

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO  
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANDRÉ LUIZ LOUZEIRO CARVALHO**

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE CONCRETOS COM ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA  
EM SIMULAÇÃO DA AGRESSIVIDADE MARINHA**

São Luís

2018

**ANDRÉ LUIZ LOUZEIRO CARVALHO**

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE CONCRETOS COM ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA  
EM SIMULAÇÃO DA AGRESSIVIDADE MARINHA**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Luciano Carneiro Reis

São Luís

2018

Carvalho, André Luiz Louzeiro.

Análise do desempenho de concretos com adição de sílica ativa em simulação da agressividade marinha / André Luiz Louzeiro Carvalho. – São Luís, 2018.

83 f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2018.

Orientador: Prof. MSc. Luciano Carneiro Reis.

**ANDRÉ LUIZ LOUZEIRO CARVALHO**

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE CONCRETOS COM ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA  
EM SIMULAÇÃO DA AGRESSIVIDADE MARINHA**

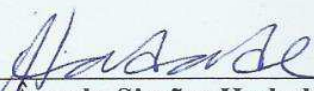
Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da  
Universidade Estadual do Maranhão para obtenção do  
grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 06 / 12 / 2018

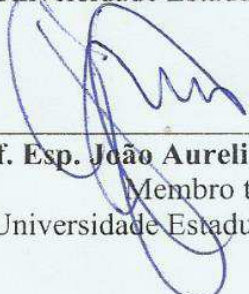
**BANCA EXAMINADORA**



**Prof. Msc. Luciano Carneiro Reis**  
Prof. Orientador  
Universidade Estadual do Maranhão



**Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Maria Angela Simões Hadade**  
Membro titular  
Universidade Estadual do Maranhão



**Prof. Esp. João Aureliano de Lima Filho**  
Membro titular  
Universidade Estadual do Maranhão

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que me deu forças e iluminou meu caminho nos momentos de dificuldade.

Agradeço aos meus pais, Josiane Almeida e Celso Luiz pelos conselhos, suporte, amor, carinho, paciência, motivação e educação que me fizeram chegar aonde eu estou atualmente. À minha avó, Eurides Almeida e minha tia, Camila Almeida, que mesmo não mais presente entre nós, sempre quiseram prestigiar esse momento. Aos meus tios e tias, em especial à Dulcileide Almeida que sempre esteve presente, auxiliando no que fosse possível.

A minha namorada, amiga e companheira, Mayara Marques, pelo apoio, amor e conversas durante toda minha formação acadêmica, em especial durante o período de produção desta pesquisa.

Ao meu orientador, Luciano Reis, pela disponibilidade e ensinamentos concedidos sempre que fosse possível. Ao laboratorista Jurandir Filho que auxiliou sempre que necessário na realização dos ensaios para realização desta etapa. Ao Danilo Duarte, pela doação do cimento utilizado na pesquisa e ao Prof. Márcio do Instituto Federal do Maranhão do departamento de Química pela doação do inibidor de corrosão.

A todos meus amigos de curso, em especial ao Filipe Alexandrino, Brendon Maia, Eduardo Filho, Gabriel Araújo, Luccas Helluy e Pedro Inácio, que fizeram essa jornada ser mais agradável e menos cansativa.

A todos que de alguma forma, contribuíram para que este momento se concretizasse.

## RESUMO

A aplicabilidade do concreto armado em larga escala ocorre devido a sua facilidade de execução aliado, sobretudo, ao seu desempenho quanto a solicitações, sendo a resistência à compressão o esforço mais requisitado. A ideia errônea fixada por muito tempo de que o concreto é um elemento durável vem sendo remodelada, dando espaço a um novo fato: o concreto é o resultado entre seus componentes e sua interação com o meio no qual está inserido. Posto isso, a presente pesquisa visa estudar o comportamento de concretos com substituição parcial de cimento por sílica ativa submetidos a simulação da agressividade marinha, representada pela aplicação de ciclos de imersão e secagem em solução salina de cloreto de sódio. Para tanto, foram moldados corpos de prova cilíndricos (10x20cm<sup>2</sup>) e prismáticos (15x15x10cm<sup>3</sup> com barras de aço) de concreto sem sílica e com adição mineral de teores de 4%, 8% e 10%, com relações água/aglomerante de 0,40 e 0,50, realizando-se ensaios nas idades de 07, 28, 49 e 56 dias, analisando a resistência à compressão axial e índice de vazios nos exemplares cilíndricos e avaliação do potencial de corrosão das armaduras das amostras prismáticas de acordo com a ASTM C876 – 09. Os resultados obtidos mostram que o teor de 4% sílica ativa não conduz a uma melhora do desempenho do concreto submetido à agressividade marinha, fato este somente observado nos teores de substituição de 8 e 10%.

Palavras-chave: Sílica ativa; Ambiente marinho; Resistência à compressão; Porosidade; Corrosão.

## ABSTRACT

The applicability of large-scale reinforced concrete occurs due to its ease of execution coupled, above all, to its performance on requests, with compressive strength being the most requested effort. The long-held erroneous idea that concrete is a durable element has been remodeled, giving rise to a new fact: concrete is the result between its components and its interaction with the environment in which it is inserted. Therefore, the present research aims to study the behavior of concrete with partial replacement of cement by silica fume submitted to simulation of marine aggressiveness, represented by the application of immersion and drying cycles in sodium chloride saline. For this purpose, cylindrical specimens (10x20cm<sup>2</sup>) and prismatic (15x15x10cm<sup>3</sup> with steel bars) of non-silica concrete with mineral addition of 4%, 8% and 10% contents were prepared with water/binder ratios of 0.40 and 0.50, tests were performed at the ages of 07, 28, 49 and 56 days, analyzing the axial compressive strength and voids index in the cylindrical specimens and evaluation of the corrosion potential of the prism samples in accordance with ASTM C876-9. The results show that the silica fume content of 4% does not lead to an improvement in the performance of the concrete submitted to marine aggression, a fact only observed in the substitution levels of 8 and 10%.

Keywords: Silica fume; Marine environment; Compressive strength; Porosity; Corrosion

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b>	Comportamento mecânico dos compostos do cimento.....	21
<b>Figura 2.2</b>	Ação defloculante do aditivo sobre as partículas de cimento.....	24
<b>Figura 2.3</b>	Sílica ativa não densificada.....	26
<b>Figura 2.4</b>	Sílica ativa densificada.....	26
<b>Figura 2.5</b>	Sílica ativa em suspensão aquosa.....	27
<b>Figura 2.6</b>	Distribuição dos tamanhos dos poros.....	32
<b>Figura 2.7</b>	Diagrama de Pourbaix do sistema ferro-água a 25°C.....	37
<b>Figura 2.8</b>	Formação da película passivadora.....	38
<b>Figura 2.9</b>	Pilha eletroquímica de corrosão do aço no concreto.....	39
<b>Figura 2.10</b>	Fases da instalação do processo de corrosão na armadura: (A) acesso do agente agressivo; (B) fissura por expansão da armadura; (C) perda de seção da armadura e destruição do concreto envolvente.....	40
<b>Figura 2.11</b>	Representação esquemática das diferentes zonas de ataque do ambiente marinho.....	43
<b>Figura 3.1</b>	Processo de limpeza química da armadura: (A) imersão em solução de HCl, água destilada e $C_6H_{12}N_4$ ; (B) lavagem em água corrente com escova de cerdas plásticas.....	49
<b>Figura 3.2</b>	Comparação visual entre as barras antes (superior) e após (inferior) das etapas de limpeza química/mecânica.....	50
<b>Figura 3.3</b>	Esquema ilustrativo do molde prismático com barras de aço.....	51
<b>Figura 3.4</b>	Molde de madeirite plastificado para confecção dos corpos de prova prismáticos.....	52
<b>Figura 3.5</b>	Materiais separados em recipientes após a pesagem.....	54
<b>Figura 3.6</b>	Homogeneização prévia da sílica ativa com o cimento.....	54
<b>Figura 3.7</b>	Processo de moldagem dos corpos de prova cilíndricos.....	56
<b>Figura 3.8</b>	Processo de moldagem dos corpos de prova prismáticos.....	56
<b>Figura 3.9</b>	Prensa eletrohidráulica para rompimento dos corpos de prova cilíndricos.....	57



<b>Figura 3.10</b>	Equipamentos utilizados para determinação do índice de vazios: (A) estufa para esterilização e secagem; (B) balança hidrostática.....	58
<b>Figura 3.11</b>	Materiais utilizados para realização do ensaio de potencial de corrosão.....	59
<b>Figura 3.12</b>	Preparação dos corpos de prova prismáticos: (A) conexão de fio de cobre na extremidade da barra; (B) aplicação de fita isolante; (C) aplicação de resina epóxi.....	61
<b>Figura 3.13</b>	Corpos de prova prismáticos imersos em solução de 5% de NaCl	61

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 2.1</b>	Classes de resistência de concretos estruturais.....	19
<b>Tabela 2.2</b>	Designação normalizada, sigla e classe do cimento Portland.....	21
<b>Tabela 2.3</b>	Quantidade de sílica ativa obtida por tonelada de liga metálica produzida.....	25
<b>Tabela 2.4</b>	Cobrimento nominal correspondente a classe de agressividade ambiental.....	33
<b>Tabela 2.5</b>	Classes de agressividade ambiental.....	42
<b>Tabela 2.6</b>	Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.....	43
<b>Tabela 3.1</b>	Requisitos químicos do Cimento CP I 40.....	45
<b>Tabela 3.2</b>	Requisitos físicos e mecânicos do Cimento CP I 40.....	46
<b>Tabela 3.3</b>	Resultados de ensaios do Cimento Portland CP I 40.....	46
<b>Tabela 3.4</b>	Composição granulométrica do agregado miúdo.....	46
<b>Tabela 3.5</b>	Resultados de ensaios do agregado miúdo.....	47
<b>Tabela 3.6</b>	Composição granulométrica do agregado graúdo.....	47
<b>Tabela 3.7</b>	Resultados de ensaios do agregado graúdo.....	48
<b>Tabela 3.8</b>	Resultados de caracterização física e química da sílica ativa.....	48
<b>Tabela 3.9</b>	Ensaio e métodos utilizados.....	50
<b>Tabela 3.10</b>	Consumo de cimento, sílica, areia e brita em kg/m <sup>3</sup> de concreto.....	53
<b>Tabela 3.11</b>	Traço unitário do concreto.....	53
<b>Tabela 3.12</b>	Resultado do <i>slump test</i> .....	55
<b>Tabela 3.13</b>	Interpretação dos resultados do potencial de corrosão para eletrodo cobre-sulfato de cobre.....	60
<b>Tabela 4.1</b>	Resultados de resistência à compressão axial simples (MPa).....	62
<b>Tabela 4.2</b>	Variação da resistência dos concretos com sílica em comparação ao concreto referência nas idades de 07 e 28 dias.....	65
<b>Tabela 4.3</b>	Variação da resistência dos concretos com sílica em comparação ao concreto referência nas idades de 49 e 56 dias.....	66
<b>Tabela 4.4</b>	Resultados do índice de vazios aos 28 dias.....	67
<b>Tabela 4.5</b>	Resultados do potencial de corrosão para o concreto referência com relação a/ag de 0,40.....	68

<b>Tabela 4.6</b>	Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 4% de SA e relação a/ag de 0,40.....	68
<b>Tabela 4.7</b>	Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 8% de SA e relação a/ag de 0,40.....	68
<b>Tabela 4.8</b>	Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 10% de SA e relação a/ag de 0,40.....	68
<b>Tabela 4.9</b>	Resultados do potencial de corrosão para o concreto referência com relação a/ag de 0,50.....	69
<b>Tabela 4.10</b>	Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 4% de SA e relação a/ag de 0,50.....	69
<b>Tabela 4.11</b>	Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 8% de SA e relação a/ag de 0,50.....	69
<b>Tabela 4.12</b>	Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 10% de SA e relação a/ag de 0,50.....	69

## LISTA DE GRÁFICOS

<b>Gráfico 2.1</b>	Proporção dos principais elementos constituintes da água do mar com salinidade de 3,5%.....	40
<b>Gráfico 4.1</b>	Resistência à compressão axial simples dos corpos de prova cilíndricos com relação $a/a_g$ 0,40.....	62
<b>Gráfico 4.2</b>	Resistência à compressão axial simples dos corpos de prova cilíndricos com relação $a/a_g$ 0,50.....	62

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CA	Concreto Armado
CP	Cimento Portland (exceto onde denominado concreto protendido)
CPB	Cimento Portland Branco
CP I	Cimento Portland Comum
CP I-S	Cimento Portland Comum com Adição
CP II-E	Cimento Portland Composto com Escória
CP II-F	Cimento Portland Composto com Filer
CP II-Z	Cimento Portland Composto com Pozolana
CP III	Cimento Portland de Alto Forno
CP IV	Cimento Portland Pozolânico
CP V-ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
NBR	Norma Brasileira Registrada
NM	Norma Mercosul
PVC	Policloreto de vinila
RS	Resistente a Sulfatos
SA	Sílica Ativa

## LISTA DE SÍMBOLOS

%	Percentual
°C	Grau Celsius
µm	Micrometro
(OH)	Hidroxila
a/ac	Água/cimento
a/ag	Água/aglomerante
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Alumina
cm <sup>3</sup>	Centímetro cúbico
C <sub>2</sub> S	Silicato bicálcico
C <sub>3</sub> A	Aluminato tricálcico
C <sub>3</sub> S	Silicato tricálcico
C <sub>4</sub> AFe	Ferro aluminato tetracálcico
C <sub>6</sub> H <sub>12</sub> N <sub>4</sub>	Hexametilenotetramina
Ca(OH) <sub>2</sub>	Hidróxido de cálcio
CaO	Cal
CH	Hidróxido de cálcio
Cl-	Íons cloreto
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
fck	Resistência característica à compressão
Fe	Ferro
Fe(OH) <sub>2</sub>	Hidróxido de ferro (II)
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Óxido de ferro (III)
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .nH <sub>2</sub> O	Óxido de ferro hidratado
Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub>	Óxido de ferro (II, III)
FeCl <sub>2</sub>	Cloreto de ferro (II)
K <sub>2</sub> O	Óxido de potássio
g	Gramas
h	Hora
H	Água
HCl	Ácido clorídrico
kg	Quilograma
l	Litro

m <sup>3</sup>	Metro cúbico
MgO	Magnésia
min	Minutos
mm	Milímetro
MPa	Megapascal
Na <sub>2</sub> O	Óxido de sódio
O <sub>2</sub>	Oxigênio
pH	Potencial de hidrogênio
$\bar{S}$	Trióxido de enxofre
SiO	Óxido de silício
SiO <sub>2</sub>	Dixóxido de silício
Tf	Tonelada-força
V	Volt

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos.....</b>	<b>17</b>
1.1.1	Objetivo geral.....	17
1.1.2	Objetivos específicos.....	18
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>19</b>
<b>2.1</b>	<b>Concreto.....</b>	<b>19</b>
2.1.1	Definição e classificação .....	19
2.1.2	Componentes do concreto.....	20
2.1.2.1	Cimento Portland .....	20
2.1.2.2	Agregados .....	22
2.1.2.3	Água .....	23
2.1.2.4	Aditivo .....	23
2.1.2.4.1	Aditivo superplastificante .....	23
2.1.2.5	Adições minerais.....	24
2.1.2.5.1	Sílica ativa.....	25
<b>2.2</b>	<b>Durabilidade do concreto.....</b>	<b>29</b>
2.2.1	Resistência .....	30
2.2.2	Porosidade.....	31
2.2.3	Cobrimento .....	33
<b>2.3</b>	<b>Mecanismos de agressão ao concreto.....</b>	<b>34</b>
2.3.1	Danos de origem física .....	34
2.3.1.1	Erosão .....	34
2.3.1.2	Cavitação .....	34
2.3.1.3	Cristalização de sais nos poros .....	35
2.3.2	Danos de origem química .....	35
2.3.2.1	Ataque por sulfatos.....	35
2.3.2.2	Corrosão das armaduras no concreto.....	37
<b>2.4</b>	<b>Agressividade do ambiente marinho .....</b>	<b>40</b>
2.4.1	Zonas da agressividade marinha .....	43
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>45</b>
<b>3.1</b>	<b>Caracterização dos materiais.....</b>	<b>45</b>



3.1.1	Aglomerante hidráulico .....	45
3.1.2	Agregado miúdo.....	46
3.1.3	Agregado graúdo.....	47
3.1.4	Sílica ativa .....	48
3.1.5	Aditivo plastificante .....	48
3.1.6	Barras de aço.....	49
<b>3.2</b>	<b>Programa experimental.....</b>	<b>50</b>
3.2.1	Propriedades estudadas.....	50
3.2.2	Definição do programa experimental.....	51
3.2.3	Dosagem .....	52
3.2.4	Produção do concreto e confecção dos corpos de prova.....	53
3.2.5	Resistência à compressão axial simples .....	56
3.2.6	Determinação do índice de vazios.....	57
3.2.7	Avaliação da corrosão das armaduras .....	58
3.2.8	Simulação da agressividade marinha .....	60
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>62</b>
<b>4.1</b>	<b>Resistência à compressão axial simples .....</b>	<b>62</b>
4.1.1	Período em cura saturada.....	64
4.1.2	Período em simulação da agressividade marinha .....	65
<b>4.2</b>	<b>Índice de vazios.....</b>	<b>66</b>
<b>4.3</b>	<b>Potencial de corrosão .....</b>	<b>67</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>71</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>73</b>
	<b>APÊNDICES .....</b>	<b>77</b>
	<b>APÊNDICE A – ROMPIMENTO DE CORPOS DE PROVA .....</b>	<b>78</b>
	<b>APÊNDICE B – DADOS PARA DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS .....</b>	<b>83</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O empenho no estudo do concreto, até recentemente, focava-se somente em atingir resistências cada vez maiores, de forma que resistência e durabilidade eram consideradas sinônimas. Atualmente, é de conhecimento que, para muitas condições de exposição de estruturas de concreto, resistência e durabilidade devem ser nitidamente apreciadas na fase de projeto (NEVILLE, 2011, tradução nossa). A associação entre resistência e durabilidade é conhecida como desempenho.

