



ENGENHARIA NO SÉCULO XXI

Volume 10



Editora Poisson

Editora Poisson

Engenharia no Século XXI

Volume 10

1ª Edição

Belo Horizonte
Poisson
2019

Editor Chefe: Dr. Darly Fernando Andrade

Conselho Editorial

Dr. Antônio Artur de Souza – Universidade Federal de Minas Gerais

Msc. Davilson Eduardo Andrade

Dra. Elizângela de Jesus Oliveira – Universidade Federal do Amazonas

Msc. Fabiane dos Santos

Dr. José Eduardo Ferreira Lopes – Universidade Federal de Uberlândia

Dr. Otaviano Francisco Neves – Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais

Dr. Luiz Cláudio de Lima – Universidade FUMEC

Dr. Nelson Ferreira Filho – Faculdades Kennedy

Msc. Valdiney Alves de Oliveira – Universidade Federal de Uberlândia

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

E57

**Engenharia no Século XXI - Volume 10/
Organização Editora Poisson - Belo
Horizonte - MG: Poisson, 2019**

Formato: PDF

ISBN: 978-85-7042-164-7

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7

Modo de acesso: World Wide Web

Inclui bibliografia

1. Engenharia 2. Educação.I. Título

CDD-620

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos seus respectivos autores.

www.poisson.com.br

contato@poisson.com.br

SUMÁRIO

Capítulo 1: Projeto de uma bancada experimental para ensaio de rigidez torcional de estruturas veiculares de pequeno porte..... 07

João Pedro Inácio Varela, Pedro Henrique Alves Mota de Andrade, Wanderley Ferreira de Amorim Júnior

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.01

Capítulo 2: Comportamento de material frágil submetido a impactos de baixa velocidade de arma de ar comprimido..... 20

Bruno Henrique Marinho de Lima, Wanderley Ferreira de Amorim Júnior

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.02

Capítulo 3: Desenvolvimento e teste de conceito de protótipo de flutuador variável para ROV..... 37

Fernando Guimarães Vianna, Wanderley Ferreira de Amorim Junior, Antônio Roberto Lins de Macêdo

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.03

Capítulo 4: Desenvolvimento de um sistema de baixo custo para controle térmico em micro-ondas comercial para a aplicação na síntese de materiais porosos..... 49

Guilherme Piovezan Otto, Raphael Leonardo Bulla, Julio César Daineze de Oliveira, Jean Rodrigo Bocca, Murilo Pereira Moisés, Silvia Luciana Fávaro

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.04

Capítulo 5: Avaliação das propriedades de fluxo de pré-misturas de particulados usados em composições poliméricas antichamas..... 52

Elizabeth Bittencourt da Costa, Ricardo Aurélio da Costa, Rodrigo Condotta

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.05

Capítulo 6: Estudo de inspeção termográfica de subestações externas utilizando veículos aéreos não-tripulados controlados remotamente..... 61

Jose Jaime Araujo Junior, Bruna Bugarin Tavares Gonçalves

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.06

SUMÁRIO

Capítulo 7: Estudo da redução da umidade do minério de ferro pela aplicação do tratamento por Plasma de Hexametildissiloxano..... 68

Maira Rievrs Nogueira Alvares, Marisa Bezerra de Mello Monte, Renata Antoun Simão

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.07

Capítulo 8: Estudo das propriedades físicas de pisos intertravados produzidos com rejeitos britados provenientes da serragem de mármore 76

Igor Vieira Fernandes, Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.08

Capítulo 9: Avaliação da resistência à tração da mistura solo-cimento Portland-RoadCem® 84

Levi D'Araújo Nogueira, Paulo Victor de Carvalho Figueiredo, Cláudia Ávila Barbosa, Consuelo Alves da Frota

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.09

Capítulo 10: Determinação das equações de calibração dos valores de sucção medidos com sensores de matriz granular 90

Gabriel Bellina Nunes, Orlando Martini Oliveira, Rafael Augusto dos Reis Higashi, Cândida Bernardi, Narayana Saniele Massocco, Vitor Santini Muller, Marcos Massao Futai

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.10

Capítulo 11: Avaliação de características físicas do pavimento flexível de um trecho na Asa Norte, Brasília/Distrito Federal..... 102

Vitor Cordeiro Galvão Pereira, Rideci Farias, Haroldo Paranhos, Jairo Furtado Nogueira

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.11

Capítulo 12: Características deletérias dos agregados miúdos da Região Metropolitana do Cariri cearense..... 117

Ingride Macedo Alves, Antonio Nobre Rabelo, Jefferson Heráclito Alves de Souza, Juliana Gomes Rabelo

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.12

Capítulo 13: Ampliação de uma grande obra de saneamento – Enfoque geotécnico. 127

Ney Augusto Nascimento, Errol Towes, Renato Marini, Osmar Bordignon, Paulo Roberto Muller, Antonio Roberto Sartor, Rogério Francisco Küster Puppi

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.13

SUMÁRIO

Capítulo 14: Estudo do comportamento de geomembranas na estabilidade de barragens de rejeito de minério de ouro 135

Ana Luiza Mendes Halabi, Karla Cristina Araújo Pimentel Maia, Maria das Graças Almeida Gardoni, Soraya Salantiel Sampaio

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.14

Capítulo 15: Avaliação da influência do estado de tensões na deformação permanente de solos utilizados em pavimentação da microregião de Mossoró/RN 145

Wendel Silva Cabral, Suelly Helena de Araújo Barroso

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.15

Capítulo 16: Análise da Colapsibilidade do solo da região de Cascavel- PR através de critérios de identificação 156

Maísa Negrini Zanella, Maycon André de Almeida

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.16

Capítulo 17: Análise da variabilidade do solo para aplicação de fundações em estacas de baixa capacidade de carga na cidade de Cascavel - PR..... 166

Maycon André de Almeida, Diorgenes Vinicius Calegari, Amer Fouad Ali

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.17

Capítulo 18: Aplicação da realidade aumentada em projetos de pontes ferroviárias 179

Maria Rafaela Bezerra de Macedo Ribeiro, Nívea Gabriela Benevides de Albuquerque

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.18

Capítulo 19: Acidentes de trânsito no Ceará e o papel da perícia: Uma análise descritiva a partir de dados oficiais..... 191

Bruno Vinícius de Menezes Barros, Diogenes Linard Aquino Freitas, Cicero Cezar Ferreira Dantas, Raquel Colares Abreu, Hícaro Sales de Oliveira Torres, Jacieli Martins Teles da Silva Morais

DOI: 10.36229/978-85-7042-164-7.CAP.19

Autores:..... 204

Capítulo 1

Projeto de uma bancada experimental para ensaio de rigidez torcional de estruturas veiculares de pequeno porte

João Pedro Inácio Varela

Pedro Henrique Alves Mota de Andrade

Wanderley Ferreira de Amorim Júnior

Resumo: O desenvolvimento de estruturas veiculares requer que determinados parâmetros sejam conhecidos como massa, velocidade e alguns mais específicos, como rigidez torcional. Esse último está relacionado diretamente com aspectos de dirigibilidade, manobrabilidade e integridade de certos componentes como vidros e, até mesmo, garantia de funcionamento como fechamento de uma porta, estando o veículo estacionado em uma superfície muito irregular. Para se obter o valor real da rigidez torcional, é necessário aplicar o método de obtenção experimental através de uma bancada de teste. Neste trabalho, após toda uma revisão bibliográfica e análise de diversos conceitos de bancadas de teste, foi realizada a concepção de uma bancada experimental para ensaio da rigidez torcional de estruturas veiculares de pequeno porte.

Palavras-chave: Estruturas veiculares, Chassis, Rigidez torcional, Bancada experimental.

1. INTRODUÇÃO

No projeto de chassis e estruturas veiculares é imprescindível a análise da rigidez torcional, que é considerado um parâmetro de eficiência clássica na engenharia veicular, pois afeta significativamente as características de manobrabilidade, dirigibilidade e integridade de certos componentes, como vidros e, até mesmo, garantia de funcionamento, como fechamento de uma porta, estando o veículo estacionado em uma superfície muito irregular (MILLIKEN, 1995).

Nos últimos anos, técnicas de elementos finitos vêm sendo largamente utilizadas para se obter o valor teórico deste parâmetro. Não obstante é imprescindível conhecer seu valor real através do método experimental que foi apresentado por (THOMPSON,1998), que consiste na medição das deformações angulares da estrutura sujeita a um torque puro, pois na execução do projeto podem surgir alterações provenientes de defeito nas peças ou erros de processo de fabricação que não foram previstos e que podem alterar significativamente o valor real da rigidez torcional, podendo se ter elevadas diferenças entre o valor teórico e real.

Na Universidade Federal de Campina Grande existem diversos grupos de pesquisa e desenvolvimento de estruturas veiculares como o laboratório de motocicletas LABEM, a equipe Parahybaja, além do laboratório de materiais e compósitos dirigido pelo professor Dr. Wanderley Ferreira de Amorim Júnior, que vem estudando estruturas em materiais compósitos para veículos robóticos.

Para auxiliar tais projetos, foi proposto o desafio de criar o conceito de uma bancada experimental para obtenção do valor real da rigidez torcional, que possa ser aplicado aos mais diferentes tipos e formas de estruturas veiculares de pequeno porte.

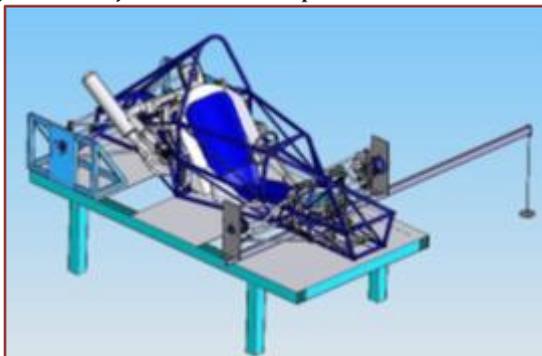
O objetivo principal deste trabalho foi desenvolver o projeto conceitual de uma bancada de testes para se obter a rigidez torcional de estruturas veiculares de pequeno porte, que possibilite sua utilização em estruturas de diversas formas e tipos diferentes como, chassis de motocicletas, quadro de bicicletas, chassis robóticos e de pequenos veículos de quatro rodas.

2. METODOLOGIA

Pode-se definir o problema como sendo a concepção de uma bancada experimental para se obter a rigidez torcional de estruturas veiculares de pequeno porte que deve: abranger chassis para veículos de dois e de quatro pontos de fixação e chassis de veículos robóticos, ser de baixíssimo custo e fácil construção e ser facilmente transportável e capaz de suportar os esforços provenientes do carregamento nos ensaios.

A maioria das informações e conceitos de bancadas experimentais encontradas pertencem a centros de pesquisa e desenvolvimento de estruturas veiculares, onde se utiliza na maioria das vezes bancadas sofisticadas e especializadas em formatos e padrões de suas marcas, operadas por dispositivos robóticos, que está longe do objetivo deste trabalho. Entretanto, conceitos relativos aos objetivos deste trabalho foram encontrados e usados (Figuras 1 a 9).

Figura 1: Projeto de bancada para um chassi de Buggy.



