低いステンレス鉄筋（SUS410）に比べて耐食性に優れているため、ひび割れの発生等の変状がない場合は鉄筋腐食のリスクが極めて小さいことがわかった。

### 5.6 第5章まとめ

練混ぜ水に海水を使用したコンクリートの耐久性について、既往の知見をとりまとめるとともに、軍艦島護岸調査や自己充填型コンクリート中の鋼材の腐食特性把握のために実施した実験から海水練りコンクリートの長期耐久性について述べた。本章により得られた知見は以下である。

- ・軍艦島護岸に使用された海水練りコンクリートは沿岸部で 100 年程度暴露されたコンクリートであるが、硬化体の組成や細孔空隙構造に大きな変化はなく、コンクリートの品質の低下はほとんどない。極表層部（中性化深さの範囲）に劣化は認められるものの、圧縮強度や塩化物イオンの浸透抵抗性および中性化抵抗性ともに高い性能を保持している。
- ・実海洋環境下に暴露した初期に塩化物イオン濃度  $4.32\text{kg/m}^3$  を含むコンクリート中の鋼材は、ステンレス鉄筋（SUS410）および普通鉄筋ともに暴露 1.5 年後において腐食していないものと推察されるが、コンクリート中の塩化物イオン濃度  $4.32\text{kg/m}^3$  のときの普通鉄筋の孔食電位は $-100\text{mV}$  vs CSE 程度であるので、今後塩化物イオンの浸透が進むと普通鉄筋や耐食性の低いステンレス鉄筋は近い将来腐食する可能性が高い。
- ・普通鉄筋および孔食指数の低い一部ステンレス鉄筋（SUS410）等は、コンクリートに多量に含有される塩化物イオンによって、短期間で腐食が発生する可能性が高いため、開発した自己充填型コンクリートと併用する場合には耐食性の高いステンレス鉄筋（SUS316 等）が有望である。
- ・海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートは長期耐久性を有すると考えられるが、

内部に鋼材を有する場合にはその腐食が懸念されるため、適用範囲については現段階では鋼材が少ない防波堤上部工などの港湾・海洋構造物に限定される。鋼材の使用が多い構造部材への適用やひび割れ有無の影響については、構造性能の確認を含め今後の課題である。

## 参考文献

- 1) 米澤敏男, Ashworth, V., Procter, R. P. M : セメント水和物によるモルタル細孔溶液中の Cl-固定のメカニズム, コンクリート工学年次論文報告集, Vo. 10-2, pp. 475-480, 1988.
- 2) 丸屋 剛, Somnuk T., 松岡康訓 : コンクリート表層部における塩化物イオンの移動に関するモデル化, 土木学会論文集, No. 585/V-38, pp. 79-95, 1998.
- 3) Takahiro Nishida, Nobuaki Otsuki, Hiroki Ohara, Zoukanel Moussa Garba-Say: Some Considerations for the Applicability of Seawater as Mixing Water in Concrete, Proceedings of Third International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies-SCMT3, CD-ROM e056, 2013.
- 4) 福手 勤, 山本邦夫, 濱田秀則 : 海水を練り混ぜ水とした海洋コンクリートの耐久性に関する研究, 港湾空港技術研究所報告, Vo.29, No.3, pp.57-93, 1990.
- 5) 審良良和, 山路 徹, 小林浩之, 濱田秀則 : 練混ぜ水に海水を用いたコンクリートの干満帯における長期耐久性, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, pp.820-825, 2012.
- 6) 西田孝弘, 大即信明, 小原弘毅 : 練混ぜ水として海水を用いたコンクリートの物質移動抵抗性に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.685-690, 2013.
- 7) W. Morris, M. Vazquez : A migrating corrosion inhibitor evaluated in concrete containing various contents of admixed chlorides, Cement and Concrete Research, 32, pp. 259-267, 2002.
- 8) 土木学会 : 2012 年制定コンクリート標準示方書-設計編-, pp.148-154, 2013.
- 9) T. Nagata, N. Otsuki, T. Nishida, H. Ohara, M. G. Zoukanel: Lifetime prediction of concrete mixed with seawater against chloride attack and carbonation, Proceeding of Workshop on Utilization of Waste Materials, Paper No. 06, 2013.
- 10) H.H.ユーリック, R.W.レヴィー : 腐食反応とその制御, 産業図書, 1999.
- 11) 土木学会コンクリート委員会 : 2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編], 土木学会, 2013
- 12) 与那嶺一秀, 山路 徹, 小林浩之, 審良善和 : 異なる干満環境下におけるコンクリート中の鉄筋腐食性状, 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.13, pp.77-82, 2013.

- 13) 土木学会：コンクリート中の鋼材の腐食性評価と防食技術研究委員会（338 委員会）  
成果報告書(その2)およびシンポジウム論文集, コンクリート技術シリーズ, No.99,  
pp.5-27, 2012.
- 14) 丸屋 剛, 竹田 均, 堀口賢一, 小山哲, 許鎧麟：コンクリート中の鋼材のマクロセル  
腐食に関する解析手法の構築, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.4, pp.757-776, 2006.
- 15) Sudjono,A.S., 関博：セメントペースト中の硫酸イオン拡散シミュレーションについ  
て, 第 57 回セメント技術大会講演要旨, pp.164-165, 2003.
- 16) Santhaman,M., Cohen,M.D., Olek,J. : Mechanism of Sulfate Attack: A Fresh Look: Part 1.  
Summary of experimental results, Cement and Concrete Research, Vol.32, pp.915-921,  
2002.
- 17) Atkinson,A and Hearne, J.A. : An assessment of Long term Durability of concrete in  
Radioactive Waste Respositories, AERE Harwell, AERE-R11465, 1984.
- 18) Gjorv. O.E.: Long-time durability of concrete in seawater, ACI journal, pp.60-67, 1971.1
- 19) 福手 勤, 浜田秀則, 山本邦夫：海洋環境に 20 年間暴露されたコンクリートの耐久  
性に関する研究, 土木学会論文集, No.442, Page.43-52, 1992.02
- 20) MOHAMMED T U, HAMADA H, YAMAJI T : Marine Durability of 30-Year Old Concrete  
Made with Different Cements, J Adv Concr Technol, Vol.1, No.1, Page.63-75, 2003.04
- 21) 山路 徹・審良善和・小林浩之, 濱田秀則：海洋環境下における高炉およびフライア  
ッシュセメントを用いたコンクリートの長期強度特性, 混和材を積極的に使用するコ  
ンクリートに関するシンポジウム 論文集, pp.133-138, 2011.12
- 22) 例えば, 長滝重義, 大賀宏行, 谷口公一, Abudul Jamaludin : フライアッシュを多量  
混和した新硬化体の強度特性と耐海水性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10,  
No.2, pp.13-18, 1988.
- 23) 山路 徹, 審良善和, 濱田秀則, 山田一夫：海洋環境におけるコンクリートの劣化性  
状および劣化指標に関する検討, 土木学会論文集E, Vol.66, No.1, pp.21-37, 2010.
- 24) 例えば, 米澤敏男, 三井健郎, 北川高史, 今城宏三：反発度法による構造体コンクリ  
ート強度推定向上技術の研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1,  
pp.1657-1662, 2005.
- 25) 羽瀨貴士ほか:外洋にて長期間供用された直立式の軍艦島コンクリート護岸の健全度,  
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.13, pp.139-144,  
2013.11
- 26) 審良善和ほか:長期供用された軍艦島護岸コンクリートの品質に関する一考察, 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.13, pp.145-150, 2013.11
- 27) 前川雅夫：炭坑誌－長崎県石炭史年表
- 28) 阿久井喜孝, 滋賀秀實：軍艦島実測調査資料集 追補版, 東京電機大学出版局, 2005.3
- 29) (財)沿岸技術研究センター：港湾鋼構造物の防食・補修マニュアル, 沿岸技術ライ

ブラリー, No.35, p.22, 2009

- 30) 島崎 泰ほか:海洋環境下に長期暴露した各種セメントを用いたコンクリートの物性と鉄筋腐食, セメント・コンクリート論文集, Vol.65, pp.326-333, 2012.2
- 31) 土木学会: 構造物表層のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会(JSCE335 委員会) 第二期成果報告書, コンクリート技術シリーズ, No.97, 2012
- 32) 竹中 寛ほか: 海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの基礎特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.1912-1917, 2012
- 33) Tarek U. M.ほか: Long-term durability of concrete made with slag cements under marine environment, 港湾空港技術研究所報告, Vol.42, No.2, pp.155-191, 2003
- 34) 鈴木哲郎, 清宮 理, 山路 徹, 竹中 寛, 酒井貴洋, 田中亮一: 海水・海砂を用いた自己充填コンクリート用高性能 AE 減水剤(増粘剤一液タイプ)の開発, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.67, No.5, pp.1181-1182, 2012
- 35) 横田 優: 高炉微粉末を添加したモルタル中にある鉄筋の電気化学的特性, 第 43 回日本学術会議材料研究連合講演会講演論文集, pp.57-58, 1999
- 36) 日本コンクリート工学会: コンクリート診断技術'13 [基礎編], pp.167, 2013.2
- 37) 金属材料活用事典, 産業調査会, pp.136, 2000
- 38) 佃 有射, 加藤 碩, 丸屋 剛, 山路 徹: ステンレス鋼材の腐食発生限界塩化物イオン濃度に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1119-1124, 2008
- 39) 石田哲也, 宮原茂禎, 丸屋 剛: ポルトランドセメントおよび混和材を使用したモルタルの塩素固定化特性, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.1, pp.14-26, 2007.1

## 第6章 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの適用性拡大検討

### 6.1 概要

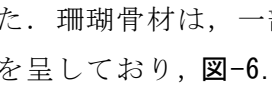
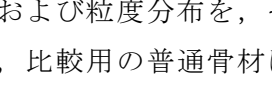
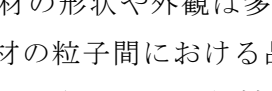
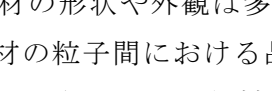
第6章では、開発した海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの適用性拡大について各種実験を実施し、海洋・港湾構造物に用いる際に考えられる課題に対して、自己充填性に着目し検討を加えることで、その有効性について言及した。

適用性拡大は主に3つの可能性に着眼し、まず初めに遠隔離島をターゲットとした珊瑚由来の石灰岩骨材を用いた場合における自己充填型コンクリート製造の可否、また国内外の港湾・海洋工事に用いることを目的とした水中コンクリートへの適用における自己充填性および品質、さらには東南アジアなど海水の硫酸塩濃度の比較的高い地域（コンクリートの耐久性を向上させるためにフライアッシュを添加）での活用を狙った自己充填型コンクリートの諸性能について検討を実施した。

### 6.2 遠隔離島の珊瑚由来の石灰岩骨材を用いた検討

日本本土の南方の遠洋には、珊瑚が化石化した石灰岩を多く有する離島がある。このような遠隔離島では、現地で調達できる海水と珊瑚由来の石灰岩から製造する骨材（以下、珊瑚骨材と称する）を、コンクリート用材料として用いることが、経済性や製造効率の観点で望ましいと考えられる。また、前述したように、自己充填性を有するコンクリートを使用することで、さらに施工の省力化も図れると期待できるが、これらの材料を組み合わせた自己充填型コンクリートについては、これまでに検討した実績がなかった。そこで本章では、珊瑚骨材の特徴、それを用いたフレッシュコンクリートや硬化コンクリートの基本性能について、普通骨材を用いた過去の検討結果<sup>1)</sup>と比較して考察した。

#### 6.2.1 使用した石灰岩骨材

本研究で使用した珊瑚骨材は、遠隔離島で採取した石灰岩を、現地の骨材製造プラントにて破砕・分級したものであり、5mm以下の骨材を細骨材、5～25mmの骨材を粗骨材とした。珊瑚骨材は、一部茶褐色に変色しているものも見受けられたが、ほとんどが白色を呈しており、-6.1の蛍光X線分析の試験結果によると、その主成分は炭酸カルシウムであると推定される。JIS等の試験方法に準じて求めた細骨材と粗骨材の物性値および粒度分布を、それぞれ表-6.1、-6.2に示す。これらの結果より、珊瑚骨材は、比較用の普通骨材に比べて微粒分量が多い、吸水率が大きい、粗骨材が脆い（すりへり減量や破砕値が大きい）などの特徴を有し、また、-6.3に示すとおり、粗骨材の形状や外観は多様で、内部に空隙を有するものが多く存在していた。なお、粗骨材の粒子間における品質のばらつきは、-6.3の表乾密度と吸水率の関係からもわかるように、珊瑚骨材のほうが普通骨材に比べて大きく、普通骨材の表乾密度と吸水率の標準偏差がそれぞれ0.05g/cm<sup>3</sup>と0.19%であったのに対し、珊瑚骨材では

0.24 g/cm<sup>3</sup>と4.24%であった。なお、表乾密度と吸水率は、粒径が15mm以上の珊瑚骨材と普通骨材をそれぞれ任意に200個ずつ選定し、個々の粒子の表乾状態の気中・水中質量、乾燥(105℃24時間)後の気中質量から算定した。

図中の珊瑚骨材A(吸水率27.5%)、B(吸水率4.0%)およびC(吸水率0.9%)の拡大像を写真-6.2に示す。骨材Aは、0.1~0.2mm程度の細孔が網状に多く存在していたのに対し、骨材Cでは、細孔や空隙は僅かであった。一方、平均的な品質を有する骨材Bについても、骨材Aと同様に内部に空隙を多く有していたが、0.2~1mm程度の比較的大きく不規則な孔が連続的に存在するなど、形態には相違がみられた。骨材Bのような形態の骨材は、細かな空隙を有する骨材Aに比べて保水性が劣り、表乾状態に調整して使用する場合でも、骨材の内部には空気層が残留する可能性がある。

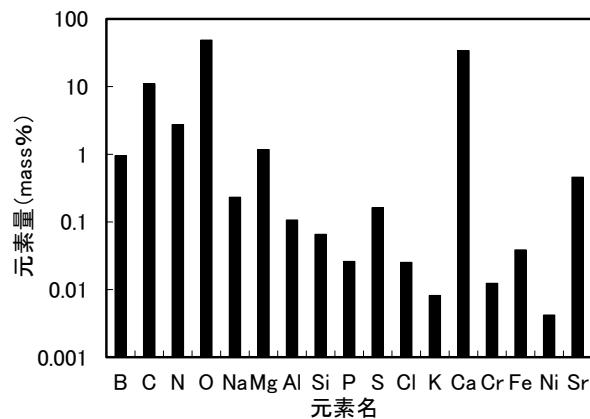


図-6.1 珊瑚骨材の構成成分

表-6.1 骨材の物性値

	細骨材		粗骨材	
	珊瑚 (砕砂)	普通 (陸砂)	珊瑚 (碎石)	普通 (硬質砂 岩碎石)
表乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.60	2.60	2.40	2.66
絶乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.52	2.55	2.28	2.64
吸水率 (%)	3.30	1.86	5.13	0.58
粗粒率	2.53	2.66	6.14	6.71
微粒分量 (%)	14.8	1.2	3.6	0.1
実積率 (%)	68.1	67.8	62.5	62.8
安定性損失量 (%)	1.6	0.9	3.3	0.9
粘土塊量 (%)	0.52	0.05	0.15	0.05
塩化物量 (%) NaCl換算	0.043	0	0.007	—
軟石質量分率 (%)	—	—	40.5	—
すりへり減量 (%)	—	—	29.4	16.4
破碎値 (%)	—	—	36.9	—



