

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE  
OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

**No.1245**      December 2011

海洋環境における中流動コンクリートの長期耐久性に  
関する研究

山路      徹  
内藤      英晴  
羽瀨      貴士  
末岡      英二  
清宮      理

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,  
Port and Airport Research Institute, Japan

## 目 次

要 旨 .....	3
1. はじめに .....	4
2. 実験概要 .....	4
2.1 概要 .....	4
2.2 試験体 .....	4
2.3 試験項目 .....	6
3. 中流動コンクリートの耐久性に及ぼす加振の影響（暴露1.5年） .....	8
3.1 概要 .....	8
3.2 力学特性 .....	8
3.3 塩化物イオン浸透抵抗性 .....	8
3.4 空隙構造 .....	9
3.5 鋼材腐食 .....	9
3.6 まとめ .....	10
4. 中流動コンクリートの長期耐久性に関する検討（暴露10年） .....	11
4.1 概要 .....	11
4.2 力学特性 .....	11
4.3 塩化物イオン浸透抵抗性 .....	11
4.4 空隙構造 .....	13
4.5 鋼材腐食 .....	14
4.6 コンクリート表面部の劣化 .....	15
4.7 まとめ .....	18
5. まとめ .....	19
6. あとがき .....	20
謝辞 .....	21
付録 .....	23

# Study on the long-term durability of semi-selfcompacting concrete under marine environments

Toru YAMAJI\*, Hideharu NAITOH\*\*, Takashi HABUCHI\*\*\*,  
Eiji SUEOKA\*\*\*\*, Osamu KIYOMIYA\*\*\*\*\*

## Synopsis

Semi-selfcompacting concrete (with a water-to-cement ratio of around 40% and a slump flow of around 500 mm) was widely used as filling materials for composite structures such as immersed tunnel. This type of concrete can be provided the required compactability with few supplementary vibrations, and is less costly than self-compacting concrete.

In this study, to confirm the long-term durability of the concrete under marine environment, long-term exposure test was carried out for 10 years, and various performance were examined after 10 years of exposure.

Obtained results were as follows:

- 1) Compressive strength kept a high strength (around 60 N/mm<sup>2</sup>) after 10 years of exposure.
- 2) Resistance for chloride ion penetration has very excellent performance. Also, The resistance was gradually improved with time. This indicated that the inner part of this concrete gradually became denser.
- 3) Deterioration of concrete under marine environment occurred at the only concrete surface, similar to normal concrete.
- 4) There was no significant difference in the concrete performance with or without few supplementary vibrations after 1.5 years of exposure.

**Key Words:** Marine environments, semi-selfcompacting concrete, compressive strength, chloride ion, concrete deterioration

---

\* Head of Materials Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

\*\* Penta-Ocean Construction, Co.,Ltd.

\*\*\* Toa Corporation

\*\*\*\* Toyo Construction, Co., Ltd.

\*\*\*\*\* Waseda University

3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute

Phone : +81-46-844-5059 Fax : +81-46-844-0255 E-mail : yamaji-t@pari.go.jp

# 海洋環境における中流動コンクリートの長期耐久性に 関する研究

山路 徹\*・内藤 英晴\*\*・羽瀨 貴士\*\*\*・  
末岡 英二\*\*\*\*・清宮 埴\*\*\*\*\*

## 要 旨

近年の合成構造沈埋函の鋼殻内に充てんするコンクリートには、内部振動機による加振を間欠的に併用することで所要の充てん性と硬化品質を発揮できる、水セメント比 40%程度でスランプフロー500mm程度の中流動コンクリート（鋼コンクリートサンドイッチ構造などの合成構造に用いる場合、加振併用型充てんコンクリートとも称す）が多く用いられている。

本研究では、中流動コンクリートが沈埋函用の充填コンクリートとして使用された場合だけでなく、直接海水に接する環境に使用された場合（例：高密度配筋を有するような一般の港湾構造物等）も想定し、中流動コンクリートを用いて作成した供試体を海洋環境（海中部）に10年間暴露し、海洋環境下における長期耐久性について検討を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

- 1) 圧縮強度は10年後においても初期強度（60N/mm<sup>2</sup>程度）と同程度の高い値を保持していた。
- 2) コンクリート表面部での劣化状況をピッカース硬さにより調べた結果、コンクリート表面から数mmのごく狭い範囲にしか硬さの低下、言い換えるとコンクリートの劣化（ここでは海水中のイオン（SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>、Mg<sup>2+</sup>等）による化学的侵食に起因するものを主に指す）は認められなかった。このことは、海水が接するコンクリートにおいて、劣化が生じるのはごく表層のみであり、大半を占める内部のコンクリートは劣化が生じにくいことを意味している。
- 3) 塩化物イオン浸透抵抗性は、通常のコンクリートと比較して非常に優れていた。また、時間とともに塩化物イオン浸透抵抗性の向上、細孔容積の減少が確認され、コンクリート内部においては緻密度が長期的に増進していることが確認された。
- 4) 中流動コンクリートの諸性能（力学特性、塩化物イオン浸透抵抗性等）における加振の有無の差を1.5年間の暴露試験により検討した結果、今回の検討では、加振による明確な差異は確認されなかった。

キーワード：海洋環境，中流動コンクリート，力学特性，塩化物イオン，表面部での劣化

---

\* 地盤・構造部 構造研究領域 材料研究チームリーダー

\*\*五洋建設（株）

\*\*\*東亜建設工業（株）

\*\*\*\*東洋建設（株）

\*\*\*\*\*早稲田大学

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5059 Fax：046-844-0255 E-mail：yamaji-t@pari.go.jp

# 1. はじめに

フルサンドイッチ構造沈埋函の鋼殻内に充てんするコンクリートとして高流動コンクリートに代えて用いるため、筆者らは内部振動機による加振を間欠的に併用することで所要の充てん性と硬化品質を発揮できる「中流動コンクリート（鋼コンクリートサンドイッチ構造などの合成構造に用いる場合、加振併用型充てんコンクリートとも称す<sup>1)</sup>）」を開発した。このコンクリートは、新若戸道路の沈埋トンネルをはじめ、多くの実構造物にて使用されてきた。ここで用いられている中流動コンクリートは高炉セメントB種を用い、水セメント比40%程度でスランプフロー500mm程度であり、自己充てん性は高流動コンクリートに比べて劣るが、その材料費が安価であり、加振を間欠的に併用することで高流動コンクリートと同等の高い充てん性を発揮できる。この中流動コンクリートはフルサンドイッチ構造沈埋函だけでなく、オープンサンドイッチ構造沈埋函や高密度配筋を有するような一般の港湾構造物などに広く適用可能である。中流動コンクリートまたはこのような低水セメント比のコンクリートの品質や施工性については既に多くの報告があるが<sup>例えば2),3),4)</sup>、海洋環境下での長期耐久性について検討した例は少ない<sup>5)</sup>。

本研究は、中流動コンクリートが沈埋函用の充填コンクリートとして使用された場合だけでなく、直接海水に接する環境に使用された場合（例：高密度配筋を有するような一般の港湾構造物等）も想定し、中流動コンクリートを用いて作成した供試体を実海洋環境（海中部）に長期間（10年間）暴露し、力学特性・塩化物イオン浸透抵抗性・細孔径分布測定等を実施し、海洋環境下におけ

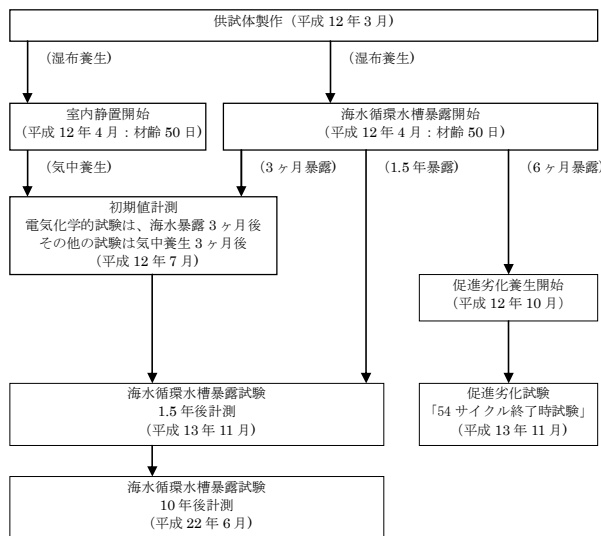


図-1 研究実施フロー

る長期耐久性を確認したものである。同時に促進環境（2.2参照）への暴露も行った。実施フローを図-1に示す。本論文は、平成12年3月の供試体作成後、暴露1.5年経過時（平成14年）の試験結果および暴露10年経過時（平成22年）の試験結果を取りまとめたものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 概要

中流動コンクリートの長期耐久性を検討するため、コンクリート供試体を作成し、海洋環境への暴露を行った。また、中流動コンクリートをフルサンドイッチ構造沈埋函の鋼殻内に充てん（打設）する際には、補助加振（以下、加振）を加える。この加振の有無の差についても確認も行うこととした。

### 2.2 試験体

#### (1) 使用材料および配合

使用したコンクリートは、粉体系の充てんコンクリートである。コンクリートの使用材料を表-1に、配合を表-2に示す。セメントは高炉セメントB種を用い、水セメント比は40%、目標スランプフローは500mmとした。

#### (2) 供試体の作成方法

コンクリートの練混ぜは、容量100リットルの強制二軸ミキサを使用して行った。供試体は、φ150×H300mm、φ100×H200mmの円柱供試体、および150×150×530mmの角柱供試体とした。

角柱供試体は1) RCおよび2) 合成構造の2種類、また各供試体のパイプレータによるコンクリートの締め固め方法は、「加振有り」と「加振無し」の2種類とした。

「加振有り」の供試体作成時は、直径25mm、約14,000rpmの高周波パイプレータを使用し、パイプレータ先端を型枠底面から10cmの位置まで挿入し、10秒間

表-1 使用材料

セメント	高炉セメントB種
細骨材	君津産(比重2.59 吸水率1.750% 粗粒率2.57)
粗骨材	上磯産(比重2.70 吸水率0.433% 粗粒率6.72)
SP(高性能AE減水剤)	ポリカルボン酸系
AE(AE剤)	変性アルキルカルボン酸化合物系陰イオン界面活性剤

表-2 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					
		W	C	S	G	SP	AE
40	47.5	170	425	794	915	5.3	0.01

振動を与えて締め固めた。

供試体作成時のコンクリートのフレッシュ性状試験結果を表-3に示す。なお、材齢28日圧縮強度は加振あり：43.2N/mm<sup>2</sup>、加振なし：47.0N/mm<sup>2</sup>であった。

1) RC 供試体

供試体模式図を図-2に示す。RC 供試体は、寸法150×150×530mm、断面が正方形の角柱体であり、側面から50mm および30mmの距離に鉄筋を模した丸鋼(φ9mm)を埋設してコンクリートを打設した。打設時は丸鋼保持用に塩ビパイプを加工したものを使用し、脱型時に型枠と一緒に取り外した。その後、丸鋼の端部までエポキシ樹脂を充てんさせ、端面にはエポキシ樹脂接着剤(2液混合式)を使用して塩ビプレート(t=5mm 透明)を接着した。また、計測用の被覆線が断線しないように、表面部にシリコンシーラントを塗布した。

2) 合成構造供試体

合成構造供試体は、RC 供試体と同寸法の角柱体であり、供試体側面に鋼殻に模した鋼材(t=9mm)を配置し、鋼材外側表面には防錆塗装を施した。鋼殻を模した鋼材には図-2に示すような切り欠きを設けた不等辺山形鋼(L-90×52×9mm)を溶接して取り付けた。コンクリートは図-2に示す方向から打設した。

表-3 コンクリートのフレッシュ性状試験結果

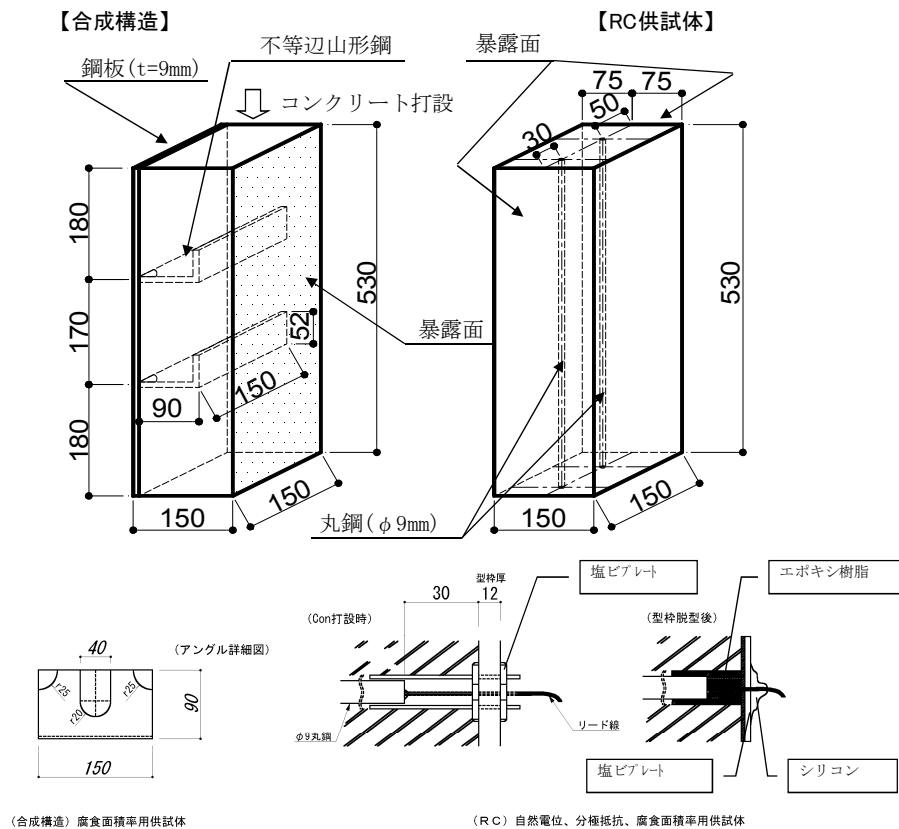
試験項目	試験結果	目標値
スランブフロー	485 mm × 505 mm	500±50mm
空気量	4.70%	4.5±1.5%
コンクリート温度	17.5 °C	—
U形充てん試験 自己充填高さ	振動前 275 mm	200mm以上
	振動後 360 mm	

(3) 供試体の暴露環境

供試体の暴露環境は、表-4に示す「実環境暴露」および「促進環境」の2通りとした。供試体は、コンクリート打設後約50日間湿布養生を行った。その後、電気化学的試験は海水暴露3ヵ月後、その他の試験は気中静置3ヵ月後の時点で「初期値」を測定した。促進環境暴露は、海水循環水槽暴露が6ヶ月を経過した時点で供試体を移動し開始した。

1) 実環境暴露 (以下、海水暴露)

供試体は、(独)港湾空港技術研究所内の海水循環水槽の「海中部(常時海水中)」に暴露した。海水循環水槽は、神奈川県久里浜湾の自然海水を貯留させ、強制的に水位変動(2回/日)を生じさせることが可能な施設である。水槽内の水位変動<sup>9)</sup>および供試体暴露位置を図-3に、暴露状況を写真-1に示す。



(図中寸法の単位はmm)

図-2 供試体模式図

表-4 供試体の暴露環境

種類	方法	備考
実環境	海水循環水槽内(海中部)に暴露	平成12年4月27日開始 約10年間実施
促進環境	1サイクルあたり湿潤3日+乾燥4日	平成12年10月10日開始 54サイクル実施

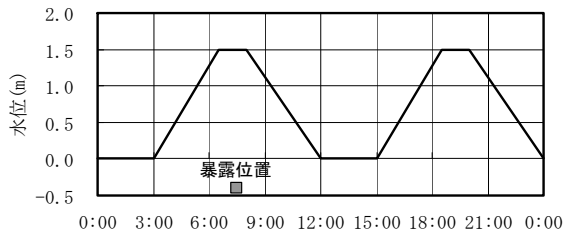


図-3 水位変動および供試体暴露位置



写真-1 海水循環水槽暴露状況

2) 促進環境暴露 (以下, 促進暴露)

促進環境暴露は, 湿潤3日, 乾燥4日の1週間を1サイクルとし, 高温海水浸漬と乾燥の繰り返しとした。供試体は, 1)の海水循環水槽内にて6ヶ月間海中暴露し, その後促進環境への暴露を実施した。湿潤時は60℃海水中に浸漬させ, 乾燥時は10~15℃の低温乾燥を行った。

促進暴露は, 平成12年10月10日に開始し, 約1年間(54サイクル)実施した。

2.3 試験項目

試験項目, 各試験を実施した材齢および供試体寸法について, 海水暴露供試体に関しては表-5に, 促進暴露供試体に関しては表-6に示す。表中にはコンクリートの加振の有無をあわせて記載している。試験項目および試験方法を以下に示す。

(1) 圧縮強度試験

圧縮強度は JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」に準拠して測定した。測定にはφ150×300mmの円柱供試体を用いた。なお, 10年時のみ, 合成構造供試体からφ75×150mmのコア供試体を3本採取し, 試験に用いた。

なお, 10年時のみ, 合成構造供試体からφ75×150mmのコア供試体を3本採取し, 試験に用いた。

(2) 静弾性係数測定

静弾性係数は土木学会基準 JSCE-G 502「コンクリートの静弾性試験方法」に準拠して測定した。コンプレッソメーターを用いて, 単調増加荷重により静弾性係数を測定した。測定にはφ150×300mmの円柱供試体を用いた。なお, 10年時のみ, 合成構造供試体からφ75×150mmのコア供試体を3本採取し, 試験に用いた。

(3) 引張強度試験

引張強度は JIS A 1113「コンクリートの引張強度試験」に準拠して測定した。供試体はφ150×300mmの円柱供試体を用いて割裂試験を行った。なお, 10年時のみ, 合成構造供試体からφ75×150mmのコア供試体を3本採取し,

表-5 海水暴露供試体の試験項目

供試体	試験項目	加振の有無	実施時期		
			初期	1.5年	10年
コンクリート供試体	圧縮強度 静弾性係数	有	2本	3本	1本
		無	3本	3本	—
	引張強度 中性化深さ	有	1本	3本	1本 <sup>※1</sup>
		無	1本	—	—
急速塩化物イオン浸透試験	有	1本	1体	1体	
	無	1体	1体	—	
塩化物イオン浸透量 細孔径分布 ピッカース硬さ EPMA	有	1体	1体	1体 <sup>※2</sup>	
	無	1体	1体	—	
【RC】供試体	自然電位, 分極抵抗 (腐食速度), コンクリート抵抗 鋼材腐食状況	有	5体	5体	3体
		無	1体	1体	—
【合成構造】供試体	鋼材腐食状況	有	—	2体	3体
		無	—	1体	—

※1: 中性化深さ測定も実施

※2: EPMAとピッカース硬さの測定も実施

表-6 促進暴露供試体の試験項目

供試体	試験項目	加振の有無	実施時期
			1.5年
コンクリート供試体	圧縮強度 静弾性係数	有	3本
		無	3本
	引張強度	有	3体
		無	—
	急速塩化物イオン浸透試験	有	1体
		無	1体
塩化物イオン浸透量 細孔径分布	有	1体	
	無	1体	

試験に用いた。

#### (4) 急速塩化物イオン浸透試験

急速塩化物イオン浸透量は AASHTO 基準の方法「急速塩化物イオン浸透試験」に準拠して測定した。測定にはφ100×200mm の円柱供試体を用いた。

#### (5) 塩化物イオン浸透量

塩化物浸透量は、JCI-SC4（電位差滴定法）に準拠して測定した。供試体は、φ150×300mm の円柱供試体を用いた。なお、材齢 1.5 年、10 年時のコンクリートの色が白色部と緑色部に分かれていた（付図-3.2~3.3 参照）。試験片は緑色部の側面から 5~15mm, 45~55mm, 65~75mm の各深さから幅 20×高さ 70×厚さ 10mm を切り出した。

なお、高炉セメントを使用したコンクリートにおいて、緑色が白色に色調が変化することについては、以下のよう理由が紹介されている<sup>7)</sup>。

i) 高炉スラグ中に鉄 (Fe) やマンガン (Mn) が含まれることにより暗緑色~緑青色に発色するが、鉄やマンガンの酸化数が増加して白みがかかることがある。

ii) 高炉スラグ中の鉄やマンガンの含有量によっても色調が異なる。

#### (6) 細孔径分布

細孔径分布の測定は水銀圧入法とし、水銀圧入ポロシメーターを用いた。細孔径分布の測定範囲は、0.003~350 μm (30~3.5×10<sup>6</sup> Å) である。供試体は、φ150×300mm の円柱供試体を用いた。

なお、材齢 1.5 年、10 年時のコンクリートの色が白色部と緑色部に分かれていた（付図-4.2~4.3 参照）。試料採取の際は、緑色部では側面から 5~15 mm と 65~75mm の位置で、白色部では側面から 65~75mm の位置で、幅 20×高さ 70×厚さ 10mm を切り出した。