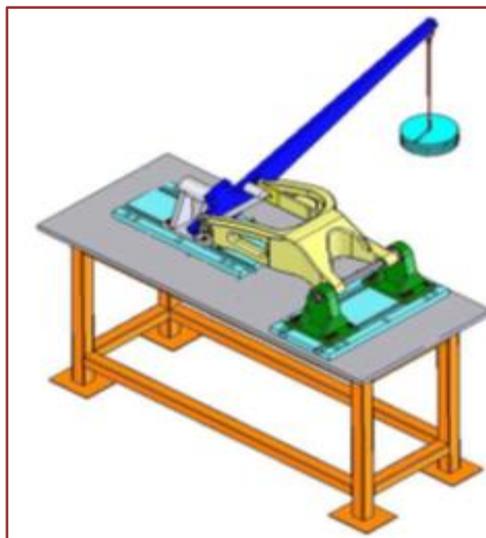
Fonte: Google imagens.

Figura 2: Projeto de bancada para um monocoque de um fórmula SAE.



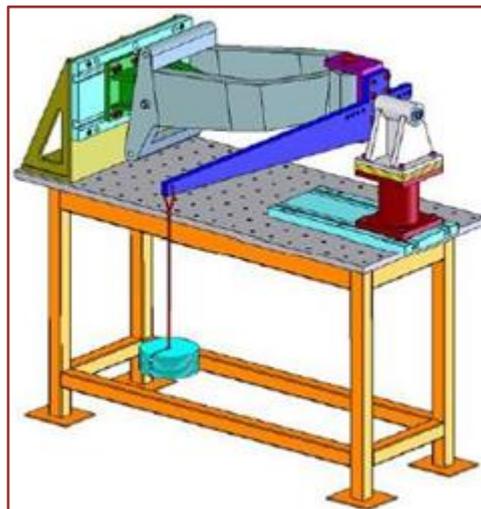
Fonte: Google imagens.

Figura 3: Projeto de bancada para o chassi de uma moto.



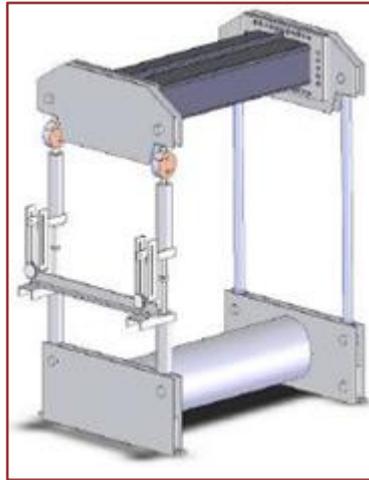
Fonte: Google imagens.

Figura 4: Projeto de bancada para um chassi de moto.



Fonte: Google imagens.

Figura 5: Projeto de bancada para perfis variados, usado no chassi do Fiat Stilo 5 portas.



Fonte: MÁRCIO, 2008 (Universidade Federal de Santa Catarina).

Figura 6: Bancada de ensaio para o desenvolvimento de um Baja da Universidade de Carleton, Canadá



Fonte: Google imagens.

Figura 7: Bancada para o desenvolvimento de quadro de bicicletas Cannondale.



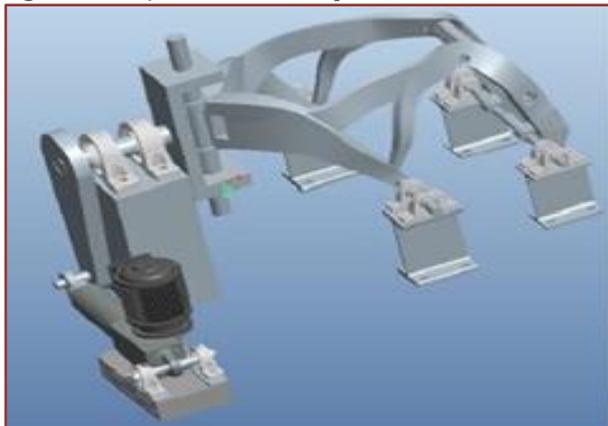
Fonte: Google imagens.

Figura 8: Bancada para o desenvolvimento de chassis e monocoques de Fórmula Kart.



Fonte: Google imagens.

Figura 9: Projeto de bancada para moto Honda CB 500.



Fonte: SAMUEL, 2011 (Universidad Carlos III, Madrid).

Após uma análise de cada modelo de bancada encontrado, notou-se que há necessidade funcional de quatro subsistemas que são de: fixação (tipo de estrutura de fixação nos quais os demais membros da bancada serão acoplados. Os objetivos é o de fornecer sustentação para os demais subsistemas como também reação ao momento torsor que provocará a torção da estrutura a ser ensaiada), carregamento (subsistema responsável em produzir o torque necessário para a execução do ensaio), componentes de fixação (formado por um conjunto de componentes utilizados para fixar a estrutura, proporcionar apoio para aplicação do torque, controlar e restringir movimentos necessário ao experimento) e aquisição de dados (conjunto de aparelhos que serão utilizados para medição das grandezas de deslocamento e carga. Podem ser sistemas a laser, relógios comparadores, leitores digitais, balanças, manômetros para atuadores hidráulicos, dentre outros).

Por isso, devido a necessidade funcional desses quatro subsistemas, se fez necessário um estudo e análise dos mesmos para que, no final, pudessem ser reunidos e conceber assim, a bancada experimental.

3. DESENVOLVIMENTO

O projeto de um equipamento desenvolve-se através de uma série de fases principais e em sequência cronológica, que são: informacional (definição do problema e reunião de todas as possíveis informações necessárias ao desenvolvimento do trabalho), conceitual (ideias que melhor atendem a demanda de projeto, podendo ser apresentadas na forma de croquis, diagramas, desenhos esquemáticos, dentre outros), preliminar (busca-se estabelecer materiais e espessuras que resistam aos esforços solicitados em conformidade), detalhado (com os processos de fabricação e as normas vigentes no país, quanto à segurança operacional e a confiabilidade do produto, detalhando a documentação para a construção do protótipo), construção (faz-se uso dos recursos disponíveis em termos de fabricação e montagem, para a obtenção da forma física estabelecida e dimensionada nas fases anteriores) e teste (saber se atende às especificações de projeto e, conseqüentemente, a demanda inicial).

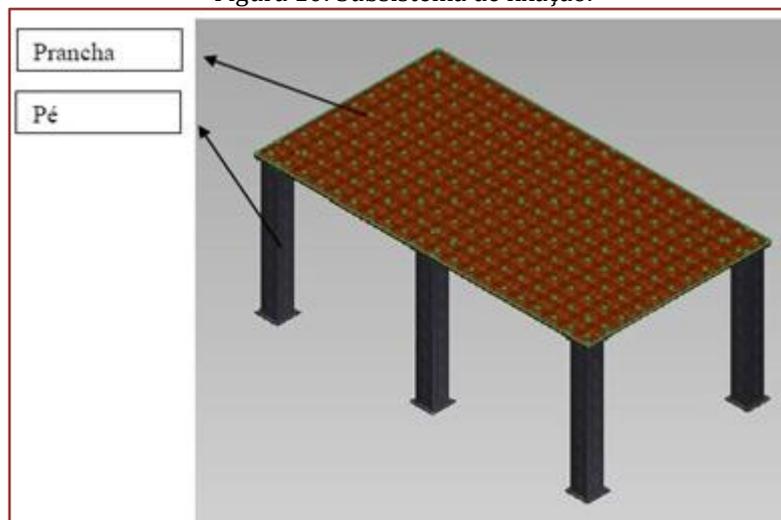
Também utilizou-se a metodologia de projeto denominada de “Triângulo de Projeto”, desenvolvida e ensinada pelo Professor Dr. Wanderley Ferreira de Amorim Junior, que consiste em colocar individualmente cada sistema, subsistema e componente do projeto dentro de um triângulo e a partir daí pesquisar, analisar e conhecer detalhadamente tudo a respeito da forma, geometria, dimensionamento, materiais e processos de fabricação.

Este trabalho foi realizado em três etapas, a primeira consiste na fase de projeto informacional seguida da aplicação da metodologia do Triângulo de Projeto, onde foi estudado os principais componentes e subsistemas das bancadas encontradas, na segunda foi elaborado o conceito da bancada experimental através do software Autodesk Inventor 2012 versão de estudante, apresentando suas características, e na última, um introdução ao projeto preliminar para verificar o comportamento das tensões e deformações nos principais componentes.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

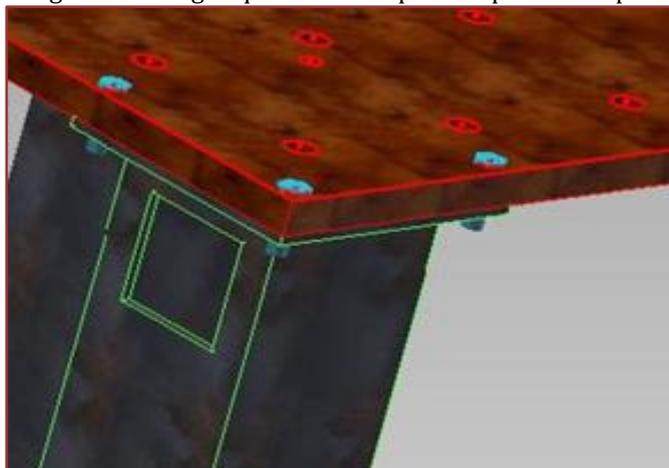
Se tratando do subsistema de fixação (Figura 10), optou-se pela fixação em mesa, pelo fato de que as estruturas veiculares a serem ensaiadas são de pequeno porte, ser mais ergonômica para o pesquisador e ainda que se pode utilizar o espaço abaixo da mesa para guardar as ferramentas e componentes que não estão sendo utilizados nos experimentos. A mesa foi desenvolvida com uma dimensão de 2 x 1,1 m com 220 furos distribuídos em todo seu comprimento, com a intenção de que os demais componentes que possuem a furação padrão possam ser fixados em qualquer posição. É constituída por uma prancha e de seis pés. Os pés possuem perfis quadrados, projetados com robustez para não ser necessário a fixação por parafusos ao chão. Porém se as cargas forem altas e visivelmente notar-se que a estrutura não está correspondendo com este esforço, deve-se parafusá-la. Ainda houve a necessidade de efetuar rasgos quadrados na parte superior dos pés (Figura 11), para permitir que as estruturas que venham a ser acopladas no limite da mesa possam ser aparafusadas.

Figura 10: Subsistema de fixação.



Fonte: Autorial própria.

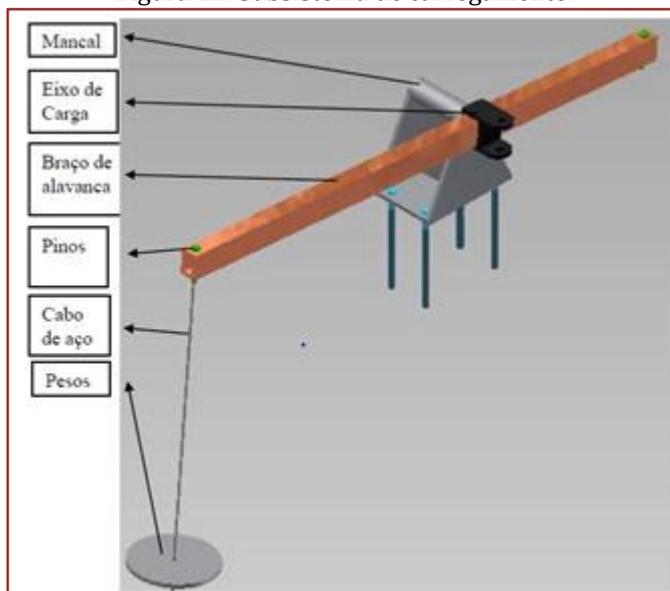
Figura 11: Rasgos quadrados na parte superior dos pés.