De acordo com a NBR 6118:2014, as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas conforme a agressividade do ambiente em que estará inserida, respeitando sua utilização conforme preconizado no projeto, para que sejam conservadas sua segurança, estabilidade e aptidão em toda sua vida útil, sem a necessidade de medidas de reparo e manutenção não planejadas.

Um dos grandes problemas da atual Engenharia de Estruturas é incorporar, de forma segura, a durabilidade no projeto estrutural. Essa barreira é formada devido à falta de dados de bancos confiáveis, ensaios coerentes e de informações consistentes de campo, adquiridas de obras existentes. No que concerne a estruturas construídas em ambientes de severa agressividade, em que a durabilidade se torna um fator de maior destaque, a escassez de dados é ainda maior (GJØRV, 2015).

Dentre os ambientes naturais de maior grau de agressividade ao concreto, destaca-se a atmosfera marinha, que engloba as regiões ao ar livre, sobre mar e perto da costa, ou seja, na orla, com grande presença de cloretos, tanto na forma de cristais quanto presentes em gotículas de água arrastadas pelo vento (HELENE, 1993).

Gjørsv (2015) indica que os oceanos ocupam cerca de 70% da superfície do planeta. Cerca de 2,4 bilhões de pessoas, aproximadamente 40% da população mundial, vivem a 100km da costa (ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS, 2017, tradução nossa). Desse modo, deduz-se que muitas estruturas de concreto estão sujeitas a agressividade da atmosfera marinha, seja de forma direta pelo contato com a água do mar, seja de forma indireta pelo transporte de partículas pelo vento.

Como relatado por Mehta & Monteiro (1994), a agressividade do ambiente marinho sob as estruturas de concreto decorre do ataque simultâneo de processos físicos e químicos de deterioração. Gjørsv (2015) cita que dentre os vários mecanismos de degradação das estruturas

de concreto na atmosfera marinha, o ataque de cloretos é tido como o maior desafio à durabilidade das estruturas, não somente para o concreto, mas, também, para a armadura.

A durabilidade das estruturas de concreto apresentou melhoras nos últimos anos, não unicamente devido à demanda do mercado, mas, também, ao desenvolvimento de componentes que permitem atingir as especificações sem prejudicar as propriedades do concreto no estado fresco e endurecido (TUTIKIAN, ISAIA & HELENE, 2011). Dentre os componentes adicionados, citam-se as adições minerais que, conforme Fonseca (2010), são materiais utilizados no concreto com a finalidade de somar ou substituir parcialmente o cimento. Destaca-se nas adições minerais a sílica ativa (ou microssílica) que, de forma isolada, somente se trata de um resíduo industrial, porém, quando adicionado ao cimento, reagindo com o hidróxido de cálcio presente nesse aglomerante, apresenta propriedades cimentantes.

Neville (2011) aponta que a notoriedade dada à sílica ativa pelo mercado, inicialmente, deu-se por conta do ganho de resistência proporcionado ao concreto. Desse modo, a adição da microssílica no concreto passou a ocorrer de forma generalizada. Entretanto, a utilização desse resíduo ainda é uma certa incógnita, tal como a percentagem de material a ser adicionada de modo a não comprometer as propriedades da estrutura nem a influência do meio ambiente sob o concreto com adição de sílica.

Portanto, o presente estudo propõe analisar a resistência à compressão e índice de vazios do concreto e a corrosão das armaduras em simulação da agressividade marinha e comparar os resultados obtidos para as mesmas propriedades em concretos contendo adição de sílica ativa, possibilitando a formação de um banco de dados para melhor aproveitamento deste material.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo geral**

Analisar o comportamento de amostras de concreto com e sem adição de sílica ativa em uma simulação da agressividade marinha.

### 1.1.1 Objetivos específicos

- Analisar a influência do ambiente marinho simulado na resistência à compressão axial simples das amostras de concreto com e sem sílica ativa.
- Analisar o índice de vazios de corpos de prova com e sem adição de sílica ativa.
- Quantificar o potencial de corrosão de barras de aço em corpos de prova prismáticos, com e sem sílica ativa, em ambiente marinho simulado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Concreto

#### 2.1.1 Definição e classificação

O concreto é o material da construção civil mais consumido em escala global, muito devido ao seu desempenho quanto a solicitações e simplicidade de execução, sendo normalmente constituído de cimento, água e agregados miúdos e graúdos.

Segundo Fusco (2008), o concreto simples se caracteriza pela mistura de cimento, água, agregados miúdo e graúdo. É a partir da hidratação do cimento pela água que há a formação de uma pasta aderente aos agregados, originado uma mistura que, quando endurecida, apresenta alta resistência a compressão e aparência monolítica, conforme os requisitos exigidos.

De acordo com Carvalho & Figueiredo Filho (2014), a não execução de um concreto formado unicamente por cimento ocorre devido ao seu alto custo, dessa forma, utiliza-se agregados de maiores dimensões para reduzir os custos sem que a qualidade do material seja prejudicada.

Conforme descrito na NBR 8953 (ABNT, 2015) os concretos para fins estruturais são divididos em dois grupos. No primeiro grupo, situam-se concretos com resistência característica à compressão entre 20 e 50 MPa; no segundo, acima de 50 MPa, como transcrito na Tabela 2.1.

**Tabela 2.1 – Classes de resistência de concretos estruturais**

Grupo I	Resistência característica à compressão (MPa)	Grupo II	Resistência característica à compressão (MPa)
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2015.

A NBR 12655 (ABNT, 2015) detalha ainda concretos quanto a sua massa específica no estado endurecido, são eles:

- Concreto leve: aqueles que possuem massa específica seca inferior a  $2000 \text{ kg/m}^3$ , geralmente constituídos por agregados de baixa massa específica (agregados expandidos de argila, escória siderúrgica, vermiculita, ardósia, resíduos de esgoto sinterizado e outros);
- Concreto normal: aqueles que possuem massa específica seca entre 2000 e  $2800 \text{ kg/m}^3$ , geralmente constituídos por areia, pedra britada ou seixo rolado.
- Concreto denso: aqueles que possuem massa específica superior a  $2800 \text{ kg/m}^3$ , geralmente constituídos por barita, magnetita, limonita e hematita

## 2.1.2 Componentes do concreto

### 2.1.2.1 Cimento Portland

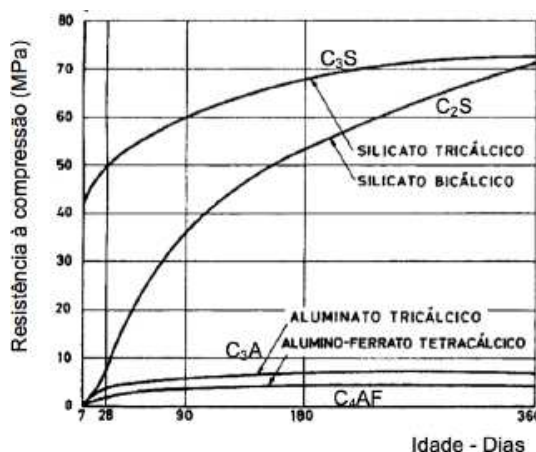
Na definição de Bauer (2008), cimento Portland é um produto obtido através da pulverização do clínquer, constituído essencialmente de silicatos hidráulicos de cálcio, com uma certa proporção de sulfato de cálcio natural, contendo, eventualmente, acréscimo de certas substâncias que modificam suas propriedades ou facilitam seu emprego. O clínquer, conforme Petrucci (1998), é resultante do cozimento da mistura de calcário e argila convenientemente dosada e homogeneizada.

Os constituintes básicos do cimento Portland são cal ( $\text{CaO}$ ), a sílica ( $\text{SiO}_2$ ), alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), óxido de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), magnésia ( $\text{MgO}$ ), óxido de potássio ( $\text{K}_2\text{O}$ ) e óxido de sódio ( $\text{Na}_2\text{O}$ ), sendo estes dois últimos denominados de álcalis do cimento.

No que tange a composição química, o cimento Portland é composto essencialmente por quatro compostos: silicato tricálcico ( $\text{C}_3\text{S}$ ), silicato bicálcico ( $\text{C}_2\text{S}$ ), aluminato tricálcico ( $\text{C}_3\text{A}$ ) e ferro aluminato tetracálcico ( $\text{C}_4\text{AFe}$ ).

Conforme Bauer (2008), o silicato tricálcico ( $\text{C}_3\text{S}$ ) é o principal agente responsável pela resistência em todas as idades, em especial, até o fim do primeiro mês de cura, enquanto o silicato bicálcico ( $\text{C}_2\text{S}$ ) se torna mais influente no processo de endurecimento nas idades mais avançadas. Em relação ao aluminato tricálcico ( $\text{C}_3\text{A}$ ), Bauer (2008) cita que este contribui para a resistência em especial no primeiro dia, ao passo que o ferro aluminato tetracálcico ( $\text{C}_4\text{AFe}$ ) em nada contribui para a resistência. Em resumo, tem-se essas características melhor explicitadas na Figura 2.1.

**Figura 2.1 – Comportamento mecânico dos compostos do cimento**



Fonte: Gomes, Pinto & Pinto, 2013.

A indústria de cimento de cada país produz os cimentos conforme o organismo regulador nacional. No Brasil, a NBR 16697 (ABNT, 2018) especifica os requisitos dos cimentos Portland, conforme apresentado na Tabela 2.2.

**Tabela 2.2 – Designação normalizada, sigla e classe do cimento Portland**

Designação normalizada (tipo)	Subtipo	Sigla	Classe de resistência	Sufixo		
Cimento Portland comum	Sem adição	CP I	25, 32 ou 40	RS ou BC		
	Com adição	CP I-S				
Cimento Portland composto	Com escória granulada de alto forno	CP II-E				
	Com material carbonático	CP II-F				
	Com material pozolânico	CP II-Z				
Cimento Portland de alto-forno		CP III				
Cimento Portland pozolânico		CP IV				
Cimento Portland de alta resistência inicial		CP V	ARI			
Cimento Portland branco	Estrutural	CPB	25, 32 ou 40			
	Não estrutural	CPB	–	–		

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.

A denominação dos cimentos brasileiros é padronizada por uma sigla, seguido de um algarismo romano e um numeral cardinal. A sigla corresponde ao prefixo CP, que significa Cimento Portland, enquanto os algarismos, que variam entre I e V, respondem pelo subtipo,

conforme sua composição. O numeral cardinal refere-se aos valores mínimos de resistência à compressão aos 28 dias de idade, assegurado pelos fabricantes. Há ainda uma classe de resistência denominada ARI, de alta resistência inicial, com resistência maior ou igual a 14 MPa com um dia de idade. Todos esses cimentos podem ser classificados como resistentes a sulfatos (RS) e de baixo calor de hidratação (BC), desde que atendam aos requisitos estabelecidos nas NBRs 13583 (ABNT, 2014) e 12006 (ABNT, 1990), respectivamente.

#### 2.1.2.2 Agregados

Na definição de Bauer (2008), agregado é um material particulado, incoesivo, de atividade química praticamente nula, constituído de misturas de partículas cobrindo extensa gama de tamanhos.

Os agregados exercem importante função no concreto, quer seja no critério técnico, quer seja no critério econômico, influenciando em suas características, tais como durabilidade, trabalhabilidade e permeabilidade, sem prejudicar a qualidade do produto final.

Para uso em concretos, a NBR 7211 (ABNT, 2009) classifica os agregados de acordo com a sua granulometria. São denominados agregados miúdos, aqueles cujos grãos são menores que 4,75mm e maiores que 150 $\mu$ m e graúdos, aqueles cujos grãos são menores que 75mm e maiores que 4,75mm.

A NBR 12655 (ABNT, 2015) caracteriza também os agregados quanto a sua massa específica. São considerados agregados leves aqueles com baixa massa específica ( $\leq 2000$  kg/m<sup>3</sup>) e densos ou pesados, aqueles com elevada massa específica ( $\geq 3000$  kg/m<sup>3</sup>).

Segundo Bauer (2008), os agregados podem ainda ser classificados de acordo com sua origem. São considerados naturais aqueles que se encontram em forma particulada na natureza e industrializados, aqueles cuja composição particulada é obtida por processos industriais, tais como a britagem.

Segundo Fonseca (2010), atualmente há um grande desenvolvimento dos agregados artificiais, obtidos através do reaproveitamento de rejeitos ou resíduos gerados pela indústria e mineração em geral, porém, seu emprego é vinculado a análise prévia da qualidade e aceitabilidade mediante critérios normalizados.



### 2.1.2.3 Água

Os compostos presentes no Portland são anidros, mas, quando postos em contato com a água, reagem com ela formando, produtos hidratados. A hidratação do cimento consiste na transformação de compostos anidros mais solúveis em compostos hidratados menos solúveis (PETRUCCI, 1998).

Conforme Fonseca (2010), na pasta de cimento ocorrem as reações que transformam o cimento Portland em agente ligante, ou seja, na presença de água, os silicatos e aluminatos formam produtos de hidratação que, com o decorrer do tempo, dão origem à pasta de cimento endurecida.

Segundo a NBR 15900-1 (ABNT, 2009), a água para ser utilizada no concreto deve atender a uma série de parâmetros, de acordo com sua origem, atestados por meio de ensaios. A água de abastecimento público, porém, é considerada adequada para uso em concreto sem a necessidade de ser ensaiada.

### 2.1.2.4 Aditivo

Na definição da NBR 12655 (ABNT, 2015), os aditivos são materiais adicionados durante o processo de preparação do concreto em quantidade não superior a 5% da massa de material cimentante contido no concreto, para modificar as propriedades da mistura no estado fresco e/ou no estado endurecido.

Uma vez que neste estudo fez utilização somente do plastificante, será dada ênfase somente a esse material.

#### 2.1.2.4.1 Aditivo superplastificante

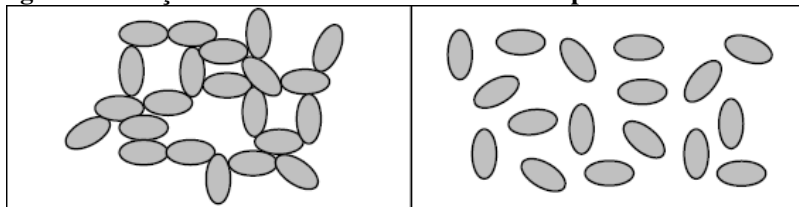
Segundo Tutikian, Isaia & Helene, (2011), aditivos superplastificantes melhoram a consistência do concreto sem aumentar a demanda de água; aumentam as propriedades mecânicas e durabilidade da mistura, mantendo a consistência e reduzem o consumo de cimento, para as mesmas resistências e consistência.

A dificuldade para obtenção de concretos plásticos, à medida que era reduzida a relação água/cimento, limitou, por muitos anos, a utilização de concretos de maior resistência e maior durabilidade. Esta limitação começou a mudar significativamente a partir da década de

50, quando surge uma nova linha de aditivos plastificantes, de muito mais eficiência do que os anteriores, sendo denominados de superplastificantes. Esses aditivos são empregados, principalmente, em concretos de alta resistência e/ou concreto auto-adensável, em que o efeito conjugado de baixa relação água/cimento e do elevado abatimento são impossíveis de serem obtidos sem o uso desses aditivos (HELENE & ANDRADE, 2010).

O efeito do aditivo superplastificante ocorre diretamente sobre as partículas de cimento, sendo caracterizado pela ação defloculante ou dispersante. As partículas de cimento Portland têm uma tendência para flocular quando misturadas com a água, resultado de forças eletrostáticas e forças de Van de Waals entre partículas, que induzem à formação de uma rede aberta de canais entre as partículas, que pode aprisionar parte da água, ficando indisponível para hidratação da superfície das partículas e para fluidificação da mesma (LEGRAND & WIRQVIN, 1992 *apud* SILVA, F. G., 2006). Os aditivos, ao envolverem as partículas de cimento, fornecem carga altamente negativa, ocasionando repulsão entre elas, o que resulta em defloculação e dispersão das partículas de cimento, como mostrado na Figura 2.2 (NEVILLE, 2011, tradução nossa).

**Figura 2.2 – Ação defloculante do aditivo sobre as partículas de cimento.**



Fonte: F. G. Silva, 2006.

#### 2.1.2.5 Adições minerais

De acordo com Tutikian, Isaia & Helene, (2011), adições minerais são materiais com atividade pozolânica que são inseridos na mistura, tais como: pozolanas naturais, cinzas volantes, escória básica granulada de alto-forno, cinza de casca de arroz, metacaulim, sílica ativa e outras.

A NBR 12653 (ABNT, 2014) define materiais pozolânicos como materiais silicosos ou silicoaluminosos que possuem pouca ou nenhuma atividade aglomerante, mas que, quando finamente divididos e na presença da água, reagem com o hidróxido de cálcio à temperatura ambiente para formar compostos com propriedades aglomerantes.