切り出した上記試料から、モルタル部分のみをハンマーによっては取り取り、これを 2.5~5.0mm の大きさに調整した。なお、約 2.0mm 以上の骨材の破砕片等は含まないように取り出した。このようにして採取した試料は直ちにアセトン中に 1 時間浸漬し、真空乾燥によって試験片中に含まれるアセトン除去した後、乾燥させ細孔径分布の測定を行った。

#### (7) 自然電位

自然電位は、JSCE-E601「コンクリート構造物における自然電位測定方法」に準拠して測定した。海水暴露された供試体を引き上げ、水で表面を清掃し油汚れ等を除去した後、コンクリート表面を湿潤状態にして測定した。

照合電極は、電位差計のマイナス端子にリード線で接続し、電極先端をコンクリート表面（埋設した丸鋼の直上）と接触させた。電極は銀塩化銀電極 Ag/AgCl を使用した。

測定には 150×150×530mm の RC 供試体を用いた。

#### (8) 分極抵抗

分極抵抗の測定は交流インピーダンス法により行った。なお、測定の原理上、分極測定と同時にコンクリート抵抗も測定される。

測定には 150×150×530mm の RC 供試体を用いた。海水暴露された供試体を引き上げ、水で表面を清掃し油汚れ等を除去した後、コンクリート表面を湿潤状態にして測定した。測定は、かぶり 50mm および 30mm の位置に埋設したφ9mm の丸鋼直上にあたるコンクリート表面（海水暴露面）にて行い、印加周波数は 20mHz, 10Hz, 印加電圧は 10mV とした。こうして測定された分極抵抗は、以下の式より鉄筋の腐食速度に換算される。

$$I_{corr} = K \cdot (1/R_p) \quad (1)$$

ここで、 $I_{corr}$  : 腐食速度、 $R_p$  : 分極抵抗、 $K$  : 定数 (0.026(V)) である。

#### (9) 鋼材の腐食状況

鋼材の腐食状況の確認は、JCI-SC1「コンクリート中の鋼材の腐食評価方法」に準拠して実施した。上記 (7)

(8) の測定が終了後、電動チッパーを使用して供試体を解体し、鋼材を取り出した。目視により鋼材の腐食状況を確認した。

#### (10) 中性化深さ測定

中性化深さは JIS A 1152「コンクリートの中性化深さの測定方法」に準拠して測定した。測定には海水暴露 10 年後の引張強度試験に使用したφ150×300mm の円柱供試体を割裂したものを用いた。

#### (11) ビッカース硬さ試験

ビッカース硬さ試験は、平滑な表面にビッカース圧子押し当て (HV0.3 ; 荷重 300g)、圧子を取り除いたときに観察されるくぼみの大きさで硬さ (HARDNESS) を評価するものである。試験片は、塩化物イオン浸透量測定に使用した円柱供試体の表面から深さ 80mm、幅 60mm を切り出した。測定深度は 0.4, 0.6, 0.9, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 9.0mm の各深度とし、測定点数は 1 深度あたり 20 点とした。

#### (12) EPMA による各種元素分析

EPMA による各種元素分析は、JSCE-G 574-2005「EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方法 (案)」に準拠して実施した。Cl, Mg (MgO), S (SO<sub>3</sub>) および Ca (CaO) の質量濃度分布を測定した。試験片は、細孔径分布測定に使用した円柱供試体の表面から深さ 80mm、幅 40mm を切り出した。濃度分布は、骨材部分の数値は除外して、測定幅の平均値として求めた。



### 3. 中流動コンクリートの耐久性に及ぼす加振の影響（暴露 1.5 年）

#### 3.1 概要

中流動コンクリートの耐久性に及ぼす加振の有無の差について検討するため、海水循環水槽にて海水暴露 1.5 年後の供試体および促進暴露 54 サイクル終了後の供試体を使用して行った。

#### 3.2 力学特性

力学特性試験結果一覧を図-4 に示す。

圧縮強度において、試験体の「加振有り」、「加振無し」いずれの供試体の試験結果においても初期値に比べ海水暴露 1.5 年後の供試体の方が 15% 程度の強度増進が見られる。「加振有り」の海水暴露供試体の強度増進の方が若干大きい傾向が見られる。海水暴露 1.5 年後と促進暴露 54 サイクルの結果を比較すると、「加振有り」では海水暴露 1.5 年後の方が大きく、「加振無し」では逆に促進暴露の方が大きくなり、促進暴露の効果（劣化促進作用）

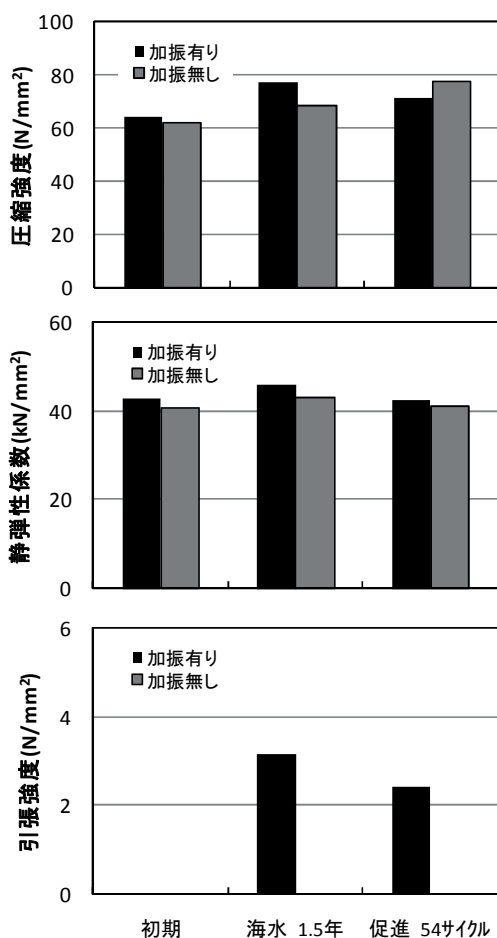


図-4 力学特性試験結果

(初期値, 海水暴露 1.5 年, 促進暴露 54 サイクル)

については不明確であった。

静弾性係数においては、初期値との明確な差異は見られない。「加振有り」方が海水暴露, 促進暴露いずれにおいても若干大きい傾向が見られた。

#### 3.3 塩化物イオン浸透抵抗性

##### (1) 急速塩化物イオン浸透試験結果

急速塩化物イオン浸透試験結果を図-5 に示す。電気量による塩化物イオン透過性の評価(付表-2.3 参照)より、海水暴露, 促進暴露ともにおおむね「Very Low」と判定される領域にある。また、いずれも初期値より電気量が少なくなっている。これは初期値の試験に使用した供試体が 3 か月程度室内に設置されていたのに対し、海水暴露(海中部)の試験体は、常時水中にあったため水和が進み組織が緻密になっていたためと考えられる。促進暴露試験体についても、最初 3 ヶ月は常時海水中にあり、その後乾湿繰り返し促進環境に暴露しているため、最初の 3 ヶ月の期間は促進暴露同様に水和が進み組織が緻密になっていたと考えられる。

海水暴露と促進暴露を比較すると、促進暴露の方が海水暴露よりも電流量が小さくなっており、塩化物イオン透過性が低い傾向がある。その原因として、初期の養生方法の違いが影響したものと考えられる。なお、「加振有り」、「加振無し」を比較すると、いずれの養生の方法においても大きな差が無いことが確認された。

##### (2) 塩化物イオン浸透量

今回の各供試体断面の上部は白色を、下部は高炉セメントを用いたコンクリートでよく見られる緑色を呈していた。今回においては緑色部分の塩化物イオン浸透量を測定した(付録 3. 参照)。測定結果(1.5 年)を図-6 に示す。塩化物イオン浸透量は、海水暴露, 促進暴露とも

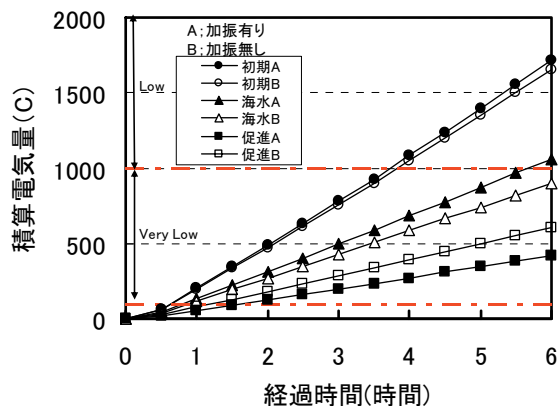


図-5 急速塩化物イオン浸透試験結果

(初期値, 海水暴露 1.5 年, 促進暴露 54 サイクル)

に、「加振有り」と「加振無し」による明確な差は見られない。

この濃度分布を式(2)で表される Fick の拡散方程式の解で近似して表面塩化物イオン濃度  $C_0$  と見かけの拡散係数  $D_{ap}$  を求めた結果を図-6 中に示す。

$$C(x,t) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{0.1x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right) \quad (2)$$

ここで、 $C(x,t)$ : コンクリート表面からの距離  $x$ (mm)、時間  $t$ (年)における Cl 濃度(kg/m<sup>3</sup>)、 $C_0$ : コンクリート表面( $x=0$ )における Cl 濃度(kg/m<sup>3</sup>)、 $D_{ap}$ : 見かけの塩化物イオン拡散係数 (cm<sup>2</sup>/年)、 $\operatorname{erf}(s)$ : 誤差関数である。

見かけの拡散係数は、「加振無し」の場合でも、「加振有り」と同等な値となっており、「加振無し」により塩化物が浸透しやすくなるということはないと推測される。

### 3.4 空隙構造

細孔径分布の測定は、塩化物イオン浸透量の測定に使用した供試体の半分を用いて行った。緑色部分と白色部分が確認されたため、緑色部では側面から 5~15mm と 65~75mm の位置で、白色部では側面から 65~75mm の位置

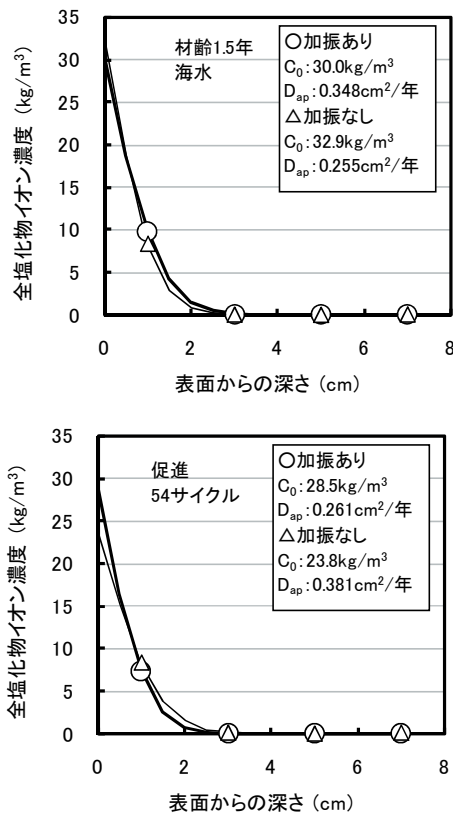


図-6 塩化物イオン濃度分布および回帰計算結果

から試験片を切り出して測定を行った (付録 4. 参照)。

細孔容積と平均細孔直径の関係について、海水暴露供試体の結果を図-7 に、促進暴露供試体の結果を図-8 に示す。海水暴露供試体、促進暴露供試体ともに「加振有り」と「加振無し」の違いは小さく、加振無しでも加振有りと同様の分布傾向を示している。

また、海水暴露供試体に比較して促進暴露供試体の方が細かい径 (0.003  $\mu$ m 付近) の細孔容積が多い傾向がある。細孔容積の累計は 0.10cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup> 前後であり、大きな差は見られなかった。なお、内部の白色部は緑色部とほぼ同様な分布を示しており、色の違いは特に認められなかった。

### 3.5 鋼材腐食

#### (1) 電気化学的手法による鋼材腐食状況

電気化学的試験結果 (自然電位, 腐食速度, コンクリート抵抗) を図-9 に示す。腐食速度の結果は 0.2  $\mu$ A/cm<sup>2</sup> 未満であり不動態状態 (腐食無し) と判定できコンクリート内部の鋼材が腐食している傾向は見られない。それに対して自然電位はやや卑 (-230mV vs. Ag/AgCl より小さい値) となっており、90%以上腐食ありと判定される。海中部暴露のようにコンクリートが水で飽和している場合、

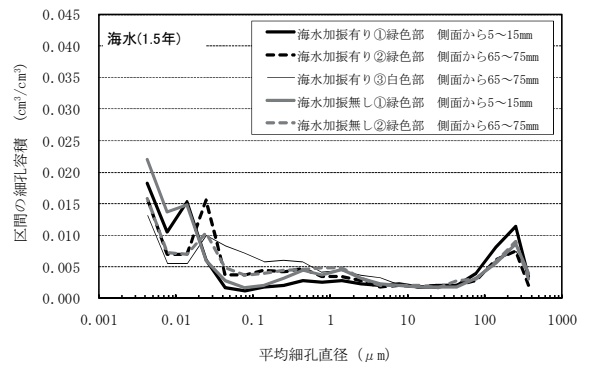


図-7 平均細孔直径と細孔容積の関係 (海水)

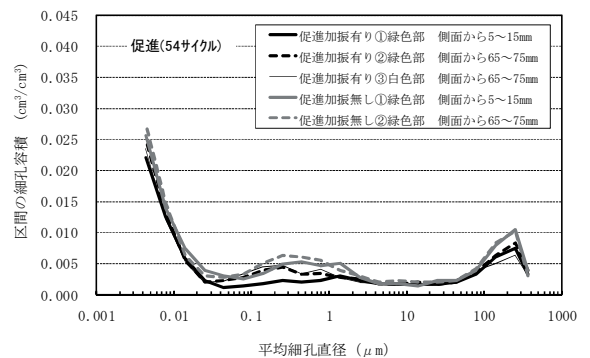


図-8 平均細孔直径と細孔容積の関係 (促進)

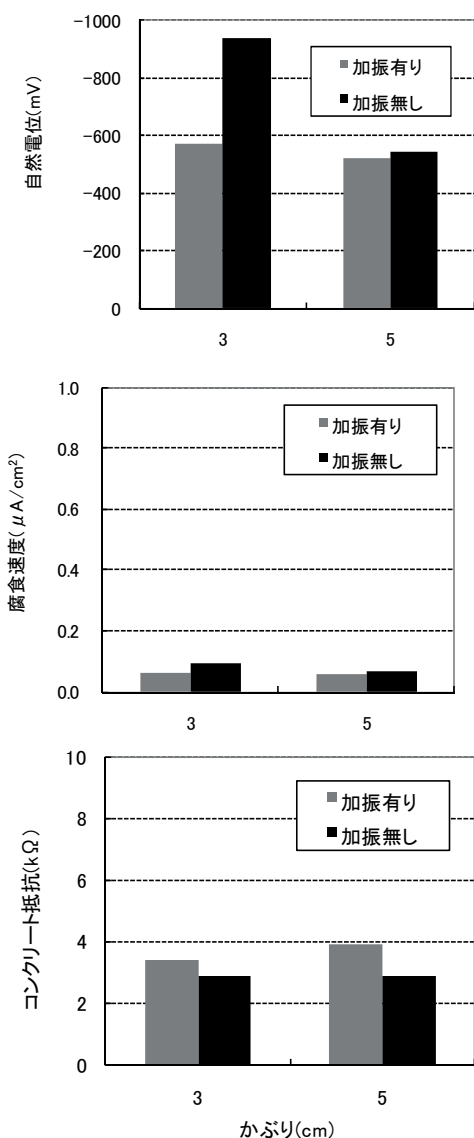


図-9 電気化学的試験結果（海水暴露 1.5 年）

腐食していないのに電位が卑になる傾向がある（例えば 8）<sup>9)</sup>。

加振有り、加振無しと比較を以下に示す。自然電位は加振有りの方が若干貴な値を、腐食速度は加振有りの方が若干小さな値を、コンクリート抵抗は加振ありの方が若干大きな値を示した。以上のように、加振の有無の差は若干見られた。

(2) 目視による鋼材腐食状況

海水循環水槽に約 1.5 年海水暴露した供試体を解体し、供試体中の鋼材の発錆状況を確認した。試験結果を表-7 に、はつり後の状況を写真-2 および写真-3 に示す。RC 供試体及び合成構造供試体の双方の供試体中の鋼材には、発錆は確認されなかった。そのため、加振の有無の差については判断できない。

表-7 鋼材腐食状況確認結果（1.5 年）

供試体	加振の有無	鋼材腐食状況
RC供試体	有2本、無1本	全て腐食無し
合成構造供試体	有2本、無1本	全て腐食無し



写真-2 RC 供試体



写真-3 合成構造供試体

3.6 まとめ

本章では、コンクリートの耐久性に及ぼす加振の有無の差異について確認するため、海中暴露 1.5 年後の供試体および促進暴露 54 サイクル終了の供試体を使用して検討を行った。得られた結果を以下にまとめる。

(1) 圧縮強度、静弾性係数において、加振有りの場合の方が加振無しの場合よりも若干大きな値を示す傾向が見られた。

(2) 塩化物イオン浸透抵抗性において、加振の有無による差はほとんど見られなかった。

(3) コンクリート中の細孔径分布において、加振の有無による差はほとんど見られなかった。

暴露 1.5 年目までの試験の結果より、コンクリートの耐久性に及ぼす加振の有無の差は力学的特性（圧縮強度等）においては若干見られたが、他の特性については明確な差異は確認されなかった。

#### 4. 中流動コンクリートの長期耐久性に関する検討 (暴露 10 年)

##### 4.1 概要

中流動コンクリートの長期耐久性について検討するため、海水循環水槽にて海水暴露 10 年後の供試体を使用し行った。なお「加振有り」供試体に対してのみ行った。

##### 4.2 力学特性

圧縮強度、静弾性係数及び引張強度について、初期値、暴露 1.5 年および暴露 10 年試験結果を図-10 に示す。暴露 10 年の供試体が「加振有り」のケースのみのため、「加振有り」のケースについてのみ示した。また、圧縮強度および静弾性係数の経時変化を図-11 に示す。φ150mm 円柱供試体の力学特性は海水暴露 10 年後には 1.5 年後よりも低下する傾向にあったが、φ75mm コア供試体の試験結果のほうは時間の経過とともに大きくなる傾向を示した。両者の違いとしては、円柱供試体は全面が海水に直接接しているが、コア供試体は直接海水に接していないことが挙げられる。

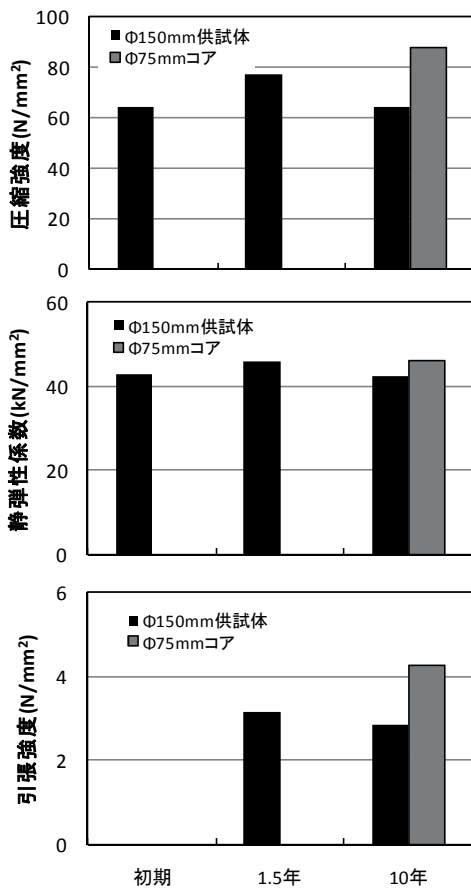


図-10 力学特性試験結果

海水に暴露させたコンクリート供試体の長期的な強度低下についての報告は多い<sup>10),11),12)</sup>。この低下は、水酸化カルシウムの溶出や硫酸イオンの侵入によるエトリング生成に起因していると考えられている<sup>10),12)</sup>。今回φ150mm 円柱供試体においては、既往の報告にあるような長期強度の低下がみられた。一方、コア供試体においては強度増加が確認された。以上のことから、コンクリートの内部においては水和の進行に伴い、緻密度が増加していると考えられる。一方、コンクリートの表層においては、海水が接触することによる劣化が生じていると推測される。この表層での劣化については、4.6 で考察を行う。

##### 4.3 塩化物イオン浸透抵抗性

###### (1) 急速塩化物イオン浸透試験結果

急速塩化物イオン透過性試験結果を図-12 に示す。電気量による塩化物イオン透過性の評価 (付表-2.3 参照) によると、10 年経過した試験体は「Very Low」と判定される。すなわち本コンクリートは非常に優れた塩化物イ