Fonte: Autoria própria

Em relação ao subsistema de carregamento (Figura 12), foi escolhido um aplicador de carga do tipo peso morto e um braço de alavanca, no qual são associados por meio de um cabo de aço. Os principais motivos desta escolha estão na facilidade de identificação e aplicação da carga, além de possuir o custo mais baixo de todos os outros tipos de aplicadores. O braço de alavanca foi projetado com perfil retangular, visando aumentar sua rigidez à flexão. É associado ao mancal (foi projetado para proporcionar liberdade de altura em cinco níveis, utilizando apoios e grandes parafusos) através do eixo de carga que permite o avanço do braço para controle do momento e apresenta também dois pinos onde serão amarrados os cabos de aço aos pesos.

Figura 12: Subsistema de carregamento.

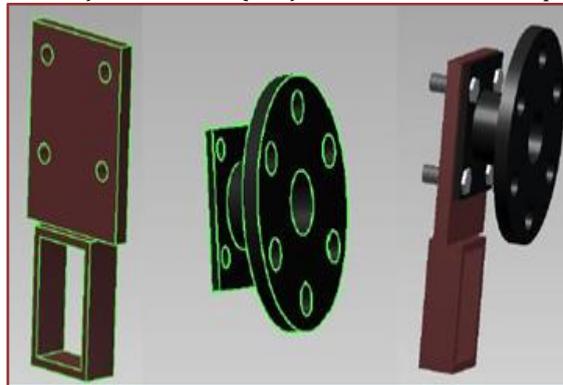


Fonte: Autoria própria.

Os componentes de fixação dianteiros (Figura 13) foram desenvolvidos a partir de braçadeiras (proporciona liberdades de ensaio com diferentes larguras de estruturas veiculares, sendo limitadas apenas pelo tamanho do braço) com furos padronizados onde podem ser fixados diversos tipos de ferramentas específicas que deverão ser fabricadas independentemente para cada tipo de estrutura, devido a diversidade dos formatos dos acoplamentos a serem trabalhados.

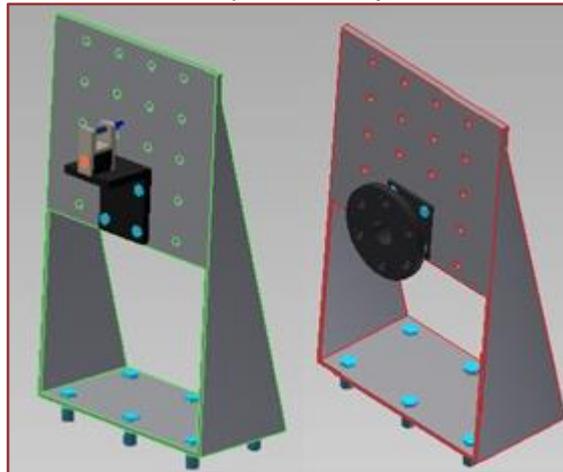
Em relação aos componentes de fixação traseiros para veículos com quatro pontos de apoio (Figura 14), são basicamente: chapas metálicas com laterais de apoio triangulares, chapa de apoio frontal furada em 20 pontos e ainda, base que deve ser parafusada em seis pontos sob a prancha da bancada (podendo ser fixadas em diversas posições a partir da furação da prancha), que foram projetados para proporcionar liberdade de ajuste de altura de igual proporção ao mancal do sistema de carregamento e de ajuste de comprimento da estrutura através de sua furação própria que possibilita um melhor ajuste. Já os componentes de fixação traseiros para veículos com dois pontos de apoio (Figura 15) são: dois do mesmo componente formado por chapas metálicas da fixação dianteira e um eixo entre eles, onde a traseira do chassi será fixada.

Figura 13: Sistema de fixação dianteira (braçadeira, ferramenta específica e o conjunto).



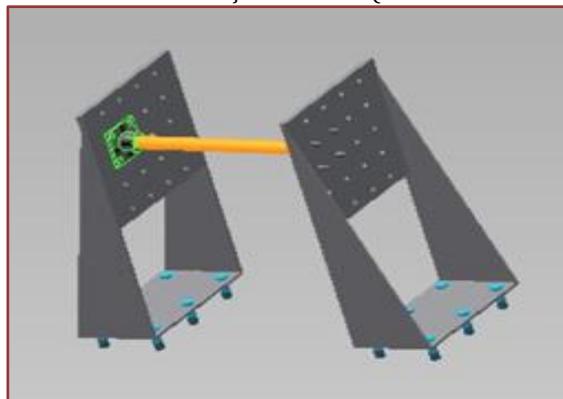
Fonte: Autoria própria.

Figura 14: Sistema de fixação traseira (veículos com 4 apoios).



Fonte: Autoria própria.

Figura 15: Sistema de fixação traseira (veículos com 2 apoios).

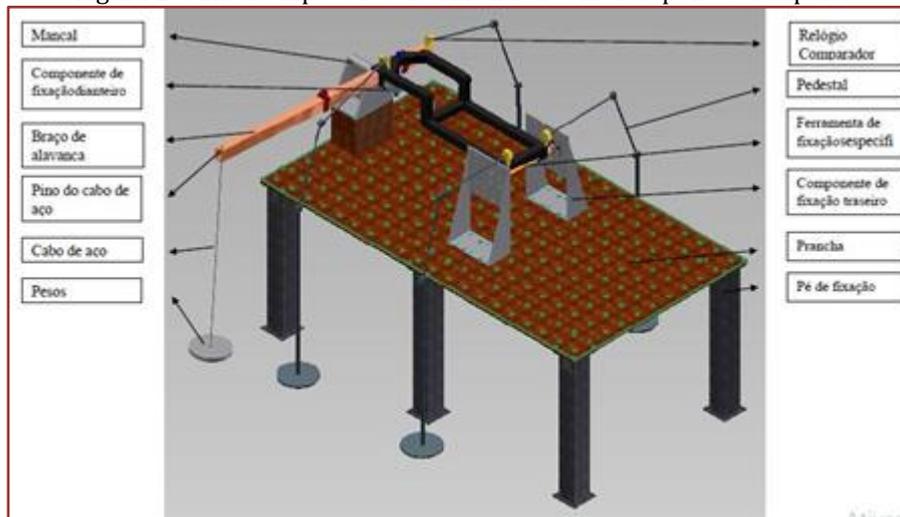


Fonte: Autoria própria.

Por último, o subsistema de aquisição de dados, que pode ser por simples aplicação das massas e das distâncias em fórmulas diretas (para obtenção do torque aplicado) e para a medida angular, optou-se em utilizar relógios comparadores em quatro unidades que deverão ser associados a pedestais. Devem ser fixados de maneira independente à mesa, colocando dois deles nas extremidades dianteira e dois na extremidade traseira da estrutura veicular. As medidas de deflexão vertical da direita e da esquerda serão obtidas a partir da diferença entre as deflexões da frente e de trás de mesmo sentido, para se obter o valor real.

A figura abaixo mostra o ensaio de um chassi hipotético de dois pontos de apoio, com todos os principais componentes de todos os subsistemas projetados.

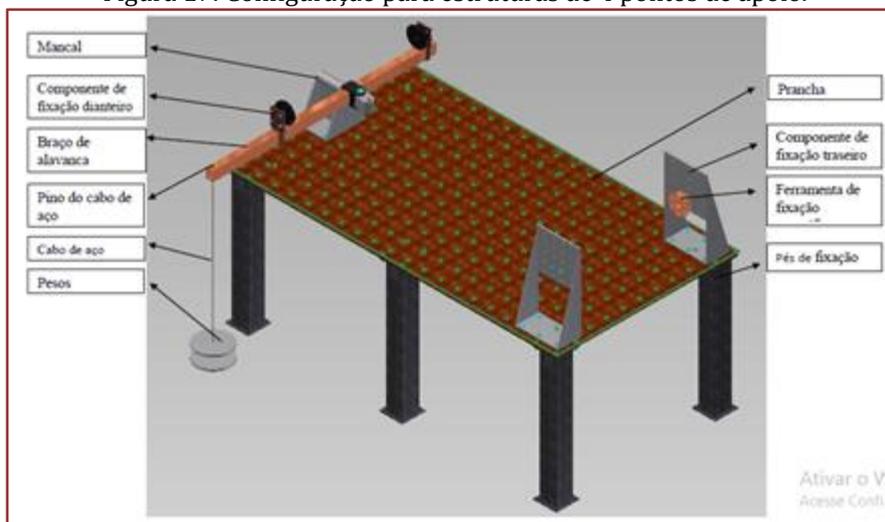
Figura 16: Ensaio hipotético de um chassi com dois pontos de apoio.



Fonte: Autoria própria.

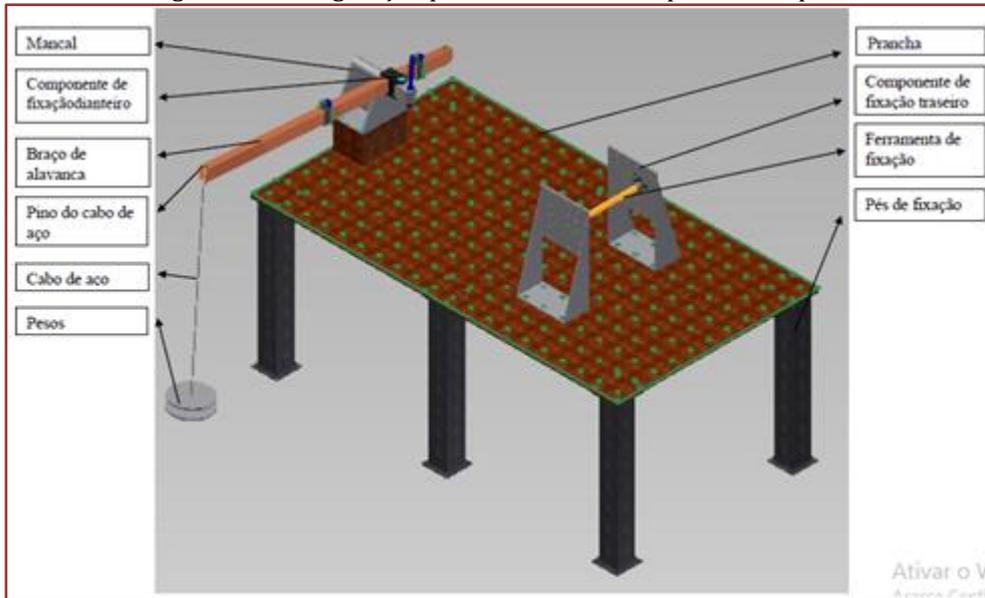
Utilizando o software Autodesk Inventor 2012 versão estudante foi desenvolvido uma concepção de bancada experimental, que pode ser configurada em dois tipos. O primeiro (Figura 17) projetado para ensaios de estruturas com quatro pontos de apoio, como o de pequenos automóveis, e o segundo (Figura 18) projetado para ensaios de estruturas com dois pontos de apoio, como o de chassis de motocicletas. Estas duas configurações podem ser obtidas a partir de fáceis adaptações.

Figura 17: Configuração para estruturas de 4 pontos de apoio.



Fonte: Autoria própria.

Figura 18: Configuração para estruturas de 2 pontos de apoio.