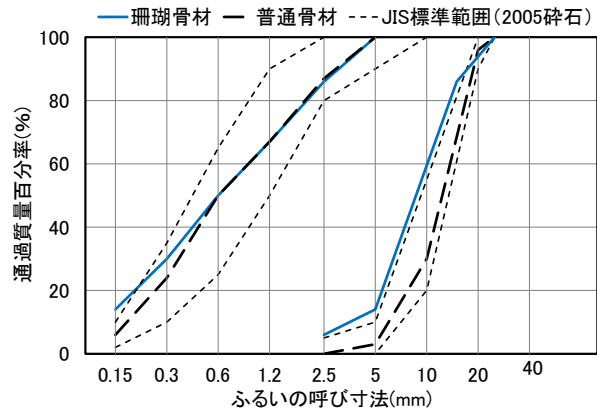


図-6.2 骨材の粒度分布



写真-6.1 珊瑚粗骨材

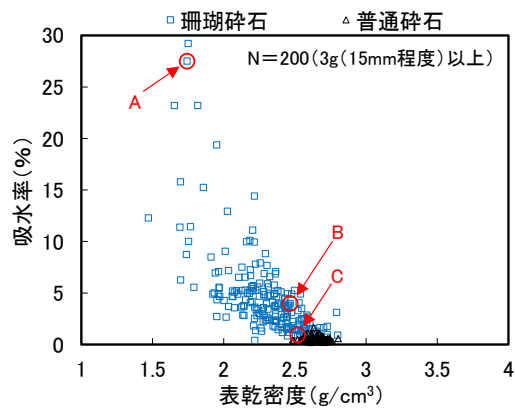


図-6.3 粗骨材の表乾密度と吸水率の関係

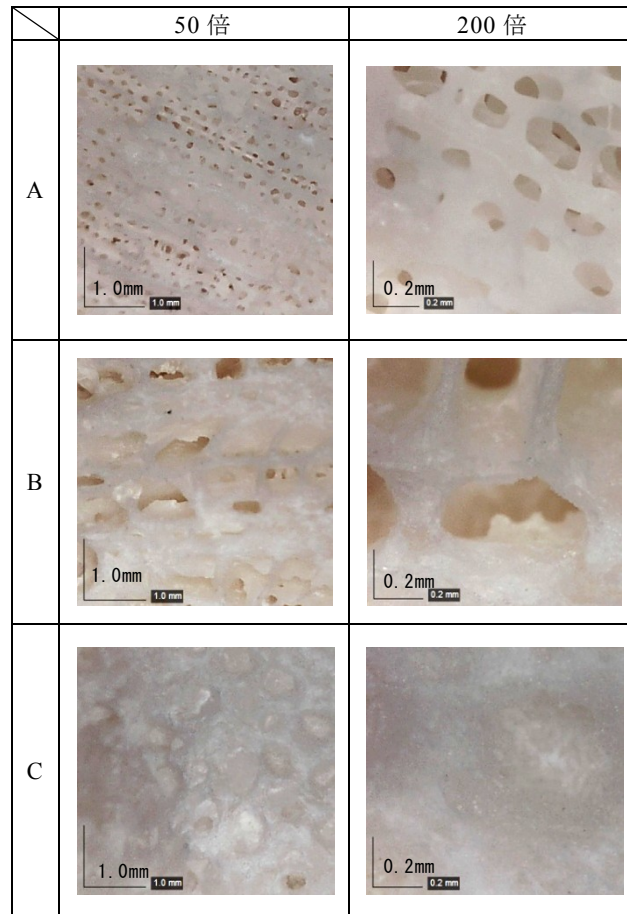


写真-6.2 珊瑚粗骨材の拡大像

### 6.2.2 配合および使用材料

コンクリートの配合を表-6.2に示す。配合は、練混ぜ水に海水、骨材（細・粗骨材）に珊瑚骨材を用いた配合（SW-CA）に、練混ぜ水と骨材に海水と普通骨材を用いた配合（SW-NA）や上水道水と普通骨材を用いた配合（TW-NA）などの比較配合を加えた全3水準とし、それぞれ標準温度（20℃）と高温（35℃）の環境条件下で試験を行った。コンクリートの水セメント比は45%で一定とし、スランプフローが $600 \pm 50$ mm、空気量が $4.5 \pm 1.5$ %の範囲となるよう単位水量、混和剤の添加率および細骨材率を調整した。また、35℃の高温環境の場合、全ての配合で時間の経過に伴い流動性が急激に低下したため、流動性の経時保持性を向上すべく、SW-CAでは混和剤を遅延型のものに切り替え、さらに流動性保持剤を併用した。なお、各配合の塩化物イオン量（理論値）は、表中に併記したとおりである。

コンクリートの使用材料を表-6.3に示す。練混ぜ水に用いた海水は相模湾で採水したもので、海水中に質量比で1.8%程度の塩化物イオンを含有していた。海水の成分は表-6.4に示すとおりである。セメントは高炉セメントB種とし、骨材には、前章で述べた珊瑚骨材と普通骨材（表-6.1参照）を用いた。なお、いずれの骨材も事前に十分

な吸水を行い、表面水率（珊瑚骨材：+1～2%）から水量を補正して練混ぜを行った。また、一部の配合には既存のポリカルボン酸エーテル系化合物を主成分とした流動性保持剤を併用した。

表-6.2 コンクリートの配合

No.	記号	W/C (%)	s/a (%)	単位粗骨材絶対容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						混和剤 (C×%)			環境温度 (°C)	塩化物イオン量 (kg/m <sup>3</sup> )	練混ぜ完了後の試験結果	
					上水 TW	海水 SW	セメント C	陸砂 NS	珊瑚砕砂 CS	砕石 NG	珊瑚砕石 CG	Ad1	Ad2			Ad3	フロー (mm)
1	SW-CA	50.8	0.315	—	185	411	—	845	—	756	1.25	—	—	20	3.71	555	5.8
											—	1.35	1.00	35		645	5.4
2	SW-NA	45	49.7	—	175	389	848	—	878	—	1.65	—	—	20	3.20	610	4.3
																35	625
3	TW-NA	49.7	0.330	175	—	389	848	—	878	—	1.45	—	—	20	0.05	605	4.5
																35	640

表-6.3 コンクリートの使用材料

材料名	記号	種類	物理的・化学的性質
練混ぜ水	TW	上水道水	
	SW	海水（相模湾）	表-4参照
セメント	C	高炉セメントB種	密度3.04g/cm <sup>3</sup>
細骨材	NS	陸砂（大井川水系）	表乾密度2.60g/cm <sup>3</sup> ，吸水率1.86%，粗粒率2.66
	CS	珊瑚砕砂（遠隔離島産）	表乾密度2.60g/cm <sup>3</sup> ，吸水率3.30%，粗粒率2.53
粗骨材	NG	硬質砂岩砕石（青梅産）	表乾密度2.66g/cm <sup>3</sup> ，吸水率0.58%，最大寸法20mm
	CG	珊瑚砕石（遠隔離島産）	表乾密度2.40g/cm <sup>3</sup> ，吸水率5.13%，最大寸法25mm
混和剤	Ad1	塩分含有増粘剤一液型高性能AE減水剤（標準型）	ポリカルボン酸エーテル系化合物と増粘性高分子化合物の複合体
	Ad2	同上（遅延型）	同上
	Ad3	流動性保持剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物

表-6.4 海水の成分

密度 [20°C] (g/cm <sup>3</sup> )		pH [20°C]	固形分濃度 [105°C, 3hr] (%)			
1.022～1.025		8.0	3.48～3.70			
各種イオンの含有量 (%)						
Cl <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>2+</sup>	Mg <sup>2+</sup>	
1.75～1.80	0.23～0.26	1.08～1.19	0.03～0.04	0.04～0.05	0.12	

### 6.2.3 実験項目および方法

コンクリートの実験項目の一覧を表-6.5に示す。スランプフローは、練混ぜ完了後に試験を行った後、試料を静置した状態で、最長90分まで経時変化を確認した。また、珊瑚骨材は、人工軽量骨材などと同様に、加圧吸水する傾向が認められた<sup>2)</sup>ため、珊瑚骨材を用いた配合（SW-CA）については圧力法ではなく質量法にて空気量を測定した。硬化品質（圧縮強度，静弾性係数，割裂引張強度）を確認するための供試体は，材齢1日まで練混ぜ時と同じ温度環境下で封かん養生を行った後に脱型し，その後も同じ温度の水中において所定の材齢まで養生を行った。

表-6.5 実験項目および方法

試験項目	試験方法	試験条件等
スランプフロー・時間	JIS A 1150	測定時期：練混ぜ後0, 30, 60, 90分 フロー時間：500mm到達時, 停止時
空気量	JIS A 1128	珊瑚骨材の配合は質量法にて測定
充填高さ・時間	JSCE-F 511	流動障害：R2 充填時間：充填停止時
ブリーディング	JIS A 1123	
加圧ブリーディング	JSCE-F 502	
凝結時間	JIS A 1147	
圧縮強度	JIS A 1108	養生条件：20℃または35℃水中養生 試験材齢：1, 3, 7, 28日
静弾性係数	JIS A 1149	養生条件：同上
割裂引張強度	JIS A 1113	試験材齢：(1), (3), 7, 28日(SW-CAのみ)

## 6.2.4 フレッシュコンクリートの性状

### (1) 流動性

海水および珊瑚骨材を用いた配合（SW-CA）における、コンクリートの練混ぜ完了後からの経過時間とスランプフローの関係を図-6.4 に示す。20℃と 35℃のいずれの環境においても、90 分後までスランプフローの目標範囲（600±50mm）を満足した。図に併記したとおり、35℃の高温環境においては、標準型の混和剤のみで流動性を長時間保持することができなかつたが、遅延型の混和剤と流動性保持剤を併用すれば、海水や珊瑚骨材を用いた場合でも所要の性能を保持できることがわかった。なお、品質のばらつきの大きい珊瑚骨材ではあるが、適度な粘性を有する本研究のコンクリートに適用する範囲では、表面水率の補正を確実にを行うことで普通骨材と同等のフレッシュ性状の再現性が得られることを実証している。

練混ぜ完了後の 500mm フロー到達時間（T500）と停止時間（Tstop）を図-6.5 に示す。本研究で検討した配合は、20℃と 35℃のいずれの環境においても、図に併記した従来の増粘剤系の高流動コンクリート<sup>3)</sup>に比べて T500, Tstop が短くなる、すなわち粘性が小さくなる傾向を示した。20℃における SW-CA の Tstop が他の配合に比べて小さくなっているが、これは、スランプフローが小さかったこと、増粘剤を含有する混和剤の添加量が他に比べて少なく、粘性が低下したことなどが要因と考えられる。

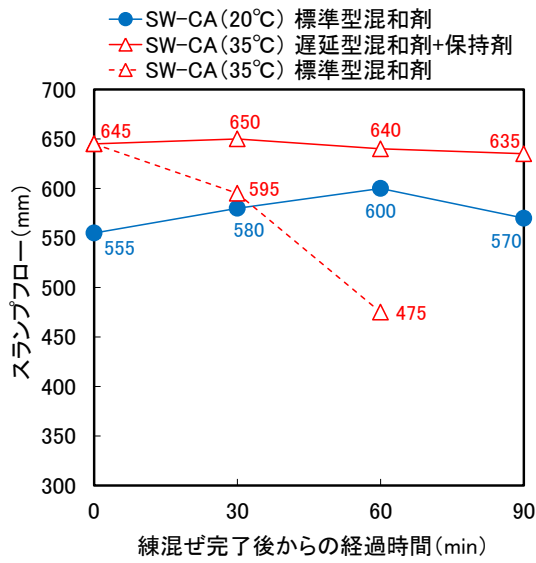


図-6.4 スランプフローの経時変化

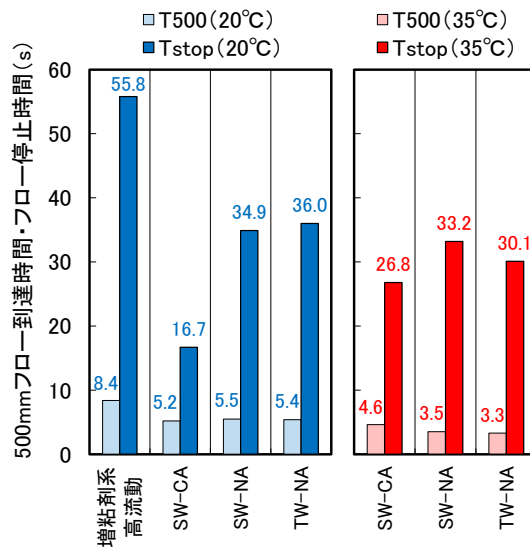


図-6.5 スランプフロー時間

## (2) 自己充填性

U形充填試験における、コンクリートの充填高さおよび充填時間を図-6.6に示す。全ての配合において充填高さは300mm以上の値を示し、高流動コンクリート施工指針（土木学会）のランク2に相当する自己充填性が認められた。海水および珊瑚骨材を用いた配合（SW-CA）は、他の配合に比べてモルタルの量が多いにもかかわらず充填高さがやや小さく、充填時間がやや長くなる傾向を示した。これは、前述したようにフローが小さかったこと（20℃）や粘性が低下することなども一因と考えられるが、珊瑚粗骨材の形状にばらつきが大きく、障害の近傍で閉塞しやすくなっていたことが主要因であると推察される。なお、ほとんどの配合で、20℃より35℃のほうが、充填時間が短く、充填高さが大きくなっているが、これは、環境温度の上昇に伴いコンクリートの粘性が小さくなったためであると推察される。

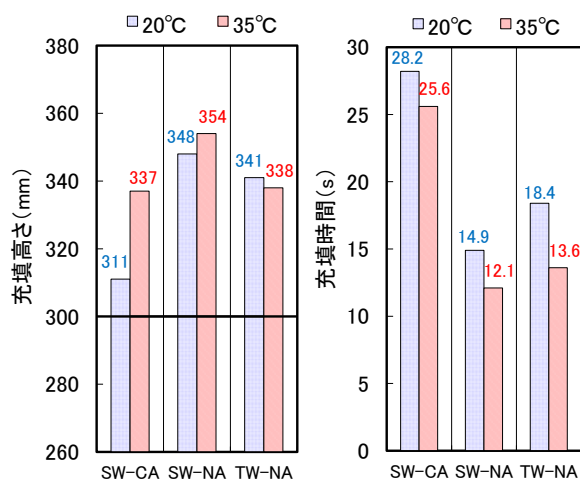


図-6.6 U形充填高さ・時間

## (3) 材料分離抵抗性

コンクリートのブリーディング率を図-6.7に示す。海水および珊瑚骨材を用いた配合（SW-CA）のみ、35℃の環境でもブリーディングが認められた。これは、遅延型の混和剤を用いたことにより、他の配合に比べ硬化が遅延したためと考えられるが、その量は0.4%と若干であり、コンクリートの品質に及ぼす影響は小さいといえよう。