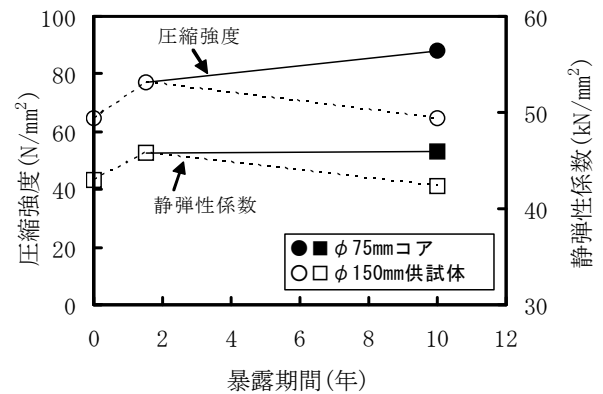


図-11 圧縮強度・静弾性係数の経時変化

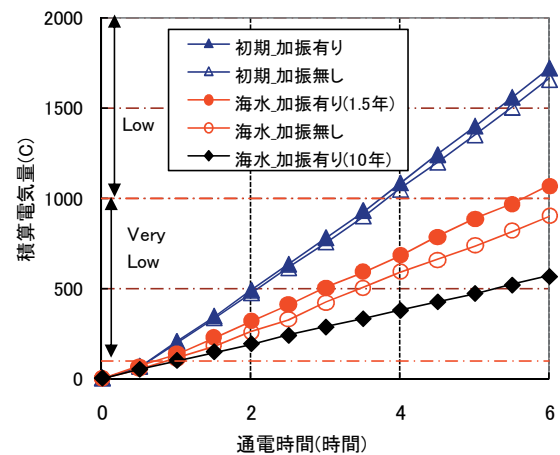


図-12 急速塩化物イオン透過性試験結果

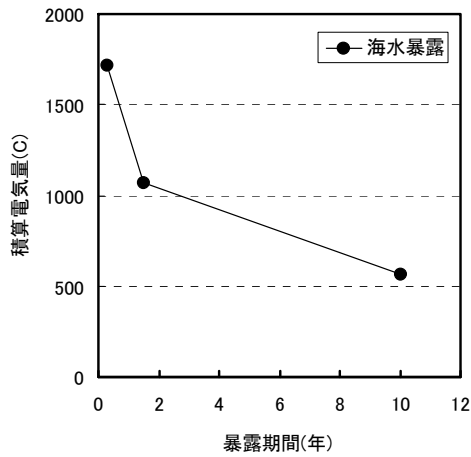


図-13 積算電気量の経時変化

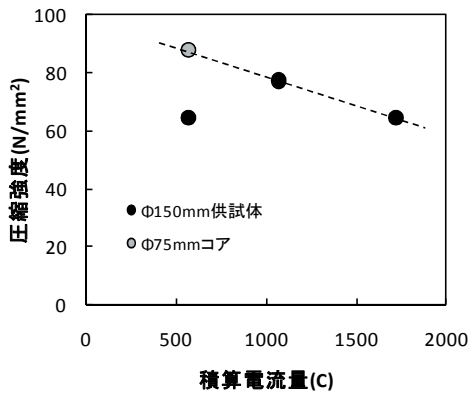


図-14 積算電気量と圧縮強度・静弾性係数との関係

オン浸透抵抗性を有している。

急速塩化物イオン透過性試験より得られた積算電気量（通電時間 6 時間）の経時変化を図-13 に示す。経過年数が長いほど積算電気量は小さく、すなわち塩化物イオン浸透抵抗性は増大する傾向がある。これは 10 年経過した時点においても水和が進み、組織が緻密になっていることを示唆している。

この積算電気量と圧縮強度との関係を図-14 に示す。図にはφ75mm コア供試体の試験結果も併記した。積算電気量の変化に対して力学特性試験結果の変化は小さいが、圧縮強度が大きくなるほど、積算電気量は小さくなる傾向が見受けられる。また、その傾向はφ75mm コア供試体の方が明確であった。この結果も、コンクリートの内部では緻密化が進行したことを示唆するものとする。

#### (2) 塩化物イオン浸透量

暴露 1.5 および 10 年後におけるコンクリート中の全塩化物イオン濃度分布を図-15 に示す。この濃度分布を式(2)で表される Fick の拡散方程式の解で近似して表面塩化物イオン濃度  $C_0$  と見かけの拡散係数  $D_{ap}$  を求めた結果

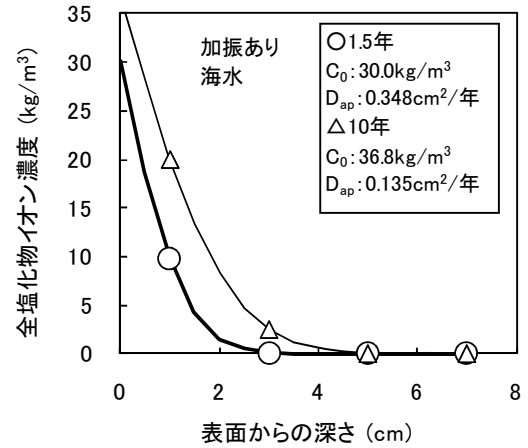


図-15 全塩化物イオン濃度分布

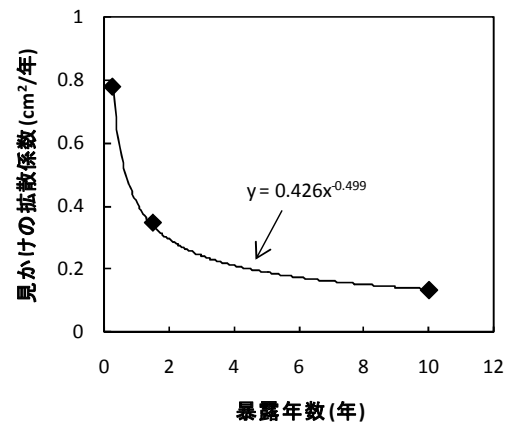


図-16 見かけの拡散係数の時間変化

を図-15 中に示した。見かけの拡散係数は 1.5 年経過時で  $0.348\text{cm}^2/\text{年}$ 、10 年経過時で  $0.135\text{cm}^2/\text{年}$ 、表面塩化物イオン濃度は 1.5 年経過時で  $29.98\text{kg}/\text{m}^3$ 、10 年経過時で  $36.81\text{kg}/\text{m}^3$  となった。コンクリート標準示方書（土木学会）による塩化物イオンに対する拡散係数推定式によると  $W/C=40\%$  の時、見かけの拡散係数は  $0.30\text{cm}^2/\text{年}$  となるが、それに比較して 1.5 年経過時の拡散係数は大きく、10 年経過時の値は小さくなる傾向を示した。既往の知見と同様に、経過年数が長いほど拡散係数は小さくなるという傾向が見受けられた。

ここで、拡散係数の経時変化が暴露期間のべき関数で表わすことができる<sup>11)</sup>として、暴露 1.5 年後と 10 年後の測定値より見かけの拡散係数の初期値を推定した。暴露年数と見かけの拡散係数の関係を図-16 に示す。初期値（海水暴露 3 カ月）時点での見かけの拡散係数を推定すると  $0.777\text{ (cm}^2/\text{年)}$  となった。

#### (3) 見かけの拡散係数と積算電気量の比較

見かけの拡散係数と積算電気量の関係を図-17 に示す。

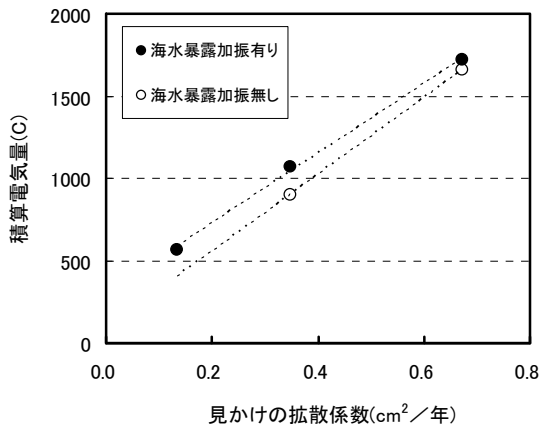


図-17 見かけの拡散係数と積算電流量の関係

積算電流量と見かけの拡散係数の間には高い相関関係があることが確認された。コンクリートの塩化物イオン透過性を迅速に評価する方法として急速塩化物イオン浸透試験が有効であるという知見<sup>13)</sup>が報告されているが、その知見と一致する結果となった。

#### 4.4 空隙構造

##### (1) 測定結果

初期値、1.5年、10年の平均細孔直径と細孔容積の関係を図-18に示す。供試体表面からの深さ5~15mm、65~75mmの結果を比較すると、65~75mmの位置の全細孔容積の方が少なくなっていた。よって、コンクリート内部の方が緻密化が進行していると推測される。

初期値と比較すると、暴露1.5年後および10年後の全細孔容積は大きく減少していることがわかる。特に暴露10年後には、0.003~350 $\mu$ mの範囲の細孔容積が減少しており、特に直径0.003~0.3 $\mu$ mの範囲の細孔の容積が大きく減少していた。

##### (2) 色の違い(緑色部と白色部)の考察

供試体断面に緑色部と白色部が確認されたため、両部分より試験片を採取し、細孔径分布測定を行った。1.5年、10年の平均細孔直径と細孔容積の関係を図-19に示す。10年後の緑色部と白色部の比較では、細孔径分布に大きな違いはなかった。ただし、0.03~350 $\mu$ mの範囲の全体にわたって若干白色部の細孔容積が多く、また、0.003 $\mu$ m付近の細孔容積は白色部の方が少ないようであった。

1.5年後と10年後の白色部の比較では、0.03~0.1 $\mu$ m付近の細孔容積が10年後には大幅に少なくなっており、緑色部と同様に緻密性が向上していると考えられる。

よって白色部の細孔構造は緑色部と大きな違いはないものと考えられる。

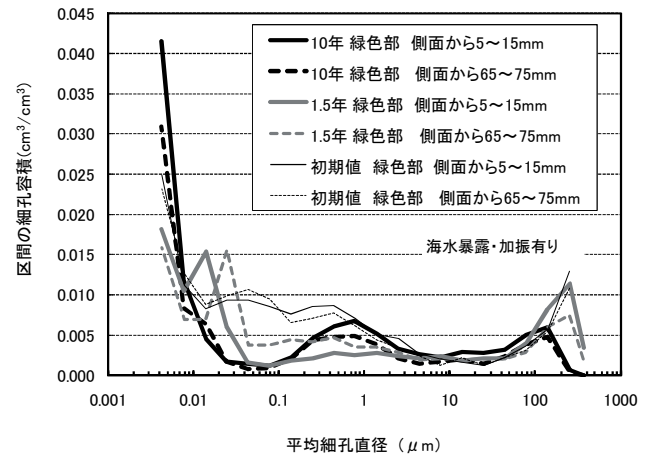


図-18 平均細孔直径と細孔容積の関係

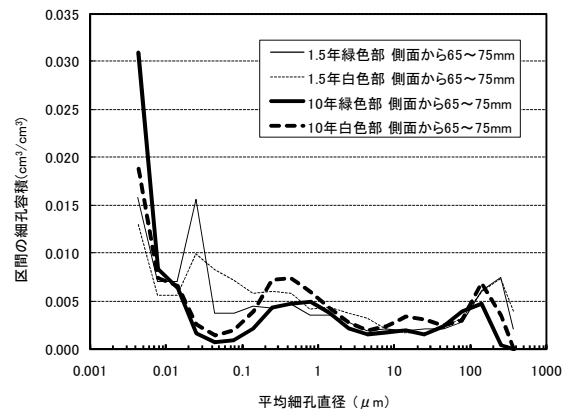


図-19 平均細孔直径と細孔容積の関係(色の比較)

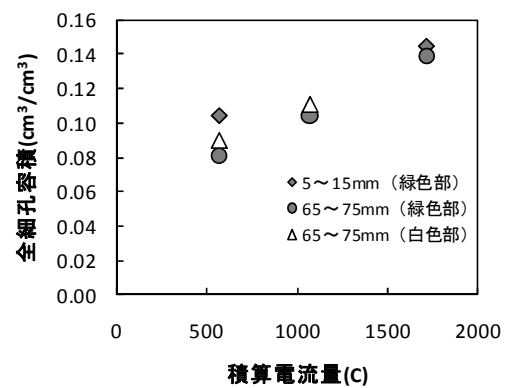


図-20 積算電流量と全細孔容積の関係

##### (3) 塩化物イオン浸透抵抗性との関係

###### a) 塩化物イオン透過性試験結果と細孔容積との関係

積算電流量と全細孔容積との関係を図-20に示す。全細孔容積が大きくなると積算電流量も大きくなる傾向がある。全細孔容積と積算電流量には高い相関関係があると考えられる。

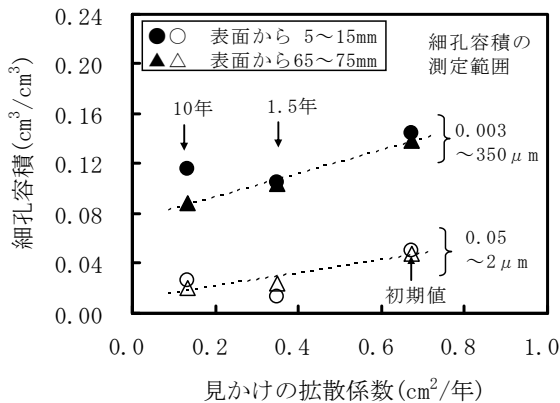


図-21 見かけの拡散係数と細孔容積の関係

b) 見かけの拡散係数と細孔容積の関係

塩化物イオンの見掛け拡散係数と細孔容積の関係を図-21に示す。ここで見かけの拡散係数は4.3で推計した値を用いている。この図には、全細孔容積（測定範囲0.003~350 $\mu$ m）との関係と、物質透過性に与える影響の大きいとされる範囲<sup>14)</sup>(0.05~2 $\mu$ m)の細孔容積との関係も併記している。ばらつきはあるものの、全細孔容積および0.05~2 $\mu$ mの細孔容積のいずれも時間の経過とともに小さくなり、それによって見かけの拡散係数も小さくなる傾向が確認された。

#### 4.5 鋼材腐食

(1) 電気化学的手法による鋼材腐食状況

(a) 測定結果

自然電位の経時変化を図-22に示す。図中の凡例は供試体番号である（全て加振ありの場合）。付表-5.5の判定表から判断すると「90%以上の確率で腐食している」と判定されるが、解体後の外観観察では丸鋼に腐食は認められなかった。海中のように溶存酸素量が少ない場所では、腐食が生じていなくても自然電位は卑となる傾向を示す(例えば8)<sup>9)</sup>という報告と同様の傾向を示した。

腐食速度の経時変化を図-23に示す。1.5年後には初期値よりも分極抵抗が若干大きくなり、10年後においても、1.5年後とほぼ同程度の値を維持していた。塩化物イオン浸透量の測定結果より、かぶり25~30mmの深さには2.55kg/m<sup>3</sup>という、腐食が生じさせるのに十分な値を示した。しかし腐食速度の値は0.1 $\mu$ A/cm<sup>2</sup>程度であり、付表-5.5の判定表によると「腐食なし」と評価された。また、後述のように、実際に鋼材表面を観察した結果、腐食は確認されなかった。海中のように鉄筋周囲に供給される酸素量が少ない環境の場合、腐食速度が非常に遅いと推測される。

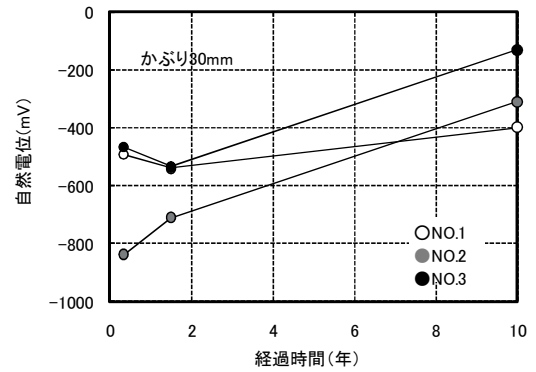


図-22 自然電位（かぶり 30mm）

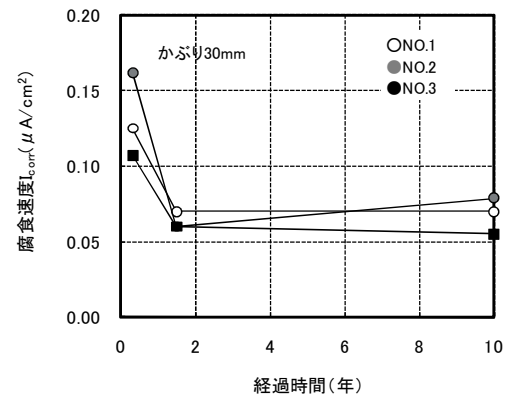


図-23 腐食速度（かぶり 30mm）

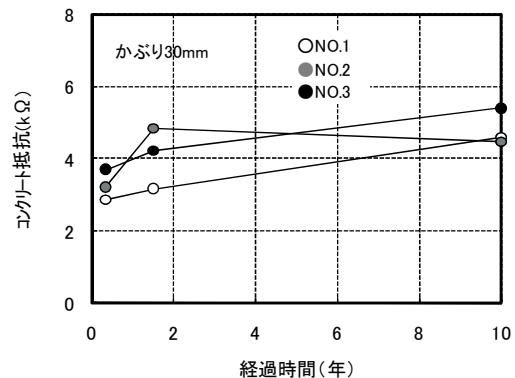


図-24 コンクリート抵抗（かぶり 30mm）

コンクリート抵抗の経時変化を図-24に示す。コンクリート抵抗は上昇する傾向を示した。試験初期は3~4k $\Omega$ 、10年経過時で4.5~6k $\Omega$ 程度の値を示した。暴露期間が長くなるにつれ大きくなる傾向が見られたことから、この結果からもコンクリート内部で緻密化が進行していることが推測される。

(b) コンクリート抵抗と積算電流量および見かけの拡散係数との関係

図-24のコンクリート抵抗の平均値と急速塩化物イオン浸透試験で得られた積算電流量との関係およびコンク

リート抵抗と見かけの拡散係数との関係を併せて図-25に示す。ここで、見かけの拡散係数の初期値は前述の推定値を使用している。材齢に伴うコンクリート抵抗の増加とともに積算電流量が減少していることが確認された。コンクリート抵抗と積算電流量の間には高い相関関係があると考えられる。また、材齢に伴うコンクリート抵抗の増加とともに見かけの拡散係数が減少していることが確認された。コンクリート抵抗と見かけの拡散係数の間にも高い相関関係があると考えられる。

(2) 目視による鋼材腐食状況

供試体を解体し、供試体中の鋼材の発錆状況を確認した結果を表-8に、状況を写真-4に示す。RC供試体コンクリート中の丸鋼部分及び合成構造供試体コンクリート中の鋼材(不等辺山形鋼)の発錆はいずれも確認されなかった。

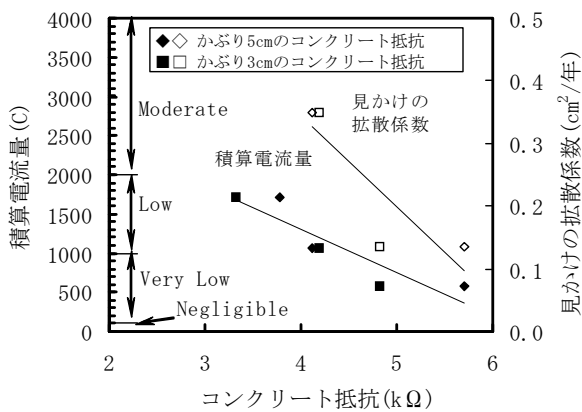


図-25 コンクリート抵抗と積算電流量および見かけの拡散係数の関係

表-8 鋼材腐食状況確認結果

供試体	加振の有無	鋼材腐食状況
RC供試体	有(3体)	腐食なし
合成構造供試体	有(3体)	腐食なし

合成構造供試体の鋼材



RC供試体の丸鋼(かぶり3cm)



写真-4 鋼材の腐食状況

4.6 コンクリート表面部の劣化

4.2 で確認された円柱供試体における圧縮強度の低下は、コンクリート表面部の劣化に起因していると考えられた。ここでは、その表面部での劣化について検討した結果を述べる。なお、ここでの「劣化」とは、海水中のイオン(SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>, Mg<sup>2+</sup>等)による化学的侵食に起因するものを主に指している。

(1) 中性化深さ

暴露年数と中性化深さの関係を図-26に示す。なお、既往の研究<sup>6)</sup>の結果も併せて示した。なお、図中の曲線は「コンクリート標準示方書[設計編]」の中性化予測式にW/C=0.55を代入したものである。

今回の中性化深さは平均0.4mmと非常に小さかった。海中部での暴露のため、常に湿潤状態にあったことに起因すると考えられる。既往の研究においても、海水の供給を受けやすい海洋環境においては中性化が比較的進行しにくいことが報告されている<sup>6)</sup>。中流動コンクリートを港湾コンクリート構造物に適用する場合において、鉄筋腐食に及ぼす中性化の影響はほとんど無いと考えられる。

(2) EPMAによる各種元素濃度分布

EPMAによる各元素濃度分布測定結果を図-27に示す。同様の検討を行った既往の研究<sup>6)</sup>によると、海水に暴露されたコンクリートの濃度分布は、以下の傾向を示すと報告されている。

- 1) 表面付近でCa濃度が減少する。
- 2) 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。
- 3) Mg濃度が高い個所ではS濃度が減少する。