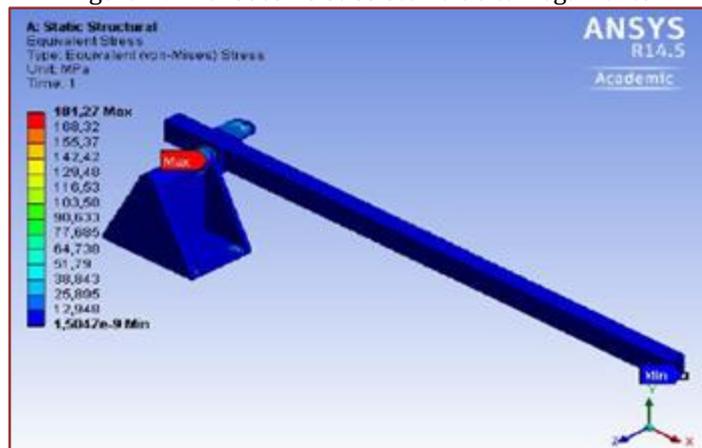


Fonte: Autoria própria.

Como parte do projeto preliminar, a simulação dos esforços nos quais a bancada será submetida foi feita. Esta foi realizada utilizando o programa ANSYS R14.5, fazendo a análise de tensão e deformação dos conjuntos de componentes mais críticos da bancada, que são o subsistema de carregamento e o conjunto do componente de fixação traseira na configuração para dois pontos de apoio.

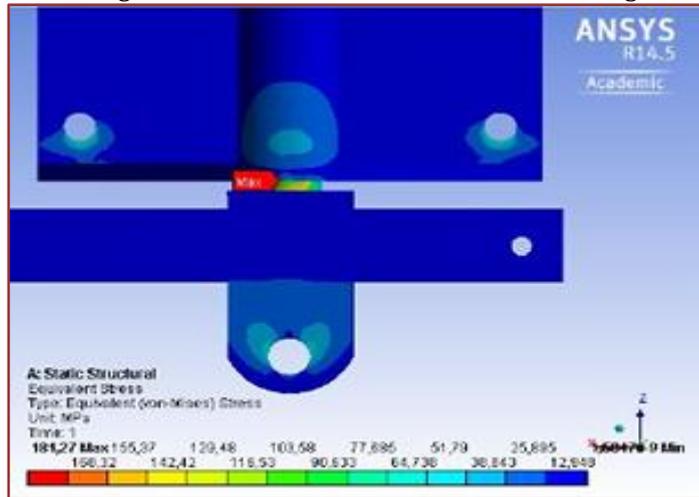
Para o subsistema de carregamento (Figuras 19 a 22), o torque utilizado na simulação foi de 500 N.m. Este valor foi tomado como uma referência baseada nos trabalhos experimentais de (FERNANDO, 2012) e esse torque no equipamento é obtido utilizando-se uma carga de 50 kg, com a distância do braço de alavanca em 1 m do ponto de aplicação da carga ao eixo de rotação.

Figura 19: Tensões no subsistema de carregamento.



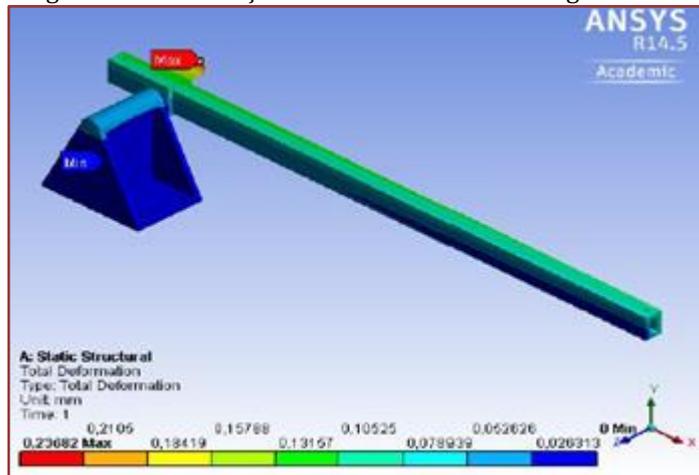
Fonte: Autoria própria.

Figura 20: Região de maior tensão no subsistema de carregamento.



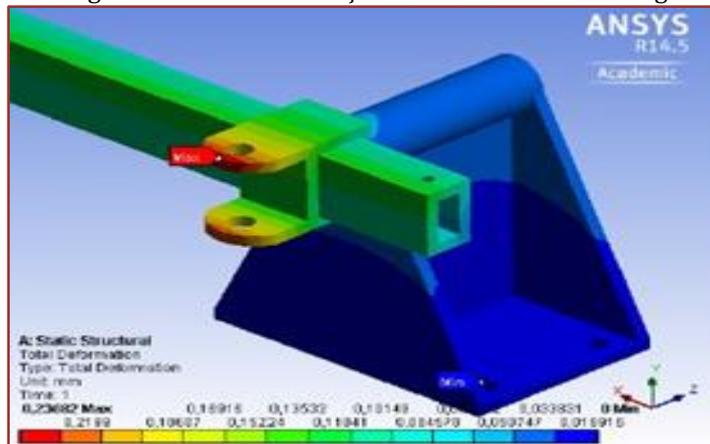
Fonte: Autoria própria.

Figura 21: Deformações no subsistema de carregamento.



Fonte: Autoria própria.

Figura 22: Região de maior deformação no subsistema de carregamento.



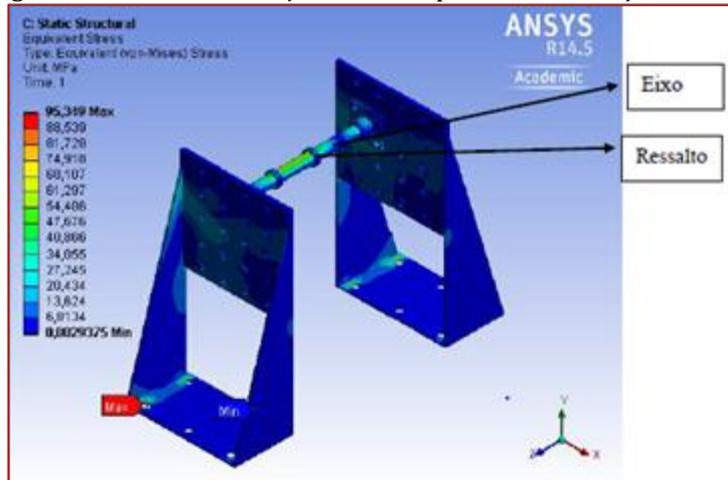
Fonte: Autoria própria

É possível ver que a máxima tensão é de 181,27 MPa no eixo de carga, bem próximo ao mancal, o que mostra que se pode utilizar um aço comum com limite de escoamento na faixa de 210 MPa para fabricação dos mesmos.

As deformações foram baixas com a máxima de 0,23682 mm na região de encaixe do elo ao eixo de carga, o que também se adequam às necessidades deste projeto.

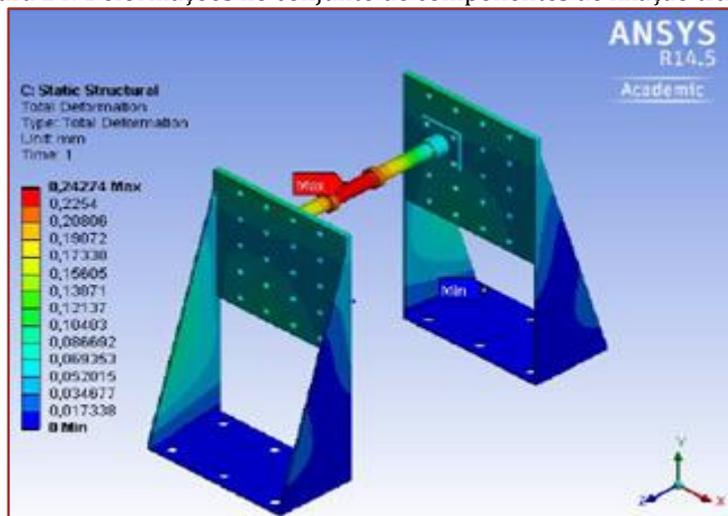
Para a simulação do conjunto de componentes de fixação traseira na configuração de dois pontos de apoio (Figuras 23 e 24), criou-se uma situação crítica onde a estrutura é fixada próxima ao plano de simetria do eixo da ferramenta, com uma distância mínima de 45 mm. Para facilitar a simulação modelou-se dois ressaltos exemplificando o encaixe da estrutura, onde o torque de 500 N.m foi aplicado.

Figura 23: Tensões no conjunto de componentes de fixação traseira.



Fonte: Autoria própria.

Figura 24: Deformações no conjunto de componentes de fixação traseira.



Fonte: Autoria própria.

Vê-se que a máxima tensão é de 95,384 MPa nos furos da base, fazendo com que se possa utilizar um aço comum com limite de escoamento na faixa de 210 MPa para fabricação dos mesmos. As deformações foram baixas, com a máxima de 0,24274 mm na região entre os dois ressaltos no eixo, o que também se adequam as necessidades deste projeto.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme tudo o que foi exposto no trabalho apresentado, foi possível a concepção de uma bancada experimental para ensaio de estruturas veiculares de pequeno porte, constituída de 4 subsistemas e 25 componentes e que, em relação a estrutura a ser ensaiada, apresentam as seguintes características: ajuste de altura, comprimento e largura, possibilidade de fixação de diversas formas e ainda permite o controle preciso do torque.

Como sugestão para trabalhos futuros, há a possibilidade de dar continuidade ao projeto preliminar e detalhado, seguindo para as outras fases que são a de construção e teste do protótipo.

AGRADECIMENTOS

CNPq, que contribui constantemente para o desenvolvimento nacional e o reconhecimento das instituições de pesquisa e pesquisadores brasileiros pela comunidade científica internacional.

REFERÊNCIAS

- [1] Brown, Jason C, Robertson, A. John, Stan T. Motor Vehicle Structures: Concepts and Fundamentals, Ed: Butterworth Heinemann, London, 2002;
- [2] Chandra, M. R. “Modeling and Structural Analysis of Heavy Vehicle Chassis Made of Polymeric Composite Material by Three Different Cross Sections”, Journal of Mechanical and Production Trans Stellar.(2012);
- [3] Fernando, C. G. O. “Avaliação da rigidez torsional de uma estrutura veicular tipo space frame pelo método de elementos finitos com estudo de caso”; 16º POSMEC. FEMEC/UFU, Uberlândia-MG, 2006;
- [4] Fernando. S.S.Desenvolvimento de um chassi automotivo para um veículo elétrico de pequeno; Revista de Iniciação Científica da Ulbra - Nº10/2012;
- [5] Gillespie, Thomas D., Fundamentals of Vehicle Dynamics, Society of Automotive Engineers Inc.; usa, 1992;
- [6] Happian, J.S.“An Introduction to Modern Vehicle Design”; ISBN 0 7680 0596 5 ON -R-295; Society of Automotive Engineers, Inc.; Reed Educational and Professional Publishing; 585p.2002;
- [7] Márcio. S. C.Uma metodologia para melhoria da rigidez torcional de componentes estruturais automotivos;Universidade Federal de Santa Catarina.2008;
- [8] Milliken, W.F. Race Car Dynamics, Society of Automotive Engineers Inc., 3º Edition, USA, 1995;
- [9] Samuel.G.S.Diseño y simulación de una Bancada de pruebas para el Chasis de una motocicleta; Universidad Carlos III de Madrid. 2011;
- [10] Thompson, L.L. “Design of a Winston Cup Chassis for Torsional Stiffness”; SAE Technical Paper Series No. 983053 – Motorsports Engineering Conference Proceedings Volume 1: Vehicle Design and Safety; Dearborn, Michigan, usa. 1998.