Na definição de Fonseca (2010), a distinção entre adições e aditivos é que, enquanto as adições são utilizadas com a finalidade de somar ou substituir parcialmente o cimento, os

aditivos são utilizados para alterar as características do cimento, sem alteração de sua proporção na composição do concreto.

Por se tratar de um estudo sobre a adição da sílica ativa no concreto, será dada ênfase somente a essa adição mineral no presente trabalho.

#### 2.1.2.5.1 Sílica ativa

Na definição de Fonseca (2010), a sílica ativa é um resíduo da produção do silício metálico (utilizado na confecção de componentes eletrônicos, silicones e alumínio), das ligas de ferro silício (utilizado na produção de aços comuns) e de outras ligas de silício, produzidos em grandes fornos de fusão, do tipo arco elétrico.

Segundo Almeida (2007), nos alto-fornos das indústrias siderúrgicas, são imersos quartzo, carvão, pedaços de madeira e ferro (de acordo com a liga a ser produzida) em eletrodos que geram arcos elétricos a uma temperatura de até 2000°C e, neste processo, é produzido um gás denominado óxido de silício (SiO), que ao se deslocar para regiões mais altas do forno, oxida-se à medida que resfria, formando SiO<sub>2</sub> em estado amorfo ou vítreo.

As ligas de ferro silício habituais têm teores nominais de silício de 50%, 75% e 90%; a 48%, o produto é chamado silício metálico. Quanto maior o teor de silício na liga, maior o teor de sílica na sílica ativa resultante (NEVILLE, 2011, tradução nossa).

Conforme Bianchini (2010), a quantidade de sílica ativa por tonelada de liga metálica varia de acordo com as matérias primas utilizadas, o tipo do forno, os procedimentos operacionais empregados, o tipo de liga produzido, dentre outros. Na tabela 2.3 se apresentam alguns valores médios indicados por Dastol (1984) *apud* Bianchini (2010).

**Tabela 2.3 – Quantidade de sílica ativa obtida por tonelada de liga metálica produzida.**

Liga metálica	Sílica ativa
1000 kg de silício metálico	550 kg
1000 kg de ferro silício 75%	350 kg
1000 kg de ferro silício 50%	90 kg

Fonte: Bianchini, 2010.

De modo geral, a massa específica da sílica ativa é de 2,20 g/cm<sup>3</sup>, valor este bem menor se comparado a massa específica do cimento Portland, que é 3,15 g/cm<sup>3</sup>. Suas partículas

são extremamente finas, a maioria delas com diâmetro entre  $0,03\mu\text{m}$  e  $0,3\mu\text{m}$ ; o diâmetro mediano é tipicamente inferior a  $0,1\mu\text{m}$  (NEVILLE, 2011, tradução nossa).

No Brasil, a sílica ativa é comercializada em três formas, são elas: não densificada ou natural, densificada e suspensão aquosa. Tais formas são descritas a seguir com base em DAL MOLIN (1995) e ACI 234R-96 (2001) *apud* SUGAMOSTO (2007) e ALMEIDA (2007).

Não densificada ou natural: sílica em forma de pó finíssimo, sem beneficiamento, coletado em filtros de manga, após captação e filtragem (Figura 2.3). A sua extrema finura e baixa massa específica aparente, variando entre  $192$  e  $300\text{ kg/m}^3$ , pode acarretar em dificuldades no transporte e manuseio, entretanto, essa forma apresenta maior facilidade de mistura e dispersão das partículas do concreto.

**Figura 2.3 – Sílica ativa não densificada**



Fonte: Silica Fume Association, 2005.

Densificada: as partículas de sílica ativa são submetidas a um processo de compactação após a filtragem, de modo que se tornem suficientemente densas para o transporte, devido ao menor volume ocupado por peso (entre  $500$  e  $700\text{ kg/m}^3$ ). A compactação ocorre por meio de processo eletrostático, em que as partículas de SA são carregadas, atraindo-se umas às outras, formando aglomerados esféricos (Figura 2.4).

**Figura 2.4 – Sílica ativa densificada**



Fonte: Silica Fume Association, 2005.

Suspensão aquosa: nessa forma, a sílica ativa é previamente misturada com água, em teores que variam de 40 a 60% da massa, resultando em uma massa específica aparente entre 1300 e 1400 kg/m<sup>3</sup>, gerando uma calda de sílica (Figura 2.5). Ao ser utilizada, deve-se considerar a água já adicionada na calda para reduzir a água de amassamento.

**Figura 2.5 – Sílica ativa em suspensão aquosa**



Fonte: Silica Fume Association, 2005.

Neville (2011) cita ainda que, apesar de geralmente a sílica ser adicionada ao concreto em centrais dosadoras, em alguns países o cimento é produzido em fábrica com adição de sílica em teores que variam de 6,5 a 8%.

A utilização da sílica ativa em composições cimentantes decorre do aumento da resistência mecânica e compacidade devido, principalmente, à ocorrência de reações pozolânicas, advinda da interação com o hidróxido de cálcio do cimento, e ao efeito físico filer, devido a diminuição da porosidade total do sistema (ROMANO *et al.*, 2008).

O hidróxido de cálcio, ou  $\text{Ca(OH)}_2$ , é o produto da reação entre o silicato tricálcico ( $\text{C}_3\text{S}$ ) ou bicálcico ( $\text{C}_2\text{S}$ ), existentes no clínquer do cimento, e a água de amassamento da mistura (NEVILLE, 1997 *apud* ALMEIDA, 2007).

O hidróxido de cálcio é encontrado de forma abundante ao redor dos agregados. A presença do  $\text{Ca(OH)}_2$  forma a zona de transição, considerada o elo fraco do conjunto, devido a orientação perpendicular do hidróxido de cálcio em relação ao agregado, que cria planos preferenciais de ruptura. Durante o processo de hidratação do cimento, a reação das partículas de SA remove o excesso do hidróxido de cálcio, transformando-o em silicato de cálcio hidratado (C-S-H), sendo este o produto de hidratação mais resistente da pasta endurecida, conferindo, portanto, aumento da resistência final da pasta (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

A ocorrência da sílica ativa como microesferas, com diâmetro de, aproximadamente, 0,5µm, faz com que essas preencham vazios interstícios dos grãos do cimento, que possuem diâmetro médio entre 30 e 100 µm, agindo, desse modo, como material de preenchimento (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

A sílica ativa ganhou atenção no mercado de concreto, inicialmente, devido à sua capacidade de produzir concreto com alta resistência à compressão. O aperfeiçoamento em outras propriedades mecânicas, como módulo de elasticidade ou resistência à flexão, também são perceptíveis. Embora o concreto tenha sido especificado para aproveitar as melhorias nessas propriedades, certamente a resistência à compressão é a mais visada (SILICA FUME ASSOCIATION, 2005, tradução nossa).

Neville (2011) cita ainda que, além da utilização da sílica ativa com a finalidade de produzir concretos com alta resistência, sua aplicação se dá também por conta da baixa permeabilidade desses concretos.

Comumente, a durabilidade do concreto está associada à sua permeabilidade. A contribuição da sílica ativa é reduzir a permeabilidade do concreto, desse modo, o tempo necessário para o ingresso de substâncias químicas agressivas no concreto, é estendido. Portanto, a aplicação da sílica ativa no concreto, reduz os danos dos cloretos a armadura, assim como o ataque de sulfatos (SILICA FUME ASSOCIATION, 2005, tradução nossa).

Como aspecto negativo da presença da sílica ativa no concreto, conforme descrito por Neville (2011), cita-se a diminuição da trabalhabilidade em misturas com mesma relação a/c devido a grande área de superfície da SA, que acarreta no aumento do consumo de água. Desse modo, torna-se praticamente indispensável a utilização de aditivos plastificantes ou superplastificantes.

Teoricamente, para se empregar todo o potencial de cal liberada pela hidratação do C<sub>3</sub>S e do C<sub>2</sub>S seriam necessários teores de sílica ativa entre 25% e 30% (AÏTCIN, 2000 *apud* BIANCHINI, 2010).

A Silica Fume Association (2005) indica que teores entre 4 e 15% de sílica ativa são utilizados na confecção de concretos de alta resistência. Para Neville (2011) valores de substituição inferiores a 5% sobre a massa do material cimentante, não conduzem a um aumento da resistência do concreto, enquanto que teores superiores a 10% produzem resultados relativamente superiores aos obtidos com 10%.

Silva, E. F. (1997) destaca que na década de 80 era usual a aplicação de teores de 15% sobre a massa do cimento, valor que este, ao final da mesma década, foi diminuído para

10%. Este mesmo autor cita que durante a década de 90, a proporção de sílica ativa no concreto variava entre 6 e 8%.

## 2.2 Durabilidade do concreto

A NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento de 2014, define durabilidade como a capacidade que a estrutura possui em resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

Complementar a essa informação, a mesma norma define ainda a agressividade do ambiente, como sendo:

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 16).

Os projetistas de estruturas de concreto demonstram grande interesse pelas características de resistência desse material. Entretanto, por diversas razões, é preciso grande atenção quanto a sua durabilidade (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Como consequência das ações ambientais, nenhum material é propriamente durável, tendo em vista que as mudanças da microestrutura geram mudanças também em suas propriedades. Um material atinge o fim de sua vida útil quando suas propriedades, conforme determinadas condições de uso, degradam-se de modo que a continuação de sua utilização traz riscos à segurança, além de se tornar antieconômica (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Conforme Neville (2011), até recentemente, a evolução do concreto e cimento se concentrava em atingir resistências cada vez mais altas, por conta de uma suposição no meio da construção civil de quanto maior a resistência do concreto, maior sua durabilidade.

Para Almeida (2007), a durabilidade de uma estrutura de concreto vai além dos tradicionais ensaios mecânicos (tipicamente realizado aos 28 dias de idade); este conceito deve envolver um estudo submetendo o material as diversas solicitações (estruturais e ambientais) que a estrutura estará sujeita durante sua vida útil e, a partir disso, avaliar os parâmetros que melhor retratam o comportamento da estrutura neste ambiente.

A degradação de uma estrutura raramente pode ser atribuída a um único fator, uma vez que a mesma se encontra sob a ação de diversas variáveis. Para Souza & Ripper (1998) a relação água/cimento rege características como densidade, compacidade, permeabilidade,

capilaridade, fissuração, porosidade e resistência mecânica, indicadores iniciais para classificar uma estrutura como durável ou não. Para além, estes autores ainda citam como fator determinante, a agressividade ambiental.

No presente trabalho será dando ênfase quanto a resistência, porosidade, cobrimento e agressividade ambiental.

### 2.2.1 Resistência

A resistência de um material consiste na sua capacidade em resistir à tensão sem romper. Em algumas situações, a ruptura é constatada com o surgimento de fissuras, entretanto, as investigações microestruturais em concreto comum mostram que, diferente do que ocorre em outros materiais, o concreto apresenta muitas fissuras finas antes mesmo de ser submetido a tensões externas. Desse modo, a resistência do concreto pode ser entendida como a tensão necessária para causar a ruptura, sendo definida como a tensão máxima que a amostra de concreto pode suportar (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

No concreto endurecido, destacam-se as resistências à compressão e tração. Apesar de o concreto apresentar boa resistência a compressão, o mesmo não é observado quanto a tração e, portanto, a utilização do concreto simples se mostra muito limitada. Quando se faz necessária a resistência a ambos os esforços, há uma associação do concreto com outros materiais que apresentem alta resistência à tração, resultando no concreto armado (concreto e armadura passiva) ou protendido (concreto e armadura ativa) (PORTO & FERNANDES, 2015).

Conforme Araújo (2001), a resistência característica à compressão do concreto é obtida por meio de ensaios padronizados de curta duração (carregamento rápido), em geral realizados na idade padrão de 28 dias, sendo utilizados, no Brasil, corpos de prova cilíndricos com relação altura/diâmetro igual a 2. Para Mehta & Monteiro (2008) a resistência à compressão do concreto aos 28 dias é aceita universalmente como um índice geral da resistência.

De acordo com Carvalho & Figueiredo Filho (2014), a resistência característica ( $f_{ck}$ ) do concreto à compressão é um valor que apresenta um grau de confiança de 95%, ou seja, é o valor da resistência de modo que 95% dos resultados dos ensaios estejam acima dele, ou 5% abaixo. Esta análise é necessária por conta da dispersão em diversos fatores, tais como rigor da confecção dos corpos de prova e cuidados com o procedimento de cura.



Mehta & Monteiro (2008) e Neville (2011) afirmam que a resistência do concreto e a porosidade guardam uma relação inversamente proporcional. Para Assis *et al.* (2007) esse fenômeno ocorre por conta da maior homogeneidade da matriz do concreto.

Para produção de concreto com altas resistências, a relação água/cimento é um fator fundamental. Para obtenção de concretos com resistência característica superior a 50 MPa, a relação a/c normalmente é utilizada em torno de 0,35. Entretanto, para confecção de concretos com resistências próximas a 100 MPa, a relação a/c é utilizada em um intervalo entre 0,20 e 0,35 (CANOVAS & GUITIERREZ, 1992; DE LARRARD, 1988; TORRENT & GEBAUER, 1992 *apud* SILVA, E. F., 1997).

Entretanto, há uma restrição do aumento da resistência em relação a diminuição da relação água/cimento. Taylor (1990) e Neville (2011) citam que, para o concreto comum, a menor relação a/c em que há completa hidratação do cimento é 0,38. Para Canovas & Gutierrez (1992, *apud* SILVA, E. F., 1997) o valor limite se encontra por volta de 0,27.

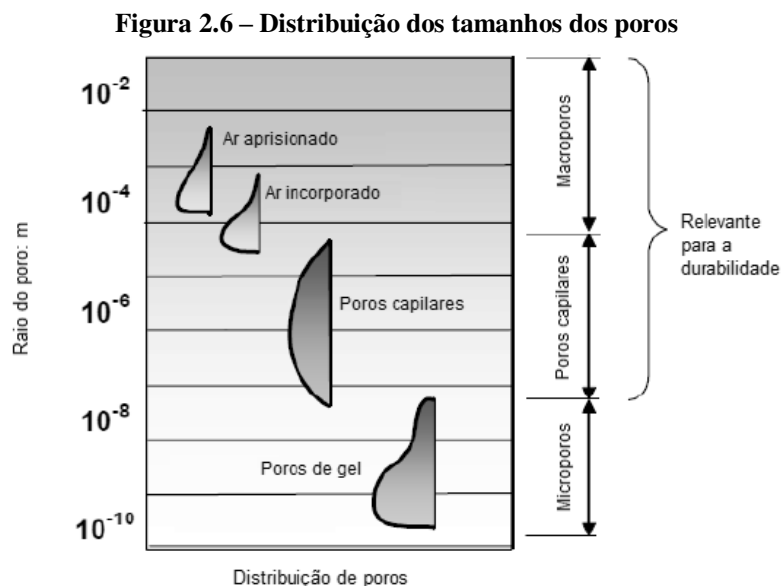
Em concretos com adição mineral, a relação água/cimento crítica – aquela em que não há acréscimo de resistência, podendo até mesmo ocasionar um efeito contrário, ou seja, uma diminuição – pode ser superior à necessária para completar hidratação do cimento, pois uma parcela da água do amassamento participa das reações pozolônicas. O valor da relação a/c crítica depende do tipo e da quantidade de adição existente na mistura (AÏTCIN & NEVILLE, 1995 *apud* SILVA, E. F., 1977).

### 2.2.2 Porosidade

A porosidade é uma importante característica do concreto, principalmente quanto a sua durabilidade, podendo ser definida como a presença de vazios na pasta endurecida. Para Souza & Ripper (1998) é fundamental que o concreto seja entendido como um pseudo-sólido, de células porosas e gelatinosas.

A porosidade e a degradação são fatores proporcionais, quanto mais permissivo um concreto for ao transporte interno de agentes agressivos, maior será sua probabilidade de degradação, bem como do aço. Portanto, a degradação depende da porosidade e da agressividade do meio. Uma vez que não é possível melhorar as condições ambientais, é necessário reduzir, ao máximo, a porosidade do concreto (SOUZA & RIPPER, 1998).

Conforme Souza & Ripper (1998), os poros da pasta de cimento podem ser definidos como macroporos, poros capilares e microporos, sendo os dois primeiros mais importantes quanto à durabilidade da estrutura, como mostrado na Figura 2.6.



Fonte: Cascudo (1997, *apud* MOTA, 2015).

Poros devido a compactação do concreto são decorrentes do atrito existente entre os agregados e entre estes e as formas de concretagem. Certa quantidade de ar é incorporada à massa de concreto durante a mistura da massa de concreto, decorrente do próprio processo, que é dispersa na forma de minúsculas bolhas. Pode ocorrer ainda de o ar ser incorporado ao concreto de forma proposital, por meio de aditivos, que lubrificam os agregados, permitindo redução da relação água/cimento sem perda de trabalhabilidade do concreto fresco (FUSCO, 2008).

Os poros capilares, que formam canais intercomunicantes ao longo da massa de concreto, são decorrentes da evaporação do excesso de água de amassamento. Após o endurecimento da pasta, uma parcela dessa água evapora, dando origem a uma rede capilar com poros menores saturados de água e os maiores com ar e vapor no seu interior e uma película de água adsorvida ao longo de suas paredes. Essa rede possibilita o transporte de líquidos, gases e substâncias dissolvidas na massa (FUSCO, 2008; SOUZA & RIPPER, 1998).