加圧ブリーディング試験における、加圧後の経過時間と脱水量の関係を図-6.8に示す。普通骨材を用いた配合（TW-NA, SW-NA）の脱水量は、コンクリートのポンパビリティが良好であると判断される、標準曲線BとCの範囲<sup>2)</sup>内に入ったのに対し、珊瑚骨材を用いた配合（SW-CA）は、上記の範囲をやや下方に逸する結果となった。これは、内部に空隙（静水圧中や表乾状態で水が満たされにくい空隙など）を有する珊瑚骨材の加圧吸水が影響したと推察される。本研究のコンクリートは流動性に優れるため、普通コンクリートに珊瑚骨材を用いる場合に比べるとポンパビリティの低下に伴うリ

スクは小さいと考えられるが、圧送を行う際は、コンクリートが閉塞しないよう、配管長や吐出量を調整するなどの留意が必要である。

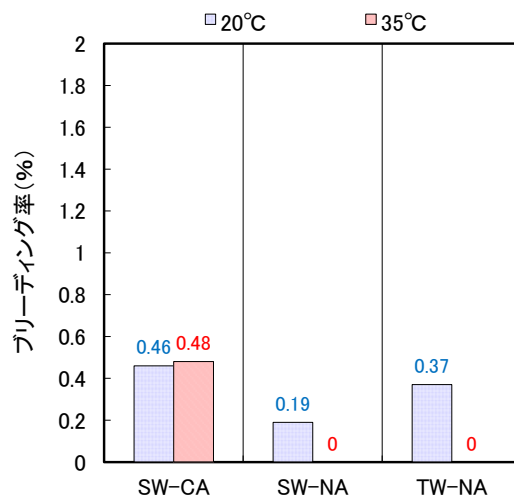


図-6.7 ブリーディング率

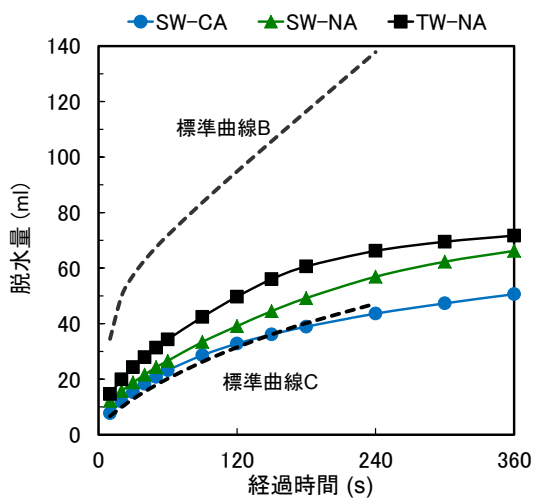


図-6.8 加圧時の脱水量の経時変化

## 6.2.5 硬化コンクリートの性状

### (1) 強度発現性

コンクリートの材齢と圧縮強度の関係を図-6.9に示す。環境温度によって強度発現性は異なるが、海水を用いた配合（SW-NA, SW-CA）のほうが、骨材の種類を問わず、上水道水を用いた配合（TW-NA）に比べて初期材齢の圧縮強度が大きくなる傾向を示した。海水を用いてコンクリート製造した場合、塩化ナトリウムなどにより凝結が促進されることが既往の研究<sup>4)</sup>で示唆されており、本研究の結果もそれに符号するものと考えられる。また、海水を用いた配合のうち、35℃環境の珊瑚骨材を用いた配合（SW-CA）の材齢1日における圧縮強度が、同環境で普通骨材を用いた配合（SW-NA）に比べて小さくなっている。この要因としては、その後材齢の経過とともに強度が増加し、材齢3日以降ではSW-NAと同等の強度となることから、遅延型の混和剤を用いたことによる、コンクリートの硬化遅延と推察される。既往の文献<sup>5)</sup>によると、形状が悪く実積率の小さな石灰質の骨材を用いたコンクリートは、単位水量の増加や、それに起因するブリーディングの増加により、普通骨材を用いた場合に比べて強度が低下すると示唆されている。しかしながら、本研究の結果では、20℃と35℃のいずれの環境でも、珊瑚骨材を用いたコンクリートの圧縮強度が普通骨材のものに比べて低下する傾向は認められなかった。これは、上記の文献で用いた骨材に比べ、今回用いた珊瑚骨材の実積率が大きかったことも一因と考えられるが、本研究のコンクリートの場合には、混和剤中の増粘剤のはたらきによりブリーディングなどの材料分離が最小限に抑えられ、骨材の種類の違いによる影響が表れ難くなったためであると考えられる。

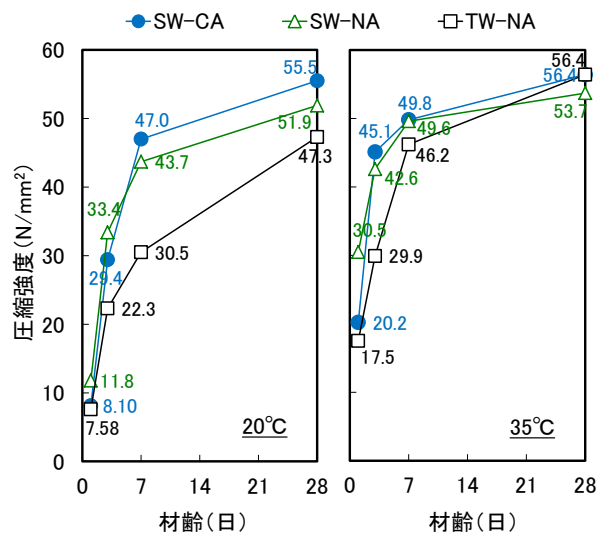


図-6.9 圧縮強度



## (2) 静弾性係数および割裂引張強度の特性

圧縮強度と静弾性係数および割裂引張強度の関係を、それぞれ図-6.10, 図-6.11に示す。図中に併記した推定式は、圧縮強度の試験結果から、それぞれ既往の文献<sup>3)</sup>に示されている式(6.1), (6.2)を用いて算定した。

$$E_e = 6.3 \cdot f'_c{}^{0.45} \quad (6.1)$$

ここに、 $E_e$  : 静弾性係数 (kN/mm<sup>2</sup>)

$f'_c$  : 圧縮強度 (試験値) (N/mm<sup>2</sup>)

$$f_t = 0.13 \cdot f'_c{}^{0.85} \quad (6.2)$$

ここに、 $f_t$  : 引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f'_c$  : 圧縮強度 (試験値) (N/mm<sup>2</sup>)

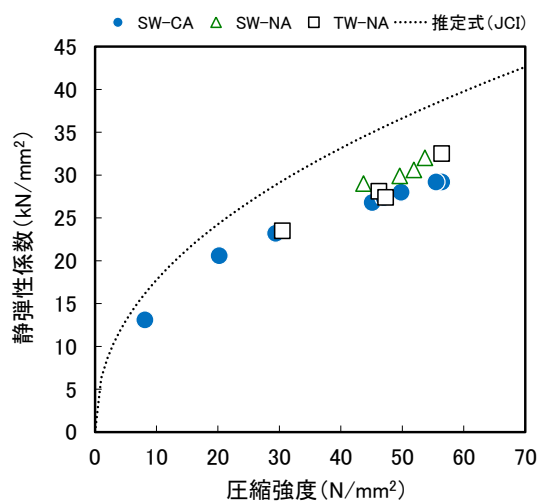


図-6.10 圧縮強度と静弾性係数の関係

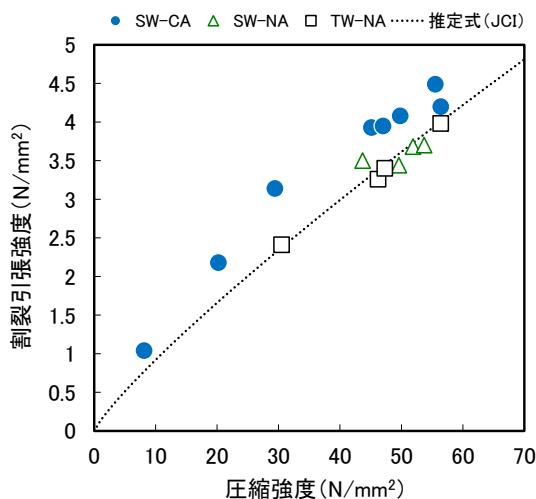


図-6.11 圧縮強度と割裂引張強度の関係

図示したとおり、静弾性係数と割裂引張強度は、若干のばらつきは見受けられるものの、練混ぜ水や骨材の種類によらず圧縮強度と概ね一様な相関が認められた。なお、本研究の範囲では、静弾性係数の値が推定値に比べてやや小さくなっている。これは、骨材の種類や配合の違いによるばらつきの範囲と考えるが明らかではない。

#### 6.2.6 まとめ（珊瑚骨材の適用）

海水および珊瑚骨材を用いた自己充填型コンクリートの基本性能について検討した結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) コンクリートの品質に及ぼす影響が大きいとされていた、形状や品質の悪い珊瑚骨材でも、適度な粘性を有する本研究の自己充填型コンクリートへ適用する限りでは、所定の性能が得られる。
- (2) 普通骨材を用いた場合に比べて加圧ブリーディング試験における脱水量が少なくなり、骨材の加圧吸水に伴うフレッシュ性状の変化が懸念されるため、コンクリートをポンプ圧送により打ち込む場合は留意が必要である。
- (3) コンクリートの強度発現性について、ブリーディングの少ない本研究の配合の範囲では、練混ぜ水の種類の違いによる影響が支配的であり、骨材の違いによる影響は比較的小さい。
- (4) 静弾性係数と割裂引張強度は、若干のばらつきは見受けられるものの、練混ぜ水や骨材の種類によらず圧縮強度と概ね一様な相関がある。

### 6. 3 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの水中コンクリートへの適用性に関する検討

港湾工事では水中部へのコンクリート施工が多いため、自己充填性を有する海水練りコンクリートを水中に適用できれば、水中施工の効率化が期待できる。本章では、このコンクリートの水中コンクリートへの適用性に関する数種の実験的検討から得られた知見を述べる。

#### 6.3.1 実験概要

##### (a) コンクリートの配合および使用材料

コンクリートの配合を表-6.6に示す。配合は練混ぜ水に海水、細骨材に未洗浄の海砂を使用した配合（SW-SS）と、比較用である普通コンクリート（30-18-20BB：レディミクストコンクリート）の2水準とし、20℃の環境条件下で実験を行った。海水・海砂を使用した配合（SW-SS）の水セメント比は45%で、目標スランプフローは60±5cmである。なお、SW-SSの単位水量が普通コンクリート（30-18-20BB）に比べて多くなっているが、これは、本研究で使用した海砂が未洗浄のものであるためコンクリート中の塩化物イオン量が多くなったことや、粗粒率が陸砂に比べ小さいこと、また海水の比重が1.022と上水よりも大きいこと等が要因である。

コンクリートの使用材料を表-6.7に示す。練混ぜ水に用いた海水は相模湾で採水したものであり、海水中には質量比で2.20%の塩化物イオンを含有していた。なお、海水の成分は表-6.8に示すとおりである。また、海砂は未洗浄のものを使用し、塩化物イオン量は質量比で0.187%であった。混和剤は、前章で述べた新規混和剤（増粘剤一液型高性能AE減水剤）を使用した。

表-6.6 コンクリートの配合

記号	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				Ad		助剤		SLor SF (cm)	Air (%)	温度 (°C)
			W	C	S	G	種類	使用量 (C×%)	種類	使用量 (C×%)			
30-18-20BB	45.6	47.3	172	378	811	902	AE 減水剤	1.10	—	—	19.0	3.4	26.5
SW-SS	45.0	48.4	185	411	804	872	新規混和剤	1.00	MA303A	0.0025	55.5	4.5	23.0

※表中の値は代表値

表-6.7 使用材料

材料名	記号	種類	物理的・化学的性質
練混ぜ水	W	上水道水	
		海水（相模湾，茅ヶ崎海岸）	表-3 参照
セメント	C	高炉セメント B 種	密度 3.04g/cm <sup>3</sup>
細骨材	S	陸砂（大井川水系）	表乾密度 2.60g/cm <sup>3</sup> ，吸水率 2.42% 粗粒率 2.66
		海砂（東村新川沖産，除塩前）	表乾密度 2.62g/cm <sup>3</sup> ，吸水率 2.42% 粗粒率 2.26，塩化物イオン量 0.187%
粗骨材	G	硬質砂岩砕石（青海産）	表乾密度 2.66g/cm <sup>3</sup> ，吸水率 0.58% 最大寸法 20mm
混和剤	Ad	塩分含有用 増粘剤一液型高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物 と増粘性高分子化合物の複合体
		AE 減水剤	リグニンスルホン酸化合物 とポリオールとの複合体
		AE 剤	アルキルエーテル系陰イオン界面活性剤

表-6.8 海水の成分

密度 [20℃] (g/cm <sup>3</sup> )	pH [17℃]	蒸発残留物 (%)			
1.022	7.7	3.6			
各種イオンの含有量 (%)					
Cl <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>+</sup>	Mg <sup>+</sup>
2.20	0.27	1.00	0.04	0.04	0.12

## (b) 実験項目および方法

コンクリートの実験項目を表-6.9に示す。実験は水中での流動性・充填性を確認する水中流動実験と水中流動後のコンクリートの品質確認実験の2種に大別される。品質確認実験では、評価項目として硬化後の試験体から採取したコアによる粗骨材面積率および圧縮強度、さらにコア採取後の試験体両側面における超音波速度計測を設定した。実験ケースを表-6.10に示す。海水・海砂を使用したコンクリートは鉄筋障害ありと無しの2ケース、また比較用としての30-18-20BB（レディーミクストコンクリート）は鉄筋障害無しのみである。鉄筋障害は一般的な港湾構造物における配筋を想定し、D19@150mmとした。

水中流動実験に用いたL型試験器を図-6.12に示す。L型試験器はコンクリート投入口および開閉ゲートを有した流動距離1000mm、高さ300mm、幅400mmの亚克力製容器であり、コンクリート投入口（600×180×400mm）には約45ℓのコンクリートが投入可能である。高さ160mmの開閉ゲートを開くことにより、投入口に溜められたコンクリートが自重によって水で満たされたこの試験器内を流動する構造としている。

水中流動実験ではこの投入口の天端までコンクリートを打ち上げておき、開閉ゲートを開いてコンクリートを自然流動させた後、コンクリート投入口に残留したコンクリート内部に挿入したトレミー管内にコンクリートを打ち込み、コンクリートの一部がL型試験器流下部の天端高さ（300mm）に到達するまで継続して行った。

L型試験器への打込み完了後，打ち込んだコンクリートを試験器内で硬化させた．試験器上面のコンクリートが露出する部分は，乾燥を防ぐために養生マットで湿潤養生を行っている．打込みから2週間後に鉛直方向および水平方向において小径コア（φ40mm）を採取した．鉛直方向は鉄筋障害無しの場合はゲートから200・500・800mmの3箇所において2本ずつ（A側・B側）を採取し，鉄筋障害有りの場合は鉄筋障害通過前の位置を追加して，50・200・500・800mmの4箇所で2本ずつ（A側・B側）を採取した．また水平方向は底面から75mmの高さにおいて，2本（A側・B側）を採取した（図-6.13参照）．その後，100mm長ごとに粗骨材（5mm以上）をトレースし，画像分析により粗骨材面積率を算出した．粗骨材トレース後，コアを切断・端面整形し，圧縮強度試験を実施した．