Capítulo 2

Comportamento de material frágil submetido a impactos de baixa velocidade de arma de ar comprimido

Bruno Henrique Marinho de Lima

Wanderley Ferreira de Amorim Júnior

Resumo: No nosso cotidiano é possível perceber que ocorre uma evolução muito grande quando destacamos os aspectos relacionados a armas e munições dos mais diversos calibres. Assim a necessidade de obter informações sobre variedade de blindagens existentes se torna cada vez mais latente. Portanto, o surgimento de novos materiais e suas combinações de características peculiares se tornam bastante atrativos. Diante da dificuldade de se desenvolver um projeto blindagem balística eficiente, de baixo peso e que garanta conforto visual, este trabalho visa realizar um estudo mais aprofundado através de análises do comportamento de um material frágil, o vidro soda-cal, e um laminado adesivo de PVC impactado por projéteis de baixa velocidade. Amostras deste vidro associadas com um laminado de PVC autoadesivo foram montadas como corpos de prova em um túnel balístico e impactadas por esferas de aço cromo disparadas por um armamento de ar comprimido e observado seus resultados. Ensaio de dureza e de queda livre também foram realizados para se observar o comportamento de tais experimentos. De acordo com o arranjo adotado, foi possível afirmar que ocorreram comportamentos com características tanto semelhantes quanto distintas. Assim, é possível afirmar que os arranjos das estruturas compostas por tais materiais distintos descrevem um comportamento de absorção de energia superior ao se comparar com apenas o material frágil, revelando um caminho promissor para um estudo mais profundo e complexo no campo de blindagens transparentes.

Palavras-chave: Blindagem transparente. Vidro soda-cal. Laminado de PVC autoadesivo. Testes balísticos.

1. INTRODUÇÃO

Com base na evolução das munições, houve-se a necessidade de obter informações mais precisas sobre o comportamento das blindagens, no que diz respeito aos tipos de materiais que estão sendo utilizados para atender as mais diversas exigências das novas tecnologias.

Neste cenário, a blindagem leve vem se destacando por estar presente em diversos setores da sociedade tais como: na proteção de veículos, em escudos de proteção policial, bem como também nas cabines de policiamento. De acordo com o tipo de material empregado na fabricação, a blindagem pode ser opaca ou transparente. No âmbito militar, por exemplo, a utilização de materiais transparentes tem grande importância pois sua utilização garante a manutenção da visão que é considerada um aspecto crítico em combate.

Diante da dificuldade para desenvolvimento de um projeto de blindagem balística que concilie o uso do baixo peso, eficiência e conforto visual, este estudo tem como objetivo principal determinar de maneira clara e objetiva o comportamento de um material frágil, o vidro, quando submetido a impactos de baixa velocidade, para que num futuro próximo seja possível avançar em novas tecnologias referentes ao campo das blindagens transparentes.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 BLINDAGEM

O homem pré-histórico já utilizava pele e pêlos de animais como proteção contra o meio ambiente e contra possíveis lesões que poderiam ser causadas no desempenho de suas funções diárias. A utilização de proteção pessoal de forma mais contundente ocorreu por volta de 3000 A.C, quando os egípcios passaram a utilizar escudos de madeira recobertos por pele animal. Os gregos, em torno de 700 A.C., começaram a usar, capacetes de bronze nas batalhas. E só em torno de 382 A.C, é que os romanos foram utilizar o ferro na confecção de seus capacetes. A Primeira Guerra Mundial foi um grande marco para o avanço das blindagens. Inicialmente eram produzidas para carros de combate feitas de aço fundido e com grande peso. Porém em virtude da evolução das munições, a blindagem passou a se tornar cada vez mais eficiente.

A blindagem, como um termo geral, pode ser caracterizada como sendo uma tecnologia utilizada como proteção pessoal e veicular, podendo ser leve ou pesada. A blindagem veicular é desenvolvida com o objetivo de proteger os integrantes dos veículos contra armas de fogo que podem ser de pequeno, médio ou grande porte, caracterizando assim sua aplicação leve ou pesada. A blindagem pessoal é desenvolvida para ameaças de estilhaços e armas de pequeno calibre.

Considerando o tipo de material empregado na fabricação, a blindagem pode ser classificada como opaca ou transparente. Na área militar, a utilização de materiais transparentes é muito ampla, portanto, é sempre de extrema importância que novos estudos a respeito destes aspectos surjam, já que a manutenção da visão é considerada um aspecto crítico em combate.

Com os grandes avanços tecnológicos a respeito de materiais transparentes, a necessidade de blindagens balísticas mais eficientes, leves, resistentes e compactas tem se tornado cada vez maior, portanto, o estudo do comportamento dos materiais utilizados na blindagem se torna imprescindível neste âmbito.

O vidro tornou-se com o passar dos anos o principal material empregado nas blindagens transparentes.

2.2. BLINDAGEM TRANSPARENTE

(WOLSKY, 1980) define que “blindagem transparente” é todo sistema que apresenta dupla propriedade, transparência visual e resistência à penetração de projéteis ou fragmentos de alta energia”.

De uma maneira geral, pode-se classificar a blindagem transparente em 4 tipos:

Tipo I – laminado de plástico e vidro, constituído de uma ou mais camadas externas de vidro, unidas a um material plástico.

Tipo II – “sanduíche” de vidro e plástico, constituído de duas ou mais camadas externas de vidro, unidas por um núcleo de material plástico.

Tipo III – laminado constituído por camadas de plástico.

Tipo IV - laminado constituído por camadas de vidro.

De acordo com o tipo de blindagem escolhida, basicamente, ela deve funcionar da seguinte forma: a primeira camada tem função de deformar o projétil e resistir à abrasão. As camadas seguintes têm como objetivo absorver a energia cinética do projétil e a última camada, além de absorver a energia de impacto do projétil, ela é responsável, também, por conter os estilhaços das camadas anteriores resultantes do impacto. No caso de blindagem compósita, o elemento adesivo entre as camadas serve como elemento de união, elemento de absorção de trincas e atenuador da expansão térmica.

Os materiais mais empregados nas blindagens balísticas transparentes são: vidro, policarbonato (PC), poli (vinil butiral) (PVB) e poliuretano (PU). Dentre os novos materiais que estão sendo estudados temos se encontram as cerâmicas vítreas, espinel de aluminato de magnésio ($MgAl_2O_4$), espinel de oxinitrato de alumínio (ALON) e safira (Al_2O_3) (PATEL, 2000).

2.3. VIDRO

O vidro é um material cerâmico composto por silicatos não-cristalinos e que possui adição de alguns elementos como CaO , Na_2O , K_2O e Al_2O_3 , que exercem influência em suas propriedades. O vidro mais comum (cal de soda ou soda-cal) é basicamente constituído por 70% de SiO_2 e o restante por Na_2O e CaO . Observe na Tabela 1 abaixo uma classificação dos vidros mais comuns:

Tabela 1 – Classificação dos tipos de vidro

| Tipo | Composição | | | | | Outros | Características e Aplicações |
|---------------------------|------------|-----|-----|-----------|----------|---------------------------|---|
| | SiO_2 | NaO | CaO | Al_2O_3 | B_2O_3 | | |
| Sílica Fundida | > 99,5 | | | | | | Alta temperatura de fusão, baixo coeficiente de expansão |
| 96% de sílica (Vycor) | 96 | | | | 4 | | Resistente a choque térmicos e a ataques químicos – vidros para laboratório |
| Borossilicato (Pyrex) | 81 | 3,5 | | 2,5 | 13 | | Resistente a choque térmicos e a ataques químicos – vidros para fornos |
| Recipientes (cal de soda) | 74 | 16 | 5 | 1 | | 4MgO | Baixa temperatura de fusão, facilmente trabalhável e também durável |
| Fibra de vidro | 55 | | 16 | 15 | 10 | 4MgO | Facilmente estirado na forma de fibra |
| Silex óptico | 54 | 1 | | | | 37PbO, 8K2O | Alta massa específica e alto índice de refração – lentes ópticas |
| Vidrocerâmica (Pynoceram) | 43,5 | 14 | | 30 | 5,5 | $6,5TiO_2$, $0,5As_2O_3$ | Facilmente fabricada, resistente, resiste a choques térmicos – vidros para fornos |

O vidro por ser um material amorfo e não possuir uma estrutura cristalina, ele é considerado um material essencialmente dúctil.

É possível destacar atualmente o uso de materiais compósitos para a fabricação de blindagens mais eficientes, porém o desenvolvimento de tais blindagens necessita de um estudo mais detalhado de como esses materiais se comportam quando submetido a testes de impacto.

A partir deste cenário das blindagens, o vidro foi selecionado para se realizar um estudo mais aprofundado de seu comportamento como elemento balístico e identificar a maneira pela qual se dá o mecanismo de falha que inviabiliza o desenvolvimento de suas funções.

2.4. BALÍSTICA

A Balística se divide em quatro áreas:

1. Balística interior: relaciona-se com o que ocorre dentro da arma, sendo que em armas de pressão faz relação com a pressão, atrito com o cano, forma do cano, etc.
2. Balística exterior: relaciona o caminho do projétil do momento que o mesmo deixa o cano da arma até o ponto de impacto.
3. Balística terminal: estuda a reação do projétil e do alvo ao impacto nos segundos seguintes ao fenômeno.
4. Balística forense: utiliza da ciência para a identificação de cartuchos vazios e projéteis disparados e conecta-os a arma de origem.

Assim, para o estudo do campo da blindagem e da interação entre projétil-alvo, a balística terminal assume um papel grande importância neste trabalho.

2.5. ARMAS DE AR COMPRIMIDO

O início da utilização de armas de ar comprimido pode ser verificado a partir do século XV. O princípio de funcionamento se resumia a um cano ligado a um reservatório esférico, feito de cobre ou latão, no qual o ar era comprimido por uma bomba rudimentar e um mecanismo de disparo simples abria uma válvula permitindo a vazão dessa pressão armazenada para o interior do cano, impulsionando assim o projétil para fora.

Atualmente as leis de aquisição para armas de fogo no Brasil, são bem restritas, isso faz com que o mercado de armas de ar comprimido se torne muito promissor, pois existe uma maior facilidade de aquisição, menores limitações legais, a munição pode ser obtida com mais facilidade e por um preço bem mais acessível, não polui o ar e ruído gerado é infinitamente menor que os estampidos de armas de fogo.

O princípio de funcionamento das armas de ar comprimido consiste em utilizar o ar comprimido para impulsionar projéteis. Uma câmara de força sofre compressão através de um mecanismo de gatilho e quando este gatilho é acionado, uma mola é liberada, o pistão comprime o ar que impulsiona a munição até sua saída do cano de fuga. A utilização deste tipo de arma está em grande ascensão nos dias atuais, principalmente nas áreas de entretenimento, bem como na área desportiva quando estamos falando de tiro olímpico.

Existem basicamente três grandes grupos: as armas pneumáticas, armas de CO₂ e armas de pistão mola e ar.

As armas pneumáticas possuem um cilindro de força que necessita de diversos golpes em uma bomba para impulsionar um projétil, desta forma a velocidade e a força com que o projétil deixa o cano depende diretamente de quanta pressão foi acumulada. A utilização de um tanque ou bomba exterior permite a obtenção de ótima precisão e pressão até os 3000 psi.

As armas de pistão, mola e ar apresentam um princípio de funcionamento mais simples e são fáceis de manusear. A pressão necessária para propelir o projétil é obtida ao inclinar o cano para baixo quando um pistão se move e comprime uma mola e quando atinge o fim de curso, a mola é presa; ao apertar o gatilho e a mola é liberada e o pistão avança, comprimindo o ar que impulsiona o projétil.

As armas de CO₂ possuem um cilindro que é aprisionado entre 900 e 1000 psi ligado diretamente ao cano do armamento, ao apertar o gatilho parte dessa pressão é liberada e propulsiona o projétil.