Os poros do gel de cimento são originados da retração química da água de hidratação do cimento. Devido às minúsculas dimensões desses poros e a não comunicação entre eles, o que não permite percolação de fluidos por seu intermédio, sua participação não é considerada nos mecanismos de ataque ao concreto (FUSCO, 2008).

De acordo com Fonseca (2010) a introdução de adições minerais no concreto resulta em produtos cristalinos de menores dimensões e poros mais finos na pasta de cimento hidratada, sobretudo na zona de transição agregado/pasta de cimento, ocasionando um decréscimo na permeabilidade.

### 2.2.3 Cobrimento

O concreto de cobrimento forma uma barreira física ao ingresso de agentes externos, aliada a uma proteção química conferida pela alta alcalinidade da solução aquosa presente nos poros do concreto (HELENE, 1993).

Segundo Helene (1993), a perda ou ruptura da camada de proteção, mesmo que localizada, pode desencadear o processo de deterioração, normalmente, progressivo e auto-acelerante. Para Souza & Ripper (1998), um cobrimento de concreto insuficiente ou de má qualidade propicia o desenvolvimento de processos de deterioração, tal como a corrosão das armaduras, ao possibilitar o ingresso mais direto dos agentes agressivos externos.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) especifica cobrimentos nominais a serem seguidos, conforme o elemento estrutural e agressividade do meio, como visto na Tabela 2.4.

**Tabela 2.4 – Cobrimento nominal correspondente a classe de agressividade ambiental.**

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

## 2.3 Mecanismos de agressão ao concreto

De acordo com Fusco (2008), a durabilidade das estruturas de concreto depende de sua execução com materiais não-expansivos e sua capacidade de resistir às agressões provenientes do meio externo, sejam elas de natureza física ou química. Para Mehta & Monteiro (2008), os mecanismos de agressão ao concreto se superpõem, uma vez que a ocorrência de um dano físico facilita o aparecimento de danos de ordem química.

### 2.3.1 Danos de origem física

Na definição de Mehta & Gerwick (1982, *apud* MEHTA & MONTEIRO, 2008), os danos de origem física no concreto se dividem em duas categorias: desgaste superficial (ocasionados por abrasão, erosão e cavitação) e fissuração (devido a gradientes normais de temperatura e umidade, cristalização de sais nos poros, carregamento estrutural e exposição a temperaturas extremas).

#### 2.3.1.1 Erosão

A erosão é definida como uma ação abrasiva de fluidos com partículas em suspensão e, por este motivo, é comum sua ocorrência em estruturas hidráulicas, como canais, vertedouros e tubulações de concreto para transporte de água e esgoto. A intensidade do desgaste dependerá da quantidade, da forma, do tamanho, densidade, dureza e velocidade das partículas em suspensão assim como da qualidade do concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

#### 2.3.1.2 Cavitação

A cavitação decorre da implosão de bolhas de vapor d'água junto à superfície da estrutura. Caracteriza-se pelo escoamento de líquidos com zonas de alta e baixa pressão, onde, nestas últimas, há a formação de bolhas, as quais, arrastadas para outras zonas em que a pressão líquida seja maior que a pressão de vapor, implodem, com efeito erosivo muito intenso (FUSCO, 2008).

### 2.3.1.3 Cristalização de sais nos poros

Conforme Mehta & Monteiro (2008), a cristalização de sais nos poros decorre do contato da estrutura com solução de sal e posterior perda de umidade devido a evaporação, causando tensões internas no concreto. A repetição da molhagem do concreto por uma solução salina proporciona a entrada, na pasta endurecida, dos sais dissolvidos na água. Períodos alternados de secagem promovem a evaporação da água pura, remanescendo os sais em forma de cristais que, cristalizarem, ocupam um volume maior que anteriormente, exercendo força de tração no concreto. Esse tipo de processo é facilmente observado em zonas de variação e de respingos de maré. (NEVILLE, 2011, tradução nossa).

### 2.3.2 Danos de origem química

A deterioração do concreto originada por reações químicas, comumente, com algumas exceções, envolve interações químicas entre os agentes agressivos do ambiente e os componentes da pasta de cimento (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Conforme Souza & Ripper (1998), o pH no interior do concreto é altamente alcalino como consequência da própria reação entre a água e os sais minerais que compõem o cimento. A fase sólida da pasta de cimento Portland corretamente hidratada possui hidratos de cálcio insolúveis, em total equilíbrio nos poros de alto pH, porém, há um desequilíbrio química quando o concreto entra em contato com uma solução ácida, ocasionada pela redução da alcalinidade da solução dos poros, levando à uma desestabilização dos produtos de hidratação do material cimentante (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

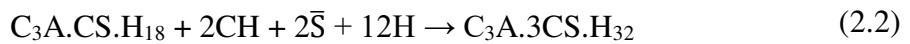
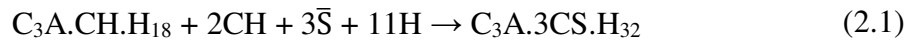
Na definição de Mehta & Gerwick (1982, *apud* MEHTA & MONTEIRO, 2008), os danos de origem física no concreto se dividem em três categorias: hidrólise dos componentes da pasta de cimento, reações de troca catiônica e reações química que originam a formação de produtos expansivos.

#### 2.3.2.1 Ataque por sulfatos

De acordo Neville (2011), sais sólidos não causam danos ao concreto, entretanto, quando presente em soluções, reagem com os produtos de hidratação do cimento. Segundo Mehta & Monteiro (2008), não é rara a presença de alta concentração de sulfatos

potencialmente deletérias em águas naturais ou industriais. Estes autores citam ainda que o ataque por sulfatos no concreto pode se apresentar na forma de expansão e fissuração ou, ainda, na redução da resistência e perda de massa devido à desintegração dos produtos de hidratação do cimento.

O hidróxido de cálcio e a alumina presentes no cimento Portland hidratado são demasiadamente sensíveis aos íons sulfatos. Devido à existência do  $\text{Ca(OH)}_2$  na pasta de cimento Portland hidratada, o monossulfato hidratado, que pode se apresentar sob duas formas ( $\text{C}_3\text{A.CS.H}_{18}$ , caso o  $\text{C}_3\text{A}$  potencial seja superior a 5%, ou  $\text{C}_3\text{A.CH.H}_{18}$ , caso seja superior a 8%), é convertido a uma forma altamente sulfatada, denominada etringita ( $\text{C}_3\text{A.3CS.H}_{32}$ ), quando em contato com íons sulfatos, como pode ser visto nas equações 2.1 e 2.2 (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

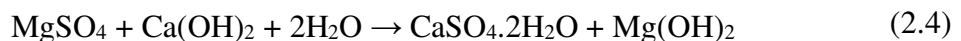


Conforme Taylor (1990), a expansão gerada no concreto pelo ataque de sulfatos é associada a formação da etringita e gipsita, entretanto, esse fenômeno é mais acentuado pelo primeiro composto. Mehta & Monteiro (2008) mencionam que a deterioração do concreto por gipsita está mais relacionada a uma redução de pH no sistema.

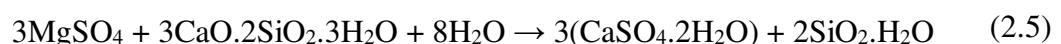
A formação da gipsita decorre do tipo de cátion associado a solução de sulfato, como descrito nas equações 2.3, 2.4 e 2.5 (MEHTA & MONTEIRO, 2008).



Sulfato de sódio	Hidróxido de cálcio	Água	Sulfato de cálcio di-hidratado (gipsita)	Hidróxido de sódio
------------------	---------------------	------	--	--------------------



Sulfato de magnésio	Hidróxido de cálcio	Água	Sulfato de cálcio di-hidratado (gipsita)	Hidróxido de magnésio
---------------------	---------------------	------	--	-----------------------



Sulfato de magnésio	Silicato de cálcio hidratado	Água	Sulfato de cálcio di-hidratado (gipsita)	Dióxido de silício hidratado
---------------------	------------------------------	------	--	------------------------------

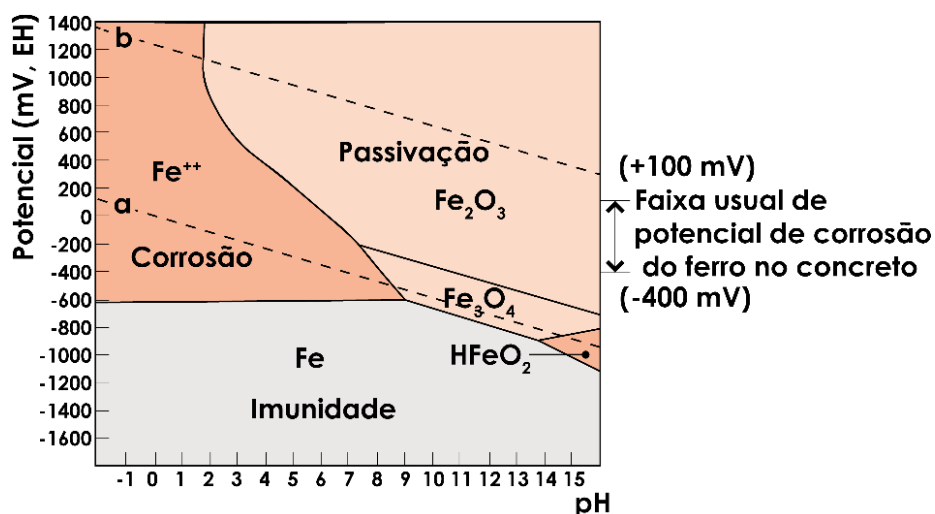
A formação do hidróxido de sódio, obtido como subproduto do ataque por sulfato de sódio, mantém a alta alcalinidade do sistema, crucial para a estabilidade do produto da hidratação (equação 2.3). Entretanto, no ataque por sulfato de magnésio, a conversão do hidróxido de cálcio em gipsita é seguida pela formação do hidróxido de magnésio que, devido a sua insolubilidade, reduz a alcalinidade do sistema (equação 2.4) (MEHTA & MONTEIRO, 2008). Neville (2011) afirma que como consequência da redução pH, o C-S-H é dissolvido (equação 2.5).

### 2.3.2.2 Corrosão das armaduras no concreto

A corrosão das armaduras de aço no concreto é uma das maiores causas de deterioração de estruturas. Gentil (1998, p. 01) define corrosão “[...] como a deterioração de um material, geralmente metálico, por ação química ou eletroquímica do meio ambiente aliada ou não a esforços mecânicos”. Souza & Ripper (1998) citam que, em virtude da generalidade dessa definição, a mesma é válida para qualquer tipo de material, incluindo o concreto.

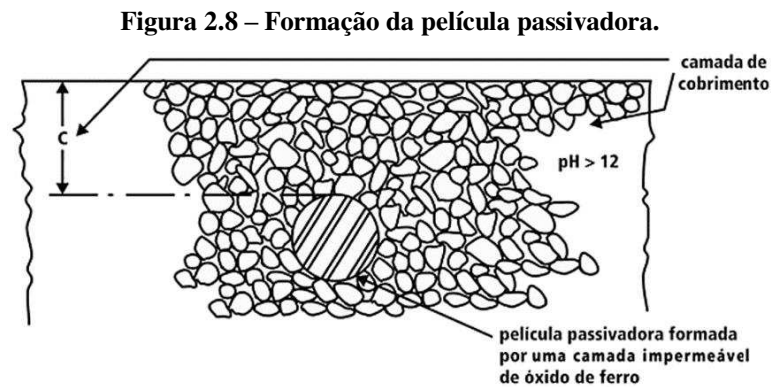
O aço aderido ao concreto endurecido está protegido do fenômeno de corrosão devido a alcalinidade do meio. Como observado no Diagrama de Pourbaix para ferro (Figura 2.7), em meios altamente alcalinos, o ferro se encontra em estado de passivação ou de imunidade. A alta alcalinidade do concreto resultante da formação do hidróxido de cálcio,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , durante o processo de hidratação do cimento, proporciona um meio com pH em torno de 12,5, tornando-se propício as reações de passivação (GENTIL, 1998; HELENE 1993).

Figura 2.7 – Diagrama de Pourbaix do sistema ferro-água a 25°C.



Fonte: Adaptado de Cascudo (1997, apud OLIVEIRA, 2007).

Conforme Gentil (1998), a passivação é o fenômeno de formação de uma película de magnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ) ou hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) ou mistura de ambos na superfície das barras de aço, como mostrado na Figura 2.8.



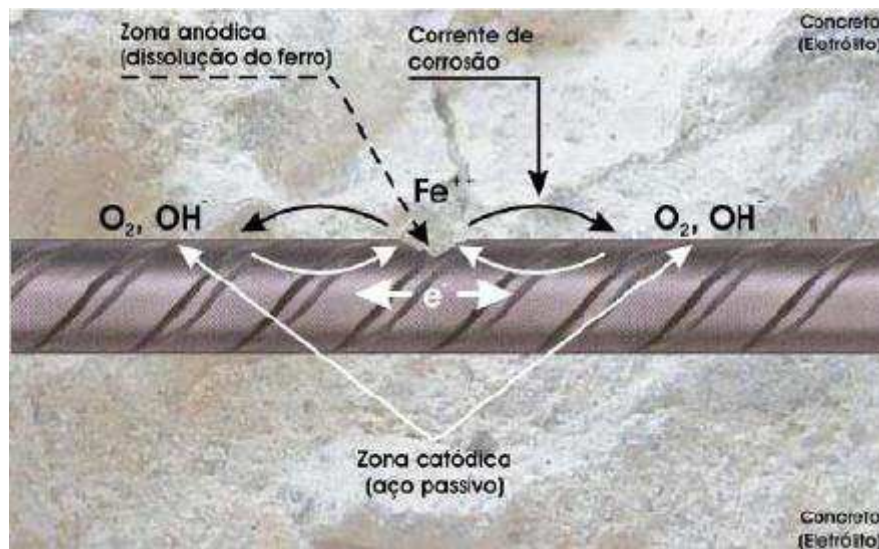
Fonte: Fusco, 2008.

A corrosão das armaduras no interior do concreto ocorrerá somente se houver a despassivação da película protetora, que pode advir de três diferentes causas: redução do pH para abaixo de 9; presença de íons cloreto ou de poluição atmosférica acima de um valor crítico; ou lixiviação do concreto. Ademais, a corrosão também pode ser consequência da utilização de cobrimentos inadequados ao ambiente em que a estrutura está inserida (FUSCO, 2008).

Gentil (1998) e Souza & Ripper (1998) citam que o processo de corrosão do aço é eletroquímico. Para a formação da pilha eletrolítica, é necessário que haja um ânodo, um cátodo, um condutor elétrico, um eletrólito e diferenças de potencial, conforme a Figura 2.9. O aço internamente aderido ao concreto apresenta zonas anódicas e catódicas simultaneamente, enquanto a água a intersticial funciona como eletrólito. A corrosão inicia a partir de uma diferença de potencial, consequência de uma desestabilização do sistema por meio do aparecimento de corrente elétrica, que pode ser resultado de diferenças de umidade, de aeração, de concentração salina, entre outros (HELENE, 1993).



**Figura 2.9 – Pilha eletroquímica de corrosão do aço no concreto.**



Fonte: Cascudo (1997, *apud* OLIVEIRA, 2007).

As alterações químicas que ocorrem nas zonas anódicas e catódicas, respectivamente, são oxidação do ferro e redução do oxigênio (HELENE, 1993). Esse processo é descrito nas equações 2.6 e 2.7 com base em MEHTA & MONTEIRO (2008).



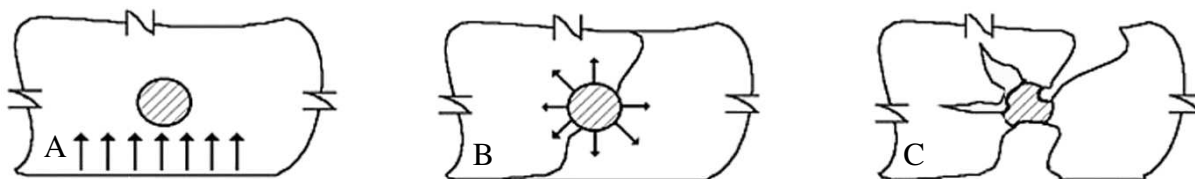
Zona anódica (com corrosão)



Zona catódica (sem corrosão)

Souza & Ripper (1998) citam que o produto final da corrosão, óxido de ferro hidratado,  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ , tende a ocupar o espaço dentro do concreto, o que acaba por criar uma pressão da ordem de 15 MPa, suficiente para criar fissuras no concreto e posterior desagregação do concreto, como mostrado na Figura 2.10. Mehta & Monteiro (2008) mencionam que os danos no concreto decorrentes da corrosão das armaduras podem se manifestar como expansão, fissuração, destruição da camada de cobrimento ou até mesmo a perda de aderência do sistema aço/concreto, que pode levar ao colapso da estrutura.