今回の結果を以下に示すが、これらの傾向にほぼ一致していた。

- 1) Caは表面から約3mmまでの範囲で減少していた。

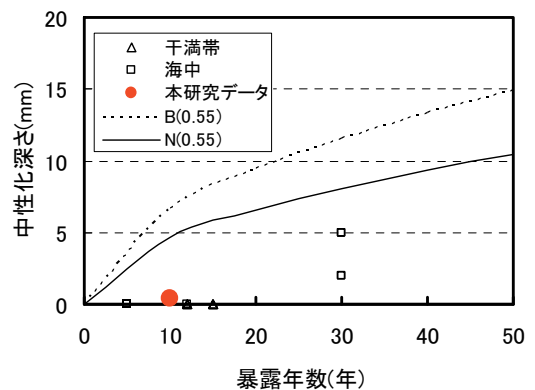
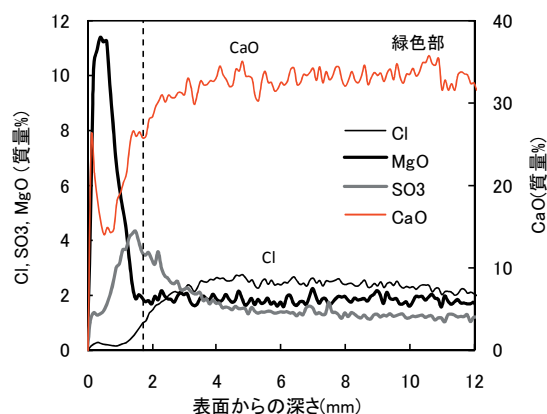
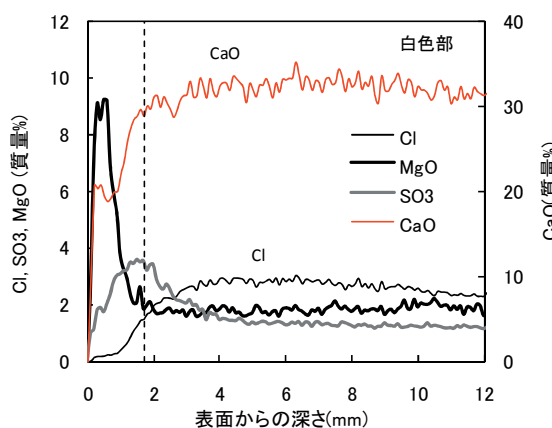


図-26 暴露年数と中性化深さの関係





(緑色部)



(白色部)

図-27 EPMA による濃度分布結果  
(縦点線：劣化深さ)

- 2) 外部から Cl, S, Mg が侵入しており、その侵入早さは  $Cl > S > Mg$  の順で大きかった。
- 3) S 濃度が高い表面から約 5mm までの範囲では Cl 濃度が減少していた。
- 4) Mg 濃度が高い表面から 2mm までの範囲では、S 濃度が減少していた。

Ca 濃度と Mg 濃度の関係より、Ca のコンクリート表面からの溶脱とともに、 $Ca(OH)_2$  から溶出した  $OH^-$  と、海水中から侵入した Mg が反応して  $Mg(OH)_2$  が生成し沈殿したことも推測される<sup>6),15),16)</sup>。Ca 濃度が減少した範囲では、細孔構造の緻密化の低下を生じ、暴露 10 年後における圧縮強度の低下に影響した可能性も考えられる。

海水中の S が侵入したことにより S 濃度が増加した範囲では、主にフリーデル氏塩が S ( $SO_4^{2-}$ ) によって分解され、エトリンガイトが生成されることによって Cl 濃度が減少したと考えられ<sup>6),15)</sup>、エトリンガイトの膨張破壊が圧縮強度の低下に影響した可能性も考えられる。ただしこれらの現象もコンクリート表面から 2~3mm の範囲で生じているのみであり、コンクリートの内部までの影響は見られなかった。

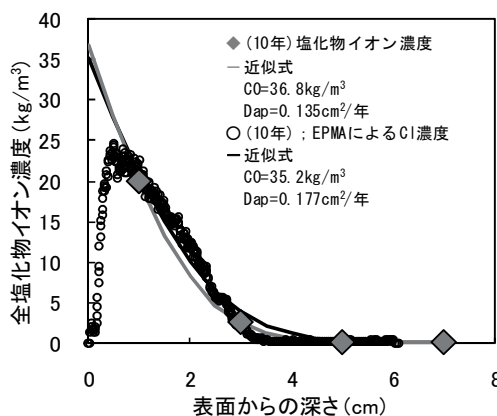


図-28 EPMA 濃度分布を換算した塩化物イオン濃度分布

ここで、白色部については、緑色部と同様の結果が得られており、EPMA の結果からも両者に違いはないものと考えられた。なお、高炉セメントを使用したコンクリートにおいて、白色に色調が変化する理由については 2.3 (5) で述べた。

また、コンクリートの表層 1~2mm の範囲が白く変色している部分が見受けられた(付図-8.2~8.3 参照)。この理由については、Mg の侵入などによる影響も考えられるが、明確ではない。

EPMA で測定した Cl 濃度分布の結果を用いて、コンクリート質量に換算した Cl 濃度を求め、式 (2) の Fick の拡散方程式の解で近似して表面塩化物イオン濃度  $C_0$  と見かけの拡散係数  $D_{ap}$  を求めた結果を図-28 中に示す。 $C_0$  は  $35.2 \text{ kg/m}^3$ 、 $D_{ap}$  は  $0.177 \text{ cm}^2/\text{年}$  となり、塩化物イオン浸透量の分布から推定した結果と同様な値を示した。

### (3) ビッカース硬さ試験結果

海水暴露 10 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-29 に示す。なお、各深度における測定値の平均値を赤丸で示した。ごく表面部で硬さの低下が見られた。このことより、コンクリート表面部においては強度低下(劣化)が生じていると考えられる。

ここで、ビッカース硬さ(コンクリートの強度)は、コンクリート表面からの劣化因子(Mg や S などの)作用によって内部の健全な値から表面に向かって徐々に低下すると考えられる。この低下の傾向を既往の研究<sup>6)</sup>に従って式 (3)を用いて近似した。

$$H(x,t) = H_0 \cdot \text{erf}\left(x/2\sqrt{D_H t}\right) \quad (3)$$

ここで、 $H(x,t)$ : 時間  $t$ (年)、表面からの距離  $x$ (mm) におけるビッカース硬さ、 $H_0$ : コンクリート内部のビッカース硬さ、 $D_H$ : 劣化の進行を表す係数 ( $\text{mm}^2/\text{年}$ )、 $\text{erf}(s)$ : 誤差関数、である。

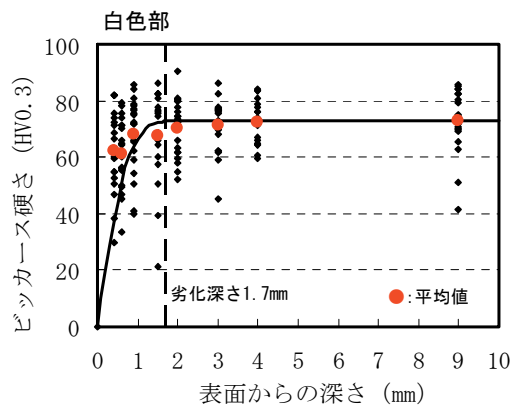
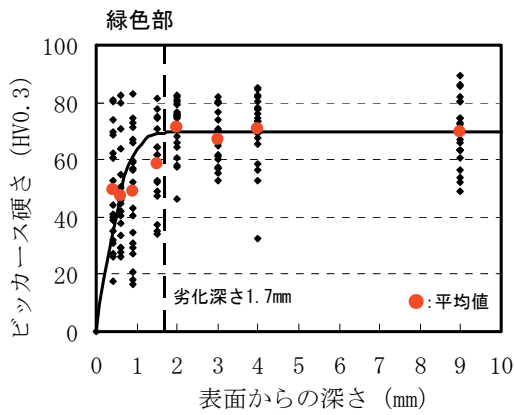


図-29 ビッカース硬さ試験結果

この近似の結果に対して、ビッカース硬さが表面に向かって低下し始める深さ（ビッカース試験による劣化深さ）を求めたところ、図に示すように1.7mmとなった。この結果より、海水の作用によるコンクリートの劣化はごく表層部に限られていたことが確認された。言い換えると、海水が接するコンクリート構造物において、海水の作用による劣化が生じるのはごく表層のみであり、大半を占める内部のコンクリートは劣化しにくいことを意味している。

(4) 各試験結果の比較

1) 中性化深さと Mg 侵入深さとの関係、Mg 侵入深さと S 侵入深さの関係

中性化深さと Mg 侵入深さ（Mg 濃度が増加している深さ）の関係、Mg 侵入深さと S 最大深さ（S 濃度が最大値を示した深さ）の関係を、既往の研究<sup>6)</sup>で報告された関係と併せて図-30 および図-31 に示す。

既往の研究成果は水セメント比が 45~60%程度のコンクリートの結果であるが、水セメント比 40%のコンクリートである今回の結果もほぼ同様の傾向を示した。このことは前述の Mg, S などの元素が相互に影響しつつコンクリート内部に侵入していることを裏付けるものである。

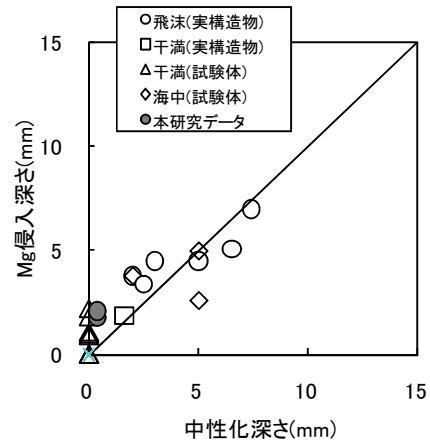


図-30 中性化深さと Mg 侵入深さの関係

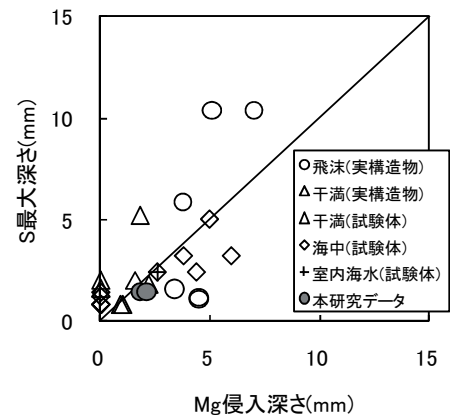


図-31 Mg 侵入深さと S 最大深さの関係

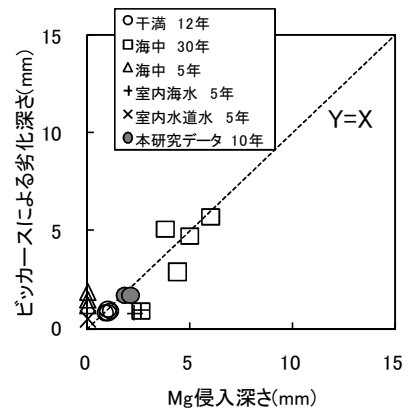


図-32 Mg 侵入深さとビッカース劣化深さの関係

2) Mg 侵入深さとビッカース劣化深さの関係

Mg 侵入深さとビッカース試験による劣化深さの関係を、既往の研究<sup>6)</sup>で報告された関係と併せて図-32 に示す。既往の研究成果と同様に、Mg 侵入深さとビッカース試験による劣化深さが一致する傾向を示した。水セメント比 40%のコンクリートにおいても、既往の研究<sup>6)</sup>で提案しているように、Mg 侵入深さが海水作用による劣

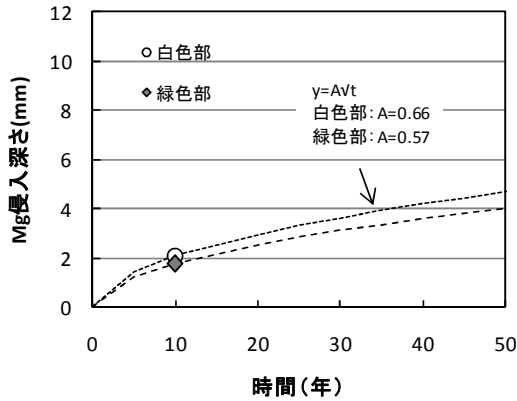


図-33 Mg 侵入深さの時間変化

化深さの指標になり得ると考えられた。

なお、Mg 侵入深さが劣化深さを表す理由は、C-S-H と Mg が反応して M-S-H が生成し、この M-S-H が脆弱であること(例えば<sup>17)</sup>)に起因していると考えられている<sup>6)</sup>。

### 3) Mg 侵入深さを劣化指標とした劣化予測例

文献<sup>6)</sup>では Mg 侵入深さを劣化指標とした劣化予測手法を提案している。以下、この手法による劣化予測を試みる。

コンクリート中の物質の侵入深さは一般的に時間の $1/2$ 乗に比例する(式(4)参照)。侵入深さの予測は、式(4)中の比例定数 $A$ を設定することで可能となる。

$$y = A\sqrt{t} \quad (4)$$

ここで、 $y$ : 物質の侵入深さ(mm)、 $A$ : 比例定数(mm/年<sup>0.5</sup>)、 $t$ : 時間(年)、である。

図-33 に Mg 侵入深さの時間変化の予測結果を示す。今回結果より得られた比例定数 $A$ を用い、50年後の劣化深さを予測すると 4mm 程度となった。この結果から、海水が作用する環境下において、本コンクリート表面での劣化の進行は緩やかであることが示唆される。

### (5) 圧縮強度の低下と表面劣化の関係についての考察

図-10 におけるコンクリート(供試体)の圧縮強度の低下には、前述した表面での劣化が影響していると考えている。以下、圧縮強度の低下と表面劣化の関係について、今回得られたデータの比較を行いつつ、考察を行う。

図-29 より、本検討における表面部での「劣化深さ」は 1~2mm 程度であった。一方、圧縮強度は 1.5 年から 10 年にかけて約 16% 低下した(77.2→64.5N/mm<sup>2</sup>)。仮に表面から 2mm の範囲のコンクリートが失われ、その損失分が圧縮強度の低下に寄与したとして、圧縮強度の低下率(面積の減少率)は約 5% となる。実測における圧縮強度の低下率と、劣化深さから推測した低下率は厳密

には一致していない。このずれには種々の試験誤差が含まれていたものと考えている。例えば、製造時のコンクリート品質(圧縮強度)のばらつき、同一供試体内での品質のばらつき、ビッカース硬さの測定誤差、ビッカース硬さより求めた劣化深さの測定誤差等、要因は多数考えられる。

コンクリートの劣化と、表面での劣化の関係を厳密に検討するためには、例えば供試体全体での圧縮強度と、同一供試体内部から採取した試料(コア等)の圧縮強度を比較する必要がある。また、その際の供試体表面での劣化深さを把握する必要がある。しかし、今回については試験体が残存しておらず、上記のような追加検討を実施することができない。今後、他のコンクリート試験体を用いて、上述の検討を実施し、圧縮強度と表面劣化との関係についての検証を行いたいと考えている。

## 4.7 まとめ

本章では、中流動コンクリートの海洋環境下における長期耐久性を確認するため、海水循環水槽の海中部に 10 年間暴露した供試体を用いて検討を行った。得られた結果を以下にまとめる。

### (1) 力学特性

圧縮強度は 10 年後においても初期強度(60N/mm<sup>2</sup>程度)と同程度の高い値を保持していた。

なお、圧縮強度において、供試体による違いがみられた。φ150mm 円柱供試体の圧縮強度は、暴露 10 年後には 1.5 年後よりも低下する傾向にあったが、φ75mm コア供試体の圧縮強度は暴露 1.5 年時の φ150mm 円柱供試体の圧縮強度よりも大きくなる傾向を示した。

上記の両者の違いとしては、円柱供試体は全面が海水に直接接しているが、コア供試体は直接海水に接していないことが挙げられる。円柱供試体においては、供試体表面に海水が直接接しており、後述する海水中の Mg 等の作用による表面部での劣化が強度低下に影響していた可能性がある。一方、コアについては、海水が直接接していないため、海水中の Mg 等の作用をほとんど受けず、逆に水分は十分供給されるため水和が進行し、強度が増進していたと推測される。

言い換えると、海水が接するコンクリート構造物において、海水の作用による劣化が生じるのはごく表層のみであり、大半を占める内部のコンクリートは劣化しにくいことを意味している。

### (2) 空隙構造

全細孔容積(0.003~350μm)および物質透過性に与える影響が大きいとされる範囲の細孔容積(0.05~2μ

m) は、いずれも時間の経過とともに減少した。また、コンクリート供試体内部（深さ 65～75mm）の細孔容積の方が、表層部（深さ 5～15mm）の細孔容積より少ない傾向を示した。このことは、コンクリート表層部と比較して、内部の組織の方が緻密になっていることを示唆している。

### (3) 塩化物イオン浸透抵抗性

塩化物イオン浸透抵抗性を表す試験結果（積算電気量、見かけの拡散係数）より、今回の中流動コンクリートは、通常のコンクリートと比較して、非常に優れた抵抗性を示した。

また、両者の結果のいずれにおいても、暴露年数の経過と共に抵抗性が増加（値は減少）する傾向を示した。これは 10 年経過した時点においてもコンクリート内部において水和が進み、組織が緻密になっていることを示唆している。

### (4) 鋼材腐食

海中部での暴露 10 年後において鋼材の腐食状況を目視確認した結果、RC 供試体中の丸鋼および合成構造供試体の不等辺山形鋼のいずれについても発錆は確認されなかった。丸鋼位置のかぶり 25～30mm の深さには 2.55kg/m<sup>3</sup> の高濃度の塩化物イオンが存在していたにもかかわらず、腐食が生じていない理由としては、暴露環境が海中であったため、鉄筋周囲に供給される酸素量が少なかったことが影響していると推測される。

### (5) コンクリート表面部での劣化

(1) で述べた円柱供試体における圧縮強度の低下は、コンクリート表面部の劣化に起因していると考えられた。この表面部での劣化について検討し、得られた結果を以下に示す。なお、ここでの「劣化」とは、海水中のイオン（SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>、Mg<sup>2+</sup>等）による化学的侵食に起因するものを主に指している。

#### 1) 中性化深さ

海中部での暴露 10 年後、中性化深さは平均 0.4mm であった。海中部での暴露のため、常に湿潤状態にあったことに起因していると考えられる。

#### 2) 各元素の濃度分布と劣化の関係

Ca 濃度と Mg 濃度の関係より、Ca のコンクリート表面からの溶脱とともに、Ca(OH)<sub>2</sub> から溶出した OH<sup>-</sup> と、海水中から侵入した Mg が反応して Mg(OH)<sub>2</sub> が生成し沈殿したことも推測された。

Ca 濃度が減少した範囲では、細孔構造の緻密化の低下を生じ、暴露 10 年後における圧縮強度の低下に影響した可能性も考えられた。

海水中からの S の侵入により、S 濃度が増加した範囲

では、主にフリーデル氏塩が S (SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>) によって分解され、エトリンガイトが生成されることによって Cl 濃度が減少し、エトリンガイトの膨張破壊が圧縮強度の低下に影響した可能性も考えられた。

ただし、これらの現象もコンクリート表面から 2～3mm の範囲で生じているのみであり、コンクリート内部までの影響はなかった。

#### 3) 表面部での劣化深さ

海水暴露 10 年後、ビッカース硬さ試験により円柱供試体の表面から 1.7mm までの表層付近でビッカース硬さが低下することが確認された。この結果から、コンクリートの海水による劣化はごく表層部に限られていたことが確認された。

また、既往の研究成果と同様に、Mg 侵入深さとビッカース試験による劣化深さが一致する傾向を示した。水セメント比 40% のコンクリートにおいても、既往の研究<sup>6)</sup>で提案しているように、Mg 侵入深さが海水作用による劣化深さの指標になり得ると考えられた。

## 5. まとめ

高炉セメント B 種を用いた水セメント比 40%、スランブフロー 500mm の中流動コンクリート（加振併用型充てんコンクリートとも称す）の海洋環境における長期耐久性を 10 年間の長期暴露試験により検討した結果、得られた知見を以下に示す。

### (1) 力学特性

圧縮強度は 10 年後においても初期強度 (60N/mm<sup>2</sup> 程度) と同程度の高い値を保持していた。

なお、圧縮強度において、供試体による違いがみられた。φ150mm 円柱供試体の圧縮強度は、暴露 10 年後には 1.5 年後よりも低下する傾向にあったが、φ75mm コア供試体の圧縮強度は暴露 1.5 年時の φ150mm 円柱供試体の圧縮強度よりも大きくなる傾向を示した。

上記の両者の違いとしては、円柱供試体は全面が海水に直接接しているが、コア供試体は直接海水に接していないことが挙げられる。円柱供試体においては、供試体表面に海水が直接接しており、後述する海水中の Mg 等の作用による表面部での劣化が強度低下に影響していた可能性がある。一方、コアについては、海水が直接接していないため、海水中の Mg 等の作用をほとんど受けず、逆に水分は十分供給されるため水和が進行し、強度が増進していたと推測される。