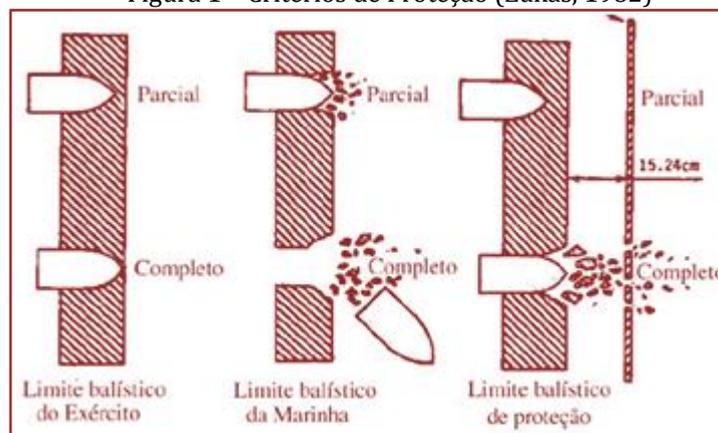
2.6. COMPORTAMENTO DINÂMICO E BALÍSTICO

De modo geral, o comportamento balístico dos materiais depende dos aspectos de deformação e de suas respostas dinâmicas geradas em relação a estes aspectos. A deformação é uma variável que depende do tipo de estrutura cristalina, de ligação atômica, do tipo de microestrutura, estado de tensões e condições de ensaio. E de acordo com tal comportamento, as respostas podem ser traduzidas em ondas elásticas, plásticas e de choque.

No momento de impacto, há a interação entre o projétil e o alvo, onde toda energia cinética do projétil que é transmitido para o alvo sob forma de energias de deformação, dano e calor. As fibras do nosso alvo ou painel balístico são submetidas a tensões aplicadas pelo projétil. As fibras atingidas diretamente pelo projétil têm o nome de fibras primárias, são responsáveis por oferecer resistência à penetração e, por isso, ficam submetidas às maiores tensões, chegando mesmo a atingir a tensão de ruptura. Nas imediações da área de impacto encontram-se as fibras secundárias que sofrem deformações, em geral inferiores às das fibras primárias, não chegando à ruptura, dissipando alguma energia. Devido às velocidades do projétil, o impacto balístico é um fenômeno com efeitos localizados que não afeta toda a estrutura do painel, daí a área das fibras secundárias ser restringida a um pequeno raio à volta do ponto de impacto. Esse raio será igual à distância atingida pelas ondas de deformação que se criam no impacto.

Após o impacto, pode ocorrer ou não a perfuração do alvo. No Brasil, a perfuração é caracterizada por 3 critérios distintos: o da Marinha, o do Exército e de Proteção

Figura 1 – Critérios de Proteção (Zukas, 1982)



No critério do Exército, uma penetração completa ocorre quando uma luz visível atravessa o furo produzido na blindagem no ensaio balístico ou quando a ponta do projétil pode ser vista, a olho nu, na face posterior da blindagem. No critério da Marinha, uma penetração completa requer que o projétil ou uma maior porção deste possa ser visto, a olho nu, na face oposta do impacto. No critério de Proteção, uma penetração completa ocorre quando uma placa testemunha, colocada a uma distância de 5" (15,24 mm) da parte posterior do alvo, é perfurada por um ou mais fragmentos do alvo ou do projétil, ou pelo próprio projétil. O critério de proteção é utilizado, atualmente, para avaliar blindagens opacas e transparentes para veículos de passeio.

Algumas normas, tal como a NIJ 0108.01, Departamento de Justiça, USA, especificam uma placa de alumínio 2024 T3 ou T4 com espessura entre 0,005 mm e 0,5 mm, como placa testemunha.

Uma penetração parcial ocorre quando o projétil fica preso no alvo ou quando este ao atravessar o alvo, não possui energia suficiente para perfurar a placa testemunha. Um impacto satisfatório é aquele em que o projétil atinge o alvo na velocidade estipulada e com um ângulo de incidência, referente a linha de visada, de, no máximo, 5° (NIJ 0108.01).

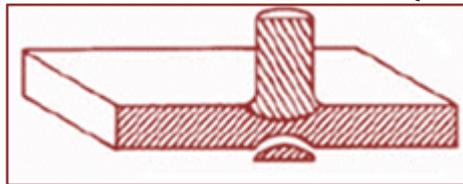
A penetração, completa ou parcial, depende da velocidade de impacto do projétil, das propriedades características do alvo e do projétil, do ângulo de incidência de impacto, do formato do projétil, da espessura do alvo, entre outros.

O impacto do projétil no alvo pode produzir, no mesmo, uma deformação permanente ou a sua fratura e penetração. A penetração ocorre pela interação de vários mecanismos, com, normalmente, a predominância de um deles. Os mecanismos de penetração mais frequentes são: fratura devido a onda de tensão inicial, fratura radial, estilhaçamento, batoque, pétala frontal, pétala dorsal, fragmentação e alargamento dúctil de furo (BACKMAN, 1978).

2.6.1. FRATURA DEVIDO A TENSÃO INICIAL

A fratura devido a uma onda de tensão inicial pode ocorrer em alvos de baixa densidade, quando a sua amplitude for superior ao limite de ruptura por compressão do material do alvo.

Figura 2 – Fratura devido a onda de tensão inicial (BACKMAN, 1978)



2.6.2. FRATURA RADIAL

A fratura radial acontece em alvos frágeis, tais como os de materiais cerâmicos.

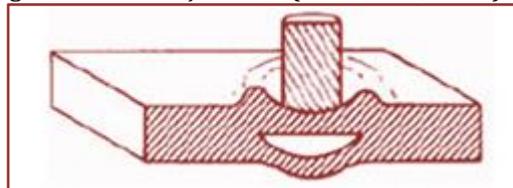
Figura 3 – Fratura radial (BACKMAN, 1978)



2.6.3. ESTILHAÇAMENTO

O estilhaçamento ocorre devido a ação de tensões trativas gerada pela reflexão das ondas compressivas iniciais. Em um material laminado, a falha por delaminação que ocorre na interface das camadas pode, também, ser produzida pela onda de reflexão (tração) gerada pela onda compressiva inicial.

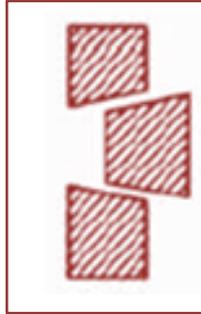
Figura 4 – Estilhaçamento (BACKMAN, 1978)



2.6.4. BATOQUE

Na fratura em batoque, uma massa de material (batoque) com, aproximadamente, o mesmo diâmetro do projétil, é arrancado e colocado em movimento pelo projétil. O calor gerado na deformação plástica cisalhante, permanece restrito a uma região estreita, próxima ao ponto de impacto, onde ocorre um decréscimo na resistência do material. Este fenômeno, conhecido como “processo de cisalhamento adiabático”, ocorre em materiais metálicos dúcteis, aços e alguns tipos de metais não ferrosos.

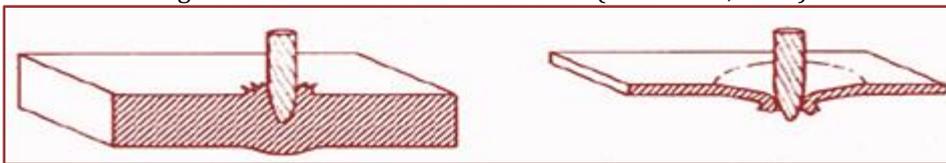
Figura 5 – Batoque (BACKMAN, 1978)



2.6.5. PÉTALA

A pétala ocorre devido a existência de altas tensões de tração radial e circunferencial, após a passagem da onda inicial. A pétala dorsal é observada, mais frequentemente, em placas finas, impactadas por projéteis de pontas ogivais ou cônicas, em velocidades relativamente baixas.

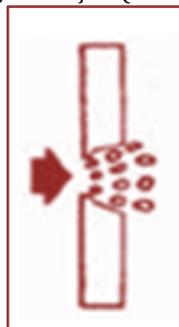
Figuras 6 e 7 – Pétalas frontal e dorsal (BACKMAN, 1978)



2.6.6. FRAGMENTAÇÃO

A fragmentação ocorre em materiais frágeis, devido a interação de ondas que produzem um estado de tensão trativo. Este estado, propicia a propagação das trincas internas, ramificando-as, o que conduz a subdivisão do material em tantas partes quanto a energia de impacto permitir.

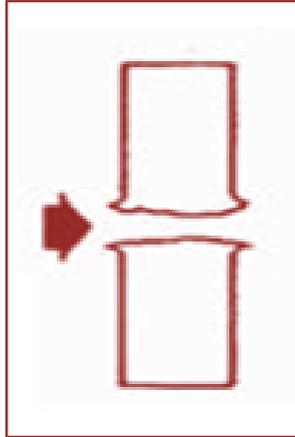
Figura 8 – Fragmentação (BACKMAN, 1978)



2.6.7. ALARGAMENTO

O alargamento dúctil do furo é um processo derivado da formação de bandas de deslizamento na região adjacente à região do impacto e facilita a deformação plástica do material até sua ruptura.

Figura 9 – Alargamento dúctil do furo (BACKMAN, 1978)



2.7. FRATURA EM VIDROS

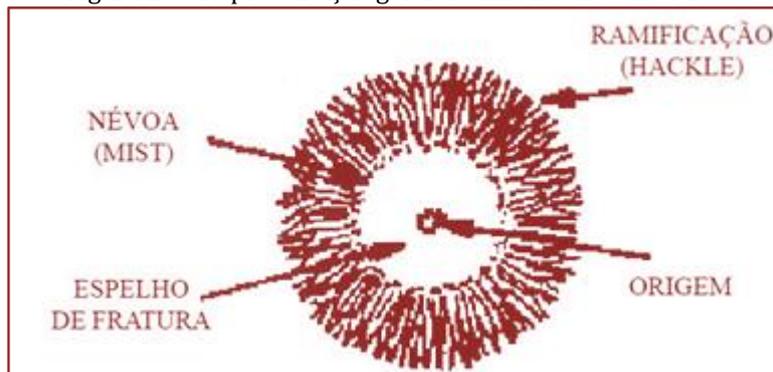
Para se identificar como ocorre a fratura do vidro devemos inicialmente observar informações sobre a origem da fratura, causas da iniciação, direção, sequência de propagação, comportamento da sua microestrutura e o estado de tensão ao qual o material foi submetido naquele momento.

O primeiro passo da análise é identificar o ponto de origem, logo após o local de encontro das trincas ou ponto que origina outras trincas. O ponto de origem da fratura pode ser observado a olho nu e em alguns casos, é recomendado a utilização de um instrumento mais preciso e adequado para tal função, como o uso de um microscópio eletrônico.

Existe um conceito de extrema importância na fraturografia que determina uma relação direta entre o tipo de carregamento que causou a fratura do vidro e o ângulo de ramificação das trincas.

É possível identificarmos algumas regiões de acordo com a maneira pela qual a fratura se comporta. São elas: a origem da fratura, o espelho da fratura, a região de névoa ou bruma e a região de ramificação das trincas.

Figura 10 – Representação geral de uma fratura em vidro



A origem da trinca é local no qual há uma concentração de tensões que provoca em um determinado momento a dispersão da fratura ao exceder a tensão de ruptura do material.

O espelho de fratura é a região onde a trinca é acelerada, com velocidade muito baixa, formando uma superfície plana e lisa que lembra um espelho. O raio do espelho de fratura (R_m) e a sua forma dependem das características do material, das tensões locais na origem da fratura no momento da fratura e do tempo de fratura.