**Figura 2.10 – Fases da instalação do processo de corrosão na armadura: (A) acesso do agente agressivo; (B) fissura por expansão da armadura; (C) perda de seção da armadura e destruição do concreto envolvente.**



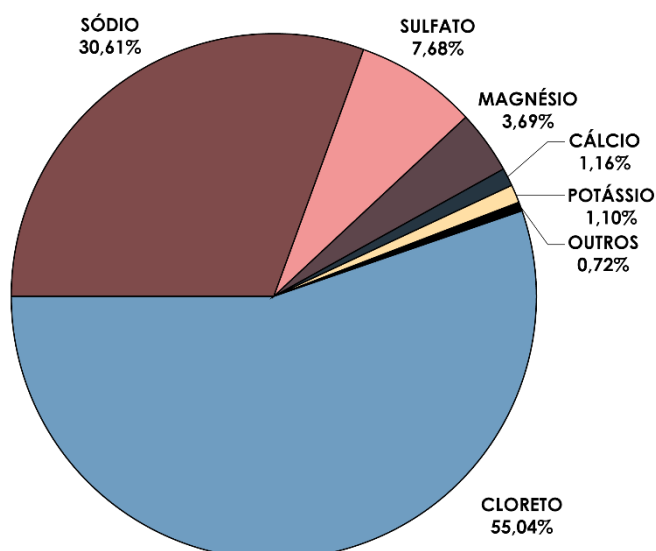
Fonte: Adaptado de Souza & Ripper, 1998.

## 2.4 Agressividade do ambiente marinho

As estruturas inseridas em ambientes marinhos estão expostas, simultaneamente, a diversos mecanismos de deterioração, tanto químicos quanto físicos, tornando-se um meio de alta complexidade para os estudos de durabilidade. Mesmo as estruturas que não estão em contato direto com o meio marinho estão submetidas a sua agressividade, dado que os oceanos ocupam até 80% da superfície terrestre, há a possibilidade de carreamento da névoa salina por quilômetros do litoral para o interior (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Conforme Neville (2011), o ataque químico da água marinha no concreto surge do fato do alto número de sais dissolvidos, com uma salinidade total, típica, de 3,5%, ou seja, 35g/l. De modo geral, a água do mar apresenta uma composição química típica, conforme apresentado na Figura 2.11.

**Gráfico 2.1 – Proporção dos principais elementos constituintes da água do mar com salinidade de 3,5%.**



Fonte: Adaptado de Lalli & Parsons, 1997.

Segundo Gjrv (2015), para estruturas de concreto em ambientes que contm cloreto, a prematura corrosão das armaduras devido a esse ânion  um grande desafio no que tange sua durabilidade e o desempenho. Para efeito de conhecimento da agressividade do cloreto, Helene (1993) cita que a velocidade de corrosão em atmosfera marinha pode ser até 40 vezes superior se comparada  que ocorreria em atmosfera rural. Meira (2017) e Neville (2011) afirmam que a penetrao dos íons cloreto no concreto, ao alcançarem as adjacências da armadura, na presença de água e oxignio, destroem a película passiva, iniciando o processo de corrosão.

A associao entre os íons cloretos e íons de ferro formam o cloreto de ferro que, por hidrólise, liberam íons cloreto para novas reações. Os íons cloretos reagem nas zonas anódicas gerando ácido clrido, causando a despassivao do aço, como mostrado nas equações 2.8 e 2.9 (MEIRA, 2017; NEVILLE, 2011).



De acordo com Fusco (2008), os íons cloretos apenas funcionam como catalisadores da reação de solubilizao do  $\text{Fe}^{2+}$ , porém, não são consumidos, acarretando em uma corrosão cada vez mais intensa.

Contudo, não somente a presença de cloretos na água do mar causa a deteriorao das estruturas por meio da corrosão, sendo possível o aparecimento de outros mecanismos de degradao antes mesmo desse processo eletroquímico. Neville (2011) cita mecanismos de erosão pela ação das ondas ou pelo transporte de partículas sólidas.

A presença de sulfatos no oceano, como visto anteriormente, conduz a um ataque por este composto químico. A reação entre os íons sulfatos e  $\text{C}_3\text{A}$  e  $\text{C-S-H}$ , de fato, resulta na formao de etringita, entretanto, a degradao não ocorre devido a fissurao e expansão, mas sim na forma de erosão ou perda dos constituintes sólidos da massa. Esse fenmeno reside no fato de que a etringita, assim como a gipsita, são solúveis na presença de cloretos, sendo lixiviados pela água do mar. Desse modo, a utilizao de cimentos resistentes a sulfatos para confeco de concretos expostos ao mar não são essenciais (MEHTA & MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 2011).

Conforme visto neste tópico, a água do mar se caracteriza por ser um meio extremamente agressivo ao concreto. Desse modo, algumas normas brasileiras recomendam especificidades às estruturas expostas a esse ambiente. Dentre elas, pode-se destacar as NBRs 6118 (ABNT, 2014) e 12655 (ABNT, 2015).

No item 6.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), no qual é discutido sobre a agressividade do ambiente, é apresentada a tabela de classificação da agressividade de acordo com o ambiente. Para o ambiente marinho, a agressividade pode ser considerada como nível III ou IV, apresentando risco de deterioração grande e elevado, respectivamente, conforme reproduzido na Tabela 2.5.

**Tabela 2.5 – Classes de agressividade ambiental.**

Classe agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito Forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

A NBR 12655 (ABNT, 2015) apresenta no item 5.2, no qual é discorrido sobre a durabilidade, uma relação entre a classe de agressividade do ambiente e a qualidade do concreto, conforme transcrito na Tabela 2.6.

**Tabela 2.6 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.**

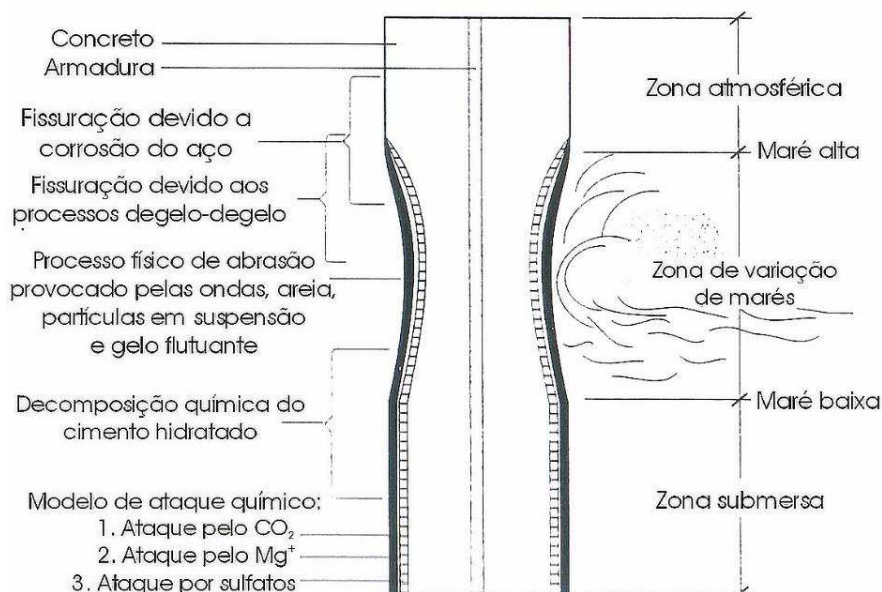
Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto	CA e CP	$\geq 260$	$\geq 280$	$\geq 320$	$\geq 360$
CA	Componentes e elementos estruturais de concreto armado.				
CP	Componentes e elementos estruturais de concreto protendido.				

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2015.

#### 2.4.1 Zonas da agressividade marinha

A deterioração em uma estrutura exposta ao ambiente marinho, geralmente, não ocorre de forma uniforme, dado que os mecanismos de ataque variam conforme o nível da maré, como pode ser visto na Figura 2.12. Tais formas são descritas a seguir com base em MEHTA & MONTEIRO (2008).

**Figura 2.11 – Representação esquemática das diferentes zonas de ataque do ambiente marinho.**



Fonte: Adaptado de Mehta & Monteiro, 2008.

Como citado anteriormente, mesmo as partes estrutura que não estão em contato direto com o mar, sofrem seus mecanismos de degradação. A seção situada na zona atmosférica, ou ainda respingos de maré, apresenta uma grande concentração névoa salina, proveniente do transporte das partículas de sais do mar pelo vento que, devido aos ciclos de molhagem e secagem, sofre o processo de cristalização dos sais nos poros, tornando-se suscetível à corrosão da armadura, devido a desagregação do concreto de cobertura como reação a expansão dos sais.

A zona situada entre as marés alta e baixa, denominada de variação de marés, é a região mais crítica de ataques, uma vez que, além de estar submetida aos ciclos de molhagem e secagem, e conseqüentemente vulnerável a corrosão das armaduras, também ocorrem processos de erosão devido ao impacto das ondas e/ou partículas sólidas, assim como a reação álcali-agregado.

A região da estrutura que se encontra continuamente submersa, por sua vez, apenas está sujeita aos ataques químicos. A probabilidade de corrosão nessa zona é extremamente baixa, podendo ocorrer somente por ação de microrganismos, dada a ausência de oxigênio.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste tópico são detalhados os materiais e métodos para investigação dos resultados utilizados no programa experimental.

#### 3.1 Caracterização dos materiais

Para execução do programa experimental decidiu-se pelo uso de materiais utilizados pelas empresas de concretagem de São Luís, com exceção do cimento, com o propósito de aplicabilidade dos resultados atingidos.

##### 3.1.1 Aglomerante hidráulico

O cimento exigido para a pesquisa deveria ser um aglomerante hidráulico que não possuísse outras adições em sua composição que viessem a alterar os resultados da adição da sílica ativa. Além disso, fazia-se necessário que o mesmo não apresentasse resistência especial ao ambiente marinho, os denominados RS (resistente a sulfatos).

Atendendo aos requisitos acima mencionados, deu-se preferência a utilização do cimento tipo CP I 40 (Cimento Portland Comum com resistência característica de 40 MPa aos 28 dias). As propriedades médias deste cimento, conforme a NBR 16697:2018, encontram-se nas Tabelas 3.1 e 3.2. Na Tabela 3.3 é apresentada a caracterização deste material.

**Tabela 3.1 – Requisitos químicos do Cimento CP I 40.**

Requisito	Limite
Resíduo insolúvel (RI)	$\leq 5,0$
Perda ao fogo (PF)	$\leq 4,5$
Óxido de magnésio (MgO)	$\leq 6,5$
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	$\leq 4,5$

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.

**Tabela 3.2 – Requisitos físicos e mecânicos do Cimento CP I 40.**

Requisito	Limite	
Resíduo na peneira 75 µm (%)	≤ 10,0	
Tempo de início de pega (min)	≥ 60	
Expansibilidade a quente (mm)	≤ 5	
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	≥ 15,0
	7 dias	≥ 25,0
	28 dias	≥ 40,0

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.

**Tabela 3.3 – Resultados de ensaios do Cimento Portland CP I 40.**

Ensaio	Resultado	Método de Ensaio
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	3,06	NBR 16605:2017

Fonte: Autor, 2018.

### 3.1.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo (areia) utilizado para produção do concreto foi obtido no comércio local, cuja composição granulométrica e física é apresentada nas Tabelas 3.4 e 3.5, respectivamente.

**Tabela 3.4 – Composição granulométrica do agregado miúdo.**

Peneira	Abertura (mm)	Percentual	
		Retida	Acumulada
3/8"	9,50	0,00	0,00
4	4,75	0,42	0,42
8	2,36	0,71	1,13
14	1,18	1,95	3,07
30	0,60	5,98	9,05
50	0,30	37,00	46,06
100	0,15	34,45	80,50
–	Fundo	19,50	100,00

Fonte: Autor, 2018.



**Tabela 3.5 – Resultados de ensaios do agregado miúdo.**

Ensaio	Resultado	Método de Ensaio
Módulo de finura	1,40	NBR NM 248:2003
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,66	NBR NM 52:2009

Fonte: Autor, 2018.

O resultado do módulo de finura não se encaixa em nenhuma das três zonas especificadas na norma NBR 7211:2009, porém, por se tratar de uma areia vendida no comércio local e utilizada para produção de concreto, optou-se por utilizar a mesma.

### 3.1.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo (pedra britada) utilizado para produção do concreto foi obtido no comércio local, cuja composição granulométrica e física é apresentada nas Tabelas 3.6 e 3.7, respectivamente.

**Tabela 3.6 – Composição granulométrica do agregado graúdo.**

Peneira	Abertura (mm)	Percentual	
		Retida	Acumulada
¾"	19,00	0,00	0,00
½"	12,50	12,68	12,68
⅜"	9,50	47,50	60,18
¼"	6,30	32,46	92,64
4	4,75	4,53	97,17
8	2,36	2,62	99,79
–	Fundo	0,21	100,00

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 3.7 – Resultados de ensaios do agregado graúdo.**

Ensaio	Resultado	Método de Ensaio
Dimensão máxima característica (mm)	19	NBR NM 248:2003
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,81	NBR NM 53:2009
Massa unitária no estado compactado (kg/m <sup>3</sup> )	1650	NBR NM 45:2006

Fonte: Autor, 2018.

### 3.1.4 Sílica ativa

A adição mineral (sílica ativa) foi doada por uma empresa de concretagem localizada na capital maranhense. As características físicas e químicas fornecidas pelo fabricante são apresentadas na Tabela 3.8.

**Tabela 3.8 – Resultados de caracterização física e química da sílica ativa.**

Parâmetros físicos		Parâmetros químicos	
Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	2,22	Equivalente alcalino, em Na <sub>2</sub> O (%)	0,7
		Perda ao fogo (%)	3,7
pH	7,9	SiO <sub>2</sub> (%)	93,0
		Na <sub>2</sub> O (%)	0,2
Umidade (%)	0,1	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	0,5
		CaO (%)	0,5
Retido 45mm (#325) (%)	3,7	MgO (%)	0,4
		Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	0,2
		K <sub>2</sub> O (%)	0,9

Fonte: Dow Corning Silício do Brasil, 2016.

### 3.1.5 Aditivo plastificante

Para a execução do estudo, utilizou-se um aditivo polifuncional redutor de água, que melhora a trabalhabilidade do concreto. Este aditivo se fez necessário nos concretos com adição da sílica ativa, uma vez que esta aumenta o consumo de água devido a finura das partículas.

### 3.1.6 Barras de aço

As barras de aço utilizadas para o ensaio de potencial de corrosão são do tipo CA 50, com 10mm de diâmetro e 10cm de comprimento.

Para uniformização da condição inicial e, conseqüentemente, diminuição da variabilidade dos resultados, a armadura passou por um processo de limpeza química, baseado na ASTM G1:2011, conforme descrito a seguir:

- Imersão em solução de ácido clorídrico e água destilada em proporção de 1:1 acrescido do inibidor de corrosão hexametilenotetramina 3,5 g/l (de solução). O tempo de imersão foi de 10 minutos (Figura 3.1-A);
- Em seguida, cada uma das barras foi lavada individualmente em água corrente com uma escova de cerdas plásticas (Figura 3.1-B);
- Secagem com papel toalha;
- Ao final, as barras de aço permaneceram em estufa até o momento da moldagem.

**Figura 3.1 – Processo de limpeza química da armadura: (A) imersão em solução de HCl, água destilada e  $C_6H_{12}N_4$ ; (B) lavagem em água corrente com escova de cerdas plásticas.**



Fonte: Autor, 2018.

Na Figura 3.2 é possível ver uma comparação entre a barra de aço no estado inicial e após a limpeza química.

**Figura 3.2 – Comparação visual entre as barras antes (superior) e após (inferior) das etapas de limpeza química/mecânica.**



Fonte: Autor, 2018.

### **3.2 Programa experimental**

#### **3.2.1 Propriedades estudadas**

Para melhor compreensão do programa experimental, detalhou-se na Tabela 3.9 as propriedades estudadas, assim como a quantidade de amostras, idades e normas utilizadas.

**Tabela 3.9 – Ensaios e métodos utilizados.**

Ensaios		Informações	Metodologia
Caracterização mecânica	Resistência à compressão	03 amostras para cada idade de cada grupo Idades: 07, 28, 49 e 56 dias	NBR 5739:2007
Caracterização física	Índice de vazios	02 amostras para cada grupo Idade: 28 dias	NBR 9778:2005
Caracterização eletroquímica	Potencial de corrosão	02 amostras para cada grupo Idade: 56 dias	ASTM C876-09

Fonte: Autor, 2018.

### 3.2.2 Definição do programa experimental

O programa experimental foi planejado de forma a verificar a influência da substituição de teores de sílica ativa em relação a massa de cimento em uma simulação da agressividade marinha. Fixou-se, inicialmente, três teores de substituição em massa ao cimento, 4%, 8% e 10%. Além destes, moldou-se corpos de prova sem substituição de sílica para servir como referência.

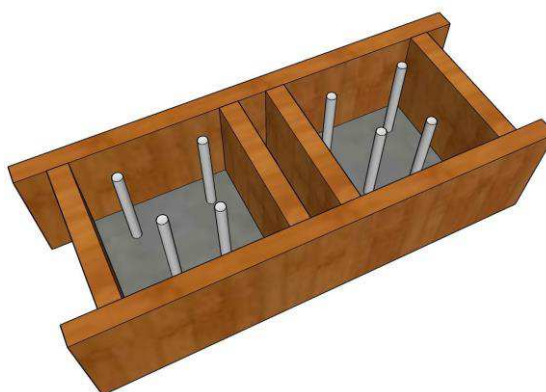
Os teores estabelecidos foram selecionados por se encontrarem próximos ou dentro do intervalo de valores que apresentam resultados mais significativos em relação a ganhos de resistência e durabilidade.

Com relação ao fator a/ag (água/aglomerante), optou-se pelo uso dos fatores 0,40 e 0,50. A escolha destes valores se deu pelo fato da NBR 6118:2014 recomendar um fator a/ag de, no máximo, 0,45 para concretos em ambientes de agressividade marinha. Desse modo, o fator 0,40 está dentro do valor estabelecido, entretanto, o fator 0,50 se dá pela tentativa de uso de um fator acima do recomendado, reduzindo o consumo de cimento para analisar a sua aplicabilidade com a utilização da sílica ativa.