言い換えると、海水が接するコンクリート構造物において、海水の作用による劣化が生じるのはごく表層のみ

であり、大半を占める内部のコンクリートは劣化しにくいことを意味している。

また、中流動コンクリートにおける加振の有無の差を検討した結果、明確な差は見られなかった。

#### (2) 空隙構造

全細孔容積 ( $0.003\sim 350\mu\text{m}$ ) および物質透過性に与える影響が大きいとされる範囲の細孔容積 ( $0.05\sim 2\mu\text{m}$ ) は、いずれも時間の経過とともに減少した。また、コンクリート供試体内部 (深さ  $65\sim 75\text{mm}$ ) の細孔容積の方が、表層部 (深さ  $5\sim 15\text{mm}$ ) の細孔容積より少ない傾向を示した。このことは、コンクリート表層部と比較して、内部の組織の方が緻密になっていることを示唆している。

なお、中流動コンクリートにおける加振の有無の差を検討した結果、今回の検討では、加振による明確な差異は確認されなかった。

#### (3) 塩化物イオン浸透抵抗性

塩化物イオン浸透抵抗性を表す試験結果 (積算電気量、見かけの拡散係数) より、今回の中流動コンクリートは、通常のコンクリートと比較して非常に優れた抵抗性を示した。

また、両者の結果のいずれにおいても、暴露年数の経過と共に抵抗性が増加 (値は減少) する傾向を示した。これは 10 年経過した時点においてもコンクリート内部において水和が進み、組織が緻密になっていることを示唆している。

なお、中流動コンクリートにおける加振の有無の差を検討した結果、今回の検討では、加振による明確な差異は確認されなかった。

#### (4) 鋼材腐食

海中部での暴露 10 年後において鋼材の腐食状況を目視確認した結果、RC 供試体中の丸鋼および合成構造供試体の不等辺山形鋼のいずれについても発錆は確認されなかった。丸鋼位置のかぶり  $25\sim 30\text{mm}$  の深さには  $2.55\text{kg}/\text{m}^3$  の高濃度の塩化物イオンが存在していたにもかかわらず、腐食が生じていない理由としては、暴露環境が海中であったため、鉄筋周囲に供給される酸素量が少なかったことが影響していると推測される。

#### (5) コンクリート表面部での劣化

(1) で述べた円柱供試体における圧縮強度の低下は、コンクリート表面部の劣化に起因していると考えられた。この表面部での劣化について検討し、得られた結果を以下に示す。なお、ここでの「劣化」とは、海水中のイオン ( $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$  等) による化学的侵食に起因するものを主に指している。

#### 1) 中性化深さ

海中部での暴露 10 年後、中性化深さは平均  $0.4\text{mm}$  であった。海中部での暴露のため、常に湿潤状態にあったことに起因していると考えられる。

#### 2) 各元素の濃度分布と劣化の関係

Ca 濃度と Mg 濃度の関係より、Ca のコンクリート表面からの溶脱とともに、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$  から溶出した  $\text{OH}^-$  と、海水中から侵入した Mg が反応して  $\text{Mg}(\text{OH})_2$  が生成し沈殿したことも推測された。

Ca 濃度が減少した範囲では、細孔構造の緻密化の低下を生じ、暴露 10 年後における圧縮強度の低下に影響した可能性も考えられた。

海水中からの S の侵入により、S 濃度が増加した範囲では、主にフリーデル氏塩が S ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) によって分解され、エトリンガイトが生成されることによって Cl 濃度が減少し、エトリンガイトの膨張破壊が圧縮強度の低下に影響した可能性も考えられた。

ただし、これらの現象もコンクリート表面から  $2\sim 3\text{mm}$  の範囲で生じているのみであり、コンクリート内部までの影響はなかった。

#### 3) 表面部での劣化深さ

海水暴露 10 年後、ビッカース硬さ試験により円柱供試体の表面から  $1.7\text{mm}$  までの表層付近でビッカース硬さが低下することが確認された。この結果から、コンクリートの海水による劣化はごく表層部に限られていたことが確認された。

また、既往の研究成果と同様に、Mg 侵入深さとビッカース試験による劣化深さが一致する傾向を示した。水セメント比 40% のコンクリートにおいても、既往の研究<sup>9)</sup>で提案しているように、Mg 侵入深さが海水作用による劣化深さの指標になり得ると考えられた。

これらの成果は、中流動コンクリートまたは加振併用型充てんコンクリートの、港湾 RC 構造物や鋼コンクリート合成構造などへの適用性の拡大と構造物の信頼性の向上に寄与できるものと期待される。

## 6. あとがき

海洋環境下におけるコンクリートの長期耐久性、特に耐海水性 (海水中のイオン ( $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$  等) による化学的侵食に対する抵抗性) に関する何らかの「促進試験」が確立されていれば、その促進試験のみを実施し、比較的短期間で長期耐久性を評価することができる。しかし、海洋環境下でのコンクリート自体の劣化 (海水中のイオ

ン ( $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ 等)による化学的侵食を主に指す)を促進させる手法は、現状では確立されていない。そのため、実環境下での長期暴露試験が、コンクリートの耐久性を評価する際に最も信頼性が高いというのが現状である。そのため、本検討では、コンクリートの長期耐久性を確認するため、実海洋環境下において10年間にわたる長期暴露試験を実施した。その結果として、本コンクリートは長期にわたり、優れた性能を保持していることが確認された。

なお、本文の筆頭著者である山路らは文献6)において、多数の長期暴露試験結果を基に、海洋環境におけるコンクリートの劣化指標およびそれを用いた劣化予測手法を提案している。また、海洋環境におけるコンクリート劣化はごく表層のみでしか生じておらず、Mg侵入深さ、あるいは中性化深さが劣化指標となり得ることを示している。このような劣化評価手法が確立された場合、劣化の進展を評価するための指標が確立されるだけでなく、この劣化指標を基準とした促進試験が確立される可能性も考えられる。ただし、まだ不明な点が多く、今後継続して検討したいと考えている。

(平成23年8月12日受付)

## 謝辞

本研究は、国土交通省国土技術政策総合研究所、(独)港湾空港技術研究所、早稲田大学、(財)沿岸開発技術研究センター、五洋建設(株)、佐伯建設工業(株)、東亜建設工業(株)、東洋建設(株)、若築建設(株)で実施した共同研究(1999年～2005年)において開始し、1.5年目の調査は共同研究期間内の2002年において実施したものである。暴露10年後の調査は早稲田大学、五洋建設(株)、東亜建設工業(株)、東洋建設(株)と共同で実施したものである。ご尽力いただいた関係各位に御礼申し上げます。特に、共同研究開始時に多大なご尽力をいただいた、当時の材料研究室長であった濱田秀則氏(現九州大学教授)、佐伯建設工業(株)(現あおみ建設)松田佳明氏、東亜建設工業(株)守分敦郎氏、北澤真氏、東洋建設(株)佐野清史氏、若築建設(株)壹岐直之氏に御礼申し上げます。

なお、本文の第4章は、上記の暴露10年時の調査結果をとりまとめたものであり、その結果の一部は文献18)として発表されている。この取りまとめの際には、東亜建設工業(株)村松道雄氏にご尽力をいただいた。ここに御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) (財)沿岸開発技術研究センター、沿岸開発技術ライブラリーNo. 20、鋼コンクリートサンドイッチ構造沈埋函を対象とした加振併用型充てんコンクリートマニュアル、2004. 2
- 2) 大和竹史、東 俊夫、渡辺和重、白石 悟：合成構造用充てんコンクリートの開発、コンクリート工学、Vol. 41, No. 7, pp. 15-22, 2003. 7
- 3) 末岡英二、羽瀧貴士、壺岐直之、清宮 理：合成構造沈埋函に用いる加振併用型充てんコンクリートの性能に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol. 26, No. 1, pp. 1611-1616, 2004. 6
- 4) 北澤 真、作井孝光、大西隆雄、羽瀧貴士：加振併用型充てんコンクリートを用いた合成構造沈埋函本体コンクリートの施工、コンクリート工学年次論文集、Vol. 28, No. 1, pp. 1145-1150, 2006. 7
- 5) 佐藤文則、紙田 晋、牛島 栄：自己充てん型高強度高耐久コンクリートの長期海洋曝露試験結果、土木学会第64回年次学術講演会講演概要集、V-233, pp. 463-464, 2009. 9
- 6) 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.
- 7) C&C エンサイクロペディア(セメント・コンクリート化学の基礎講座)；セメント協会、1996
- 8) 竹田宣典、迫田恵三、十河茂幸：海洋環境下に10年間暴露した鉄筋コンクリートの経年変化、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18, No. 1, 1996.
- 9) 審良善和、岩波光保、山路徹、石中正人：干満帯に暴露した各種セメントを用いたコンクリート中鉄筋の自然電位および分極抵抗と鉄筋腐食の関係、コンクリート工学年次論文集、Vol. 32, No. 1, pp. 1661-1666, 2010.
- 10) 福手 勤、濱田秀則、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、Vol. 442/V-16, pp. 43-52, 1992. 2
- 11) 竹田宣典、十河茂幸、迫田恵三、出光 隆：種々の海洋環境条件におけるコンクリートの塩分浸透と鉄筋腐食に関する実験的研究、土木学会論文集、Vol. 599/V-40, pp. 91-104, 1998. 8
- 12) 渡邊晋也、迫田恵三、丸 章夫、上野信平、吉居智司：熱帯域の海中に暴露した各種コンクリートの耐久性、東海大学海洋研究所研究報告、第28号、pp. 55-64, 2007.
- 13) 山本明雄、ミスラ・スディール：コンクリートの塩化物イオン透過性の評価に関する最近の研究動向、コンクリート工学、Vol. 31, No. 8, 1993. 8

- 14)羽原俊祐:硬化コンクリートの組織および空隙構造と物性に関する研究, 慶応大学学位論文, 1992.
- 15)取違 剛, 渡邊賢三, 横関康祐, 大即信明:長期間暴露されたコンクリートの化学的侵食に関するマルチイオン解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 1, pp. 813-818, 2007.
- 16)細川佳史, 山田一夫, Bjorn Johannesson, Lars-Olof Nilson:熱力学的相平衡を考慮した Multi-species 物質移動モデルの構築, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 1, pp. 957-962, 2007.
- 17)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.
- 18)村松道雄, 羽瀨貴士, 山路徹, 清宮理:海洋環境における中流動コンクリートの長期耐久性に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 1, pp. 743-748, 2011.

付録 試験結果

1. 力学特性試験結果

海水暴露 10 年目の圧縮強度試験，静弾性係数試験，引張強度試験は，φ150×H100mm の円柱供試体 1 本に対して行った。また，自然電位および分極抵抗測定用の角柱供試体（150×150×530mm）の調査完了後，鋼材の腐食状況調査のために解体したコンクリート片から φ75mm のコア 3 本を採取し，供試体とした。

圧縮強度試験の結果を付表-1.1～1.4 に，静弾性係数試験の結果を付表-1.5～1.7 に，応力とひずみの関係を付図-1.1～1.6 に，引張強度試験の結果を付表-1.8～1.9（初期値は計測ミスのため未掲載）に示す。

付表-1.1 圧縮強度試験結果（材齢 28 日）

	①	②	③	平均(N/mm <sup>2</sup> )
加振有り	47.2	45.2	37.2	43.2
加振無し	48.6	47.2	45.1	47.0

付表-1.2 圧縮強度試験結果（初期値）

項目	供試体 No.	直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	平均値 (N/mm <sup>2</sup> )
加振有り	No.1	150	300	1079	61.1	64.5
	No.2	150	300	1246	70.5	
	No.3	150	300	1094	61.9	
加振無し	No.1	150	300	1101	62.3	61.8
	No.2	150	300	1075	60.8	
	No.3	150	300	1103	62.4	

付表-1.3 圧縮強度試験結果（海水 1.5 年，促進）

項目	供試体 No.	直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	平均値 (N/mm <sup>2</sup> )	
海水	加振有り	No.1	150	300	1350	76.4	77.2
		No.2	150	300	1398	79.2	
		No.3	150	300	1340	75.9	
	加振無し	No.1	150	300	1216	68.8	68.7
		No.2	150	300	1170	66.2	
		No.3	150	300	1258	71.2	
促進	加振有り	No.1	150	300	1266	71.7	71.1
		No.2	150	300	1201	68.0	
		No.3	150	300	1302	73.7	
	加振無し	No.1	150	300	1307	74.0	77.6
		No.2	150	300	1412	79.9	
		No.3	150	300	1392	78.8	

付表-1.4 圧縮強度試験結果（10 年）

試料	No.	直径 d(mm)				高さ h(mm)			最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	平均 (N/mm <sup>2</sup> )
		1	2	3	平均	1	2	平均			
Φ150強度試験用供試体	1	150.0	149.9	150.0	150.0	296.3	296.4	296.4	1139	64.5	—
		150.1	149.8	150.2							
Φ75圧縮強度試験用コア	1	73.6	73.9	73.5	73.7	137.8	137.6	137.7	381	89.3	88.0
		73.8	73.7	73.6							
		73.6	73.9	73.7							
	2	73.6	73.9	73.6	73.7	136.7	136.4	136.6	380	89.1	
		73.7	73.6	73.6							
		73.7	73.6	73.7							
	3	73.7	73.6	73.7	73.7	138.0	138.3	138.2	365	85.6	
		73.7	73.8	73.7							
		73.7	73.8	73.7							



付表-1.5 静弾性係数測定結果（初期値）

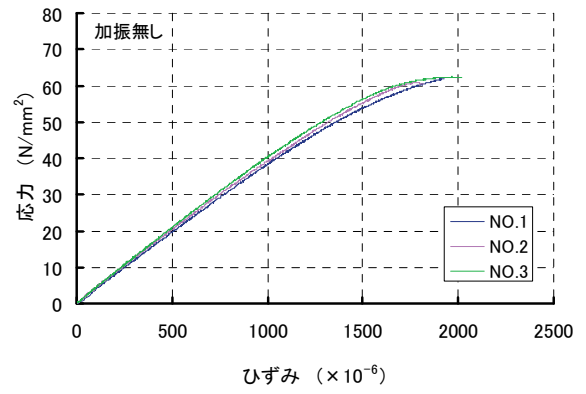
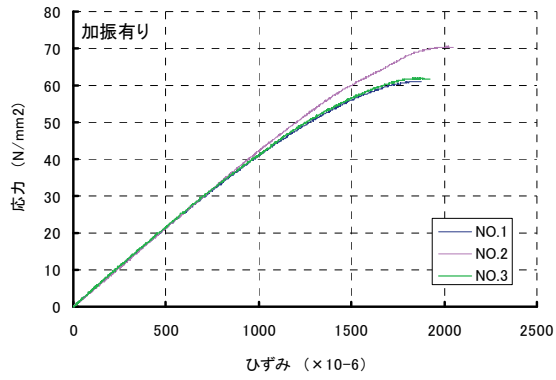
項目	供試体 No.	直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	1/3最大荷重時の応力S1 (N/mm <sup>2</sup> )	1/3最大荷重時のひずみ(ε1) × 10 <sup>-6</sup>	ひずみ50 × 10 <sup>-6</sup> 時の応力S2 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 E1 ※1 (× 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	平均値 (× 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
加振有り	No.1	150	300	1079	20.4	475	2.16	4.29	4.29
	No.2	150	300	1246	23.5	550	2.04	4.29	
	No.3	150	300	1094	20.6	478	2.24	4.29	
加振無し	No.1	150	300	1101	20.8	529	1.75	3.98	4.05
	No.2	150	300	1075	20.3	496	2.35	4.02	
	No.3	150	300	1103	20.8	498	2.21	4.15	

付表-1.6 静弾性係数測定結果（海水 1.5 年，促進）

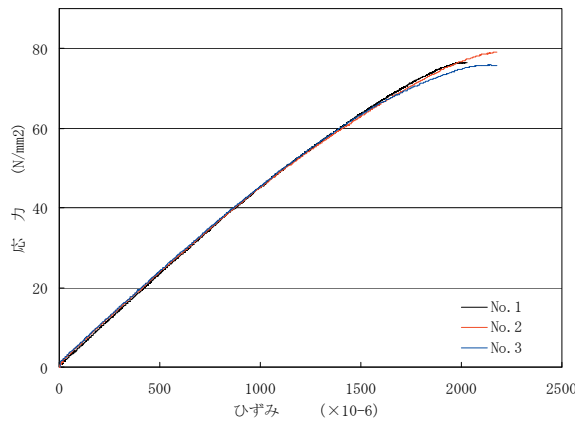
項目	供試体 No.	直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	1/3最大荷重時の応力S1 (N/mm <sup>2</sup> )	1/3最大荷重時のひずみ(ε1) × 10 <sup>-6</sup>	ひずみ50 × 10 <sup>-6</sup> 時の応力S2 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 E ※1 (× 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	平均値 (× 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	
海水	加振有り	No.1	150	300	1350	25.5	543	2.7	4.62	4.58
		No.2	150	300	1398	26.4	557	3.3	4.56	
		No.3	150	300	1340	25.3	527	3.5	4.57	
	加振無し	No.1	150	300	1216	22.9	517	2.9	4.28	4.30
		No.2	150	300	1170	22.1	500	3.1	4.22	
		No.3	150	300	1258	23.7	513	3.3	4.41	
促進	加振有り	No.1	150	300	1266	23.9	573	2.0	4.19	4.25
		No.2	150	300	1201	22.7	503	3.0	4.35	
		No.3	150	300	1302	24.6	560	3.1	4.22	
	加振無し	No.1	150	300	1307	24.7	610	2.3	4.00	4.11
		No.2	150	300	1412	26.6	630	2.2	4.21	
		No.3	150	300	1392	26.3	620	2.8	4.12	

付表-1.7 静弾性係数試験結果（10 年）

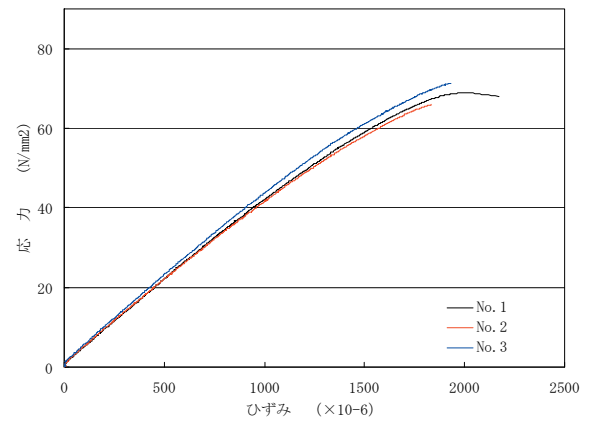
試料	No.	直径 d(mm)				高さ h(mm)			質量 (g)	静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	平均 (kN/mm <sup>2</sup> )
		1	2	3	平均	1	2	平均			
Φ150強度試験用供試体	1	150.0	149.9	150.0	150.0	296.3	296.4	296.4	12704.0	42.3	—
		150.1	149.8	150.2							
Φ75圧縮強度試験用コア	1	73.6	73.9	73.5	73.7	137.8	137.6	137.7	1396.4	44.5	46.0
		73.8	73.7	73.6							
		73.6	73.9	73.7							
	2	73.7	73.6	73.6	73.7	136.7	136.4	136.6	1414.8	47.5	
		73.7	73.6	73.7							
		73.7	73.8	73.7							
	3	73.7	73.8	73.7	73.7	138.0	138.3	138.2	1420.6	46.0	
		73.7	73.8	73.7							
		73.7	73.8	73.7							



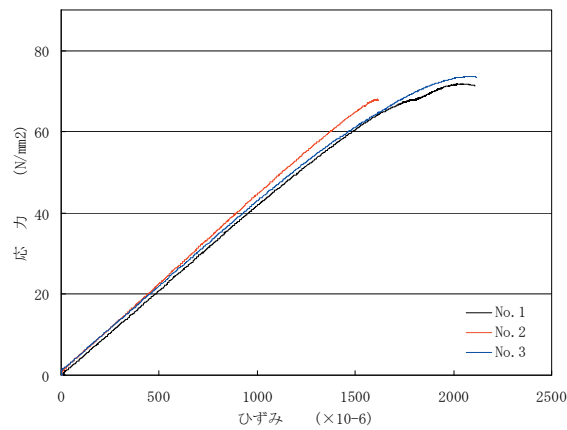
付図-1.1 応力-ひずみ曲線 (初期値)



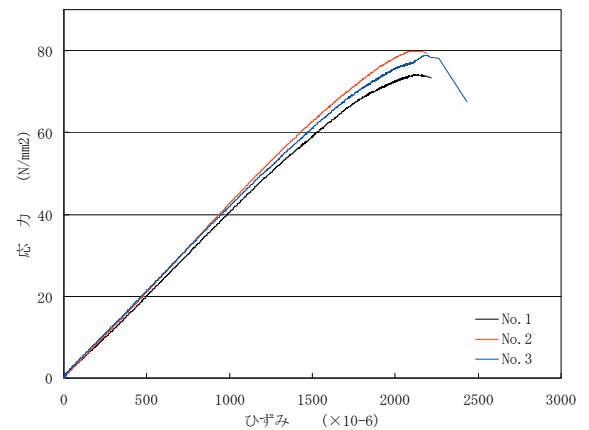
付図-1.2 応力-ひずみ曲線 (海水, 加振有り-1.5年)