Para determinar a tensão de ruptura é indicado utilizar o raio do espelho, pois este apresenta um tamanho considerável para ser determinado e também por ser simétrico.

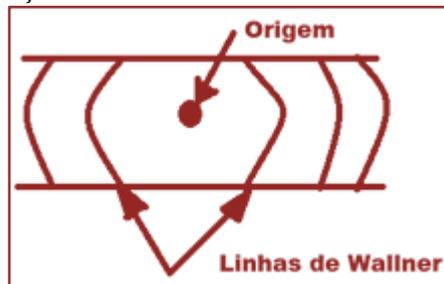
A região de névoa é formada quando a trinca atinge determinada velocidade ou intercepta uma inclusão ou encontra uma mudança na direção das tensões principais, formando pequenos sulcos radiais na superfície de fratura.

A ramificação das trincas ocorre quando a trinca original sofre várias bifurcações. Esta região fornece informações sobre quantidade de energia disponível durante a fratura, pois quanto maior a energia disponível, maior será o número de ramificações.

Também é importante destacar que a velocidade com que a trinca se propaga exerce uma grande influência na forma da fratura.

Um efeito que podemos caracterizar é o aparecimento das linhas de Wallner que são caracterizadas por serem formadas quando surgem ondas de som no interior do material. Quando a onda se sobrepõe à frente de propagação da fratura, a trinca momentaneamente desvia-se da direção da tensão principal. Após este desvio momentâneo, a frente de propagação de trinca retorna à direção original da tensão principal. Isto resulta em uma série de arcos na superfície de fratura, os quais são chamados de linhas de “Wallner”. A curvatura de cada linha fornece tanto a direção de propagação da trinca quanto a distribuição das tensões. A direção de propagação é sempre do lado côncavo para o lado convexo das linhas de “Wallner”, enquanto a distribuição de tensões é dada pela distância entre a linha e a origem.

Figura 11 – Representação das linhas de Wallner em uma superfície em fratura



Outro efeito que pode ocorrer é a ramificação de rotação (“twist hackle”) que caracterizado pela rotação das ramificações, ou seja, as ramificações sofrem rotação sobre o eixo normal à frente da trinca.

Pode ocorrer na superfície de fratura dos vidros as conhecidas asas de gaivota (“Gull wings”) e os rastros de ramificação (“Wake Hackel”). Estas marcas na superfície de fratura são provenientes das combinações de duas outras marcas, as linhas de “Wallner” e as ramificações devido a rotação (“twist hackle”). Quando duas linhas de “Wallner” se interceptam, formam-se as asas de gaivotas.

As asas de gaivotas e os rastros de ramificação são formados quando a frente da trinca encontra uma inclusão, poros ou bolhas. Entretanto, a trinca não passa, simplesmente, através do obstáculo, ela é forçada a circundá-lo. Como consequência, a frente da trinca é bifurcada em duas novas frentes. Quando estas duas novas frentes de trincas se encontram no lado oposto do obstáculo, onde quase sempre não estão caminhando em um mesmo plano, elas se sobrepõem levemente e o material que as separa se fratura. Esta fratura gera pulsos sônicos que interagem com o movimento da frente de trinca, criando as marcas características de asas de gaivotas na superfície de fratura.

2.8. ENSAIO DE DUREZA

A dureza é uma propriedade mecânica do material que tem como característica medir a resistência deste material quando submetido a uma deformação plástica localizada. O método que podemos dar destaque aos ensaios deste experimento é o ensaio Vickers, mas também temos o ensaio Rockwell e o ensaio Brinell.

O ensaio Vickers é caracterizado como sendo o método utilizado para medir utilizando um penetrador de diamante na forma de pirâmide que possui um ângulo de 136° entre as faces. Ao ser realizado o ensaio, o corpo de prova fica com a forma quadrangular e a partir da medida das diagonais da pirâmide é determinado a dureza do material.

Os valores obtidos das diagonais é uma média dos valores horizontais e verticais e a partir deles, encontra-se os valores da dureza Vickers através da seguinte fórmula:

$$HV = \frac{F}{A} = \frac{F/\bar{D}}{2 * \sin(136^\circ/2)} \approx \frac{1,854 * F}{\bar{D}^2}$$

onde:

- F → Intensidade da força aplicada;
- A → Área da impressão;
- \bar{D} → Diagonal média da impressão.

O experimento realizado consistiu em efetuar dez medições de dureza em um corpo de prova de vidro, cujas dimensão é de 0,05m x 0,05m, através de um microdurômetro (Microhardness Tester FM 700 – Future Tech). Foi aplicado uma carga de 100 gf (gramas-força) durante 15s (segundos) e os dados de dureza Vickers obtidos podem ser observados na tabela abaixo, bem como seus valores convertidos para dureza Rockwell:

Tabela 2 – Valores de Dureza Vickers e Rockwell.

| Ensaio | Diagonais médias (\bar{D}) | Dureza Vickers (HV) | Dureza Rockwell (HRC) |
|--------|--------------------------------|---------------------|-----------------------|
| 1 | 21,31 μm | 408,4 | 41,6 |
| 2 | 21,58 μm | 398,2 | 40,6 |
| 3 | 20,42 μm | 379,0 | 38,7 |
| 4 | 20,43 μm | 428,6 | 43,5 |
| 5 | 20,43 μm | 428,6 | 43,5 |
| 6 | 20,44 μm | 476,9 | 47,4 |
| 7 | 19,72 μm | 441,1 | 44,8 |
| 8 | 20,8 μm | 441,3 | 44,8 |
| 9 | 20,8 μm | 444,5 | 44,8 |
| 10 | 22,12 μm | 444,7 | 44,8 |

É possível observarmos também os dados estatísticos referentes ao experimento acima na tabela a seguir:

Tabela 3 – Dados Estatísticos dos ensaios

| | HV | HRC |
|--------------------|-------|------|
| Valor Máximo | 476,9 | 47,9 |
| Valor Mínimo | 379,0 | 38,7 |
| Amplitude (range) | 97,9 | 8,7 |
| Média | 429,7 | 43,4 |
| Desvio (deviation) | 28,1 | 2,5 |

2.9. ENSAIO DE QUEDA LIVRE

A configuração do ensaio de queda livre tem como por objetivo verificar como se dá inicialmente o início da fratura dos vidros e avaliar a quantidade de energia envolvida nos mesmos. Esferas de aço cromo de aproximadamente 0,20 N foram soltas com intervalos de 0,1 m a partir de 0,90 m até 1,20 m de altura em amostras de vidro de 0,01 x 0,01 x 0,005 m.

O primeiro impacto foi realizado de uma altura de 0,9 m e a partir do ponto de contato do impacto dele foi possível verificar macroscopicamente que surgiram oito trincas radiais principais com determinada simetria como pode ser observado na figura abaixo.

Figura 12 – Amostra que sofreu impacto a 0,9m de altura



O segundo impacto foi realizado de uma altura de 1,0m e foi possível analisar, além das oito trincas principais, o aparecimento de trincas secundárias, porém com o comprimento ainda reduzido.

Figura 13 – Amostra que sofreu impacto a 1,0m de altura



O impacto seguinte, realizado a 1,10m de altura, apresentou um comportamento diferente em relação aos anteriores. As trincas principais se ramificaram dando origem a outras e o aspecto da fratura apresentou uma assimetria.

Figura 14 – Amostra que sofreu impacto a 1,10m de altura



Por fim, o último teste de impacto foi realizado a 1,20m de altura com comportamento completamente assimétrico com presença de trincas principais e suas ramificações, bem como também a fragmentação do material.

Figura 15 – Amostra que sofreu impacto a 1,10m de altura



Através deste experimento, também é possível identificar a quantidade de energia envolvida durante o impacto através da sua forma potencial. A equação que representa tal fenômeno é dada por:

$$E_{pot} = P \cdot h = m \cdot g \cdot h$$

Onde: P = peso da esfera [N]

h – altura do impacto [m]

g – gravidade [m/s^2]

m – massa da esfera [kg]

E_{pot} – Energia potencial [J]

Os resultados do experimento podem ser observados na Tabela 4 a seguir:

| Número da Amostra | Altura da queda | Energia Potencial |
|-------------------|-----------------|-------------------|
| 1 | 0,90 m | 0,18 J |
| 2 | 1,00 m | 0,20 J |
| 3 | 1,10 m | 0,22 J |
| 4 | 1,20 m | 0,24 J |

2.10. TÚNEL BALÍSTICO

A Norma ASTM E3062/E3062-16 – Standard Specification for Indoor Ballistic Test Ranges for Small Arms and Fragmentation Testing of Ballistic-resistant Items – regulamenta os ensaios em túneis balísticos.

A norma especifica que as dimensões da sala de ensaio devem ser suficientes para acomodar o equipamento necessário e o espaçamento entre esse equipamento e as paredes e teto da sala, para que o pessoal possa realizar testes com segurança sem obstrução. A umidade relativa deve ser de $50 \pm 20\%$, a temperatura ambiente controlada deve ser de $68 \pm 10^\circ\text{F}$ ($20 \pm 6,5^\circ\text{C}$) e a iluminação geral da sala deve proporcionar um ensaio ideal. A norma especifica também as distancias necessárias para os testes balísticos.

As dimensões preliminares foram definidas a partir da norma ASTM E3062/E3062-16, onde para projéteis com menos que 16 grains, temos que a distância entre o muzzle (bico da arma) até o corpo de prova é nominalmente de três metros.

A armadilha para projéteis (Bullet trap) é uma peça construída para lidar com as velocidades e energia de projéteis que perfurarem os corpos de prova, garantindo assim a segurança do usuário e de todos presentes no local do teste.

2.11. SEGURANÇA

As normas de blindagem, ao contrário do que muitos imaginam, foram criadas para testar e aprovar ou reprovar o projeto da blindagem. Isto acontece com a maioria dos sistemas controlados por normas, principalmente as normas que executam testes destrutivos, como é o caso da NBR 15000.

Os ensaios balísticos feitos segundo a NBR 15000 devem obedecer a um ângulo de impacto de 0° , que é a situação mais crítica possível. Os ensaios balísticos feitos segundo a NBR 15000 são simples e confiáveis, ou seja, independem da pessoa que executa e podem ser repetidos, caso obedeçam a todos os parâmetros estipulados na norma. Disparos em vidros sem forma definida (ex: janelas) possibilitam que os impactos ocorram mais ou menos próximo das bordas, dependendo do executante do ensaio, o que prejudica o desempenho da blindagem.

A NBR 15000, ao avaliar a conformidade de um projeto de blindagem, possibilita que este seja usado em algumas centenas de formas. Considerando que existem dezenas de modelos de veículos blindados e que cada veículo contém, em média, seis janelas blindadas, seriam necessárias algumas centenas de testes em blindagens, caso fossem feitos testes para cada uma das formas de janela de vidro fabricado.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

O material do alvo escolhido para ser utilizado foi o vidro (soda-cal) que é caracterizado por ser um material cerâmico muito comum nas aplicações do dia-a-dia. Os corpos de prova (CP) foram selecionados de acordo com as especificações do túnel balístico. Também, foi utilizado um laminado de PVC autoadesivo, como elemento adicional para realizar testes distintos.

3.2. MUNIÇÃO DO TESTE

As munições de teste são esferas de aço cromo 52100, cuja massa corresponde a 5g e que possuem o diâmetro de 9,5 mm.

3.3. ARMAMENTO

Foi utilizada uma pistola de pressão Urko Tiger 4,5 mm com um bico de adaptação para serem realizados os testes.