Deste modo, associando os dois fatores água/aglomerante (0,40 e 0,50) aos quatro teores de sílica (0%, 4%, 8% e 10%), tem-se oito grupos de concreto, totalizando 128 corpos de prova, sendo destes 112 cilíndricos e 16 prismáticos.

Nesta etapa definiu-se ainda as dimensões dos corpos de prova a serem utilizados no desenvolvimento da pesquisa. Para os cilíndricos, optou-se pela utilização de moldes de 10cm de diâmetro com 20cm de altura; para os prismáticos, o esquema ilustrado na Figura 3.3. Nesse modelo, os moldes possuem dimensão de 15x15x10cm e, internamente, há quatro barras de aço CA-50 de 10mm de diâmetro, sendo 2cm expostos do corpo de prova.

**Figura 3.3 – Esquema ilustrativo do molde prismático com barras de aço.**



Fonte: Autor, 2018.

Os moldes prismáticos foram confeccionados com chapas de madeirite plastificado, fixadas através de barras roscadas afim de facilitar a desmoldagem e permitir sua reutilização. Na base dos moldes foram feitos quatros furos, com diâmetro de 12,5mm, com cobrimentos de 25mm, 30mm, 40mm e 50mm, conforme prescritos na Tabela 7.2 da NBR 6118:2014 para viga/pilar. Na Figura 3.4 é mostrada a forma já confeccionada.

**Figura 3.4 – Molde de madeirite plastificado para confecção dos corpos de prova prismáticos.**



Fonte: Autor, 2018.

### 3.2.3 Dosagem

Para definição dos traços de concreto, optou-se pela utilização do método de dosagem da ABCP/ACI, uma vez que este é amplamente difundido nos meios práticos, além de se tratar de um método racional, uma vez que leva em conta as propriedades físicas e mecânicas dos componentes do concreto. Através dos fatores  $a/ag$  definidos anteriormente, juntamente com a fixação do abatimento (*slump*) em  $80\pm 10$ mm, encontrou-se um traço base, no qual fez-se a substituição de sílica ativa em massa do cimento nas proporções citadas anteriormente. Desse modo, os valores para cimento, areia e brita em quilograma por metro cúbico definidos são apresentados na Tabelas 3.10 e na Tabela 3.11, o traço unitário.

**Tabela 3.10 – Consumo de cimento, sílica, areia e brita em kg/m<sup>3</sup> de concreto.**

Relação a/ag	Grupo	Teor de sílica (%)	Cimento (kg)	Sílica (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)
0,40	I	0,00	512,50	0,00	486,78	1249,05
	II	4,00	492,00	20,50	486,78	1249,05
	III	8,00	471,50	41,00	486,78	1249,05
	IV	10,00	461,25	51,25	486,78	1249,05
0,50	V	0,00	410,00	0,00	574,59	1249,05
	VI	4,00	393,60	16,40	574,59	1249,05
	VII	8,00	377,20	32,80	574,59	1249,05
	VIII	10,00	369,00	41,00	574,59	1249,05

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 3.11 – Traço unitário do concreto.**

Relação a/ag	Grupo	Teor de sílica (%)	Traço unitário (em massa)
0,40	I	0,00	1,00:0,95:2,44
	II	4,00	0,96:0,04:0,95:2,44
	III	8,00	0,92:0,08:0,95:2,44
	IV	10,00	0,90:0,10:0,95:2,44
0,50	V	0,00	1,00:1,40:3,05
	VI	4,00	0,96:0,04:1,40:3,05
	VII	8,00	0,92:0,08:1,40:3,05
	VIII	10,00	0,90:0,10:1,40:3,05

Fonte: Autor, 2018.

### 3.2.4 Produção do concreto e confecção dos corpos de prova

Inicialmente foi necessário realizar a pesagem de cada componente do concreto a partir do traço definido. Estes foram dispostos em recipientes, como mostrado na Figura 3.5.

**Figura 3.5 – Materiais separados em recipientes após a pesagem.**



Fonte: Autor, 2018.

Vale ressaltar que, no caso dos concretos com substituição de sílica ativa, foi realizado, previamente, sua homogeneização com o cimento, como visto na Figura 3.6.

**Figura 3.6 – Homogeneização prévia da sílica ativa com o cimento.**



Fonte: Autor, 2018.



Após a mistura dos materiais em betoneira basculante, foi realizado o ensaio do abatimento do tronco de cone (*slump test*), no qual utilizou-se o tronco de cone padronizado pela NBR NM 67:1998. Este foi preenchido em três camadas de mesma altura, aplicando-se 25 golpes com haste metálica em cada camada para fins de adensamento. O molde então é retirado, a massa abata-se pelo seu peso próprio e o abatimento é então medido. Para os grupos em que o abatimento não se encontrava dentro do definido no programa experimental ( $80 \pm 10$ mm), foi necessário adicionar o aditivo plastificante no material restante na betoneira e reiniciar o processo para homogeneização da massa. O resultado final é apresentado na Tabela 3.12.

**Tabela 3.12 – Resultado do *slump test*.**

Grupo	Relação a/ag	Teor de aditivo (%)*	Abatimento (mm)
I	0,40	0,20	80
II		0,25	90
III		0,70	80
IV		0,75	80
V	0,50	–	120
VI		–	100
VII		–	80
VIII		–	70

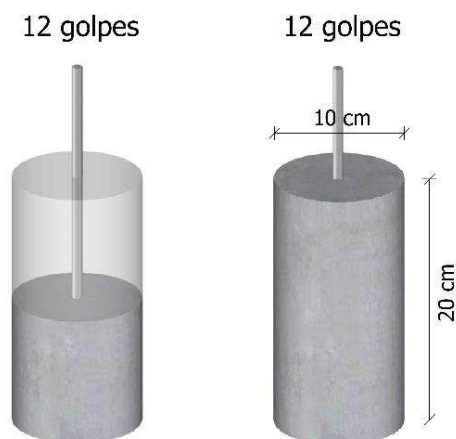
\*Em função da massa do aglomerante

Fonte: Autor, 2018.

Apesar dos grupos V e VI apresentarem abatimento acima do estabelecido, preferiu-se mantê-los, uma vez que nestes não foi adicionado o aditivo redutor de água.

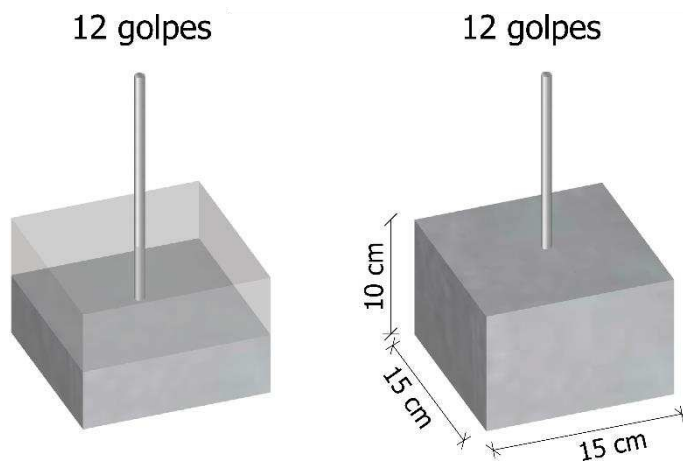
Finalizada esta etapa, realizou-se a moldagem dos corpos de prova. Tal processo foi realizado conforme a NBR 5738:2015, utilizando moldes cilíndricos de 10cm de diâmetro e 20cm de altura e prismáticos, com dimensões de 15x15x10cm, sendo moldados em duas camadas de volume igual e adensadas por meio da aplicação de 12 golpes de haste metálica padronizada, como ilustrado nas Figura 3.7 e 3.8. As extremidades das barras de aço foram cobertas com fita isolante para fixarem nos furos dos moldes, além de funcionar como proteção da umidade. É importante ressaltar que nos foi aplicado uma fina camada de óleo mineral nos moldes para facilitar o processo de desmoldagem dos corpos de prova.

**Figura 3.7 – Processo de moldagem dos corpos de prova cilíndricos.**



Fonte: Autor, 2018.

**Figura 3.8 – Processo de moldagem dos corpos de prova prismáticos.**



Fonte: Autor, 2018.

Por fim, realizou-se o acabamento da superfície do molde com uma desempenadeira metálica. Após a moldagem, os corpos de prova foram deixados em local com protegido da luz solar com superfície plana e rígida para cura inicial e, após 24 horas, desmoldados e submetidos a cura por imersão em água e óxido de cálcio até 07 ou 28 dias. Os corpos de prova cilíndricos foram totalmente submersos enquanto os prismáticos, quase totalmente, mantendo-se cerca 1cm do corpo de prova não submerso para evitar que as barras de aço fossem molhadas.

### 3.2.5 Resistência à compressão axial simples

O procedimento para determinação da resistência à compressão axial simples foi assistido pelas orientações da NBR 5739:2015. Os corpos de prova cilíndricos de 10x20cm

foram submetidos a rompimento nas idades de 07 e 28 dias. Os corpos de prova submetidos à simulação da agressividade marinha também foram rompidos, nas idades de 49 e 56 dias.

Para a realização deste ensaio, utilizou-se a prensa eletrohidráulica, com suporte de carga de 200 toneladas-força da Solotest, mostrada na Figura 3.9.

**Figura 3.9 – Prensa eletrohidráulica para rompimento dos corpos de prova cilíndricos.**



Fonte: Autor, 2018.

### 3.2.6 Determinação do índice de vazios

O processo utilizado para determinação do índice de vazios dos corpos de prova foi o recomendado pela NBR 9775:2005. Após os 28 dias em cura saturada, os corpos de prova destinados ao ensaio foram retirados do tanque e colocados em estufa em temperatura de  $105 \pm 5^\circ\text{C}$  durante 72h. Após esse período, as amostras são então retiradas e pesadas, anotando-se sua massa seca ( $m_s$ ). Em seguida os corpos de prova são imersos em água durante 72h, sendo retirados ao completar este intervalo de tempo, tendo sua superfície seca com pano úmido e determinada sua massa saturada ( $m_{\text{sat}}$ ). Para finalização do ensaio, é realizada pesagem hidrostática do corpo de prova, registrando a sua massa imersa ( $m_i$ ). O valor adotado é a média de duas determinações, sendo cada uma destas calculada pela fórmula:

$$\text{Índice de vazios} = \frac{m_{\text{sat}} - m_s}{m_i} \quad (3.1)$$

Na Figura 3.10 são mostrados os equipamentos utilizados para o ensaio de determinação do índice de vazios.

**Figura 3.10 – Equipamentos utilizados para determinação do índice de vazios: (A) estufa para esterilização e secagem; (B) balança hidrostática.**



Fonte: Autor, 2018.

### 3.2.7 Avaliação da corrosão das armaduras

A metodologia adotada para avaliação de uma provável deterioração das barras de aço por corrosão foi o potencial de corrosão. Para tanto, seguiu-se as orientações da norma ASTM C876-09. O aparato exigido pela norma é descrito a seguir.

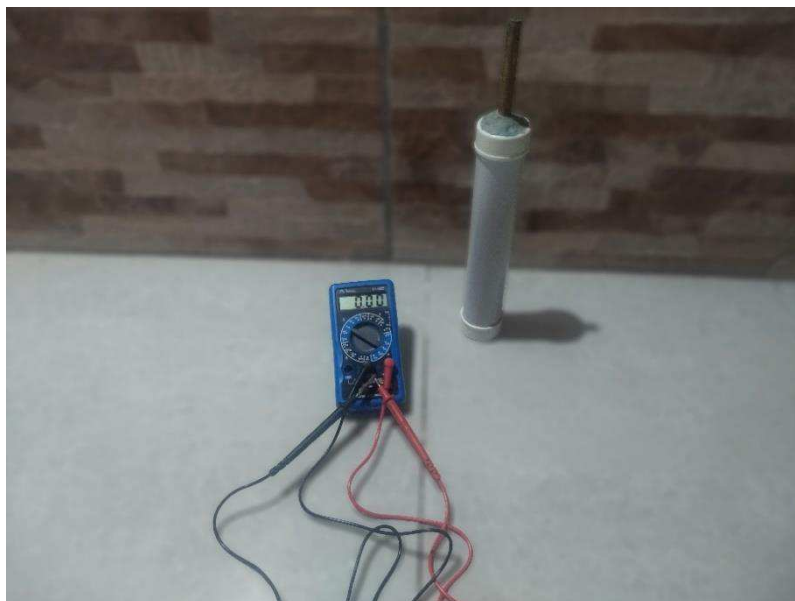
- Uma meia-célula (eletrodo) de cobre-sulfato de cobre: formado por um tubo rígido e dielétrico, que não reaja com o cobre ou sulfato de cobre; madeira porosa ou plugue de plástico que permaneça molhado por capilaridade; haste de cobre imersa na solução saturada de sulfato de cobre (preparada com sulfato de cobre dissolvido em água deionizada ou destilada).
- Dispositivo de junção elétrica: para proporcionar contato entre a amostra e o eletrodo, de baixa resistência elétrica, podendo ser utilizada uma ou várias esponjas pré-umedecidas em solução de baixa resistividade.
- Solução de contato elétrico: uma mistura de agente molhante ou detergente líquido com água potável.
- Voltímetro a bateria: com precisão mínima de 0,02V.

- Condutores elétricos: cuja resistência elétrica não perturbe o circuito elétrico em mais de 0,0001V.

O ensaio de potencial de corrosão foi realizado nos corpos de prova prismáticos, em duas amostras para a idade de 56 dias, sendo o centro da barra tomado como ponto de referência nas medições. Em todas as leituras, tomava-se o cuidado de retirar o corpo de prova da solução no momento da realização do ensaio, para que a amostra não perdesse umidade, fator este que pode alterar as leituras.

O eletrodo de referência de cobre/sulfato de cobre confeccionado consiste em um tubo PVC no qual seu interior é formado por uma haste de cobre imersa em solução aquosa saturada de sulfato de cobre, com pequenos furos na extremidade para proporcionar a continuidade elétrica do eletrodo de referência com o eletrodo de trabalho (barra de aço do concreto). Ao conectar os eletrodos, surge um fluxo de elétrons da armadura em direção ao eletrodo de referência, passando pelo voltímetro e indicando a intensidade da diferença de potencial. Os materiais e equipamentos utilizados são mostrados na Figura 3.10. Inicialmente, o terminal positivo voltímetro é conectado a barra de aço do corpo de prova, enquanto o terminal negativo é ligado à haste de cobre do eletrodo, registrando a leitura apresentada no voltímetro. O valor apresentado apenas é válido caso esse esteja em uma faixa de  $\pm 0,02V$  por, no mínimo, cinco minutos. Caso haja variação, a amostra de concreto deve ser umedecida até que haja estabilização.

**Figura 3.11 – Materiais utilizados para realização do ensaio de potencial de corrosão.**



Fonte: Autor, 2018.

Os resultados encontrados podem ser interpretados de três formas diferentes, como mostrado na Tabela 3.13.

**Tabela 3.13 – Interpretação dos resultados do potencial de corrosão para eletrodo cobre-sulfato de cobre.**

Valor	Interpretação
Mais positivo que -0,20V	Há uma probabilidade superior a 90% que nenhum processo corrosivo esteja ocorrendo na armadura naquela região e no momento da medição.
No intervalo de -0,20 a -0,35V	A corrosão na armadura naquela região é dada como incerta.
Mais negativo que -0,35V	Há uma probabilidade superior a 90% de ocorrência de processo corrosivo na armadura naquela região e no momento da medição.

Fonte: Adaptado de *American Society for Testing and Materials*, 2009.

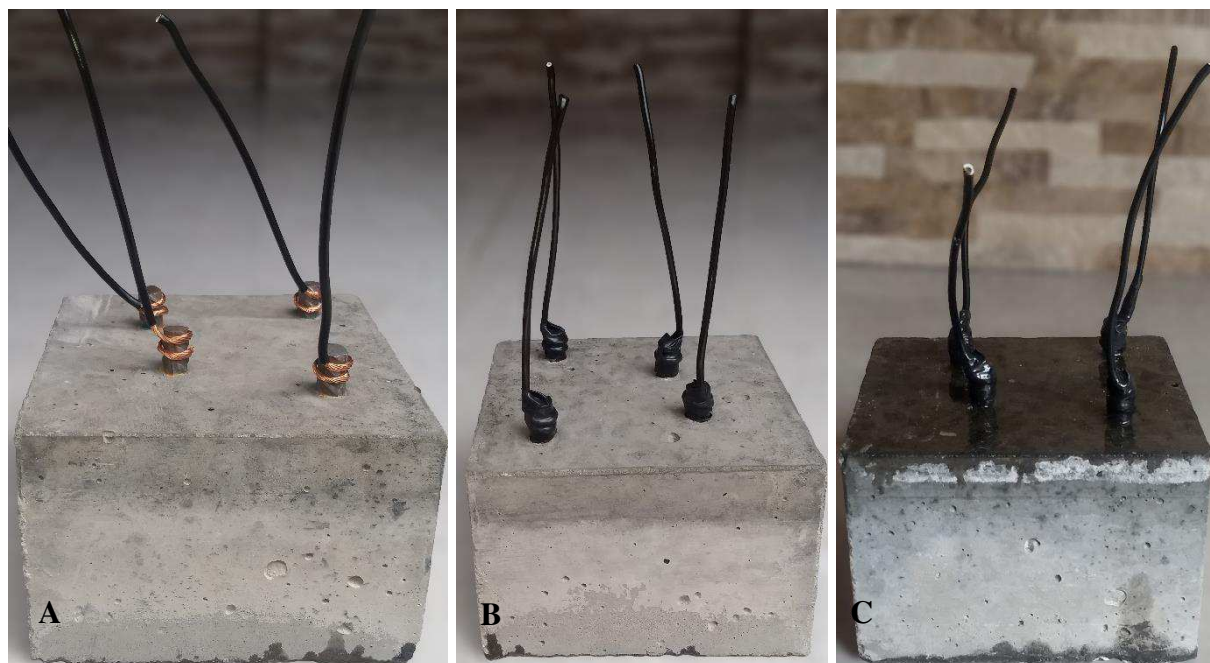
### 3.2.8 Simulação da agressividade marinha

Com a finalidade de replicar a agressividade do ambiente marinho, em especial, a zona de variação e respingos de maré, optou-se por utilizar os ciclos de imersão e secagem nos corpos de prova.