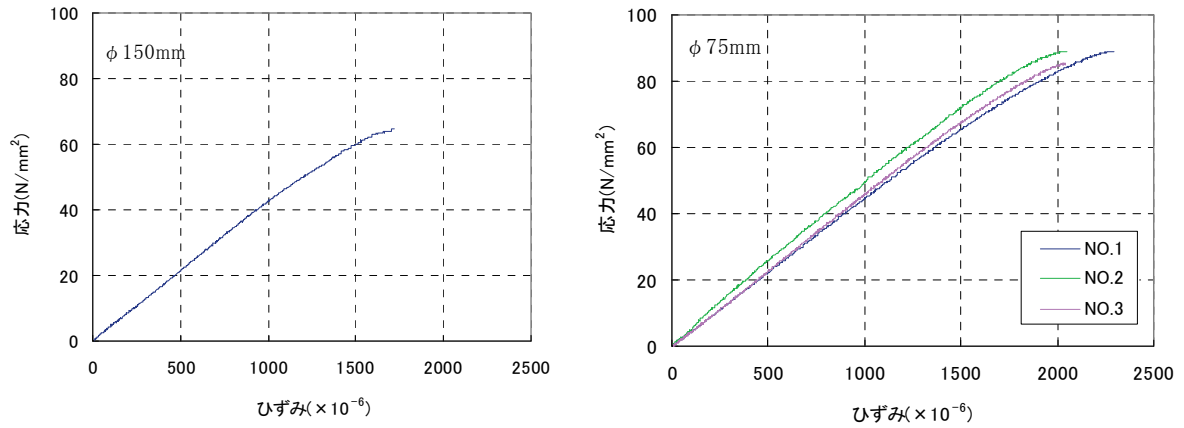
付図-1.3 応力-ひずみ曲線 (海水, 加振無し-1.5年)



付図-1.4 応力-ひずみ曲線 (促進, 加振有り-1.5年)



付図-1.5 応力-ひずみ曲線 (促進, 加振無し-1.5年)



付図-1.6 応力-ひずみ曲線（海水，加振有り-10年）

付表-1.8 引張強度試験結果（海水 1.5 年，促進）

供試体No.		最大荷重	供試体長	割裂引張強度	
		(kN)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	
海水暴露	NO.1	229.00	297	3.272	3.15
	NO.2	172.00	289	2.526	
	NO.3	252.00	292	3.663	
促進暴露	NO.1	165.40	291	2.412	2.42
	NO.2	157.50	285	2.345	
	NO.3	171.40	292	2.491	

付表-1.9 引張強度試験結果（10年）

試料	No.	直径(mm)				長さ(mm)			最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	平均 (N/mm <sup>2</sup> )
		1	2	3	平均	1	2	平均			
Φ150強度試験用供試体	1	150.0	150.3	150.0	150.1	292.7	296.2	294.4	197	2.84	—
Φ75割裂強度試験用コア	1	73.3	72.9	73.6	73.3	138.6	138.8	138.7	68.6	4.30	4.27
	2	73.5	73.7	73.6	73.6	137.6	137.1	137.4	74.4	4.68	
	3	74.0	73.6	73.4	73.7	136.6	136.7	136.6	60.8	3.84	

## 2. 急速塩化物イオン浸透試験 (RCPT) 結果

急速塩化物イオン浸透試験結果を付表-2.1~2.2に示す。電流量による塩化物イオン透過性の評価の判定基準を付表-2.3に示す。

付表-2.1 急速塩化物イオン透過性試験結果 (初期値, 海水 1.5 年, 促進)

通電時間 (時間)	積算電気量(クーロン)					
	初期値		1.5年(海水)		54サイクル(促進)	
	A: 加振有り	B: 加振無し	A: 加振有り	B: 加振無し	A: 加振有り	B: 加振無し
0	0	0	0	0	0	0
0.5	65	65	44	38	18	25
1	203	199	133	115	52	78
1.5	344	334	223	192	88	128
2	487	473	313	270	124	181
2.5	631	612	404	348	161	232
3	778	755	496	426	197	283
3.5	929	900	589	505	233	335
4	1,082	1,048	682	584	271	389
4.5	1,238	1,198	776	663	308	442
5	1,397	1,350	871	742	345	495
5.5	1,557	1,503	965	822	382	549
6	1,718	1,657	1,061	901	420	603

付表-2.2 急速塩化物イオン透過性試験結果 (初期値, 1.5 年, 10 年)

試験時間 (時間)	積算電気量(クーロン)				
	初期値		1.5年海水暴露		10年海水
	A加振有り	B加振無し	A加振有り	B加振無し	加振有り
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.5	65.340	64.800	68.182	54.545	49.752
1.0	202.860	198.720	136.364	113.636	98.874
1.5	343.620	334.440	227.273	181.818	147.546
2.0	486.540	472.680	318.182	259.091	192.582
2.5	630.900	612.360	409.091	327.273	238.914
3.0	778.140	754.920	504.545	422.727	285.660
3.5	928.620	899.640	590.909	504.545	332.532
4.0	1082.340	1047.600	681.818	590.909	379.584
4.5	1238.220	1198.080	786.364	659.091	426.708
5.0	1396.620	1350.000	886.364	736.364	473.904
5.5	1556.820	1503.360	968.182	818.182	521.190
6.0	1718.460	1657.440	1068.182	900.000	568.566

付表-2.3 電流量による塩化物イオン透過性の評価

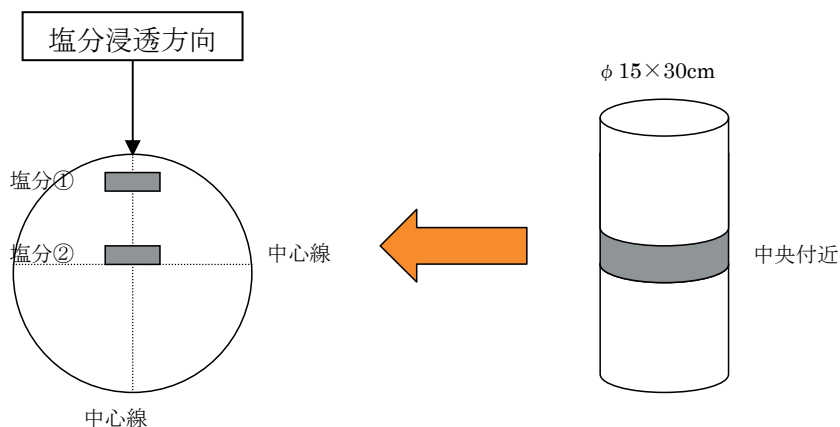
電流量 (クーロン)	塩化物イオン透過性
4,000~	High
2,000~4,000	Moderate
1,000~2,000	Low
100~1,000	Very Low
~100	Negligible

### 3. 塩化物イオン浸透量測定試験結果

#### (1) 供試体

##### A) 初期値

塩化物イオン浸透量の測定には、 $\phi 150 \times 300$ mm 円柱供試体から幅 20×高さ 70×厚さ 10mm の試験片を採取し使用した。試験片は側面から 5～15 mm と 65～75 mm の位置で幅 20×高さ 70×厚さ 10mm を 2 片切り出した。試験片採取位置を付図-3.1 に示す。



付図-3.1 試料採取位置

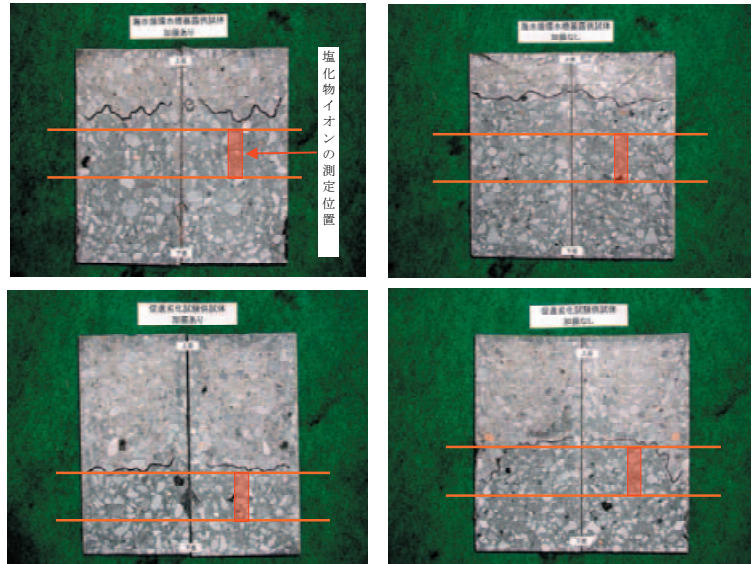
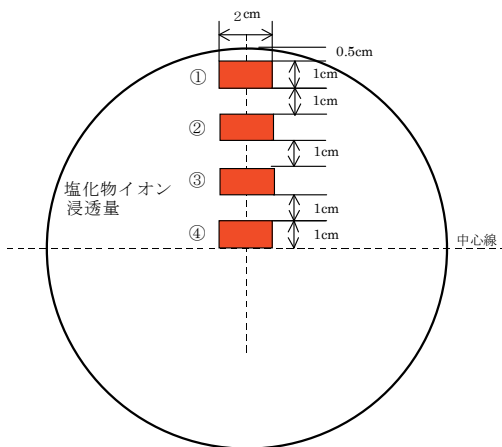
##### B) 1.5 年

塩化物イオン浸透量の測定は、 $\phi 150 \times 300$ mm の円柱供試体を円断面の中央で軸方向に切断し、表面から中心に向かって均等に位置する 4 箇所について行った。試料採取位置を付表-3.1 に示す。

ただし、写真に認められるように、各供試体断面の上部は白色を、下部は高炉セメントを用いたコンクリートでよく見られる緑色を呈していた。試験は緑色部分の塩化物イオン量を測定することとし、測定には付図-3.2 で示す高さの位置にて採取した幅 20×高さ 70×厚さ 10mm の試験片 4 片を用いた。

付表-3.1 試料の採取位置

測定項目	供試体の条件		試料の採取位置		
				横方向	縦方向
塩化物イオン測定	海水	加振有り	①	側面から 5～15mm	下面から 115～185mm
			②	25～35mm	
			③	45～55mm	
			④	65～75mm	
		加振無し	①	側面から 5～15mm	下面から 115～185mm
			②	25～35mm	
			③	45～55mm	
			④	65～75mm	
	促進	加振有り	①	側面から 5～15mm	下面から 40～110mm
			②	25～35mm	
			③	45～55mm	
			④	65～75mm	
加振無し		①	側面から 5～15mm	下面から 70～140mm	
		②	25～35mm		
		③	45～55mm		
		④	65～75mm		



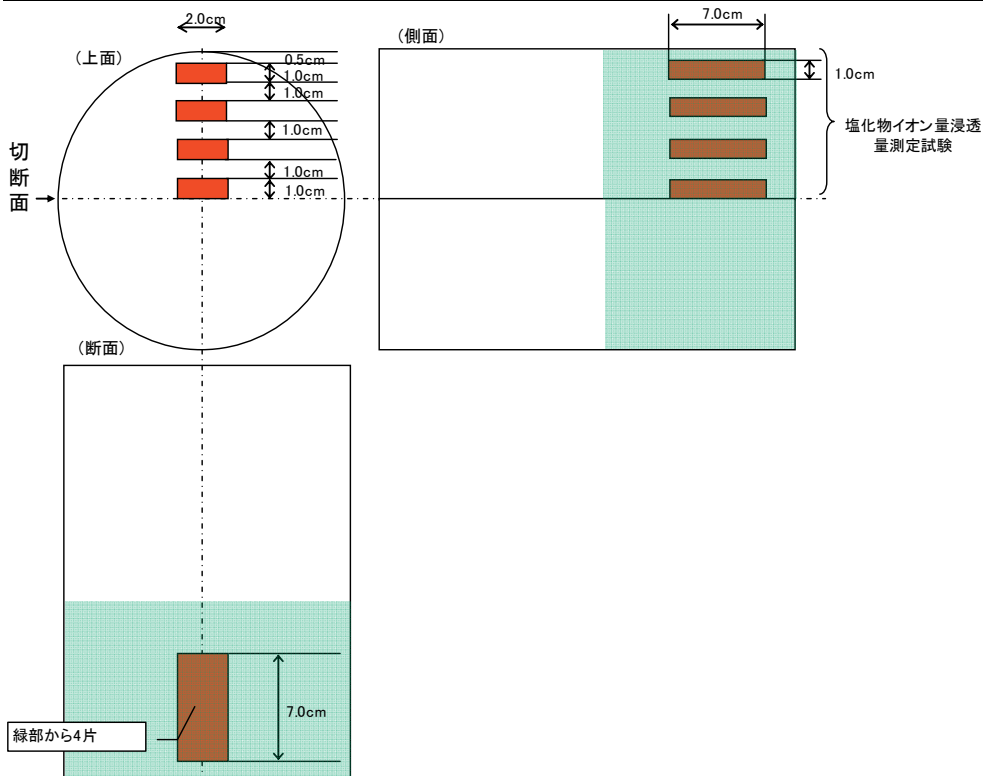
付図-3.2 試料の採取位置

C) 10年

φ150×300mmの円柱供試体を円断面の中央で軸方向に切断し、表面から中心に向かって均等に位置する4箇所の塩化物イオン量を測定した。試料採取位置を付表-3.2に示す。ただし、各供試体断面の上部は白色を、下部は高炉セメントを用いたコンクリートでよく見られる緑色を呈していた。試験は緑色部分の塩化物イオン量を測定することとした。試験片は付図-3.3で示す高さの位置にて幅20×高さ70×厚さ10mmを4片切り出した。

付表-3.3 試料の採取位置

測定項目	供試体の条件		試料の採取位置	
			横方向	縦方向
塩化物イオン測定	海水	加振有り	①	下面から115mm～185mm
			②	
			③	
			④	



付図-3.3 試料の採取位置

(2) 測定方法

塩化物イオン浸透量の測定は、JCI-SC4（電位差滴定法）に準拠して行った。緑色部で試料を採取し、4箇所／体（幅20×高さ70×厚さ10mm）に対して測定を実施した。

(3) 測定結果

測定値を付表-3.4～3.6に示す。

付表-3.4 塩化物イオン浸透量試験結果（初期値）

	加振有り		加振無し	
	①5-15mm	②65-75mm	①5-15mm	②65-75mm
塩化物イオン浸透量 (wt%vs コンクリート)	0.001	0.001	0.001	0.001

付表-3.5 塩化物イオン浸透量測定結果（海水1.5年，促進）

試料の条件			コンクリート質量に対する全塩化物イオン濃度 (%)	コンクリートの単位容積質量気乾状態 (kg/m <sup>3</sup> )	コンクリート1m <sup>3</sup> に対する全塩化物イオン濃度 (kg/m <sup>3</sup> )
海水	加振有り	① 側面から5～15mm	0.406	2433	9.88
		② 25～35mm	0.006		0.15
		③ 45～55mm	0.003		0.07
		④ 65～75mm	0.002		0.05
	加振無し	① 側面から5～15mm	0.349	2397	8.37
		② 25～35mm	0.003		0.07
		③ 45～55mm	0.002		0.05
		④ 65～75mm	0.004		0.10
促進	加振有り	① 側面から5～15mm	0.303	2450	7.42
		② 25～35mm	0.003		0.07
		③ 45～55mm	0.002		0.05
		④ 65～75mm	0.002		0.05
	加振無し	① 側面から5～15mm	0.350	2397	8.39
		② 25～35mm	0.007		0.17
		③ 45～55mm	0.002		0.05
		④ 65～75mm	0.007		0.17

付表-3.6 塩化物イオン浸透量の測定結果（1.5年，10年）

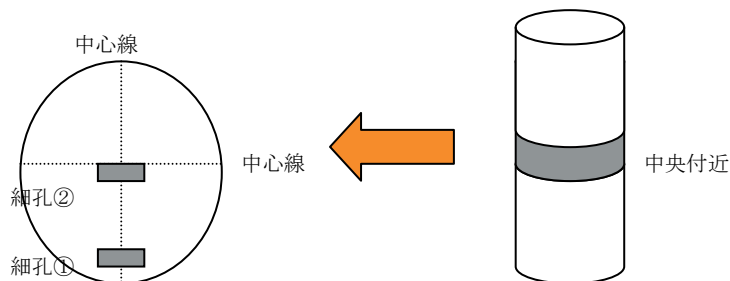
試料の条件			コンクリート質量に対する全塩化物イオン濃度 (%)	コンクリート1m <sup>3</sup> に対する全塩化物イオン濃度 (kg/m <sup>3</sup> )
海水暴露 (加振あり)	1.5年	① 0.5-1.5cm	0.406	9.88
		② 2.5-3.5cm	0.006	0.15
		③ 4.5-5.5cm	0.003	0.07
		④ 6.5-7.5cm	0.002	0.05
	10年	① 0.5-1.5cm	0.824	20.02
		② 2.5-3.5cm	0.105	2.55
		③ 4.5-5.5cm	0.003	0.07
		④ 6.5-7.5cm	0.003	0.07

#### 4. 細孔径分布の測定結果

##### (1) 供試体

##### A) 初期値

供試体は、強度試験同様、約3ヶ月気中静置したφ150×H300mm円柱供試体を用いた。試験片は側面から5～15mmと65～75mmの位置で幅20×高さ70×厚さ10mmを2片切り出した。試験片採取位置を付図-4.1に示す。



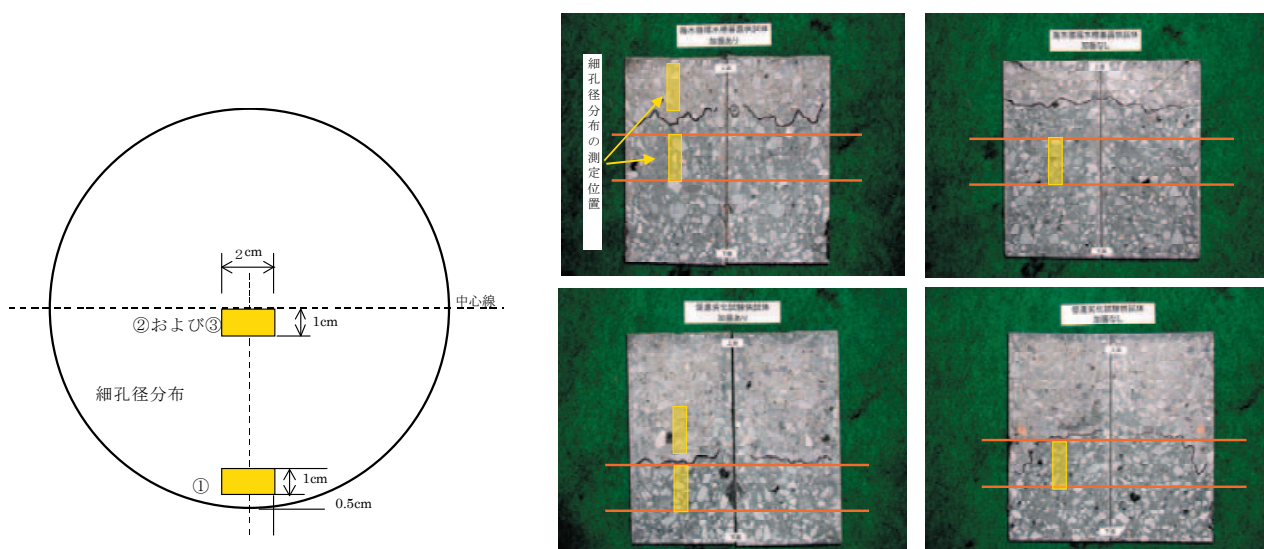
付図-4.1 試験試料採取位置

##### B) 1.5年

細孔径分布測定は、塩化物イオン浸透量の測定に使用した供試体の半分を用いて行った。緑色部分と白色部分が確認されたため、付表-4.1および付図-4.2に示すように、緑色部では側面から5～15mmと65～75mmの位置で、白色部では側面から65～75mmの位置にて、幅20×高さ70×厚さ10mmの試験片を切り出して測定を行った。

付表-4.1 試験片の採取位置

測定項目	供試体の条件		試験片の採取位置		
			横方向	縦方向	
細孔径分布測定	海水	加振有り	①	側面から5～15mm	下面から115～185mm
			②	65～75mm	
		③	65～75mm		
		加振無し	①	側面から5～15mm	
	②		65～75mm		
	促進	加振有り	①	側面から5～15mm	下面から40～110mm
			②	65～75mm	
		加振無し	①	側面から5～15mm	下面から70～140mm
②			65～75mm		