またコア採取後の試験体の両側面間を伝播する超音波速度を測定することで均一性の評価を試みた．測定は脱型後の試験体側面に50mmピッチで格子をマーキングし，その各々の格子点において実施した．

表-6.9 実験項目一覧

試験項目		実験方法	実験条件等
水中流動実験		L型試験器 流動実験	L型試験器寸法：1000×300×400mm 自然流動停止後はトレミー工法にて打込みを継続
品質 確認実験	粗骨材面積率（コア）	画像解析	採取コア（φ40mm）側面から粗骨材をトレース その後画像解析にて面積率算出
	圧縮強度（コア）	万能試験器	採取コア（φ40mm）鉛直方向および水平方向
	超音波速度計測	超音波測定器	L型試験体コア採取後に実施 50mmピッチで計測

表-6.10 実験ケース一覧

ケース	種類	SL or SF（目標値）	鉄筋障害
1	30-18-20BB	18cm	無し
2	SW-SS	60cm	無し
3			D19@150mm

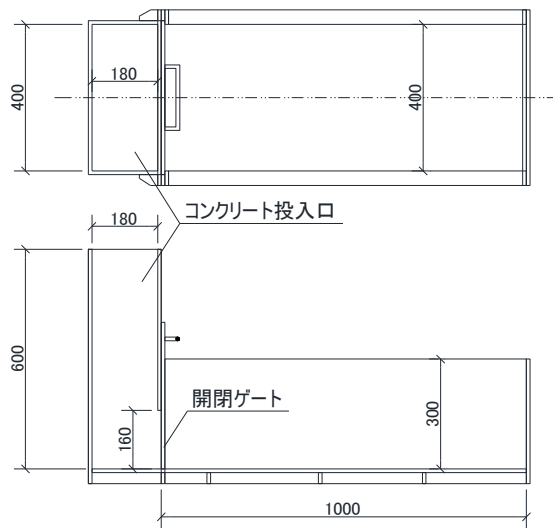


図-6.12 L型試験器（上：平面図，下：側面図）

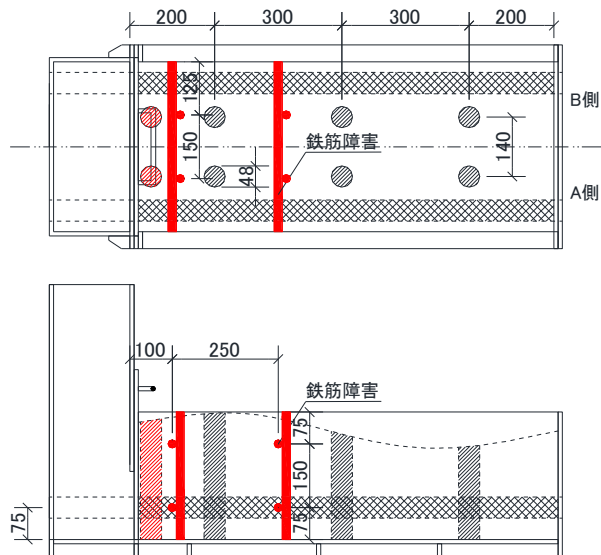


図-6.13 コア採取位置（ハッチング部）

（上：平面図，下：側面図 ※赤は鉄筋障害有りの場合）

## 6.3.2 実験結果

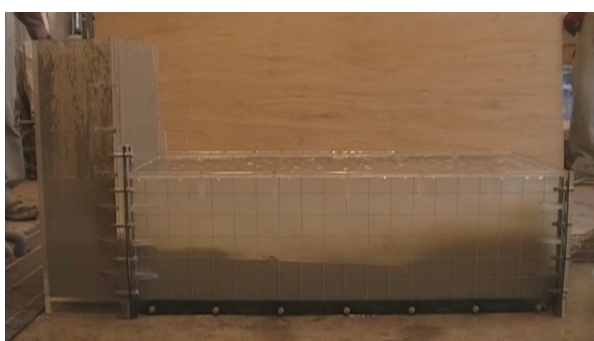
### (a) 水中流動性

写真-6.3 に各ケースの水中流動性状（自然流動）を示す。ゲート開放時、自重により一気にコンクリートが流下して水の濁りが少なからず発生したが、これは L 型試験器独自の構造によるものである。

ケース 1 の 30-18-20BB（鉄筋障害無し）は、ゲート開放と同時にコンクリートが自然流動を始めたが、ゲートから 550mm 程度の位置において流動が停止し、以後流動が再開することはなかった。コンクリート表面付近の水の濁りも他と比較してやや大きい傾向であった。ケース 2 の SW-SS（鉄筋障害無し）では、自然流動においても平坦性を保ちながら L 型試験器の遠端まで到達した。ケース 1 と比較して水中での流動性が高いことがこの実験より明らかとなった。ケース 3 の SW-SS（鉄筋障害有り）では、コンクリート表面が鉄筋障害により乱され、鉄筋障害無しのものと比較すると水の濁りはやや大きい。ゲート開放後、コンクリートは鉄筋障害と底面との隙間（65mm 程度）を通過して試験体の遠端まで到達した。流動が進むにつれてゲート付近において鉄筋障害を乗り越えながら通過する部分も認められたことから、鉄筋障害を有する場合においても水中における流動性が良好であることが確認された。自然流動後、コンクリート投入口よりトレミー工法にて継続的に打込みを行った。自然流動では流動性が低かったケース 1 においても、L 型試験器の遠端までコンクリートが到達し、L 型試験器下部から上部に向かって良好な充填が認められた。同様にケース 2 およびケース 3 においても L 型試験器内でコンクリートが下部から上部に向かって充填される様子が観察された。このことから、無筋または比較的鉄筋量が少ない構造物を構築する際には通常のコングリートにトレミー工法で打ち込む方法で問題ないと考えられるが、複雑な形状の場合やコンクリートに高い充填性能が求められる構造物に対しては、本研究で用いた SW-SS のような自己充填性能を有するコンクリートを用いることで、より充填性能を高めることが望ましいと考えられる。



ケース 1 30-18-20BB (障害無し)



ケース 2 SW-SS (障害無し)



ケース 3 SW-SS (障害有り)

写真-6.3 各ケースの水中流動性状 (自然流動)

### (b) 粗骨材分布

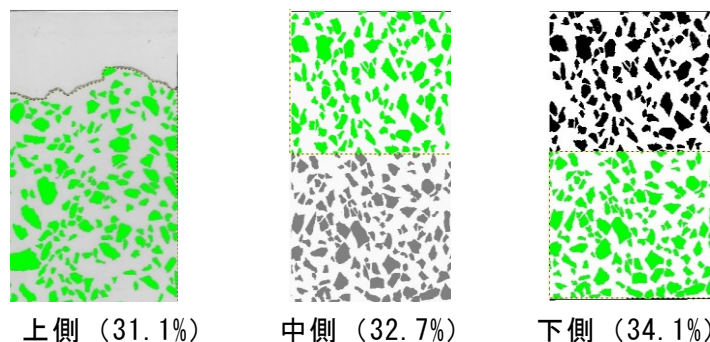
小径コア側面による粗骨材トレース例を図-6.14に示す。鉛直方向では採取コアから上部・中部・下部の3つの概ね100mmの範囲に分割し、粗骨材（5mm以上）の分布率を画像分析により算出した。各部位（上部・中部・下部）で対象とした粗骨材は、図-6.14において緑色で着色した部位である（灰色・黒色は対象外の粗骨材）。水平方向については、1000mmの区間において12本のコアに分割し、鉛直方向と同様に100mm長ごとに粗骨材分布率を算出した。図-6.15に各ケースにおける鉛直方向および水平



方向の粗骨材面積率を示す。グラフ内の凡例はA200の場合、A側（図-6.13参照）でゲートより200mmの位置を示す。

ケース1では粗骨材面積率は概ね30～40%の範囲にあり、鉛直方向およびゲートからの距離による粗骨材面積率の減少は認められなかった。一方、ケース2ではケース1に比べて多少ばらつきが大きくなり、粗骨材面積率は20～40%の範囲であった。鉛直方向では上部のばらつきが最も小さく粗骨材面積率は30%程度に留まるが、中部・下部では20～40%程度までばらつきが拡大する傾向が見受けられた。またケース3は上部において粗骨材面積率が20～40%でばらつきが最も大きく、中部・下部の順にそのばらつきが徐々に減少していく傾向であった。いずれのケースにおいてもゲートからの距離による明確な傾向は認められなかった。

一方、水平方向についてはケース1では粗骨材面積率は25～40%程度の範囲に分布しており、ゲートから600mm程度の位置で30%程度となってから、ばらつきは小さくなった。ケース2では粗骨材面積率は30～40%程度で、ケース1より若干ばらつきは小さくなった。また粗骨材面積率はゲートからの距離によらず概ね一様な値であった。ケース3はケース2とほぼ同様の傾向であるが、面積率の小さな箇所が局所的に認められ、鉄筋障害の影響が現れたものと推察される。



上側 (31.1%)      中側 (32.7%)      下側 (34.1%)

図-6.14 粗骨材トレースの例（緑着色部位が対象）

（ケース1：ゲートより200mmの位置）

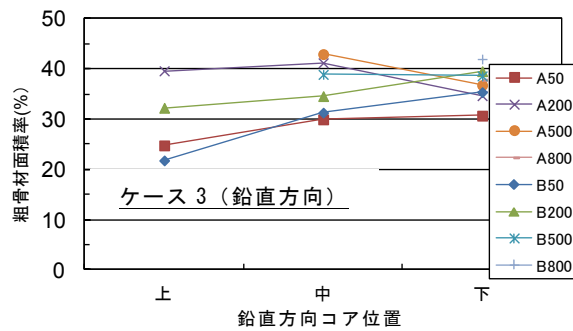
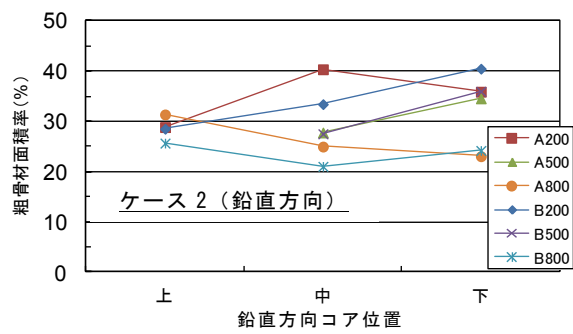
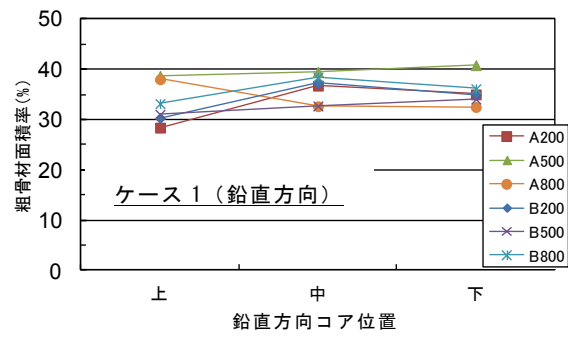


図-6.15 粗骨材面積率（コア側面）  
鉛直方向

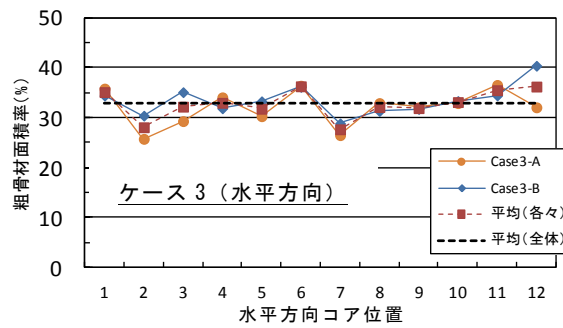
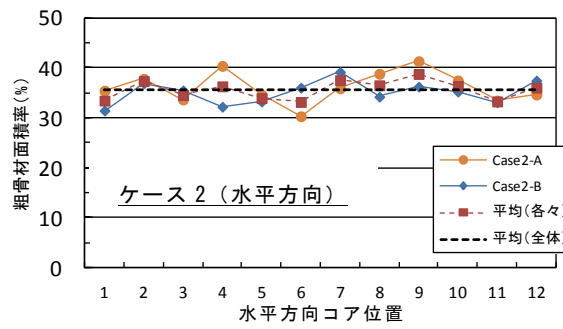
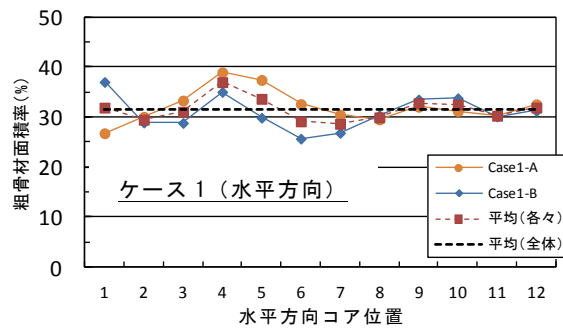


図-6.16 粗骨材面積率（コア側面）  
水平方向

### (c) 採取コア圧縮強度

採取コア側面による粗骨材トレース後、圧縮強度試験を実施した。打ち込んだコンクリートの高さが一様ではないため、圧縮強度試験用のコア高さが直径の2倍に満たない試験体もあったが、これらについてはJIS A 1107 に基づき強度補正を行っている。図-6.17に採取コアの圧縮強度分布を示す。参考のため同図内にはコンクリートの28日強度 ( $\sigma_{28}$ : 標準養生) の値も一点鎖線で示した。

ケース1の鉛直方向では、上部・中部・下部の順にばらつきが小さくなる傾向が見られた。この原因として、普通コンクリートの場合、新規混和剤使用の場合と比較して粘性が小さく、上部・中部の部位にあるコンクリートが自然流動時に水に接触することで、比較的強度の低い部位ができたと考えられる。下部のコンクリートは自然流動後のトレミー工法での打込みによるコンクリートであるため、上部・中部と比較して水との接触が小さかったことで、ばらつきが小さくなったと推察される。水平方向ではばらつきは他のケースと比較して小さい。ケース2は、鉛直方向ではケース1と比較して圧縮強度の全体的なばらつきが小さい傾向であった。これは新規混和剤によって付与された粘性のために、流下時にコンクリート表面が水によって乱される程度が小さくなることで、強度の低い部分が生成されにくかったと推察される。また流下時の水の濁りも小さかったことがこのことを示唆しているものとする。最も強度のばらつきが小さいのは中部であるが、これは高い流動性のために、トレミー工法で打ち込んだ際に前に打ち込んだコンクリートの上に乗上げる形で充填される部位があったことも強度分布に影響しているものと思われる。水平方向ではケース1よりもばらつきが大きく、4本目 (300mm程度)・7本目 (550mm程度)・9本目 (700mm程度) の位置で局所的に強度が小さかった。ケース3では、ゲートからの距離が大きくなるほど圧縮強度は低下する傾向であった。この原因として、コンクリートが水に乱されながら鉄筋障害を通過したことや水と接触した部分がL型試験器の遠端に向かって徐々に集約されたこと、またケース3は他のケースと比較して水面からの距離が大きく水の影響を受けやすかったこと等が挙げられる。ただし、この傾向はB側で顕著であることから、鉄筋障害と粗骨材との位置関係や、鉄筋障害を通過する際のコンクリートの流動性が試験体の左右 (A側・B側) で異なり一様でなかったと推察されるが、その原因は定かではない。