Após o período de cura de 28 dias, os corpos de prova foram expostos a umidade ambiente por quatro dias e, logo após, imersos em solução de 5% de cloreto de sódio por três dias, constituindo assim, um ciclo de sete dias. O tempo total de simulação foi de 28 dias, ou seja, quatro ciclos de sete dias. Esta metodologia foi baseada nos estudos de Lima (2017) enquanto a concentração de NaCl, em Santos (2016), devido ao menor tempo de simulação utilizada nesta pesquisa em comparação com outros trabalhos já realizados nessa linha de pesquisa.

É importante ressaltar que, após o período de cura, os corpos de prova cilíndricos e prismáticos foram pintados com resina epóxi nas faces inferior e superior, para que o ingresso do cloreto ocorresse apenas nas laterais dos corpos de prova. Para facilitar a leitura do potencial de corrosão, fixou-se fios de cobre nas extremidades expostas das barras de aço, que foram cobertos com fita isolante, como visto na Figura 3.12. Na figura 3.13 são mostrados os corpos de prova prismáticos imersos na solução de cloreto de sódio.

**Figura 3.12 – Preparação dos corpos de prova prismáticos: (A) conexão de fio de cobre na extremidade da barra; (B) aplicação de fita isolante; (C) aplicação de resina epóxi.**



Fonte: Autor, 2018.

**Figura 3.13 – Corpos de prova prismáticos imersos em solução de 5% de NaCl.**



Fonte: Autor, 2018.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Resistência à compressão axial simples

Os resultados do ensaio de resistência à compressão axial simples dos corpos de prova cilíndricos com e sem adição de sílica ativa são apresentados na Tabela 4.1. Conforme recomendações da NBR 12655:2015, tomou-se como resistência do exemplar, o maior dos valores obtidos no ensaio de resistência à compressão. Todos os resultados obtidos se encontram no Apêndice A.

**Tabela 4.1 – Resultados de resistência à compressão axial simples.**

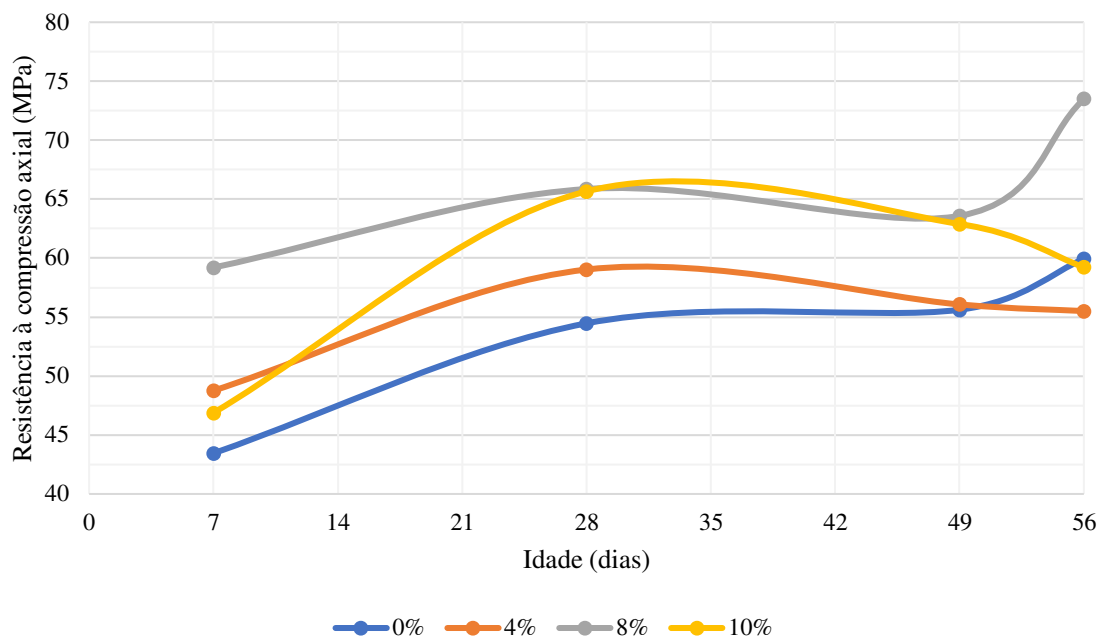
Relação a/ag	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)			
		Teor de sílica ativa			
		0%	4%	8%	10%
0,40	07	43,45	48,76	59,20	46,88
	28	54,47	59,03	65,86	65,66
	49	55,62	56,07	63,58	62,89
	56	59,93	55,51	73,49	59,23
0,50	07	34,87	38,22	41,84	35,57
	28	45,70	51,05	48,86	46,94
	49	48,21	47,69	51,75	50,91
	56	50,00	44,62	54,58	51,89

Fonte: Autor, 2018.

Abaixo, os gráficos de evolução das resistências à compressão dos concretos com e sem adição de sílica ativa, separados conforme sua relação a/ag.

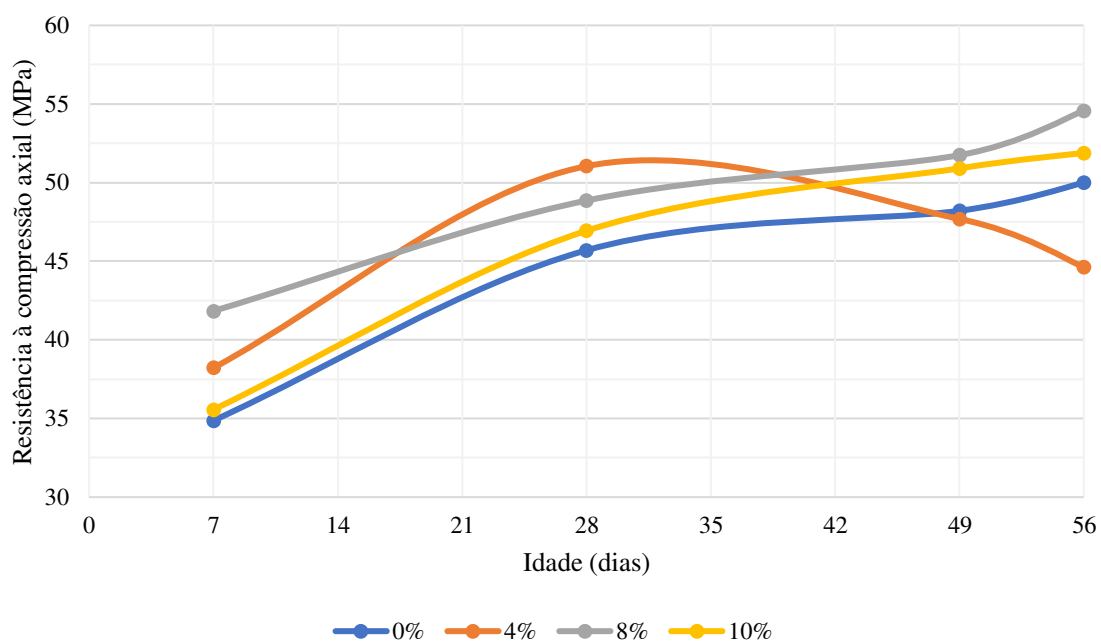


Gráfico 4.1 – Resistência à compressão axial simples dos corpos de prova cilíndricos com relação a/ag 0,40.



Fonte: Autor, 2018.

Gráfico 4.2 – Resistência à compressão axial simples dos corpos de prova cilíndricos com relação a/ag 0,50.



Fonte: Autor, 2018.

#### 4.1.1 Período em cura saturada

Analisando-se a Tabela 4.1, inicialmente para o período de cura saturada, ou seja, correspondente as idades de 07 e 28 dias, percebe-se que a adição de sílica ativa tem grande influência na resistência à compressão. A diminuição da relação a/gl também acarreta em ganhos de resistência significativos.

Observando-se inicialmente a família de concretos com relação a/ag de 0,40, nota-se que, aos 07 dias, todos os corpos de prova com adição de sílica ativa apresentaram resistência à compressão superior ao concreto referência, conforme esperado.

Ainda no que tange a família de concretos com relação a/ag 0,40, em relação a idade de 28 dias, percebe-se, novamente, o incremento da resistência à compressão nos grupos com adição em relação ao concreto referência. Nesta idade, os grupos com teor de substituição de 8 e 10% apresentaram as maiores resistências à compressão axial, conforme esperado e registrado na literatura, praticamente se igualando. Isso ocorre devido à reação pozolânica e ao efeito físico fíler, aliada a ação defloculante do aditivo plastificante sob o cimento, possibilitando melhor hidratação. O grupo com teor de sílica 4% também apresentou resultados bastantes significativos em comparação ao concreto referência, dada a menor quantidade de aditivo plastificante utilizado.

Examinando-se a família de concretos com relação a/ag de 0,50, nota-se que, aos 07 dias, todos os corpos de prova com adição de sílica ativa apresentaram resistência à compressão superior ao concreto referência, tal como nos grupos com relação a/ag 0,40.

Ainda no que se refere a família de concretos com relação a/ag 0,50, em relação a idade de 28 dias, percebe-se, novamente, o incremento da resistência à compressão nos grupos com adição em comparação ao concreto referência. Entretanto, contrariamente ao esperado, o maior ganho de resistência foi apresentado pelo grupo com teor de sílica com 4%. Isso se explica pelo fato da ausência do aditivo plastificante. Como citado anteriormente, uma das formas de aumentar a resistência mecânica do concreto é diminuindo a relação a/c, porém, esta possui um valor limite que é ainda maior caso haja a utilização de adição mineral. No caso da sílica ativa, segundo Neville (2011), o processo de hidratação é muito lento, dado que somente três quartos da massa total adicionada é hidratada aos 90 dias de idade. Posto isso, é notório que, nesse caso, quanto maior o teor de sílica adicionado acima de 4%, menor a resistência alcançada aos 28 dias devido a indisponibilidade de água para reações de hidratação em virtude da não utilização do aditivo plastificante.

Na Tabela 4.2 é possível observar as variações de resistência dos concretos com sílica ativa em relação ao concreto referência para as idades de 07 e 28 dias. O sinal positivo reforça que, em todos os casos, a sílica proporcionou incremento na resistência do concreto.

**Tabela 4.2 – Variação da resistência dos concretos com sílica em comparação ao concreto referência nas idades de 07 e 28 dias.**

Relação a/ag	Idade (dias)	Incremento de resistência (%)		
		Teor de sílica ativa		
		4%	8%	10%
0,40	07	+12,22	+36,25	+7,89
	28	+8,37	+20,91	+20,54
0,50	07	+9,61	+19,99	+2,01
	28	+11,71	+6,91	+2,71

Fonte: Autor, 2018.

#### 4.1.2 Período em simulação da agressividade marinha

Verificando-se novamente a Tabela 4.1, a partir deste momento, para o período em simulação da agressividade marinha, ou seja, correspondente as idades de 49 e 56 dias, percebe-se que a existência de algumas especificidades.

Observando-se inicialmente a família de concretos com relação a/ag de 0,40, sem a aplicação da adição mineral, nota-se o incremento da resistência nas duas datas de ensaio. Para o teor de sílica de 4%, verifica-se a ocorrência de queda de resistência nas duas idades de ensaio, fato este esperado, visto que, conforme Scislewski & Wojtowicz (1996) *apud* Mendes (2002), a utilização de sílica ativa em uma faixa entre 5 e 12% se mostra eficaz na redução da penetração de cloretos.

Ainda em relação a família de concretos com relação a/ag de 0,40, contudo, com teor de sílica de 8%, na idade de 49 dias, houve uma pequena queda de resistência, praticamente insignificante sob uma perspectiva estatística. Na idade de 56 dias, houve novo ganho de resistência, atingindo a maior resistência dentre todos os concretos estudados, corroborando com o proposto por Scislewski & Wojtowicz. Entretanto, a análise dos corpos de prova com teor de sílica de 10% mostra queda de resistência nas duas datas de ensaio, resultado este fora do esperado, provavelmente advindo de falhas de moldagem, levando-se em consideração que

se utilizou o adensamento manual do concreto nos moldes. Para este grupo, o processo deveria ser refeito, o que não foi possível devido ao cronograma de pesquisas.

Os resultados apresentados pela família de concretos com relação a/ag de 0,50 são semelhantes aos obtidos com a relação a/ag 0,40. O concreto referência apresentou aumento de resistência nas duas idades ensaiadas, enquanto o grupo de concreto com teor de 4% de sílica ativa apresentou queda de resistência. Para os teores de 8 e 10%, houve ganho de resistência nas duas idades ensaiadas, o que se mostra como um real indício de problemas de moldagem nos corpos de prova utilizados para o ensaio de resistência à compressão submetidos ao ciclo de imersão e secagem com teor de 10% de adição mineral e relação a/ag de 0,40.

Na Tabela 4.3 é possível observar as variações de resistência dos concretos com sílica ativa em relação ao concreto referência para as idades de 49 e 56 dias. Os sinais positivo e negativo demonstram a ocorrência de casos de incremento e redução da resistência do concreto, respectivamente.

**Tabela 4.3 – Variação das resistências dos concretos com sílica em comparação ao concreto referência nas idades de 49 e 56 dias.**

Relação a/ag	Idade (dias)	Incremento de resistência (%)		
		Teor de sílica ativa		
		4%	8%	10%
0,40	49	+0,81	+14,31	+13,07
	56	-7,38	+22,63	-1,17
0,50	49	-1,08	+7,34	+5,60
	56	-10,76	+9,16	+3,78

Fonte: Autor, 2018.

## 4.2 Índice de vazios

Os resultados do ensaio de determinação do índice de vazios dos corpos de prova cilíndricos com e sem adição de sílica ativa são apresentados na Tabela 4.4. Conforme recomendações da NBR 9775:2005, tomou-se como resultado final, a média dos valores obtidos. Todos os resultados obtidos se encontram no Apêndice B.

**Tabela 4.4 – Resultados do índice de vazios aos 28 dias.**

Relação a/ag	Teor de sílica ativa	Índice de vazios médio (%)
0,40	0%	10,20
	4%	12,78
	8%	9,31
	10%	9,63
0,50	0%	11,62
	4%	13,23
	8%	11,36
	10%	11,53

Fonte: Autor, 2018.

Analisando a Tabela 4.3, percebe-se que os resultados de índice de vazios apresentados são semelhantes para as duas famílias de concreto. Para os grupos com teores de 8 e 10%, o índice de vazios diminui em relação ao concreto referência. Esse resultado é uma consequência da presença da sílica ativa que, como dito anteriormente, atua de duas formas na pasta de cimento, através das reações pozolânicas, convertendo o hidróxido de cálcio em silicato hidratado e ao efeito físico filler, devido às dimensões microscópicas de suas partículas.

Entretanto, o mesmo não é observado para os concretos com teor de 4% de sílica ativa, em ambas relações a/ag. De acordo com Neville (2011), uma quantidade de sílica inferior a 5% sob a massa do material cimentante não é adequada para cobrir toda a superfície dos agregados graúdos. Acredita-se que devido a esse fato, a porosidade não diminui, sendo o aumento da resistência ocasionado pelas reações pozolânicas. Este resultado explica ainda a queda de resistência observada nos corpos de prova deste grupo submetidos a simulação da agressividade marinha.

### **4.3 Potencial de corrosão**

Os resultados do ensaio de potencial de corrosão dos corpos de prova prismáticos são apresentados na Tabela 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12, para cada grupo.