付図-4.2 試料片採取位置

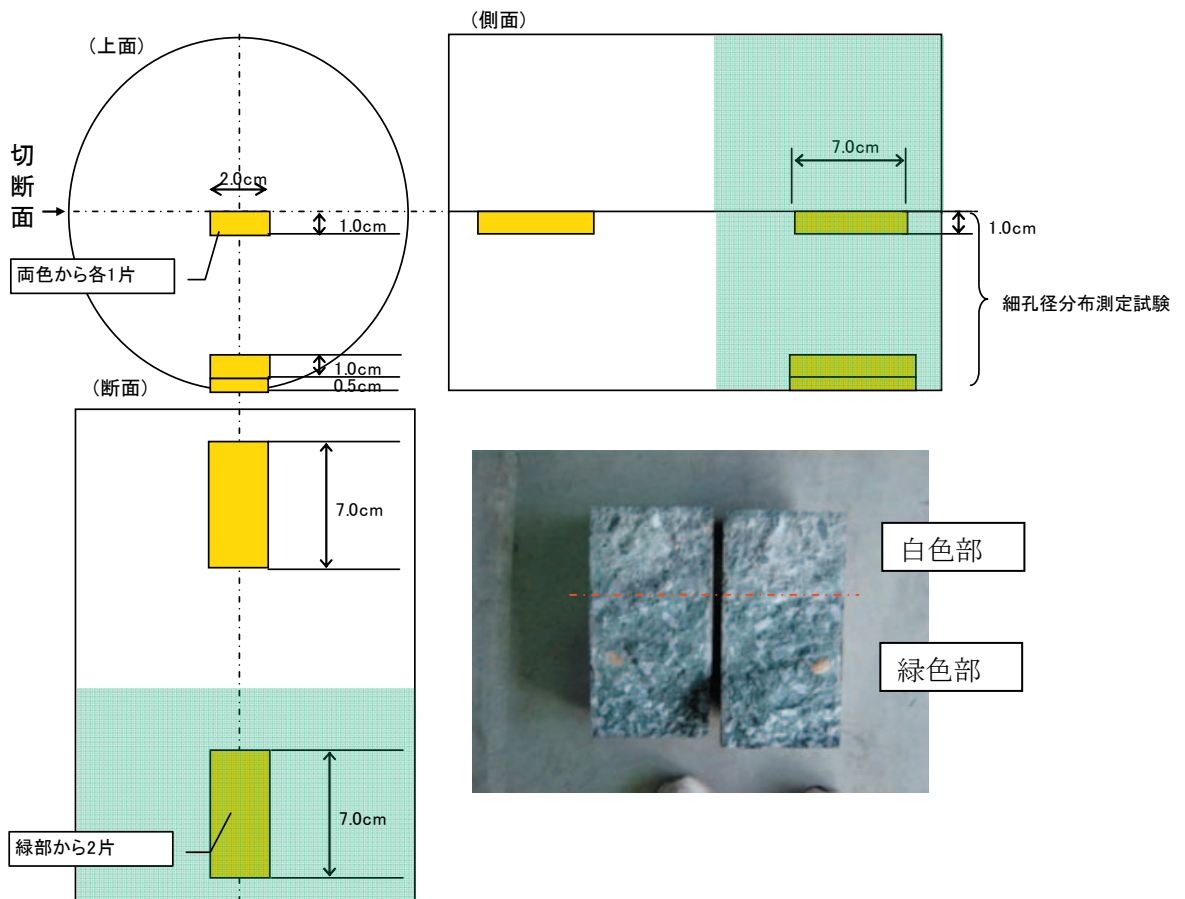


C) 10年

細孔径分布測定は、塩化物イオン浸透量の測定に使用した供試体の半分を用いて行った。試験片は付表-4.2および付図-4.3に示すように、緑色部と白色部から採取した。供試体を切断した際、色調の違い（緑色と白色の部分）が確認されたため、試験片は、1.5年経過時同様、「緑色部」にて表面から5~15mmと65~75mmの位置で2片採取、「白色部」にて表面から65~75mmに位置で1片、合計3片採取した。各位置で幅20×高さ70×厚さ10mmの試験片を切り出した。

付表-4.2 試験片の採取位置

測定項目	供試体の条件	試料の採取位置	
		横方向	縦方向
細孔径分布測定 海水暴露	加振有り	緑色部 側面から 0~5mm	下面から10~80mm
		5~15mm	
		65~75mm	
		白色部 側面から65~75mm	下面から210mm~280mm



付図-4.3 試験片採取位置

(2) 細孔径分布測定結果

細孔径分布の測定結果を付表-4.3~4.8に示す。

付表-4.3 細孔径測定結果概要 (初期値)

試料の条件		細孔表面積 A (m <sup>2</sup> /g)	メディアン 径 (μm)	平均細孔 直径 4V/A (μm)	細孔体積 V (ml/g)	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	細孔体積 V (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )
加振有り	5~15mm	17.022	0.1091	0.0153	0.065	2.23	0.145
	65~75mm	16.818	0.0728	0.0150	0.063	2.21	0.139
加振無し	5~15mm	17.834	0.2052	0.0159	0.071	2.17	0.154
	65~75mm	19.293	0.1205	0.0141	0.068	2.20	0.150

付表-4.4 細孔径分布測定結果一覧表 (初期値)

平均細孔 直径 (Å)	平均細孔 直径 (μm)	細孔容積 (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )			
		加振有り		加振無し	
		試験片① (5~15mm)	試験片② (65~75mm)	試験片① (5~15mm)	試験片② (65~75mm)
2650000	265	0.0129	0.0108	0.0113	0.0101
1400000	140	0.0058	0.0055	0.0059	0.0059
780000	78	0.0036	0.0031	0.0039	0.0033
440000	44	0.0022	0.0022	0.0024	0.0024
250000	25	0.0013	0.0013	0.0024	0.0022
140000	14	0.0016	0.0022	0.0022	0.002
78000	7.8	0.002	0.0013	0.0033	0.0024
44000	4.4	0.0027	0.0024	0.0033	0.0026
25000	2.5	0.0045	0.0033	0.0072	0.0079
14000	1.4	0.0051	0.0044	0.0104	0.0084
7800	0.78	0.0071	0.0062	0.0106	0.0097
4400	0.44	0.0087	0.0077	0.0093	0.0086
2500	0.25	0.0085	0.0071	0.0065	0.0059
1400	0.14	0.0076	0.0066	0.0065	0.0051
780	0.078	0.0085	0.0095	0.0063	0.0048
438	0.0438	0.0094	0.0106	0.0069	0.0057
248	0.0248	0.0094	0.0099	0.0106	0.0119
140	0.014	0.0083	0.0088	0.0082	0.0097
78	0.0078	0.0112	0.0126	0.0109	0.0123
30	0.003	0.0248	0.0232	0.026	0.0288

付表-4.5 細孔径分布の概要 (海水 1.5 年, 促進)

試料の条件			全細孔 表面積 ( $\text{m}^2/\text{g}$ )	平均 細孔直径 ( $\mu\text{m}$ )	単位質量 あたりの 全細孔容積 ( $\text{cm}^3/\text{g}$ )	モルタルのか さ密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	単位体積 あたりの 全細孔容積 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )	
海水	加振 有り	①	側面から5~15mm	13.22	0.014	0.045	2.33	0.105
		②	65~75mm	11.34	0.016	0.045	2.33	0.104
		③	65~75mm	9.53	0.020	0.048	2.31	0.111
	加振 無し	①	側面から5~15mm	15.86	0.012	0.049	2.32	0.114
		②	65~75mm	11.04	0.017	0.046	2.32	0.106
促進	加振 有り	①	側面から5~15mm	13.95	0.011	0.038	2.33	0.088
		②	65~75mm	15.61	0.011	0.044	2.33	0.103
		③	65~75mm	14.82	0.012	0.043	2.28	0.098
	加振 無し	①	側面から5~15mm	16.47	0.012	0.051	2.33	0.119
		②	65~75mm	17.26	0.013	0.054	2.33	0.125

※全細孔容積は、細孔直径 0.003~412  $\mu\text{m}$  (30~4.12 $\times 10^6$  Å) までの細孔容積である。

※①, ②は緑色部, ③は白色部。

付表-4.6 細孔容積の区間分布 (海水 1.5 年, 促進)

平均 細孔直径 (Å)	平均 細孔直径 ( $\mu\text{m}$ )	細孔容積 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )									
		海水					促進				
		加振有り			加振無し		加振有り			加振無し	
		①	②	③	①	②	①	②	③	①	②
3685000	368.5	0.0035	0.0021	0.0039	0.0039	0.003	0.0033	0.004	0.003	0.004	0.003
2525000	252.5	0.0114	0.0075	0.0074	0.0086	0.009	0.0075	0.0084	0.0064	0.0105	0.0103
1400000	140	0.0082	0.0061	0.006	0.0056	0.0058	0.0061	0.0063	0.005	0.0079	0.0084
780000	78	0.004	0.0028	0.0032	0.0032	0.003	0.0033	0.0037	0.0039	0.004	0.0042
440000	44	0.0021	0.0021	0.0023	0.0019	0.0028	0.0021	0.0021	0.0025	0.0023	0.0023
250000	25	0.0021	0.0021	0.0016	0.0019	0.0016	0.0016	0.0016	0.0021	0.0023	0.0021
140000	14	0.0019	0.0019	0.0016	0.0019	0.0021	0.0016	0.0021	0.0016	0.0014	0.0021
78000	7.8	0.0023	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0016	0.0016	0.0021	0.0019	0.0023
44000	4.4	0.0021	0.0019	0.0032	0.0023	0.0021	0.0019	0.0019	0.0018	0.0019	0.0021
25000	2.5	0.0023	0.0028	0.0037	0.0032	0.0032	0.0023	0.0026	0.0021	0.0028	0.003
14000	1.4	0.0028	0.0035	0.0044	0.0046	0.0049	0.003	0.0028	0.0027	0.0051	0.004
7800	0.78	0.0026	0.0035	0.0042	0.0037	0.0049	0.0023	0.0035	0.0041	0.0047	0.0056
4400	0.44	0.0028	0.0047	0.0058	0.0044	0.0046	0.0021	0.0033	0.0034	0.0054	0.0061
2500	0.25	0.0021	0.0042	0.006	0.0032	0.0044	0.0023	0.0044	0.0048	0.0049	0.0063
1400	0.14	0.0019	0.0044	0.0058	0.0021	0.0039	0.0019	0.004	0.0046	0.0035	0.0051
780	0.078	0.0012	0.0037	0.0072	0.0016	0.0037	0.0014	0.0028	0.0034	0.0026	0.0033
438	0.0438	0.0016	0.0037	0.0083	0.0028	0.0049	0.0012	0.0023	0.0023	0.003	0.0028
248	0.0248	0.0061	0.0156	0.0099	0.006	0.0104	0.0023	0.0021	0.0021	0.004	0.003
140	0.014	0.0154	0.007	0.0055	0.0148	0.007	0.0058	0.0056	0.0052	0.0075	0.0063
78	0.0078	0.0105	0.007	0.0055	0.0137	0.0072	0.0126	0.0133	0.0121	0.014	0.0149
43	0.0043	0.0182	0.0158	0.0132	0.022	0.0158	0.0221	0.0252	0.0235	0.0256	0.0275

付表-4.7 細孔径分布の測定結果 (10年)

試料の条件		全細孔 表面積 ( $\text{m}^2/\text{g}$ )	平均 細孔直径 ( $\mu\text{m}$ )	単位質量 あたりの 全細孔体積 ( $\text{cm}^3/\text{g}$ )	モルタルの かさ密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	単位体積 あたりの 全細孔体積※ ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )	
海水	加振 あり	緑色部 側面から0~5mm	15.103	0.010	0.039	2.43	0.095
		5~15mm	16.426	0.010	0.043	2.42	0.104
		65~75mm	12.997	0.010	0.034	2.39	0.081
		白色部 側面から65~75mm	7.911	0.019	0.038	2.36	0.090

※全細孔体積は、細孔直径0.003~412 $\mu\text{m}$  (30~4.12 $\times 10^6$  Å) までの細孔体積である。

付表-4.8 細孔直径および区間の細孔容量 (10年)

細孔直径		区間毎の細孔容量( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )			
平均細孔直径 (Å)	平均細孔直径 ( $\mu\text{m}$ )	緑色部 側面から 0~5mm	緑色部 側面から 5~15mm	緑色部 側面から 65~75mm	白色部 側面から 65~75mm
3685000	368.5	0.000	0.000	0.000	0.000
2525000	252.5	0.000	0.001	0.000	0.003
1400000	140	0.004	0.006	0.005	0.007
780000	78	0.003	0.005	0.004	0.003
440000	44	0.002	0.003	0.002	0.002
250000	25	0.002	0.003	0.001	0.003
140000	14	0.002	0.003	0.002	0.003
78000	7.8	0.002	0.002	0.002	0.002
44000	4.4	0.002	0.003	0.001	0.002
25000	2.5	0.004	0.003	0.002	0.003
14000	1.4	0.003	0.005	0.004	0.004
7800	0.78	0.004	0.007	0.005	0.006
4400	0.44	0.006	0.006	0.005	0.007
2500	0.25	0.004	0.005	0.004	0.007
1400	0.14	0.003	0.002	0.002	0.004
780	0.078	0.004	0.001	0.001	0.002
438	0.0438	0.005	0.001	0.001	0.001
248	0.0248	0.004	0.002	0.002	0.003
140	0.0140	0.004	0.005	0.006	0.007
78	0.0078	0.009	0.012	0.008	0.007
43	0.0043	0.027	0.041	0.031	0.019

## 5. 電気化学的測定結果

### (1) 供試体

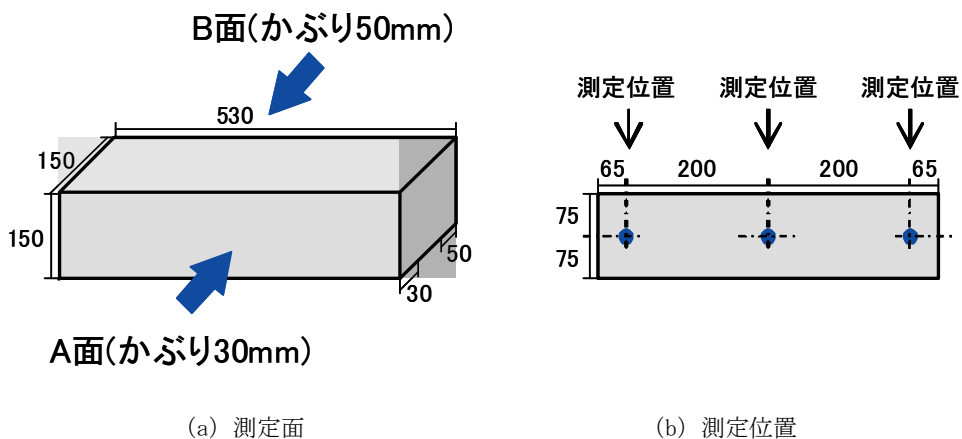
供試体の詳細を付表-5.1 に示す.

付表-5.1 供試体の詳細

試験項目	試験体の種類			試験体本数
	試験体寸法 (mm)	加振の有無	養生方法	
自然電位 分極抵抗 腐食速度 コンクリート抵抗	RC 150×150×530	有り	海水暴露	3本

### (2) 自然電位, 分極抵抗, 腐食速度, コンクリート抵抗測定方法

かぶり 30mm と 50mm のそれぞれの丸鋼に対して, 自然電位, 分極抵抗, 腐食速度, コンクリート抵抗を測定した. 各項目の測定には, 四国総研社製の携帯型鉄筋腐食診断器 (SRI-CM-II) を用いた. かぶりの影響を確認するため, かぶり 30mm と 50mm の丸鋼の分極抵抗を 3 本のコンクリート試験体に対して測定した. 測定面は付図-5.1 に示すようにかぶり 30mm (A 面) と 50mm (B 面) の 2 面とし, 各面 3 箇所を測定した. なお, 照合電極液絡部の液間電位差を低減させるため, 測定面に水を噴霧してからセンサーを設置した.



付図-5.1 試験体の測定位置

(3) 電気化学的試験結果

自然電位, 分極抵抗, 腐食速度 ( $I_{corr}$ ), コンクリート抵抗の測定結果を付表-5.2~5.4に示す. 付表-5.5は鉄筋腐食に関する判定表である.

付表-5.2 電気化学的試験結果 (初期値)

	供試体番号	かぶり (mm)	電位 (mV vs.Ag/AgCl)	Rc (kΩ)	Rp (kΩ)	分極抵抗 (kΩ cm <sup>2</sup> )	腐食速度 I <sub>corr</sub> (μA/cm <sup>2</sup> )
加振有り	1	30	-492	2.86	17.3	209	0.125
		50	-485	3.01	17.8	215	0.121
	2	30	-837	3.22	13.3	160	0.162
		50	-454	5.74	28.9	349	0.075
	3	30	-466	3.71	20.1	242	0.107
		50	-492	3.53	20.7	250	0.104
	4	30	-484	3.99	22.3	269	0.097
		50	-492	4.03	22.7	274	0.095
6	30	-521	3.24	19.2	232	0.112	
	50	-511	3.42	21.3	257	0.101	
加振無し	5	30	-919	2.89	12.4	150	0.174
		50	-515	2.91	18.9	228	0.114

付表-5.3 電気化学的試験結果 (1.5年)

	供試体番号	かぶり (mm)	電位 (mV vs.Ag/AgCl)	Rc (kΩ)	Rp (kΩ)	分極抵抗 (kΩ cm <sup>2</sup> )	腐食速度 I <sub>corr</sub> (μA/cm <sup>2</sup> )
加振有り	1	30	-492	2.86	17.3	209	0.125
		50	-485	3.01	17.8	215	0.121
	2	30	-837	3.22	13.3	160	0.162
		50	-454	5.74	28.9	349	0.075
	3	30	-466	3.71	20.1	242	0.107
		50	-492	3.53	20.7	250	0.104
	4	30	-484	3.99	22.3	269	0.097
		50	-492	4.03	22.7	274	0.095
6	30	-521	3.24	19.2	232	0.112	
	50	-511	3.42	21.3	257	0.101	
加振無し	5	30	-919	2.89	12.4	150	0.174
		50	-515	2.91	18.9	228	0.114

付表-5.4 電気化学的試験測定結果 (10年)

番号	かぶり (cm)	測定位置 (cm)	10年経過値								
			自然電位 (mV vs.Ag/AgCl)		Rc (kΩ)		Rp (kΩ cm <sup>2</sup> )		I <sub>corr</sub> (μA/cm <sup>2</sup> )		
			測定値	平均値	測定値	平均値	測定値	算出値	平均値	算出値	平均値
1	3	10	-402	-397	4.99	4.60	34.6	418	378	0.062	0.070
	3	27	-398		4.04		26.6	321		0.081	
	3	44	-390		4.78		32.8	396		0.066	
	5	10	-453	-446	5.26	5.70	34.3	414	410	0.063	0.064
	5	27	-452		5.53		30.6	369		0.070	
	5	44	-432		6.32		37.1	448		0.058	
2	3	10	-305	-310	4.76	4.47	28.2	340	332	0.076	0.079
	3	27	-308		4.20		25.3	305		0.085	
	3	44	-317		4.45		28.9	349		0.075	
	5	10	-444	-435	5.38	5.58	33.2	401	409	0.065	0.064
	5	27	-438		5.34		31.5	380		0.068	
	5	44	-424		6.02		37.0	447		0.058	
3	3	10	-119	-131	5.11	5.41	42.4	512	477	0.051	0.055
	3	27	-126		6.15		37.1	448		0.058	
	3	44	-149		4.98		39.1	472		0.055	
	5	10	-142	-135	5.90	5.84	45.0	543	507	0.048	0.051
	5	27	-137		5.89		39.6	478		0.054	
	5	44	-126		5.74		41.4	500		0.052	

付表-5.5 判定表

自然電位による鉄筋腐食性評価 (ASTM-C876)

自然電位 (V vs.Ag/AgCl)	鉄筋腐食の可能性
-80<E	90%以上の確率で腐食なし
-230<E<-80	不確定
E ≤ -230	90%以上の確率で腐食あり

※Ag/AgCl : 銀塩化銀照合電極

腐食速度の判定基準 (CEB\*)

腐食速度 $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ )	判定
0.1-0.2未満	不動態状態(腐食無し)
0.2-0.5	低～中程度の腐食速度
0.5-1	中～高程度の腐食速度
1以上	激しい、高い腐食速度

(\*CEB : ヨーロッパコンクリート委員会 (現在はない. 1998年に FIP と統合して fib となる)

## 6. 鋼材腐食状況確認結果

### (1) 1.5 年後

海水循環水槽に約 1.5 年海水暴露した供試体を解体し、供試体中の鋼材の発錆状況を確認した。試験結果を付表-6.1 に示す。RC 供試体及び合成構造供試体の双方の供試体中の鋼材には、発錆は確認されなかった。状況写真を付写真-6.1～6.8 に示す。

付表-6.1 鋼材腐食状況確認結果 (1.5 年)

供試体	コンクリートの加振の有無	鋼材腐食状況
RC 供試体	有 2 本, 無 1 本	全て無し
合成構造供試体	有 2 本, 無 1 本	全て無し



付写真-6.1 海水循環水槽から取り出した供試体



付写真-6.2 供試体からはつり出した鋼材



付写真-6.3 海水循環水槽暴露供試体 (RC 供試体)



付写真-6.4 試験前 (RC 供試体)



付写真-6.5 試験前 (合成構造供試体)



付写真-6.6 供試体からはつり出した鋼材①





付写真-6.7 供試体からはつり出した鋼材①



付写真-6.8 供試体からはつり出した鋼材②

(2) 10年後

海水循環水槽に10年暴露した供試体を解体し、供試体中の鋼材の発錆状況を確認した。

試験結果を付表-6.2に示す。RC供試体コンクリート中の丸鋼部分及び合成構造供試体コンクリート中の鋼材(不等辺山形鋼)の発錆はいずれも確認されなかった。付写真-6.9に示す。