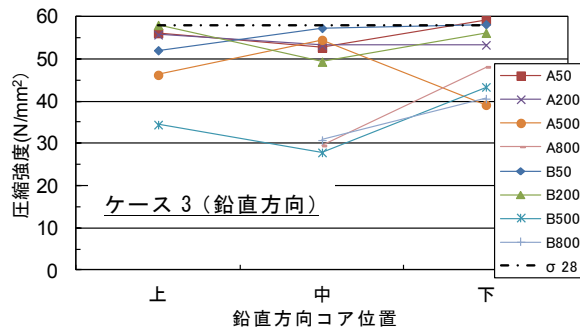
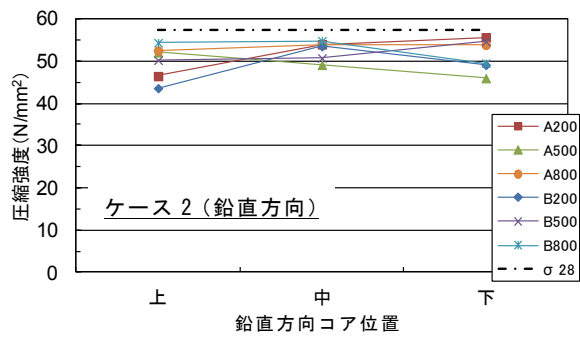
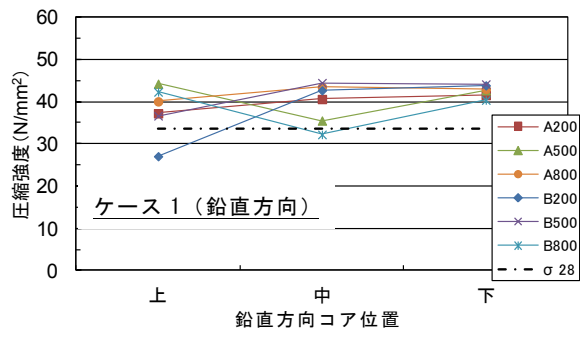


図-6.17 採取コア圧縮強度分布  
鉛直方向

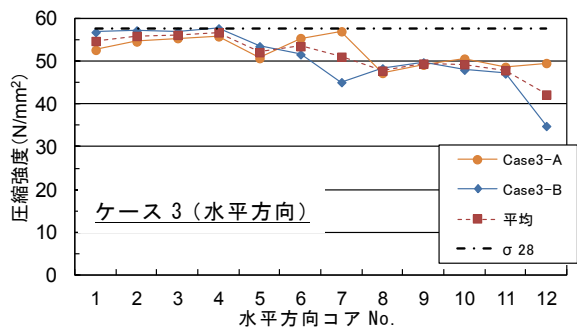
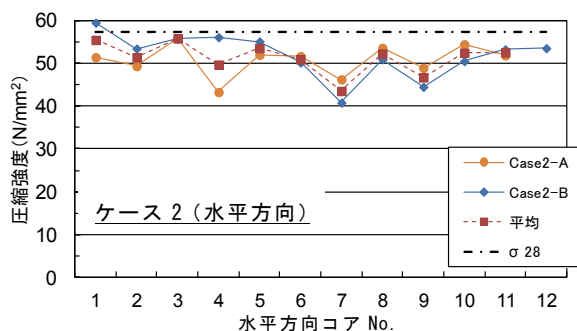
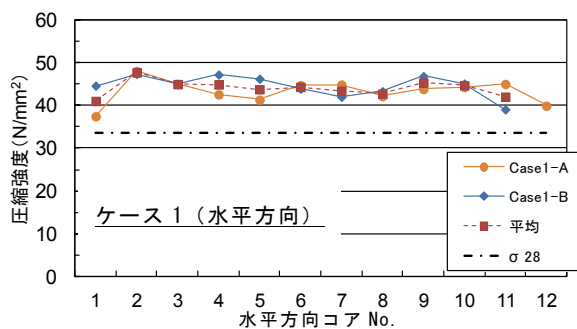
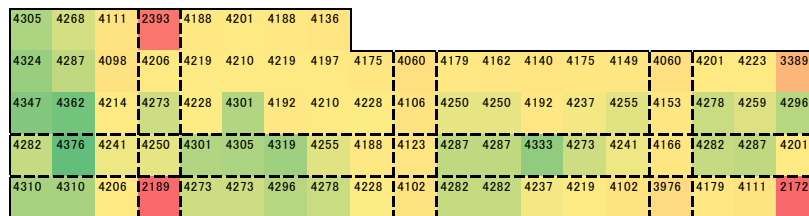


図-6.17 採取コア圧縮強度分布  
水平方向

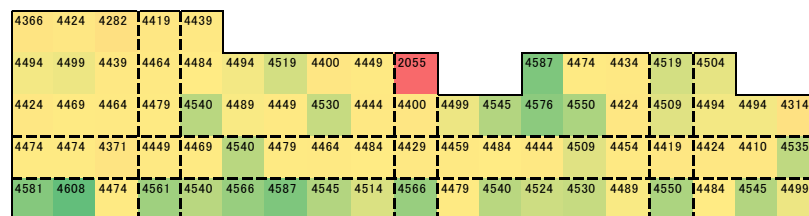
(d) 超音波速度分布

コア採取後の試験体の側面において超音波速度を測定した。図-6.18 に超音波速度分布を示す。なお測定は、コア採取後の孔を有する試験体で行ったため、この孔の大凡の位置を図中の点線で示した。また図に配した色は超音波速度の値に応じたものではなく、図内において相対的に値が大きいものを濃い緑、値が小さいものを赤で示しており、濃緑→緑→黄→赤の順に数段階で超音波速度が小さくなる着色としている。

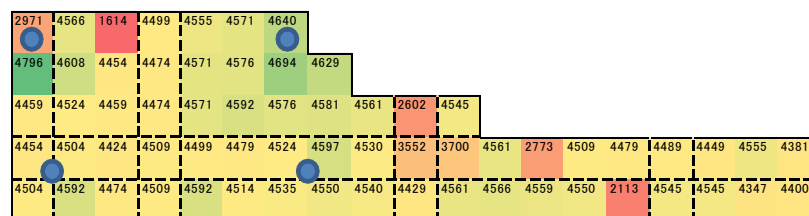
ケース1では超音波速度の高い部位が左側（コンクリート投入口）付近および中部・下部に局部的に認められ、前述の圧縮強度試験の結果と同様の傾向となった。相対的に速度が小さい赤の部位が認められたが、これはコア採取孔の存在や端部の脆弱層の影響によるものと考えられる。ケース2ではケース1と異なり、超音波速度の大きい部位は試験体下方に広く分布する傾向であった。ケース3は他の2ケースと異なり、超音波速度の高い部位は鉄筋障害前後の主に上部に分布した。



ケース1 (30-18-20BB 鉄筋障害無し)



ケース2 (SW-SS 鉄筋障害無し)



ケース3 (SW-SS 鉄筋障害有り) ※青丸は鉄筋障害

図-6.18 試験体 超音波速度分布

### 6.3.3 まとめ（水中コンクリート適用性）

海水・海砂や未洗浄の海砂を使用した自己充填型コンクリートの水中コンクリートへの適用性について実験的検討を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートは通常のコンクリートと比較して水中流動性に優れており，特に，複雑な形状や確実な充填性が求められる水中構造物構築の際に有利となる。
- (2) 水中流動後の試験体より採取した鉛直方向コア側面の粗骨材面積率のばらつきは，通常のコンクリートと比較して大きい傾向であったが，水平方向については通常のコンクリートとほぼ同様であった。
- (3) 鉛直方向コアの圧縮強度は通常のコンクリートと比較してばらつきは小さいが，鉄筋等障害を有する場合には局所的に強度が低くなる傾向にある。
- (4) コア採取後の試験体両側面の超音波速度測定では，通常のコンクリートと比較して超音波速度の分布傾向に違いが認められた。



## 6. 4 海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートへのフライアッシュの適用性

海水の硫酸塩濃度の比較的高い地域（東南アジアなど）では、コンクリートの耐久性を向上するためにフライアッシュを添加する事例がある。このような場合、コンクリートの長期的な耐久性の向上は図れるものの、フライアッシュの種類やその添加量によっては初期材齢における強度発現が低下し、施工サイクルに影響を及ぼす場合があるため、強度発現性が向上する海水・海砂自己充填型コンクリートの適用が期待できる。本節では、海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの用途拡大や課題改善を目的として、フライアッシュを用いたコンクリートの諸性状を確認し、初期材齢における強度低下の抑制や自己収縮の低減効果について検証を行った結果について述べる。

### 6.4.1 実験概要

#### (1) コンクリートの配合および使用材料

コンクリートの配合を表-6.11 に示す。練混ぜ水と細骨材の組合せは、水道水・陸砂（記号 TL）と海水・未洗浄の海砂（記号 SS）の 2 水準とし、それぞれフライアッシュを使用しない配合と、2 種類のフライアッシュ（記号 F1, F2）を結合材の内割りで 15, 30%（質量比）置換した配合について検討を行った。水結合材比は 45%で一定、単位水量も TL と SS のそれぞれで一定とし、スランプフローが  $600\pm 50\text{mm}$ 、空気量が  $4.5\pm 1.5\%$ となるよう混和剤（特殊混和剤, AE 剤）の添加量等を調整した。なお、TL と SS で単位水量が異なるが、これは海水が固形分を含むこと、使用した海砂の粗粒率が陸砂に比べて小さかったことなどが要因と考えられる。練混ぜ時のコンクリートおよび雰囲気温度は、いずれも  $20^{\circ}\text{C}$ とした。

コンクリートの使用材料を表-6.12 に示す。練混ぜ水に用いた海水は相模湾で採水したものであり、海水中には質量比で 1.76%の塩化物イオンを含有していた。なお、海水の成分は表-6.13 に示すとおりである。海砂は未洗浄のものを使用し、塩化物イオン量は質量比で 0.187%であった。フライアッシュは JIS 非適合品（記号 F1）と JIS 適合品（Ⅱ種, 記号 F2）の 2 種類とし、F1 は F2 に比べ、密度が小さく、強熱減量や MB 吸着量が大きいなどの特徴を有していた。また、混和剤は本研究で開発した特殊混和剤（増粘剤一液型高性能 AE 減水剤）を使用した。

表-6.11 コンクリートの配合

No.	記号	スランプ フロー (mm)	空気量 (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位粗 骨材絶 対容積 (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )								混和剤 <sup>※</sup>
							W1	W2	C	F1	F2	S1	S2	G	Ad (B×%)
1	TL-F-0	600 ±50	4.5 ±1.5	45	49.7	0.330	175	—	389	—	—	850	—	873	1.15
2	TL-F1-15						175	—	331	58	—	829	—	873	1.28
3	TL-F1-30						175	—	272	117	—	809	—	873	1.12
4	TL-F2-15						175	—	331	—	58	832	—	873	0.85
5	TL-F2-30						175	—	272	—	117	816	—	873	0.70
6	SS-F-0						—	185	411	—	—	—	825	873	1.60
7	SS-F1-15						—	185	349	62	—	—	804	873	1.36
8	SS-F1-30						—	185	288	123	—	—	781	873	1.19
9	SS-F2-15						—	185	349	—	62	—	810	873	0.93
10	SS-F2-30						—	185	288	—	123	—	791	873	0.91

※ 代表値（自己収縮以外の試験時のもの）

表-6.12 使用材料

使用材料	記号	種類, 物理的・化学的性質
練混ぜ水	W1	水道水 (Tap Water)
	W2	海水 (Sea Water, 相模湾より採水), 表-3参照
セメント	C	普通ポルトランドセメント, 密度3.16g/cm <sup>3</sup> , 比表面積:3320cm <sup>2</sup> /g,
混和材 (フライアッシュ)	F1	JIS非適合品, 密度2.19g/cm <sup>3</sup> , 比表面積3950cm <sup>2</sup> /g, 強熱減量:5.1%, MB吸着量:1.42mg/g
	F2	JIS II 種適合品, 密度2.35g/cm <sup>3</sup> , 比表面積:4490cm <sup>2</sup> /g, 強熱減量:2.0%, MB吸着量:0.52mg/g
細骨材	S1	陸砂 (Land Sand, 大井川水系), 表乾密度2.60g/cm <sup>3</sup> , 吸水率:1.86%
	S2	海砂 (Sea Sand, 東村新川沖産, 未洗浄), 表乾密度2.62g/cm <sup>3</sup> , 吸水率:2.42%
粗骨材	G	硬質砂岩砕石 (青梅産), 表乾密度2.65g/cm <sup>3</sup> , 吸水率:0.51%, 最大寸法:20mm
混和剤	Ad	増粘剤一液型高性能AE減水剤 (ポリカルボン酸エーテル 系化合物と増粘性高分子化合物の複合体), 塩分対応型

表-6.13 実験方法および項目

密度 [20°C] (g/cm <sup>3</sup> )	pH [20°C]	固形分濃度 [105°C, 3hr] (%)			
1.024	8.2	3.96			
各種イオンの含有量 (%)					
Cl <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Ca <sup>2+</sup>	Mg <sup>2+</sup>
1.76	0.34	1.08	0.04	0.04	0.12

## (2) 実験項目および方法

コンクリートの実験項目および方法を表-6.14 に示す。スランプフローについては、フロー値に併せて停止までの経過時間 ( $T_{stop}$ ) も計測した。また、自己収縮は自己収縮研究委員会報告書（日本コンクリート工学会）に示す試験方法に準拠し、凝結始発時間を基準に埋め込み型ひずみ計を用いて計測を行った。なお、自己収縮の試験については、F1 のフライアッシュを 30%置換した配合 (TL-F1-30, TL-F1-30)

を除いて実施した。それ以外の試験は全ての配合を対象に実施した。

表-6.14 試験方法および項目

試験項目	試験方法	試験条件など
スランプフロー・停止時間	JIS A 1150	—
空気量	JIS A 1128	—
凝結時間	JIS A 1147	—
圧縮強度	JIS A 1108	養生条件：標準水中養生 試験材齢：1, 3, 7, 28日
静弾性係数	JIS A 1149	同上（TL・SS-F2-15を除く）
自己収縮	埋込型ひずみ計による	自己収縮研究委員会報告書（JCI）の試験方法に準拠

## 6.4.2 実験結果および考察

### (1) 流動性

実験結果の一覧を表-6.15 に示す。練混ぜ水と細骨材の種類、フライアッシュの種類や置換率によって配合は異なるが、表-6.11 に示す全ての配合においてスランプフローの目標範囲（600±50mm）を満足した。各配合の値に若干の違いはあったが、ほぼ同じとして検討する。コンクリートのフライアッシュ（FA）の置換率と混和剤添加率の関係を図-6.19 に示す。F1 のフライアッシュに比べて F2 のほうが、さらにフライアッシュの置換率が大きいほど特殊混和剤の使用量が少なくなる傾向が認められた。これは、F1 に比べて F2 の未燃カーボン量が少ないこと、一般的にフライアッシュは粒子が球状であり、コンクリートの流動性を向上させる特徴を有すること<sup>6)</sup>などが起因したものと考えられる。