**Tabela 4.5 – Resultados do potencial de corrosão para o concreto referência com relação a/ag de 0,40.**

Cobrimento (cm)	Potencial (-V)	
2,50	0,22	0,24
3,00	0,27	0,23
4,00	0,29	0,22
5,00	0,20	0,19

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 4.6 – Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 4% de SA e relação a/ag de 0,40.**

Cobrimento (cm)	Potencial (-V)	
2,50	0,21	0,22
3,00	0,25	0,23
4,00	0,23	0,23
5,00	0,22	0,24

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 4.7 – Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 8% de SA e relação a/ag de 0,40.**

Cobrimento (cm)	Potencial (-V)	
2,50	0,16	0,18
3,00	0,18	0,18
4,00	0,15	0,17
5,00	0,15	0,16

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 4.8 – Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 10% de SA e relação a/ag de 0,40.**

Cobrimento (cm)	Potencial (-V)	
2,50	0,19	0,19
3,00	0,18	0,18
4,00	0,17	0,16
5,00	0,16	0,16

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 4.9 – Resultados do potencial de corrosão para o concreto referência com relação a/ag de 0,50.**

Cobrimento (cm)	Potencial (-V)	
2,50	0,23	0,25
3,00	0,22	0,21
4,00	0,22	0,21
5,00	0,21	0,20

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 4.10 – Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 4% de SA e relação a/ag de 0,50.**

Cobrimento (cm)	Potencial (-V)	
2,50	0,33	0,35
3,00	0,23	0,25
4,00	0,24	0,25
5,00	0,21	0,22

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 4.11 – Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 8% de SA e relação a/ag de 0,50.**

Cobrimento (cm)	Potencial (-V)	
2,50	0,15	0,13
3,00	0,13	0,19
4,00	0,13	0,13
5,00	0,13	0,12

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 4.12 – Resultados do potencial de corrosão para o concreto com 10% de SA e relação a/ag de 0,50.**

Cobrimento (cm)	Potencial (-V)	
2,50	0,12	0,13
3,00	0,12	0,14
4,00	0,13	0,13
5,00	0,12	0,12

Fonte: Autor, 2018.

Analisando os resultados dispostos nas Tabelas de 4.3 a 4.10, percebe-se que, nos corpos de prova prismáticos com teores de sílica de 8 e 10%, independente do cobrimento e da relação a/ag, todos os resultados apresentam probabilidade inferior a 90% de ocorrência de

processo corrosivo (leituras mais positivas que  $-0,20V$ ). Entretanto, analisando-se as amostras do concreto referência e com teor de sílica ativa de 4%, em ambas relações a/ag, com exceção do cobrimento de 5cm, todos apresentaram leituras incertas, podendo ou não haver um processo corrosivo naquele momento e naquela região estudada. Ressalta-se ainda que, no caso do cobrimento de 2,5cm para o concreto com teor de adição de 4% e relação a/ag de 0,50, estaria próximo do início de processo corrosivo, dado que o valor obtido foi muito próximo ao valor limite de incerteza.

O resultado encontrado neste procedimento técnico vão ao encontro do ensaio de porosidade, dado que os grupos com maiores resultados de porosidade, ou seja, o concreto referência e os grupos com teor de sílica ativa de 4% apresentaram resultados inferiores em comparação aos demais.



## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Essa pesquisa visou a avaliar o desempenho de concretos e a influência da adição de teores de sílica ativa e o comportamento das amostras de concreto submetidas a uma simulação de agressividade marinha. Para tanto, utilizou-se como critérios de estudo a resistência à compressão axial simples e índice de vazios em corpos de prova cilíndricos e o potencial de corrosão de corpos de prova prismáticos armados.

A partir dos resultados encontrados, percebeu-se que, nas idades iniciais, em ambiente propício, todos os teores de sílica ativa, independente da relação água/aglomerante, proporcionaram ganho de resistência às amostras de concreto em relação ao concreto referência. O ganho de resistência conferido pela sílica ativa decorre da interação entre a adição e o hidróxido de cálcio do cimento, convertendo-o em silicato de cálcio hidratado, produto de hidratação de maior resistência na pasta endurecida, reduzindo a zona de transição, denominada por vários autores como o elo fraco do concreto. Aliado a esse fato, há o efeito físico filler, um refinamento dos poros devido às dimensões microscópicas das partículas do resíduo industrial, possibilitando-o preencher os vazios que não são alcançados pelos demais componentes do concreto.

Ressalta-se ainda a maior eficácia da utilização da sílica ativa em conjunto com aditivos plastificantes/superplastificantes, devido a sua ação defloculante sobre as partículas de cimento causando sua dispersão. A aplicação destes materiais em conjunto se mostra mais eficaz em concretos com baixa relação água/aglomerante.

Entretanto, a exposição à simulação da agressividade marinha mostrou que simples utilização da sílica ativa no concreto não acarreta no melhoramento das propriedades estudadas neste ambiente, sendo necessário a utilização de teores mínimos para melhoramento dos resultados. Nesta pesquisa, os teores de sílica ativa que apresentaram melhor eficácia no ambiente marinho simulado foram 8 e 10%, para a relação a/ag de 0,50 e 8% para relação a/ag de 0,40, sendo o teor de substituição de 10% desta última relação apresentado resultados fora do esperado.

Além disso, a porosidade foi dada como um fator essencial para o desempenho do concreto, dado que as maiores quedas de resistência ocorreram nas amostras mais porosas. A porosidade também influenciou de maneira significativa nos ensaios de potencial de corrosão, posto que os concretos com menores índices de porosidade de cada relação água/aglomerante apresentaram os melhores resultados de probabilidade de corrosão.

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se citar:

- Estudo da influência da adição de sílica ativa natural e densificada para utilização em ambiente marinho.
- Estudo da influência do ataque de sulfato de cálcio em concretos contendo sílica ativa.
- Estudo da influência da adição de sílica ativa nos diversos tipos de cimentos vendidos na capital maranhense.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, David Costa de. **Desempenho de argamassas com sílica ativa em ambientes marinhos**. 2007. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Method for Half Cell Potential of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. **ASTM C876-09**. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Practice for Preparing, Cleaning and evaluating Corrosion Test Specimens. **ASTM G1-03**. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2011.

ARAÚJO, José Milton de. **Estruturas de concreto: a resistência à compressão e critérios de ruptura para o concreto**. Rio Grande: Editora Dunas, 2001.

ASSIS, Joaquim Teixeira de *et al.* **Estudo da porosidade em concretos de alto desempenho por técnicas de processamento de imagens**. In: X Encontro de Modelagem Computacional, 2007, Nova Friburgo. [Anais] do X Encontro de Modelagem Computacional. Nova Friburgo: UERJ. IPRJ, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12653**: Materiais pozolânicos — Requisitos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15900-1**: Água para amassamento do concreto – Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16605**: Cimento Portland e outros materiais em pó — Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16697**: Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2013.

BAUER, L. A. Falcão. **Materiais de construção 1**. Revisão Técnica de João Fernando Dias. 5ª Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

BIANCHINI, Maurício. **Análise da influência dos teores de sílica ativa na produção de concretos de alta resistência em central dosadora de concreto**. 2010. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4ª Ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

FONSECA, Gustavo Celso da. **Adições minerais e as disposições normativas relativas à produção de concreto no Brasil**: uma abordagem epistêmica. 2010. 105 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do concreto estrutural**: tópicos aplicados. 1ª Ed. São Paulo: Pini, 2008.

GENTIL, Vicente. **Corrosão**. 3ª Ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996.

GJØRV, Odd E. **Projeto da durabilidade de estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade**. Tradução de Leda Maria Marques Dias Beck. Revisão técnica Enio Pazini Figueiredo e Paulo Helene. 1ª. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

GOMES, Augusto; PINTO, Ana Paula Ferreira; PINTO, João Bessa. **Cimento Portland e adições**. Apostila do Curso de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2013.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 248 f. Tese (Livre Docência em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HELENE, Paulo; ANDRADE, Tibério. **Concreto de cimento Portland**. Capítulo 29. In: ISAIA, Geraldo (Ed.). **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. 2 ed. IBRACON, 2010. v.1 & v.2. p. 945-984

LALI, Carol M.; PARSONS, Timothy R. **Biogeochemical oceanography: an introduction**. 2ª Ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 1997.

LIMA, Raquell da Silva. **Efeito do ciclo de molhagem e secagem na resistividade elétrica superficial e na resistência à compressão do concreto: simulação da agressividade marinha**. 2017. 115 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2017.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3ª Ed. São Paulo: Editora IBRACON, 2008.

MEIRA, Gibson Rocha. **Corrosão de armaduras em estruturas de concreto: fundamentos, diagnóstico e prevenção**. 1ª Ed. João Pessoa: Editora IFPB, 2017.

MENDES, Sandro Eduardo da Silveira. **Estudo experimental de concreto de alto desempenho utilizando agregados graúdos disponíveis na região metropolitana de Curitiba**. 2002. 146 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2002.

MOTA, Daniel Andrade. **Análise da influência da adição de materiais pozolânicos na corrosibilidade do concreto armado por meio de técnicas eletroquímicas**. 2015. 98 f. Exame de Qualificação (Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana), Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2015.

NEVILLE, Adam M. **Properties of concrete**. 5ª Ed. Harlow: Pearson, 2011.

OLIVEIRA, Andrielli Morais de. **Avaliação do desempenho de concretos com adições minerais quanto à corrosão das armaduras induzidas por cloreto**. 2007. 255 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007.

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS. The Ocean Conference. **Factsheet: people and oceans**. Nova Iorque: ONU, 2017. Disponível em: <<https://oceanconference.un.org>>. Acesso em 11 nov. 2018.

PETRUCCI, Eladio G. R. **Concreto de cimento Portland**. Revisão Técnica de Vladimir Antonio Paulon. 13ª Ed. São Paulo: Editora Globo, 1998.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014**. 1ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

ROMANO, R. C. O. et al. **Influência da técnica de dispersão nas propriedades de sílica ativa**. Cerâmica, Dez 2008, vol.54, no.332, p.456-461. ISSN 0366-6913

SANTOS, Vito Assis Alencar dos. **Avaliação da durabilidade do concreto utilizado em postes em São Luís**. 2016. 178 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

SILICA FUME ASSOCIATION. **Silica fume user's manual**. Lovettsville, 2005.

SILVA, Eugênia Fonseca da. **Concreto de alto desempenho**: estudo das propriedades mecânicas. 1997. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de Brasília, Brasília, 1997.

SILVA, Fernanda Gianotti da. **Estudo de concreto de alto desempenho frente à ação de cloretos**. 2006. 235 f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia dos Materiais), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1ª Ed. São Paulo: Pini, 1998.

SUGAMOSTO, Jorge. **Comparativo entre concretos produzidos com sílica ativa em pó e sílica ativa em forma de lama**. 2007. 43 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2007.

TAYLOR, Harold F. W. **Cement Chemistry**. 1ª Ed. London: Academic Press, 1990.

TUTIKIAN, B.; ISAIA, Geraldo C.; HELENE, Paulo. **Concreto de alto e ultra-alto desempenho**. In: Geraldo C. Isaia. (Org.). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1 ed. São Paulo: Ibracon, 2011, v. 2, p. 1283-1325.

## **APÊNDICES**

## APÊNDICE A – ROMPIMENTO DE CORPOS DE PROVA

**Tabela 1 – Resistência do ensaio de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos.**

Nº	Relação a/ag	Teor de sílica	Idade	Carga de ruptura (Tf)	Resistência (MPa)
1	0,40	0%	07	34,49	43,08
2	0,40	0%	07	34,79	43,45
3	0,40	0%	07	34,54	43,14
4	0,40	0%	28	42,85	53,52
5	0,40	0%	28	43,61	54,47
6	0,40	0%	28	43,18	53,93
7	0,40	0%	49	44,83	55,99
8	0,40	0%	49	44,53	55,62
9	0,40	0%	49	42,75	53,40
10	0,40	0%	56	47,00	58,71
11	0,40	0%	56	47,98	59,93
12	0,40	0%	56	44,71	55,84

Fonte: Autor, 2018.



**Tabela 2 – Resistência do ensaio de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos.**

Nº	Relação a/ag	Teor de sílica	Idade	Carga de ruptura (Tf)	Resistência (MPa)
1	0,40	4%	07	39,04	48,76
2	0,40	4%	07	37,37	46,68
3	0,40	4%	07	38,01	47,47
4	0,40	4%	28	47,26	59,03
5	0,40	4%	28	47,50	59,33
6	0,40	4%	28	47,30	59,08
7	0,40	4%	49	37,86	47,29
8	0,40	4%	49	44,44	55,51
9	0,40	4%	49	44,89	56,07
10	0,40	4%	56	44,44	55,51
11	0,40	4%	56	37,17	46,43
12	0,40	4%	56	37,77	47,18

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 3 – Resistência do ensaio de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos.**

Nº	Relação a/ag	Teor de sílica	Idade	Carga de ruptura (Tf)	Resistência (MPa)
1	0,40	8%	07	47,40	59,20
2	0,40	8%	07	45,54	56,88
3	0,40	8%	07	46,36	57,91
4	0,40	8%	28	44,55	55,65
5	0,40	8%	28	52,73	65,86
6	0,40	8%	28	48,53	60,62
7	0,40	8%	49	50,90	63,58
8	0,40	8%	49	50,41	62,96
9	0,40	8%	49	42,23	52,75
10	0,40	8%	56	55,93	69,86
11	0,40	8%	56	58,84	73,49
12	0,40	8%	56	58,07	72,53

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 4 – Resistência do ensaio de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos.**

Nº	Relação a/ag	Teor de sílica	Idade	Carga de ruptura (Tf)	Resistência (MPa)
1	0,40	10%	07	37,53	46,88
2	0,40	10%	07	34,50	43,09
3	0,40	10%	07	35,97	44,92
4	0,40	10%	28	52,57	65,66
5	0,40	10%	28	47,88	59,80
6	0,40	10%	28	50,16	62,65
7	0,40	10%	49	50,35	62,89
8	0,40	10%	49	44,22	55,23
9	0,40	10%	49	37,77	47,18
10	0,40	10%	56	39,02	48,74
11	0,40	10%	56	47,42	59,23
12	0,40	10%	56	46,14	57,63

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 5 – Resistência do ensaio de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos.**

Nº	Relação a/ag	Teor de sílica	Idade	Carga de ruptura (Tf)	Resistência (MPa)
1	0,50	0%	07	27,92	34,87
2	0,50	0%	07	26,30	32,85
3	0,50	0%	07	27,01	33,74
4	0,50	0%	28	36,59	45,70
5	0,50	0%	28	35,91	44,85
6	0,50	0%	28	36,20	45,22
7	0,50	0%	49	38,60	48,21
8	0,50	0%	49	38,36	47,91
9	0,50	0%	49	36,91	46,10
10	0,50	0%	56	39,36	49,16
11	0,50	0%	56	40,03	50,00
12	0,50	0%	56	37,30	46,59

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 6 – Resistência do ensaio de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos.**

Nº	Relação a/ag	Teor de sílica	Idade	Carga de ruptura (Tf)	Resistência (MPa)
1	0,50	4%	07	30,60	38,22
2	0,50	4%	07	29,42	36,75
3	0,50	4%	07	29,81	37,23
4	0,50	4%	28	40,87	51,05
5	0,50	4%	28	36,70	45,84
6	0,50	4%	28	38,71	48,34
7	0,50	4%	49	38,18	47,69
8	0,50	4%	49	37,13	46,38
9	0,50	4%	49	37,70	47,09
10	0,50	4%	56	35,42	44,24
11	0,50	4%	56	35,72	44,62
12	0,50	4%	56	34,71	43,35

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 7 – Resistência do ensaio de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos.**

Nº	Relação a/ag	Teor de sílica	Idade	Carga de ruptura (Tf)	Resistência (MPa)
1	0,50	8%	07	31,80	39,72
2	0,50	8%	07	33,50	41,84
3	0,50	8%	07	32,54	40,64
4	0,50	8%	28	38,20	47,71
5	0,50	8%	28	39,12	48,86
6	0,50	8%	28	38,55	48,15
7	0,50	8%	49	37,05	46,28
8	0,50	8%	49	39,78	49,69
9	0,50	8%	49	41,43	51,75
10	0,50	8%	56	30,04	37,52
11	0,50	8%	56	43,70	54,58
12	0,50	8%	56	40,27	50,30

Fonte: Autor, 2018.

**Tabela 8 – Resistência do ensaio de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos.**

Nº	Relação a/ag	Teor de sílica	Idade	Carga de ruptura (Tf)	Resistência (MPa)
1	0,50	10%	07	28,17	35,19
2	0,50	10%	07	28,48	35,57
3	0,50	10%	07	28,28	35,32
4	0,50	10%	28	34,85	43,53
5	0,50	10%	28	37,58	46,94
6	0,50	10%	28	36,15	45,15
7	0,50	10%	49	36,59	45,70
8	0,50	10%	49	40,69	50,82
9	0,50	10%	49	40,76	50,91
10	0,50	10%	56	41,54	51,89
11	0,50	10%	56	33,63	42,01
12	0,50	10%	56	32,08	40,07

Fonte: Autor, 2018.

## APÊNDICE B – DADOS PARA DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS

**Tabela 9 – Determinação do índice de vazios.**

Relação a/ag	Teor de sífica (%)	Massa seca do corpo de prova (g)		Massa saturada do corpo de prova (g)		Massa imersa do corpo de prova (g)		Índice de vazios		Índice de vazios médio (%)
		1	2	1	2	1	2	1	2	
0,40	0	3709,60	3750,30	3869,30	3909,20	2313,50	2341,90	10,26	10,14	10,20
0,40	4	3515,30	3562,10	3711,12	3751,40	2209,20	2240,50	13,04	12,53	12,78
0,40	8	3578,90	3626,80	3722,70	3764,70	2216,70	2242,90	9,55	9,06	9,31
0,40	10	3715,10	3687,10	3863,40	3838,30	2299,80	2290,10	9,48	9,77	9,63
0,50	0	3672,60	3679,00	3855,70	3857,70	2298,00	2300,80	11,75	11,48	11,62
0,50	4	3633,60	3630,80	3839,10	3837,60	2279,80	2280,60	13,18	13,28	13,23
0,50	8	3508,30	3691,60	3695,90	3852,50	2187,60	2289,00	12,44	10,29	11,36
0,50	10	3668,70	3713,10	3850,00	3896,40	2275,00	2307,90	11,51	11,54	11,53

Fonte: Autor, 2018.