供試体解体前後の状況を付写真-6.10～6.14に示す。

一部、丸鋼リード線接続部およびプレート(t=9mm)端部に、シール材の隙間から侵入した劣化因子による錆と思われる箇所が見られた。鋼材の腐食状況を付写真-6.15に示す。

付表-6.2 鋼材腐食状況

供試体	コンクリートの加振	鋼材腐食状況
RC供試体	有(3体)	なし
合成構造供試体	有(3体)	なし

合成構造供試体の鋼材



RC供試体の丸鋼(かぶり3cm)



付写真-6.9 鋼材の腐食状況



付写真-6.10 回収された供試体



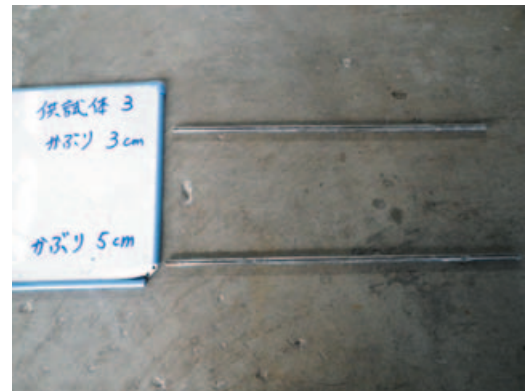
付写真-6.11 供試体解体状況



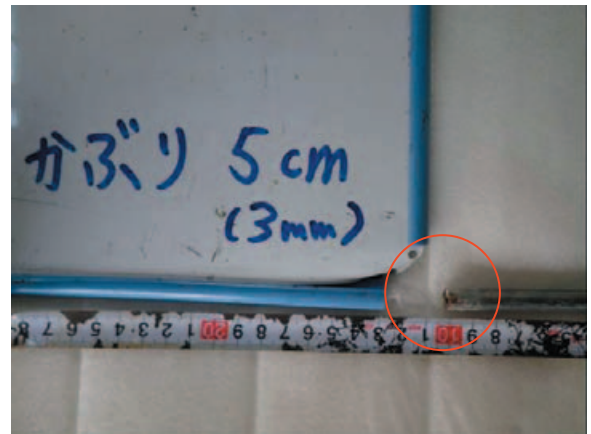
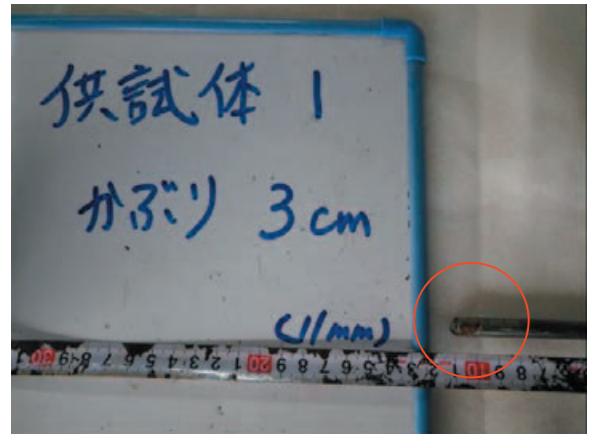
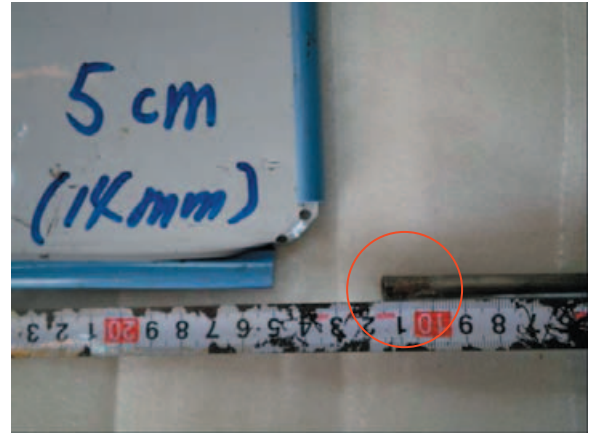
付写真-6.12 供試体解体状況



付写真-6.13 鋼材腐食状況



付写真-6.14 鋼材腐食状況



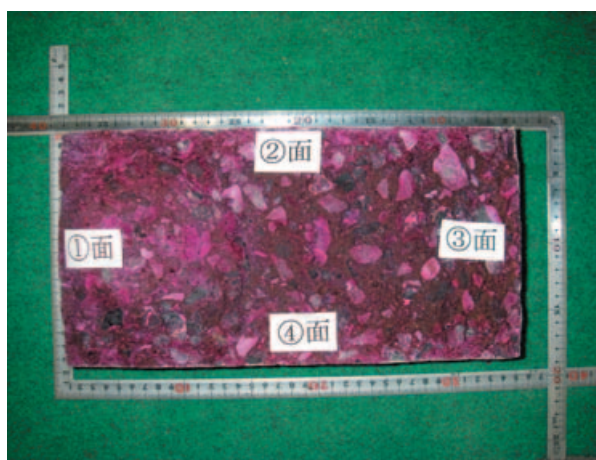
付写真-6.15 一部鋼材腐食状況

## 7. 中性化深さ測定結果

海水暴露 10 年後供試体の引張試験（割裂試験）を行った  $\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$  円柱供試体を使用して、中性化試験を行った。割裂面で等間隔に 66 点測定し、平均値を求めた。中性化深さ試験の結果を付表-7.1 に、試験後の状況を付写真-7.1 に示す。

付表-7.1 中性化深さ試験結果（10 年）

中性化深さ(mm)				
測定箇所	最大	最小	平均①	平均②
測定面①	0.5	0.0	0.091	0.4
測定面②	1.5	0.0	0.568	
測定面③	1.5	0.0	0.682	
測定面④	1.0	0.0	0.386	



付写真-7.1 中性化深さ試験後の状況

## 8. ビッカース硬さ試験結果

### (1) 供試体

供試体は、φ150mmの1/4円柱供試体表面から切り出した幅60mm×深さ約80mmの試験片を使用した。

### (2) 試験方法

測定深度は表面から0.4mm、0.6mm、0.9mm、1.5mm、2.0mm、3.0mm、4.0mm、9.0mmの8深度とし、測定点数は1深度あたり20点とした。

### (3) 試験結果

海水暴露10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値を付表-8.1~8.2に示す。

付表-8.1 ビッカース硬さ試験結果（緑色部）

X(mm)	Y(mm)	HARDNESS	X(mm)	Y(mm)	HARDNESS	X(mm)	Y(mm)	HARDNESS
0.4	0.202	27.1	1.5	0.091	61.9	4	0.421	56.5
0.4	0.494	60.8	1.5	1.909	52.7	4	0.612	73.5
0.4	1.671	52.5	1.5	2.313	64.2	4	3.563	58.7
0.4	4.474	68.6	1.5	2.478	52	4	3.693	65.5
0.4	4.626	80.2	1.5	5.526	74.4	4	5.627	32.6
0.4	4.782	74.2	1.5	7.844	70.5	4	6.319	67.6
0.4	4.891	62.5	1.5	8.711	64.2	4	6.455	52.9
0.4	5.163	60.6	1.5	8.899	35.1	4	6.901	77.5
0.4	5.601	38.6	1.5	9.237	59.2	4	7.261	84.7
0.4	5.977	80.6	1.5	12.16	77.4	4	7.411	78.2
0.4	6.612	69.9	1.5	12.905	59.7	4	7.659	75.8
0.4	7.87	40.9	1.5	13.501	48.7	4	7.812	81.8
0.4	8.486	39.9	1.5	13.696	59.2	4	8.072	85.3
0.4	8.718	26	1.5	13.844	61.5	4	8.552	74.4
0.4	8.928	35	1.5	14.123	74.9	4	9.131	80.3
0.4	9.149	44	1.5	14.592	81.3	4	9.478	77.9
0.4	9.367	31.1	1.5	15.11	58.1	4	9.785	69.4
0.4	9.68	17.3	1.5	15.481	47.1	4	9.954	82.5
0.4	12.567	49.5	1.5	15.813	34.2	4	12.375	73.3
0.4	14.896	31.9	1.5	16.088	37.4	4	12.644	70.8
0.6	0.25	46.2	2	0.18	81.8	9	0.141	80.5
0.6	1.727	79.6	2	0.435	82.2	9	0.26	65.8
0.6	2.052	54.9	2	5.958	75.7	9	0.383	82.1
0.6	2.357	50	2	7.469	65.8	9	0.51	66.8
0.6	2.57	27.6	2	8.742	76	9	0.664	74.6
0.6	3.617	45.5	2	9.993	46.5	9	0.834	72.3
0.6	5.31	29.1	2	11.082	80.4	9	1.504	89.4
0.6	5.47	82.2	2	11.5	58.2	9	1.613	74.4
0.6	6.086	33.5	2	11.805	72	9	1.839	73.1
0.6	7.426	50.6	2	12.784	60.7	9	1.935	56.3
0.6	7.565	42	2	12.963	57.4	9	2.062	49
0.6	8.042	37.6	2	13.507	74.3	9	2.336	52
0.6	8.462	47.6	2	13.933	64.6	9	2.438	63.4
0.6	8.841	44.9	2	14.043	75.2	9	2.676	80.2
0.6	9.56	25.8	2	14.574	76.4	9	2.833	63.2
0.6	12.397	63.6	2	14.945	79.5	9	2.944	63.2
0.6	12.738	70.6	2	15.163	71	9	3.087	60.5
0.6	14.276	40.6	2	15.708	68.1	9	3.199	86.3
0.6	14.68	29.1	2	15.854	75.5	9	3.345	53.5
0.6	15.078	41.8	2	15.979	80.7	9	14.814	85.6
0.9	1.141	43.1	3	1.366	70.9			
0.9	1.233	34.5	3	1.57	70.4			
0.9	1.702	73	3	2.095	79.8			
0.9	1.814	52.2	3	2.382	57.7			
0.9	2.377	56.4	3	2.698	57.1			
0.9	3.052	59	3	2.933	61.3			
0.9	3.377	66.2	3	6.821	76.4			
0.9	4.607	30.7	3	7.154	52.6			
0.9	4.914	67.2	3	7.321	60			
0.9	5.41	71.5	3	7.458	67.1			
0.9	5.728	59.8	3	7.669	81.9			
0.9	7.091	20.5	3	7.783	55.1			
0.9	7.291	29.1	3	8.019	66.2			
0.9	8.568	27.3	3	8.164	61.8			
0.9	9.215	18.1	3	9.591	57.1			
0.9	9.761	16.5	3	9.785	79.7			
0.9	12.612	74.3	3	11.92	80.5			
0.9	14.553	40.2	3	12.488	73.9			
0.9	15.02	83.2	3	12.675	66.4			
0.9	15.807	56.8	3	12.888	65.1			

付表-8.2 ビッカース硬さ試験結果 (白色部)

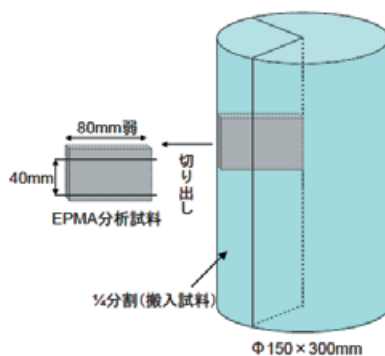
X(mm)	Y(mm)	HARDNESS	X(mm)	Y(mm)	HARDNESS	X(mm)	Y(mm)	HARDNESS
0.4	3.071	82.1	1.5	0.17	57.3	4	0.328	60.9
0.4	3.234	62.6	1.5	1.974	74.5	4	0.599	83.7
0.4	3.588	46.6	1.5	2.485	66.9	4	1.822	64.9
0.4	4.255	52.4	1.5	2.67	50.5	4	2.246	78.7
0.4	5.039	59.8	1.5	3.285	64.5	4	2.478	76.1
0.4	5.317	50.6	1.5	3.868	75.7	4	2.642	72.7
0.4	5.518	60.2	1.5	3.974	82.3	4	2.811	77.7
0.4	5.664	66.3	1.5	5.073	39.3	4	3.106	83.5
0.4	6.032	75.7	1.5	5.791	81	4	3.668	84.1
0.4	6.222	82.1	1.5	9.815	67	4	4.675	64.6
0.4	6.503	61.4	1.5	12.796	66.2	4	5.162	76
0.4	6.793	38.5	1.5	13.805	77.5	4	5.28	73.4
0.4	6.924	29.9	1.5	14.56	76.4	4	5.446	65.7
0.4	7.168	54.6	1.5	16.333	60.2	4	6.569	67
0.4	13.969	73.8	1.5	16.785	75.9	4	6.82	72.8
0.4	14.156	72.2	1.5	17.646	68.8	4	7.54	80.7
0.4	14.444	81.7	1.5	17.748	82.7	4	7.676	71.1
0.4	14.63	68.6	1.5	18.218	21.5	4	7.805	64.2
0.4	15.552	55	1.5	19.667	86	4	8.287	73.7
0.4	15.771	71.4	1.5	20.547	82.4	4	8.572	59.5
0.6	0.859	79.2	2	2.416	77.9	9	0.093	51.1
0.6	1.056	65.9	2	2.514	71.3	9	0.844	79
0.6	1.254	62	2	2.855	81	9	0.962	70.9
0.6	1.921	73.9	2	2.966	76.1	9	1.478	65.4
0.6	2.143	64.5	2	3.279	66	9	2.408	62.7
0.6	2.284	33.5	2	3.737	59.4	9	2.732	74.8
0.6	2.592	56.2	2	3.907	61.5	9	2.904	84.1
0.6	3.171	55.6	2	4.089	90.5	9	3.377	85.7
0.6	4.73	71.5	2	4.325	74.6	9	3.714	72
0.6	4.966	70	2	6.441	52	9	4.531	70.1
0.6	6.025	46.6	2	7.263	54.6	9	4.712	82.5
0.6	6.188	75.4	2	8.107	80.2	9	5.028	69.2
0.6	6.447	49.4	2	8.426	79.9	9	5.217	69.8
0.6	6.788	60.1	2	10.567	73.5	9	7.59	85
0.6	14.355	78.1	2	10.724	74.3	9	8.679	82.3
0.6	15.35	45.3	2	11.258	58.2	9	8.886	41.6
0.6	15.611	64.9	2	11.432	72.5	9	9.392	74.4
0.6	15.764	55.3	2	12.903	79.8	9	10.04	84.2
0.6	17.839	49.8	2	13.693	61.7	9	10.648	74
0.6	19.991	71.5	2	14.525	63.5	9	11.531	80.2
0.9	0.353	66.2	3	0.248	61.8			
0.9	2.35	65.3	3	3.108	73.1			
0.9	2.69	39.8	3	3.321	75.5			
0.9	2.995	74.9	3	3.44	77			
0.9	3.673	40.8	3	3.71	67.9			
0.9	4.175	85.8	3	4.368	69.7			
0.9	4.331	50.4	3	5.003	77.2			
0.9	5.025	58.8	3	5.107	76.6			
0.9	6.414	54	3	5.4	76.7			
0.9	7.142	75.5	3	5.51	45.1			
0.9	7.814	78.8	3	5.838	62.3			
0.9	7.994	71.7	3	6.109	59.1			
0.9	8.178	83.9	3	6.379	76.1			
0.9	8.662	80.6	3	6.547	71.3			
0.9	14.022	76.7	3	6.825	82.4			
0.9	14.833	72.4	3	7.236	73.1			
0.9	15.045	72	3	7.46	71.5			
0.9	15.786	77.1	3	7.722	86.3			
0.9	16.3	62	3	7.906	77.9			
0.9	18.315	78.2	3	8.981	62.4			

## 9. EPMAによる各種元素分析結果

EPMAを用いてCl, Mg(MgO), S(SO<sub>3</sub>), Ca(CaO)の各元素の質量濃度分布を測定した。測定はJSCE-G 574-2005「EPMA法によるコンクリート中の元素の面分析方法(案)」に準拠して行った。濃度分布は、骨材部分の数値は除外して、測定幅の平均値として求めた。

### (1) 供試体

供試体は、φ150mmの1/4円柱供試体表面から切り出した幅40×深さ約80mmの試験片を使用した。試料採取要領を付図-9.1に示す。供試体の断面で見られた緑色部と白色部から各1片、合計2片の試験片を切り出した。



付図-9.1 試料採取要領

### (2) 試験方法

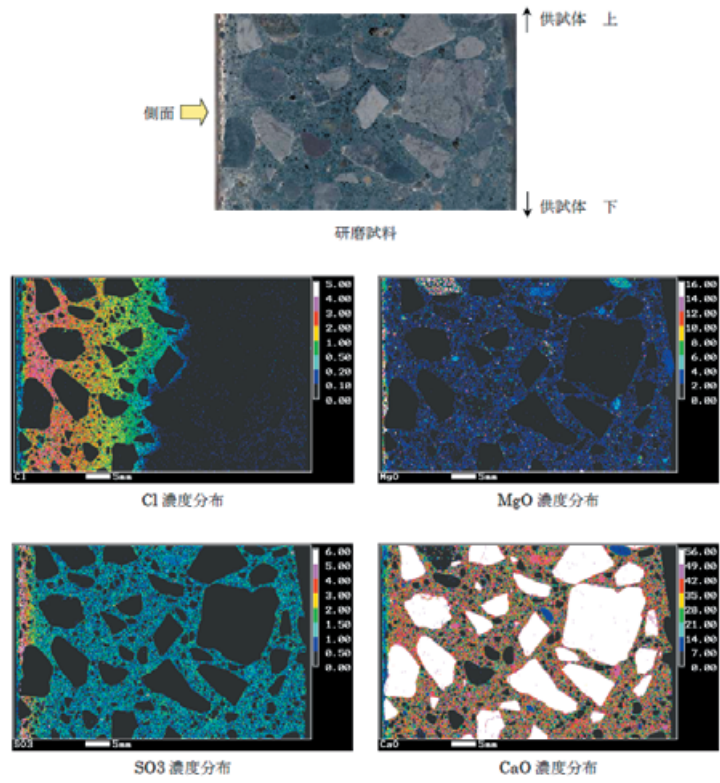
供試体を樹脂で補強した後、側面を含む40×60mmの大きさに切り出した。再度樹脂補強した後、観察面を研磨し、導電性を持たせる目的で観察面に炭素を蒸着したものを測定用試料とした。Cl, Mg, SおよびCaについて、個々のピクセル毎に、Clは元素として、他の元素は酸化物としての含有率を求め、それらを集積して面分析結果として表示した。測定には日本電子社製X線マイクロアナライザーJXA8200を用いた。測定条件を以下に示す。

#### 【測定条件】

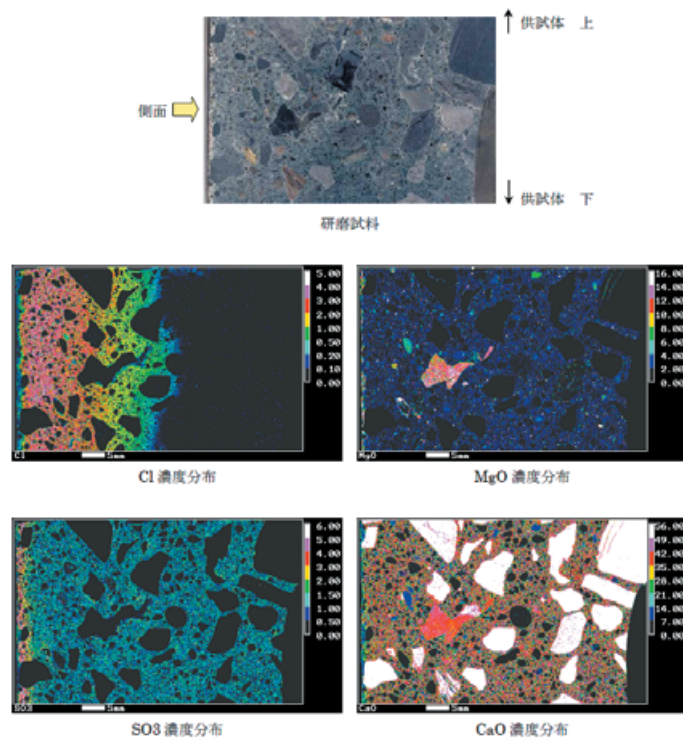
- ・加速電圧：15kV
- ・試料電流： $1 \times 10^{-7}$ A
- ・プローブ径：50μm
- ・分光結晶：Cl, SおよびCa (PET), Mg (TAP)
- ・計数時間：40msec
- ・ピクセルサイズ：100μm
- ・標準試料：Cl (Halite, Cl=60.66%)  
S (Anhydrite, SO<sub>3</sub>=58.81%)  
MgO (Forsterite, MgO=50.83%)  
Ca (Wollastonite, CaO=48.00%)
- ・ステージスキャン法

### (3) EPMAによる各種元素分析試験結果

EPMAマッピング結果を付図-9.2～9.3に示す。図の左側が供試体側面であり、図の上側が供試体上方となっている。濃度分布は色分けにより表示した。それぞれの色に相当する濃度(質量%, Cl以外は酸化物形態に換算)を、図中右側にカラーバーとして表示した。



付図-9.2 EPMA マッピング (緑色部)



付図-9.3 EPMA マッピング (白色部)



港湾空港技術研究所資料 No.1245

2011. 12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2011) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



古紙配合率70%再生紙を使用しています