フライアッシュの置換率とスランプフローの停止時間の関係を図-6.20 に示す。図より、フライアッシュの置換率が大きいほど停止時間が早くなる、すなわちコンクリートの粘性が小さくなる傾向が認められた。これは、前述したフライアッシュの粒形による影響も一因と考えられるが、図-6.21 に示すとおり混和剤添加率とスランプフローの停止時間に相関がみられることから、増粘剤を含有する混和剤の添加率が支配的であったものと推察される。つまり、フライアッシュの置換率が大きい場合、混和剤の添加率が小さくなり、これに伴って混和剤が含有する増粘剤の量も相対的に減少するため、コンクリートの粘性が低下したものと考えられる。

表-6.15 試験結果一覧表

No.	記号	スランブフロー (mm)	スランブフロー 停止時間 (s)	空気量 (%)	凝結時間 (h-m)		圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )				静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	
					始発	終結	材齢1日	材齢3日	材齢7日	材齢28日	材齢7日	材齢28日
1	TL-F-0	590	45	4.6	6-30	8-40	10.7	27.9	42.6	52.5	30.5	34.8
2	TL-F1-15	615	40	5.5	6-50	8-50	10.1	26.2	39.4	52.8	30.4	33.3
3	TL-F1-30	605	39	4.2	6-55	9-35	6.70	19.2	29.3	41.6	26.9	30.2
4	TL-F2-15	630	37	4.5	6-45	8-55	9.30	25.8	40.0	52.6	—	—
5	TL-F2-30	605	29	3.9	6-55	9-20	6.81	18.2	30.1	44.9	27.4	31.3
6	SS-F-0	640	48	4.5	5-45	7-40	19.9	33.2	39.9	49.5	27.5	31.2
7	SS-F1-15	645	41	3.5	5-55	8-15	16.9	29.1	36.6	48.4	26.3	30.0
8	SS-F1-30	615	35	3.7	6-20	8-55	11.6	21.1	27.4	39.7	23.8	28.9
9	SS-F2-15	630	32	4.3	6-00	7-50	19.2	31.9	41.1	51.9	—	—
10	SS-F2-30	625	26	3.1	6-05	8-45	12.1	22.9	30.2	43.9	25.2	30.1

— 試験未実施

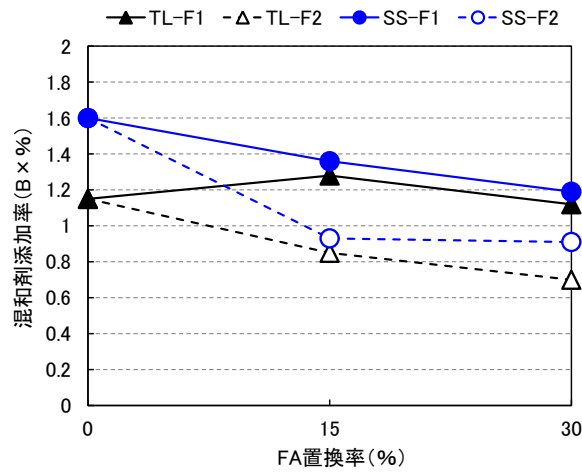


図-6.19 FA 置換率と混和剤添加率の関係

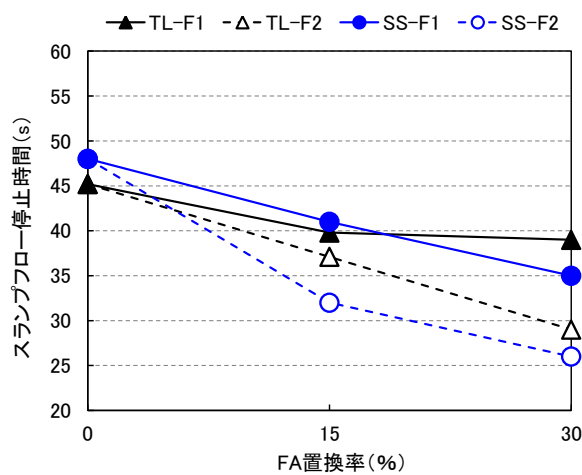


図-6.20 FA 置換率とフロー停止時間の関係

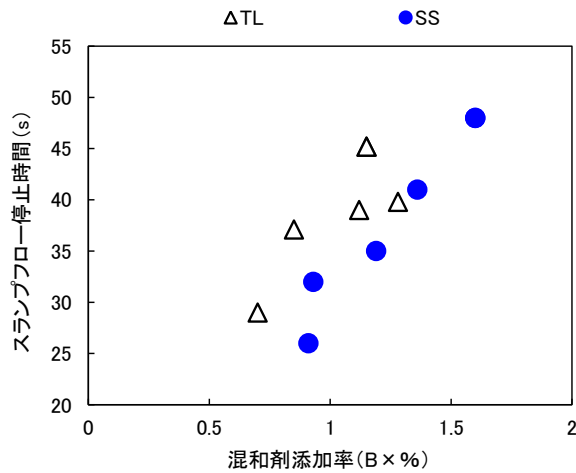


図-6.21 混和剤添加率とフロー停止時間の関係

## (2) 凝結時間

フライアッシュの置換率と凝結時間の関係を図-6.22 に示す。水道水・陸砂 (TL), 海水・海砂 (SS) のいずれの場合においても, コンクリートの凝結時間はフライアッシュの置換率の増加に伴い若干遅くなる傾向を示し, 30%置換した場合, 無置換の場合に比べて始発時間が 0.5 時間程度, 終結時間が 1 時間程度遅くなった。しかしながら, 海水・海砂 (SS) の場合, 水道水・陸砂 (TL) の場合に比べて 1 時間程度始発・終結時間が速くなることから, フライアッシュを 30%置換した配合 (SS-F1-30, SS-F2-30) でも, TL のフライアッシュを置換していない配合 (TL-F-0) と同等程度になることがわかった。SS の凝結促進については, 既往の研究によると, 海水に含まれる塩化ナトリウムなどが影響した<sup>4)</sup>ものと推察される。なお, 本検討の範囲では, フライアッシュの種類の違いによる差異は明確ではなかった。

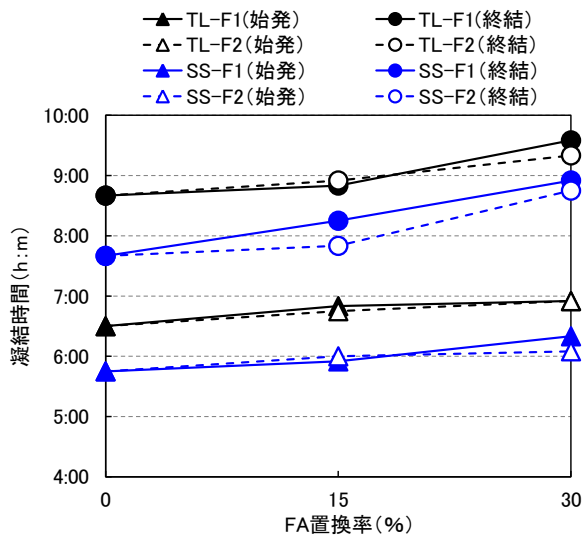


図-6.22 FA 置換率と凝結時間の関係

### (3) 強度発現性

#### a) 圧縮強度

フライアッシュ F1 および F2 を置換したコンクリートの圧縮強度を、それぞれ図-6.23 に示す。海水・海砂 (SS) の場合、フライアッシュの置換の有無を問わず、水道水・陸砂 (TL) の場合に比べて初期材齢 (1, 3 日) における圧縮強度の発現性が高くなることが認められ、このような傾向は、前述したコンクリート中に塩化ナトリウムが含有されることで硬化が促進されるとの既往知見とも合致する。

材齢 1, 3 および 7 日におけるフライアッシュの置換率と圧縮強度の関係を図-6.24 に示す。いずれの材齢においても、フライアッシュの置換率の増加に伴い圧縮強度は低下したが、海水・海砂 (SS) の場合、水道水・陸砂 (TL) の場合に比べて初期材齢の強度が相対的に大きくなるため、材齢 1 日では 30%、材齢 3 日では 15%のフライアッシュを置換した配合が、TL のフライアッシュを置換していない配合と同等以上の強度発現性を示すことがわかった。なお、フライアッシュの種類の違いによる影響については、強熱減量などが大きい F1 のほうが、F2 に比べて初期材齢の強度が若干小さくなった。これらの結果から、例えば、型枠の取外しや転置の時期が全体の工程に大きく影響を及ぼす多数のコンクリートブロック製作工事などにおいて、耐久性の向上や温度低減を図るために比較的多量のフライアッシュを置換する場合でも、海水・海砂を用いることでフライアッシュの置換に伴う強度発現の低下が抑制されるため、効率的な施工に寄与できるものと推察される。なお、本稿では材齢 28 日までの強度発現性について報告したが、さらに長期の材齢において海水・海砂によるポズラン反応の活性化が期待される<sup>7)</sup>。

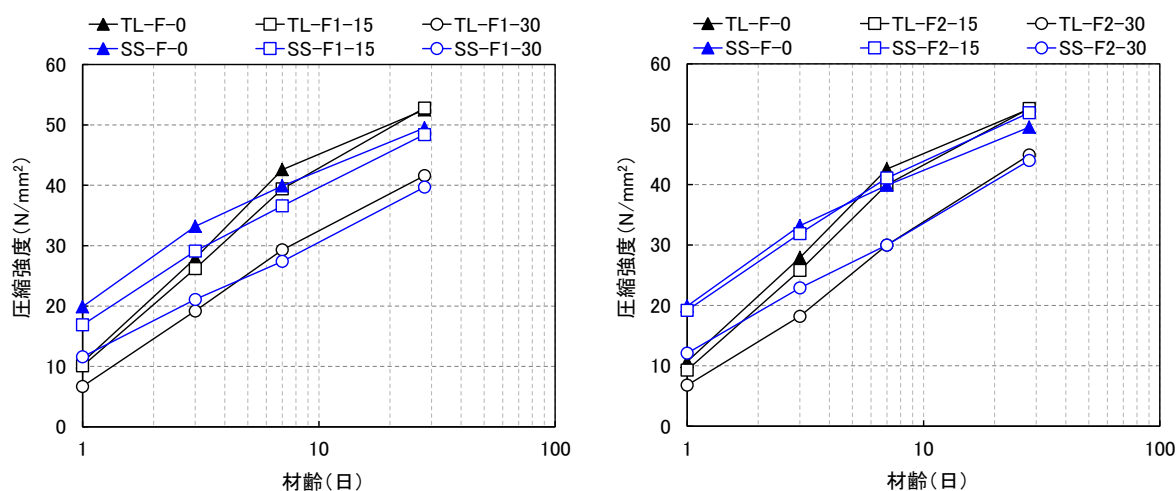


図-6.23 圧縮強度 (左 : FA-F1, 右 : FA-F2)

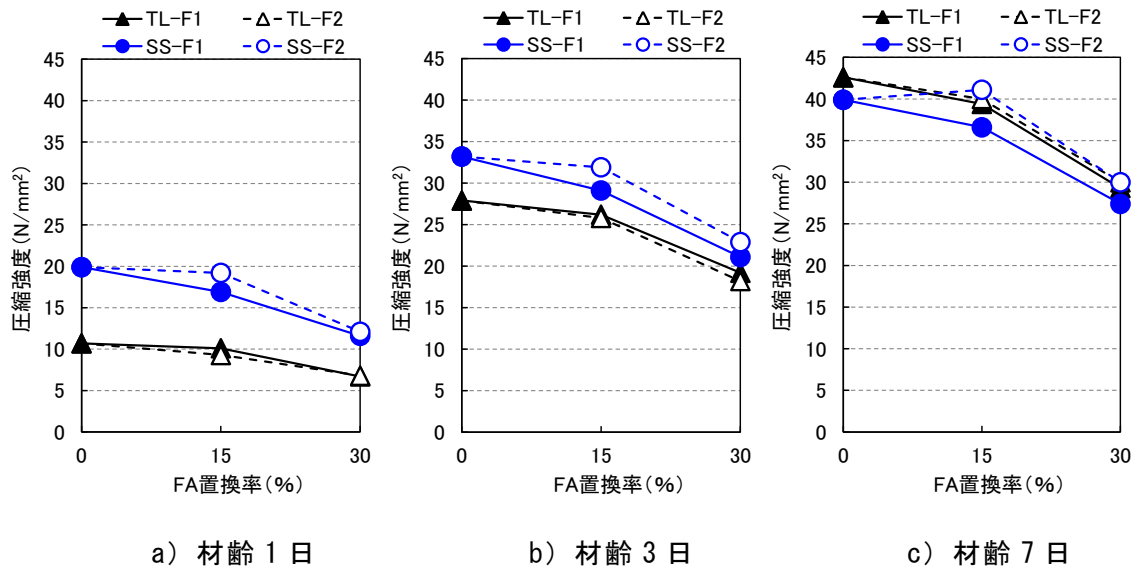


図-6.24 FA 置換率と圧縮強度の関係

b) 静弾性係数

圧縮強度と静弾性係数の関係を図-6.25 に示す。海水・海砂 (SS) の場合、水道水・陸砂 (TL) の場合と比べて同一の圧縮強度における静弾性係数が若干小さくなるが、高炉セメント B 種を用いた既往の知見<sup>7)</sup>と同様、概ね一樣な傾向が認められた。なお、SS と TL の値の差異については、使用骨材の違いやセメントペースト量の違いが起因したものと推察される。また、これらの結果を図中に併記した JCI および土木学会の推定式<sup>8)</sup>と比較すると、本検討の結果のほうがやや下方に位置するものの、概ね近似することがわかった。

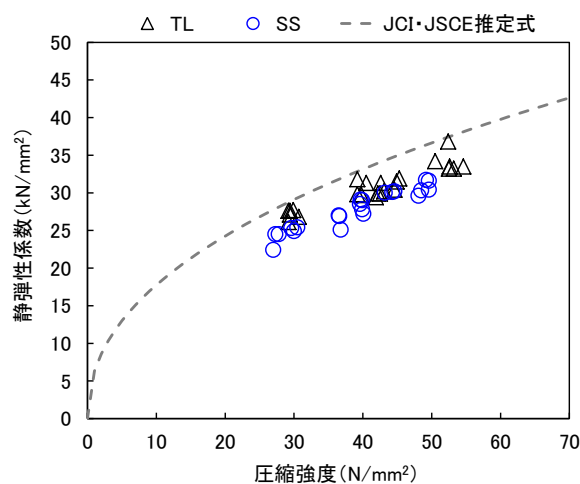
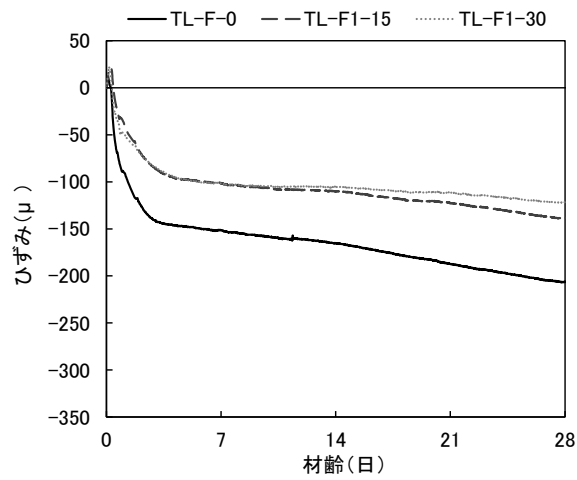


図-6.25 圧縮強度と静弾性係数の関係

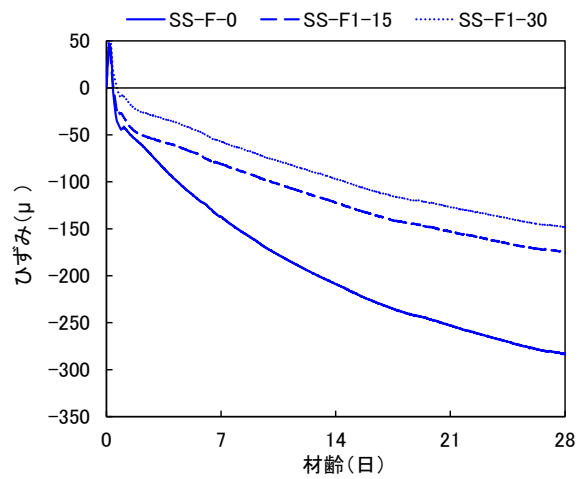
### c) 自己収縮特性

F1 のフライアッシュを置換したコンクリートの、自己収縮によるひずみを図-6.26 に示す。高炉セメント B 種を用いた既往の知見<sup>9)</sup>と同様、フライアッシュ無置換の海水・海砂を用いた配合 (SS-F-0) の収縮ひずみは、水道水・陸砂を用いた配合 (TL-F-0) に比べて大きくなり、約 4 週が経過した現時点では、前者のほうが 4 割程度大きくなった。海水を用いた場合に自己収縮が大きくなる要因は明らかでないが、初期材齢におけるセメントの水和反応が促進され、自己乾燥の影響が大きくなったことなどが考えられる。しかしながら、フライアッシュを置換すると、水道水・陸砂 (TL)、海水・海砂 (SS) のいずれの場合も収縮ひずみが減少する傾向を示した。これは、フライアッシュの置換に伴い単位セメント量が減少したことも一因と考えられる。材齢 28 日における海水・海砂 (SS) の収縮ひずみの減少率は、フライアッシュの置換率が 30% で 5 割程度、15% で 4 割程度であり、収縮ひずみの値はフライアッシュ無置換の水道水・陸砂を用いた配合 (TL-F-0) よりも小さい。収縮ひずみは材齢 28 日以降も進展する兆候がみられ (特に SS)、最終的にはもう少し経過した時点で評価すべきではあるが、これまでに得られた結果からも、海水・海砂 (SS) を用いた場合に生じる自己収縮の増大は、フライアッシュの置換により低減できる可能性のあることが示唆された。なお、フライアッシュの種類の違いによる影響については、図-6.27 に示すとおり海水・海砂 (SS) のほうがやや大きいようである。





a) 水道水・陸砂 (TL)



b) 海水・海砂 (SS)

図-6.26 自己収縮に伴うひずみの経時変化

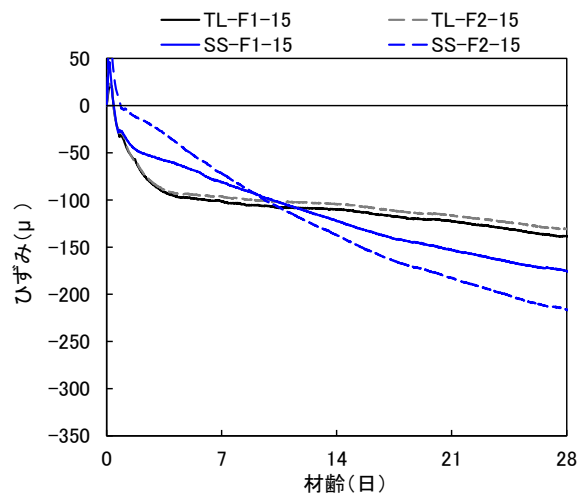


図-6.27 FAの種類の違いが自己収縮に及ぼす影響

### 6.4.3 まとめ（フライアッシュ適用性）

海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートへのフライアッシュの適用性について検討した結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 海水・海砂を用いた場合においても、フライアッシュの置換率の増加に伴い流動性が向上し、同一のスランプフローを得るための特殊混和剤の添加量が減少する。また、コンクリートの粘性は、増粘剤を含有する特殊混和剤の添加量に影響される。
- (2) 海水・海砂を用いたコンクリートの凝結時間は、フライアッシュの置換率の増加に伴い若干遅くなるが、水道水・陸砂を用いた場合に比べて1時間程度速くなるため、フライアッシュを30%置換した配合でも、水道水・陸砂を用いたフライアッシュ無置換の配合と同等程度になる。
- (3) 海水・海砂を用いた場合、水道水・陸砂を用いた場合と同様、フライアッシュの置換率の増加に伴い圧縮強度が低下するが、初期材齢における強度発現性が水道水・陸砂の場合に比べて相対的に高くなるため、フライアッシュの置換に伴う初期材齢の強度低下を抑制するのに効果的である。
- (4) 圧縮強度と静弾性係数の関係は、練混ぜ水や細骨材の種類、フライアッシュの置換の有無を問わず、ほぼ一様な傾向を示し、既往の推定式と概ね近似する。
- (5) 海水・海砂を用いた場合の自己収縮は、水道水・陸砂を用いた場合に比べて大きくなるが、フライアッシュの置換により低減できる可能性が示唆された。

## 6.5 第6章まとめ

海水・海砂を使用した自己充填型コンクリートの適用性拡大を目的として、遠隔離島の珊瑚由来の石灰岩骨材を用いた検討、水中コンクリートへの適用性に関する検討、フライアッシュの適用性に関しての検討を実施した。得られた主な知見は以下である。

- ・コンクリートの品質に及ぼす影響が大きいと考えられる、形状や品質の悪い珊瑚骨材でも、適度な粘性を有する自己充填型コンクリートへ適用する限りでは、所定の性能が得られる。ただし加圧ブリーディング試験における脱水量が少なくなり、骨材の加圧吸水に伴うフレッシュ性状の変化が懸念されるため、コンクリートをポンプ圧送により打ち込む場合は留意が必要である。
- ・海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートは通常のコンクリートと比較して水中流動性に優れており、特に複雑な形状や確実な充填性が求められる水中構造物構築の際に有利となるが、補強鋼材等を有する場合には局所的に強度が低くなる可能性も考慮しなければならない。
- ・海水・海砂を用いた場合においても、フライアッシュの置換率の増加に伴い流動性が向上し、同一のスランプフローを得るための特殊混和剤の添加量が減少する。さらに、

陸砂を用いた場合と同様、フライアッシュの置換率の増加に伴い圧縮強度が低下するが、初期材齢における強度発現性が水道水・陸砂の場合に比べて向上することから、フライアッシュ置換に伴う初期材齢の強度低下を補うのに有効である。

海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートは高い自己充填性を有するため、様々な条件下における活用が期待できるが、施工条件によってはその自己充填性を十分に発揮できない可能性もあるため、施工条件並びに本技術独自の特性を踏まえた活用方法の検討が肝要である。

#### 参考文献

- 1) 竹中 寛, 内藤英晴, 羽瀧貴士, 清宮 理: 海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの基礎特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, pp.1912-1917, 2012.6
- 2) 土木学会: コンクリートのポンプ施工指針, コンクリートライブラリー135, 2012
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書【設計編】, 2012
- 4) 榎場重正, 川村満紀, 山田祐定, 高桑二郎: 練り混ぜ水に海水を使用したコンクリートの諸性質について, 材料, Vol.24, No.260, pp.425-431, 1975.5
- 5) 関 博, 大即信明: コンクリート用骨材としての沖縄産骨材の特性について, 港湾技研資料, No.240, pp.1-19, 1976.9
- 6) 土木学会: フライアッシュを用いたコンクリートの施工指針(案), コンクリートライブラリー94FA, 1999.7
- 7) 福留和人, 石川嘉崇, 大即信明, 西田孝弘: フライアッシュを高置換したコンクリートの強度発現に及ぼす NaCl の効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.187-192, 2013.6
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書【設計編】, 2012
- 9) 竹中 寛, 酒井貴洋, 田中亮一, 馬場勇介, 山路 徹, 清宮 理: 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの収縮特性, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.68, No.5, pp.111-112, 2013.9

## 第7章 結 論

本研究は、海水および海砂の有効活用を目指すとともに、コンクリートの材料確保が困難と考えられる環境・条件下においても、所定の品質を有するコンクリート構造物の構築に資する新たな技術について検討したものである。

古くより報告される海水練りコンクリートの強度および流動性に与えるメカニズムについて、本研究で初めてセメント硬化体の微細構造からのアプローチを試みるとともに、海水・海砂を用いた場合でも優れた流動性を確保し、且つ低粘性な特長を付与できる新規混和材の検討から、この混和剤を用いたフレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの良好な基礎特性を確認した。さらに軍艦島護岸の詳細調査やコンクリート中の鋼材の腐食特性に関する実験から、その長期耐久性についても言及した。加えて、様々な適用性拡大に関する検討を実施し、本技術の新たな適用可能性についても検討を加えた。本研究で得られた知見について、本論文の章ごとに述べる。

**第1章「はじめに」**では、本研究の背景と目的を明らかとすることで、本研究の位置付けを明確にした。

**第2章「海水練りコンクリートに関する既往の知見」**では、過去に海水および未洗浄砂を用いた様々な港湾コンクリート構造物や山陽新幹線における塩害事例、さらにはコンクリートへの海水使用に関する国内外の規準類について取りまとめた。過去には地理的な制約により、淡水の入手が困難な地域で海水を利用して建設された構造物も多く残されており、現在でも健全な状態で供用されているものが現存する一方で、海水を安易に用いたために激しい塩害が生じた構造物・建築物もあり、海水練りコンクリートを技術的に正しく使用する必要性をこれらより学びとることができる。

様々な事例および規準類を取り上げることで、海水練りコンクリートの歴史や有効性を示すとともに、海水練りコンクリートに対する国内外の一般的な認識を明確にした。

**第3章「海水練りコンクリートの物性」**では、海水練りコンクリートに特有の現象である初期強度の増進効果および流動性に関して実験的検討を行い、過去の知見を参考として要因の考察を行った。

その結果、海水を練混ぜ水として用いた普通ポルトランドセメントによるセメント硬化体の初期強度増進効果は、海水の主成分であるNaClの影響が支配的であり、これによってC<sub>3</sub>Sの初期水和反応が促進されること、また海水を用いないものと比較して、形成された硬化体組織が緻密となるためセメント硬化体の圧縮強度が増進することがわかった。また、Ca<sup>2+</sup>、K<sup>+</sup>も水和を促進し組織を緻密化する効果はあるものの、海水中の含有量は極微量であることから、海水による初期強度増進はNaClの影響が支配的であると結論付けた。

**第4章「海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの開発」**では、海水成分がコンクリートの強度や流動性に与える影響を実験的検討により検証し、海水や海砂と併用した場合でもコンクリートの流動性低下が少ない化学構造を有するポリマーを主成分とする新規混和剤開発の検討を行った。また、この新規混和剤を用いたフレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの諸特性を確認し、以下の知見が得られた。

- ・化学混和剤を使用しない場合では、海水と同等の NaCl 濃度では流動性は低下しないが、ポリカルボン酸系混和剤を使用した海水練りコンクリートでは、無機イオン（特に Cl<sup>-</sup>イオン）の影響により流動性が低下する。
- ・新たに開発した塩分含有増粘剤一液型高性能 AE 減水剤（新規混和剤）を用いることにより、Cl<sup>-</sup>イオンを多く含む海水や海砂を使用した場合でも優れた流動性と自己充填性を得ることができた。新規混和剤を用いたコンクリートは、従来の高流動コンクリートに比べて粘性が小さく適度な材料分離抵抗性を有するためポンパビリティが良好であり、施工効率化に有効である。
- ・海水や海砂を用いた場合、上水道水や陸砂を用いた場合に比べて初期材齢（特に 3～7 日前後）での強度発現性が向上し、圧縮強度、割裂引張強度および曲げ強度が大きくなったが、圧縮強度と静弾性係数および割裂引張強度の関係では、塩化物イオンの含有に伴う影響は認められなかった。
- ・コンクリート打込み温度が 20℃と 35℃とで各種性状に大きな差異は無く、高温においても所定の性能を保有していた。
- ・乾燥収縮特性は上水道水や陸砂を用いたコンクリートと同等であるが、上水道水や陸砂を用いた場合に比べて初期材齢における強度発現性が向上するため、初期ひび割れに対する抵抗性向上が期待できる。
- ・終局温度上昇量は上水道や陸砂を用いた場合と変わらないが、温度上昇速度は早くなった。また、熱膨張係数は上水道水や陸砂を用いた配合に比べて、若干大きくなる可能性があるものの、一般的なコンクリートの熱膨張係数の値の範囲から大きく逸脱していないため、実用上大きな問題はないものと考えた。

**第5章「海水を使用したコンクリートの耐久性」**では、練混ぜ水に海水を使用したコンクリートの耐久性について、既往の知見をとりまとめるとともに、軍艦島護岸調査や自己充填型コンクリート中の鋼材の腐食特性把握のために実施した実験から海水練りコンクリートの長期耐久性について述べた。本章により得られた知見は以下である。

- ・軍艦島護岸に使用された海水練りコンクリートは沿岸部で 100 年程度暴露されたコンクリートであるが、硬化体の組成や細孔空隙構造に大きな変化はなく、コンクリートの品質の低下はほとんどない。ごく表層部（中性化深さの範囲）に劣化は認められるものの、圧縮強度や塩化物イオンの浸透抵抗性および中性化抵抗性ともに高い性能を保持している。

- ・実海洋環境下に暴露した初期に塩化物イオン濃度  $4.32\text{kg/m}^3$  を含むコンクリート中の鋼材は、ステンレス鉄筋（SUS410）および普通鉄筋ともに暴露 1.5 年後において腐食していないものと推察されるが、コンクリート中の塩化物イオン濃度  $4.32\text{kg/m}^3$  のときの普通鉄筋の孔食電位は  $-100\text{mV vs CSE}$  程度であるので、今後塩化物イオンの浸透が進むと普通鉄筋や耐食性の低いステンレス鉄筋は近い将来腐食する可能性が高い。
- ・普通鉄筋および孔食指数の低い一部ステンレス鉄筋（SUS410）等は、コンクリートに多量に含有される塩化物イオンによって、短期間で腐食が発生する可能性が高いため、開発した自己充填型コンクリートと併用する場合には耐食性の高いステンレス鉄筋（SUS316 等）が有望である。
- ・海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートは長期耐久性を有すると考えられるが、内部に鋼材を有する場合にはその腐食が懸念されるため、適用範囲については現段階では鋼材が少ない防波堤上部工などの港湾・海洋構造物に限定される。鋼材の使用が多い構造部材への適用については、構造性能の確認を含め今後の課題である。

**第 6 章「海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの適用性拡大検討」**では、海水・海砂を使用した自己充填型コンクリートの適用性拡大を目的として各種実験を実施し、海洋構造物に用いる際に考えられる課題に対して、自己充填性に着目し検討を加えることで、その有効性について言及した。得られた主な知見は以下である。

- ・コンクリートの品質に及ぼす影響が大きい、形状や品質の悪い珊瑚骨材でも、適度な粘性を有する自己充填型コンクリートへ適用する限りでは、所定の性能を得ることが可能である。ただし加圧ブリーディング試験における脱水量が少なくなり、骨材の加圧吸水に伴うフレッシュ性状の変化が懸念されるため、コンクリートをポンプ圧送により打ち込む場合は留意が必要である。
- ・海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートは通常のコンクリートと比較して水中での流動性に優れており、特に複雑な形状や確実な充填性が求められる水中構造物構築の際に有利となるが、補強鋼材等を有する場合には局所的に強度が低くなる可能性も考慮しなければならない。
- ・海水・海砂を用いた場合においても、フライアッシュの置換率の増加に伴い流動性が向上し、同一のスランプフローを得るための特殊混和剤の添加量が減少する。さらに、陸砂を用いた場合と同様、フライアッシュの置換率の増加に伴い圧縮強度が低下するが、初期材齢における強度発現性が水道水・陸砂の場合に比べて向上することからフライアッシュ置換に伴う初期材齢の強度低下を補うのに有効である。

**第 7 章「結 論」**では、本論文により得られたこれまでの知見および成果を取りまとめ、研究の内容を総括した。

## あしがき（今後の展望）

本研究は早稲田大学，国立研究開発法人港湾空港技術研究所，五洋建設（株），東亜建設工業（株），東洋建設（株）および BASF ジャパン（株）により共同で実施した内容のうち，2011 年度から 2015 年度までの成果を取り纏めたものである。

本技術の活用にあしては，平成 27 年 3 月に国土交通省「遠隔離島における産学官連携型の海洋関連技術開発」の公募技術として採択され，「遠隔離島における施設整備に用いるコンクリート技術の開発」として，現在も研究を進めている最中である（平成 28 年 9 月時点）。

「低潮線保全法基本計画（平成 22 年 7 月 13 日閣議決定）」では，海洋資源開発の推進や再生可能エネルギー技術の実用化，サンゴ等の離島特有生物の増殖技術の開発など，南鳥島や沖ノ鳥島に代表される特定離島を拠点とした活動目標が示されており，「第 4 回 遠隔離島における産学官連携型の海洋関連技術開発推進委員会」において南鳥島の特殊な環境を生かした 4 分野 6 課題の技術開発課題が決定された。本技術は「海洋構造物に関する建設材料の技術開発」に分類されるものであり，我が国の経済活動における重要拠点の整備に資する技術として，大きく期待されるものである。

最後に，実際の遠隔離島を対象とした上記研究開発の成功により，本技術が社会に実装され有効活用されることを切に願うばかりである。

## 謝 辞

本論文は、著者が五洋建設(株)技術研究所在籍時の2011年度から2015年度に取り組んだ、海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートに関する研究成果を学位論文として取り纏めたものです。

本研究の遂行および学位論文執筆に際し、暖かいご指導・ご鞭撻を賜りました早稲田大学理工学術院教授 清宮理博士に深謝の意を表します。先生には本研究を学位論文として纏めるにあたり、指導教官を快く引き受けて頂いただけでなく終始適切かつ熱心なご指導を頂き、先生の前で学位論文を執筆できたことは著者にとって大変光栄なことでした。また早稲田大学理工学術院教授 小泉淳博士・秋山充良博士・小野潔博士・佐々木葉博士には、本論文に対する貴重なご指導・ご助言を頂きました。厚くお礼申し上げます。

国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所構造研究領域長 山路徹博士には、本研究の遂行並びに学位論文執筆に関して専門的な立場からの確かつ貴重なご助言を頂きました。心より感謝いたします。

五洋建設(株)技術研究所専門部長 内藤英晴博士および同土木設計部(前技術研究所)専門部長 三藤正明博士には、本研究に関わる機会を与えて頂くとともに学位取得に際してのアドバイスだけでなく、時には暖かい叱咤激励の言葉を頂きました。また同技術研究所担当部長 小笠原哲也博士・同技術研究所担当部長(前土木営業本部) 谷口修博士には、著者が2003年に初めて技術研究所に配属された当初より丁寧にコンクリートの基礎をご指導いただきました。心より感謝いたします。

本論文は、早稲田大学・国立研究開発法人港湾空港技術研究所(現：国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所)・五洋建設(株)・東亜建設工業(株)・東洋建設(株)およびBASFジャパン(株)の共同研究(海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの施工システム構築に関する開発研究)として取り組んだ成果に基づいており、この共同研究の貴重な成果を学位論文として取り纏めることを快諾いただいた共同研究関係者(国立研究開発法人港湾空港技術研究所 与那嶺一秀氏、東洋建設(株) 佐野清史博士・末岡英二博士・竹中寛博士、東亜建設工業(株) 羽瀧貴士博士・網野貴彦博士・田中亮一氏、BASFジャパン(株) 矢口稔氏・馬場勇介博士・小山広光氏)に、謹んでお礼申し上げます。

また著者が2012年に本研究の半ばで東北地方の震災復興の現場に転勤となった際(2013年に復帰)、著者に替わって実験を遂行していただいた五洋建設(株)国際事業部(前技術研究所) 澤田巧氏、同札幌支店(前技術研究所) 保木本智史氏に、並びに本研究の実験遂行に際し様々なご協力を頂きました同技術研究所およびペンタテクノサービス(株)の方々に心より感謝いたします。

最後に、永年にわたり筆者を支え励まし続けてくれた妻 裕美と、いつも元気良く可愛い笑顔で応援してくれた二人の子供たち創大と陽菜に、また著者の学位論文執筆を誰よりも気にかけて応援してくれた両親に、深い感謝の意を表して本論文の謝辞といたします。



## 研究業績一覧

種 類 別	題名, 発表・発行掲載誌名, 発表・発行年月, 連名者 (申請者含む)
①論文	
○1)	海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの実用化に関する基礎的研究 土木学会論文集E2 (材料・コンクリート構造), Vol.72 (2016), No.3, pp.196-213, 2016年7月 酒井貴洋, 山路 徹, 清宮 理
○2)	海水および珊瑚骨材を用いた自己充填型コンクリートの基本性能 コンクリート工学年次論文集 第38巻, pp.1833-1838, 2016年7月 竹中 寛, 酒井貴洋, 山路 徹, 清宮 理
○3)	A STUDY ON APPLICATION OF THE UNDERWATER CONCRETE AND FRESH PROPERTIES OF SELF-COMPACTING CONCRETE USING SEA WATER AND SEA SAND <i>The Fifth International Conference on Construction Materials : Performance, Innovations and Structural Implications</i> , pp.1870-1883, 2015.8 Takahiro Sakai, Hideharu Naito, Eiji Sueoka, Ryoichi Tanaka, Hiromitsu Koyama, Toru Yamaji, Osamu Kiyomiya
○4)	Characteristics and Applicability to Underwater Concrete of Self-Compacting Concrete Using Sea Water and Sea Sand <i>International Conference on the Regeneration and Conservation of Concrete Structures</i> , 2015.6 Takahiro Sakai, Eiji Sueoka, Ryoichi Tanaka, Toru Yamaji, Osamu Kiyomiya
○5)	海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの水中コンクリートへの適用性に関する検討 コンクリート工学年次論文集 第36巻, pp.1798-1803, 2014年7月 酒井貴洋, 澤田 巧, 山路 徹, 清宮 理
6)	表面含浸材のコンクリート中の鋼材腐抑制効果に関する実験的検討 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, 第14巻, pp.561-566, 2014年10月 酒井貴洋, 福手 勤, 内藤英晴, 澤田 巧, 金子洋一
○7)	軍艦島護岸コンクリートの詳細調査結果に基づく耐久性診断 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, 第14巻, pp.625-630, 2014年10月 審良善和, 佐野清史, 羽瀨貴士, 酒井貴洋, 清宮 理
8)	A study on the lifecycle of reinforced concrete structures treated with surface penetrants <i>IALCCE 2014 Fourth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering</i> , 2014.11 Takumi Sawada, Satoshi Hokimoto, Hideharu Naito, Tetsuya Ogasawara, <u>Takahiro Sakai</u> , Tsutomu Fukute
○9)	海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの諸特性 コンクリート工学年次論文集 第35巻, pp.501-506, 2013年7月 竹中 寛, 酒井貴洋, 山路 徹, 清宮 理
○10)	海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートによる震災がれきの活用方法 コンクリートテクノ, Vol.32, No.1, pp.27-32, 2013年1月 酒井貴洋, 清宮 理, 山路 徹, 佐野清史, 羽瀨貴士, 矢口 稔
11)	表面含浸材の塗布条件の違いが塩化物イオン浸透抑制効果に及ぼす影響 日本材料学会, 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.13, pp.93-98, 2013年11月 澤田 巧, 福手 勤, 内藤英晴, 小笠原哲也, 酒井貴洋

種 類 別	題名, 発表・発行掲載誌名, 発表・発行年月, 連名者 (申請者含む)
○12)	長期供用された軍艦島護岸コンクリートの品質に関する一考察 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.13, pp.145-150, 2013年11月 審良善和, <u>酒井貴洋</u> , 田中亮一, 佐々木謙二, 清宮 理
○13)	A Study on Corrosion Property of Steel Bars in Self-Compacting Concrete using Sea Water and Sea Sand <i>NACE International East Asia &amp; Pacific Rim Area Conference &amp; Expo 2013, EAP13-4565</i> , 2013.11 Ryoichi Tanaka, Toru Yamaji, Yoshikazu Akira, Osamu Kiyomiya, <u>Takahiro Sakai</u> , Minoru Yaguchi
14)	Corrosion Properties of Reinforcement in Concrete Treated with Surface Penetrant <i>NACE International East Asia &amp; Pacific Rim Area Conference &amp; Expo 2013, EAP13-4572</i> , 2013.11 Takumi Sawada, Tsutomu Fukute, Hideharu Naito, Tetsuya Ogasawara, <u>Takahiro Sakai</u> , Satoshi Hokimoto
15)	打継処理剤の散布時期およびその現場管理手法に関する一検討 コンクリート工学年次論文集 第34巻, pp.1342-1347, 2012年7月 <u>酒井貴洋</u> , 清宮 理, 水谷征治, 田中亮一
16)	表面含浸材を塗布したコンクリートの塩化物イオン浸透に関する検討 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.12, pp.459-466, 2013年11月
17)	澤田 巧, 福手 勤, 内藤英晴, 小笠原哲也, <u>酒井貴洋</u> 打継処理剤の性能評価に関する各種実験検討 コンクリート工学年次論文集, Vo.33, No.1, 2011年7月
18)	<u>酒井貴洋</u> , 清宮 理, 水谷征治, 田中亮一 簡易破砕した貝殻を用いたセメント固化体に関する研究 コンクリート工学年次論文集, Vo.32, No.1, 2010年7月 迫井裕樹, 阿波 稔, 小笠原哲也, <u>酒井貴洋</u>
	その他5件
②講演	
○1)	海水練りセメント硬化体の初期強度増進効果に関する実験的検討 土木学会第70回年次学術講演会講演概要集, V-534, 2015年9月 <u>酒井貴洋</u> , 馬場勇介, 田中亮一, 山路 徹, 清宮 理
○2)	歴史遺産・軍艦島コンクリート護岸の詳細調査 日本沿岸域学会研究討論会2015 講演概要集No.28, 2015年7月 <u>酒井貴洋</u> , 竹中 寛, 羽瀧貴士, 佐野清史, 清宮 理
○3)	海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの水中コンクリートへの適用性に関する検討 土木学会第69回年次学術講演会講演概要集, V-368, 2014年9月 <u>酒井貴洋</u> , 澤田 巧, 田中亮一, 山路 徹, 清宮 理
4)	ゼオライトを混入したコンクリートの硬化性状に関する一考察 土木学会第69回年次学術講演会講演概要集, V-069, 2014年9月 内藤英晴, <u>酒井貴洋</u> , 保木本智史, 石田 積, 大下英吉
○5)	歴史遺産・軍艦島を守るコンクリート護岸の健全度調査 日本沿岸域学会研究討論会2014 講演概要集No.27, 2014年7月 審良善和, 佐野清史, <u>酒井貴洋</u> , 羽瀧貴士, 原田哲夫, 清宮 理
○6)	海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの水中コンクリートへの適用性に関する検討 第4回コンクリート技術大会(長岡) 技術講演会発表論文・基調講演 パネルディスカッ

種 類 別	題名, 発表・発行掲載誌名, 発表・発行年月, 連名者 (申請者含む)
○7)	<p>シヨン資料集, pp97-104, 2014年9月  <u>酒井貴洋</u>, 竹中 寛, 田中亮一, 馬場勇介, 山路 徹, 清宮 理</p>
○8)	<p>海水・海砂を用いた自己充填型コンクリート  第4回コンクリート技術大会 (長岡) 技術講演会発表論文・基調講演 パネルディスカッション資料集, pp.89-96, 2014年9月  末岡英二, 竹中 寛, <u>酒井貴洋</u>, 田中亮一, 山路 徹, 清宮 理</p>
○9)	<p>海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートの収縮特性  土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, V-056, 2013 年 9 月  竹中 寛, 山路 徹, 清宮 理, <u>酒井貴洋</u>, 田中亮一</p>
10)	<p>軍艦島護岸に長期供用されたコンクリートの塩化物イオン濃度分布,  土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, V-488, 2013 年 9 月  審良善和, 清宮 理, 佐々木謙二, 羽瀨貴士, <u>酒井貴洋</u></p>
○11)	<p>打継処理剤の散布時期およびその現場管理手法に関する一検討  土木学会第67回年次学術講演会講演概要集, IV-120, 2012年9月  鈴木哲郎, 清宮 理, 山路 徹, 竹中 寛, <u>酒井貴洋</u></p>
12)	<p>海水および海砂を用いた自己充填コンクリート用高性能AE減水剤 (増粘剤一液タイプ) の開発  土木学会第67回年次学術講演会講演概要集, V-424, 2012年9月  鈴木哲郎, 清宮 理, 山路 徹, 竹中 寛, <u>酒井貴洋</u></p>
13)	<p>断面修復においてコンクリートの下地処理が付着強度に与える影響  土木学会第67回年次学術講演会講演概要集, V-414, 2012年9月  小笠原哲也, <u>酒井貴洋</u>, 内藤英晴, 澤田 巧, 保木本智史</p>
14)	<p>中性子水分計を用いた単位水量迅速測定技術の舗装コンクリートへの適用  土木学会第67回年次学術講演会講演概要集, V-310, 2012年9月  澤田 巧, 小笠原哲也, 内藤英晴, <u>酒井貴洋</u></p>
	<p>打継処理剤の性能評価に関する各種実験検討  土木学会第66回年次学術講演会講演概要集, V-107, 2011年9月  <u>酒井貴洋</u>, 清宮 理, 水谷征治, 田中亮一</p>
③その他	<p style="text-align: right;">その他 9 件</p> <p>1) 海外における温度ひび割れ予測手法および抑制対策の事例紹介  コンクリート工学 Vol.50, No.2, 2012 年 2 月  <u>酒井貴洋</u></p> <p>○2) 海水・海砂を用いた自己充填型コンクリートによる震災がれきの活用方法  コンクリートテクノ, Vol32, No.1, pp.27-32, 2013年1月  <u>酒井貴洋</u>, 清宮 理, 山路 徹, 佐野清史, 羽瀨貴士, 矢口 稔</p> <p>○3) 海水および海砂を用いた自己充填型コンクリートの基礎特性  コンクリート工学 Vol.53, No.12, 2015 年 12 月  <u>酒井貴洋</u>, 竹中 寛, 田中亮一, 小山広光, 山路 徹, 清宮 理</p>