3.4. ÂNGULO DE INCIDÊNCIA

Durante o ensaio, o projétil pode atingir o alvo em um impacto normal à superfície ou em um impacto oblíquo à superfície. De acordo com a Norma NBR 15000, os procedimentos realizados obedecem a um ângulo de impacto de 0º, que é a situação mais crítica possível.

3.5. DISTÂNCIA DO ALVO

Segundo a norma ASTM E3062/E3062-16, para projéteis com menos que 16 grains temos que a distância entre o muzzle (bico da arma) até o corpo de prova é nominalmente de três metros, porém a distância selecionada foi de um metro e meio, sendo caracterizada como uma situação mais crítica que a norma.

3.6. VELOCIDADE DO PROJÉTEL

A utilização de baixas velocidades durante os impactos, dispensa a utilização de um cronógrafo para se medir a velocidade do projétil.

3.7. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

A caracterização do alvo foi realizada por meio de um ensaio de Dureza Vickers a temperatura ambiente, em um microdurômetro (Microhardness Tester FM 700 – Future Tech) utilizando uma carga de 100 gf (gramas-força) aplicada durante 15s (segundos).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

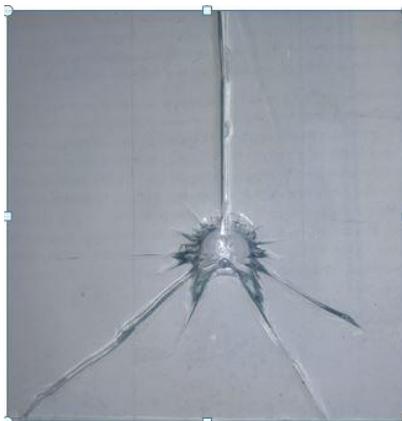
4.1. ENSAIO DE DUREZA

Os ensaios de impacto foram realizados no túnel balístico, de acordo com três configurações distintas de alvos:

- Vidro soda-cal;
- Vidro + laminado de PVC autoadesivo;
- Laminado de PVC autoadesivo + vidro.

O primeiro alvo, constituído apenas de vidro, apresentou 5 regiões distintas. De acordo com a figura 16, é possível identificarmos: a origem da fratura, como sendo a região que excede a tensão de ruptura do material; a região do espelho com um raio médio de 15mm com desprendimento de fragmentos; uma pequena região de névoa, que caracteriza uma mudança de direção de tensão; uma área de ramificações subdividida em: três trincas principais, duas secundárias e outras de tamanho mais reduzido; e por fim, linhas de “Wallner” são identificadas devido a propagação de ondas de som no interior do material.

Figura 16 – Impacto no alvo de vidro soda-cal



Na estrutura vidro + laminado de PVC autoadesivo quando impactada (figura 17), pode se identificar a origem, uma região de espelho de tamanho reduzido de cerca de 5mm, uma região de transição – a névoa, uma região de ramificações de tamanho bem uniforme, com destaque para três trincas principais e ocorre uma presença marcante de linhas de “Wallner”.

Figura 17 – Impacto no alvo de vidro + laminado de PVC autoadesivo



O último alvo (figura 18) é caracterizado por ser um corpo de prova constituído de laminado de PVC autoadesivo + vidro, nesta ordem. Identifica-se 5 regiões: a primeira delas é a origem, a segunda é uma região de espelho dispersa de maneira não homogênea com aproximadamente 11mm de diâmetro, a terceira uma região com ramificações (duas trincas principais, cinco secundárias e outras mais dispersas) e a última, linhas de “Wallner”. A fratura deste alvo caracterizou o corpo de prova como sendo uma estrutura bastante eficiente por não desprender grandes fragmentos após o impacto.

Figura 18 – Impacto no alvo de vidro + laminado de PVC autoadesivo



5. CONCLUSÃO

O experimento realizado foi capaz de determinar de maneira clara e objetiva o comportamento das estruturas compostas apenas de material frágil, no caso de vidro soda-cal, e de sua associação com laminado de PVC autoadesivo. As características das fraturas da estrutura que contém apenas vidro soda-cal correspondem aos comportamentos semelhantes encontrados em trabalhos acadêmicos. Considerando a utilização das estruturas compostas pela associação dos dois materiais descritos acima foi possível concluir que o comportamento da estrutura após o impacto revelou que esta composição de materiais absorveu mais energia por não apresentar o desprendimento de muitos fragmentos em comparação com a estrutura composta apenas pelo material frágil. Deste modo, abre-se uma ampla lacuna para estudos futuros que possam promover avanços na área de blindagem transparente a partir da análise da quantidade de energia que foi necessária para promover os comportamentos identificados neste estudo.

REFERÊNCIAS

- [1] Coelho, J. M. F.; Costa, C. A.; Ferreira, M. *Fratografia em vidros*. Rio de Janeiro: PEMM/COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2000.
- [2] Callister JR, W. D. *Ciência e Engenharia de Materiais: Uma introdução*. Rio de Janeiro: LTC. 2008.
- [3] Chiaverini, Vicente, *Tecnologia Mecânica, Estrutura e Propriedades das Ligas Metálicas*, vol 1, 2 edição, São Paulo, 1986. Editora McGraw-Hill, Ltda.
- [4] H. G. Allen, *Analysis and Design of Structural Sandwich Panels*, Pergamon Press, 1969.
- [5] J. M. Davies, *Lightweight Sandwich Construction*, Blackwell Science, 2001.
- [6] D. Zenkert, *The Handbook of Sandwich Construction*, Engineering Materials Advisory Services, 1997.
- [7] Morales, Agustín e González et al. *Fundamentos de balística*. Madrid: Ministério de Defesa, 2004
- [8] Davis, Thomas James. *Ballistic range development*. Monterey: California. Naval Postgraduate School, 1976.
- [9] Astm E3062-16e1, *Standard Specification for Indoor Ballistic Test Ranges for Small Arms and Fragmentation Testing of Ballistic-resistant Items*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016, www.astm.org.
- [10] NIJ 0108.01, *National Institute of Justice, Ballistic Resistant Protective Materials - U.S. Department of Justice*, Washington D.C., USA, 1981.
- [11] Kepler J. *Impact penetration of sandwich panels at different velocities- an experimental parameter study: Part II- interpretation of results and modeling*. J Sandwich Struct Mater 2004.
- [12] Rizov V., Mladensky A. *Mechanical behavior of composite sandwich structures subjected to low velocity impact- experimental testing and finite element modeling*. Polym Compos 2008.
- [13] N. Jover, et al *Ballistic impact analysis of balsa core sandwich composites*, Elsevier, 2014.
- [14] Júnior, J. E. L. S.; Almeida, J.R.M. *Avaliação da resistência residual ao impacto de compósito fibra de vidro-resina epoxi submetido previamente a impacto*. In: Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais, 1., 2002. Natal.

- [15] Aldelsztajn, L.; Bastian, F. L. Desenvolvimento de proteções balísticas compostas por resina epóxi reforçada por fibra de vidro e placas de alumina. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Mecânica, 15., 1999, Águas de Lindóia.
- [16] Wolsky, S. P., Czanderna, A. W., Ballistic materials and penetration mechanics, Elsevier Scientific Publishing Company, p.117-130, 1980.
- [17] Patel, P. J., Gilde, G.A., Dehmer, P.G., McCauley, J.W., Transparent armor, Advanced Materials and Processes Technology (Amptiac), v.4, p.1-13,2000.
- [18] Weber, R. P., Comportamento mecânico e balístico de um compósito laminado de policarbonato. 2004. 146 f. Dissertação (Mestrado em Ciência dos Materiais - Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro.
- [19] Backman, M.E., Goldsmith, W. The mechanics of penetration of projectiles into targets. International Journal Engineering Science, v.16, p.1-99, 1978.

Capítulo 3

Desenvolvimento e teste de conceito de protótipo de flutuador variável para ROV

Fernando Guimarães Vianna

Wanderley Ferreira de Amorim Junior

Antônio Roberto Lins de Macêdo

Resumo: Neste trabalho foi desenvolvido um conceito de protótipo de flutuador variável, para veículos operados remotamente (ROV), empregando canos de polivinil de cloreto, visando simular suas condições de flutuabilidade e estabilidade. Para o ensaio foram utilizados um compressor, necessário para expulsar a água dos compartimentos e promover uma flutuabilidade positiva, e garrafas PET para o armazenamento da água que irá causar uma flutuabilidade neutra ou negativa ao protótipo. No teste, realizado em um tanque, foram simulados diferentes casos de flutuabilidade e condições de equilíbrio de modo a validar sua eficácia. Os resultados mostraram que, conhecendo os princípios básicos de flutuabilidade e estabilidade de um corpo submerso, é possível prever o comportamento do sistema de flutuação em diversas situações.

Palavras-chave: Estabilidade, Flutuador, Protótipo, ROV.

1. INTRODUÇÃO

Os ROVs (*Remotely Operated Vehicles*) são equipamentos projetados para operar em ambientes subaquáticos realizando tarefas de inspeção ou reparos, sendo bastante utilizados na indústria de petróleo e gás. Em razão da alta profundidade que podem alcançar, eles estão cada vez mais substituindo as atividades que antes eram desempenhadas por seres humanos.

Esses veículos podem ser divididos em quatro categorias, sendo elas de tamanho pequeno (até 100 kg), tamanho médio (100-1000 kg), classe de trabalho e uso especial. Alguns critérios que condicionam o seu tamanho é o volume do equipamento a ser transportado, volume dos equipamentos e sensores e o volume dos flutuadores (CHRIST; WERNLI, 2014).

Como os ROVs estão constantemente transportando cargas, é necessário que o projetista crie uma plataforma segura para manobrar. Dessa forma, é fundamental o controle preciso da estabilidade e fluabilidade do veículo. Tais fatores podem ser ajustados conforme o peso do conjunto de flutuadores presente no equipamento.

Esses robôs comumente adotam dois tipos de controle da fluabilidade: 1) Sistema composto por válvulas, tanques de lastro e ar comprimido; 2) Sistema de emersão e submersão por acionamento de propulsores (MAGALHÃES, 2007).

A função desses flutuadores é balancear o efeito do peso da estrutura para que possa fornecer a ela um estado de flutuação neutro, positivo ou negativo, ou seja, garantem o equilíbrio hidrostático exercendo o procedimento de emersão e submersão do robô (NOGUEIRA NETO, 2011). Esse controle segue o princípio desenvolvido por Arquimedes, onde ele afirma que um corpo imerso em um fluido sofre a ação de uma força ascendente que é igual ao peso do fluido deslocado.

É importante ressaltar que a profundidade alcançada pelo submersível irá influenciar diretamente no material que constitui o sistema de flutuação. Esses flutuadores normalmente são formados por materiais de baixa densidade. Sendo assim, pode-se mencionar diferentes tipos de materiais utilizados, como espumas de polímero de poliuretano, poliestireno ou polivinil de cloreto (PVC), compostos de matriz de polímero reforçada com esferas vazias, espumas sintéticas e até esferas de cerâmica (BOUCHONNEAU et al., 2010).

Esse trabalho busca apresentar um modelo de flutuador variável para veículos operados remotamente, fabricado com tubos de polivinil de cloreto, capaz de fornecer um controle ideal para as condições de fluabilidade e estabilidade do equipamento. Diante do modelo proposto, o mesmo irá possibilitar a fabricação de ROVs compactos que suportem maiores cargas além de fornecer um baixo custo para a sua produção.

A eficácia do módulo de flutuação é essencial para garantir a recuperação do veículo em casos de falhas do sistema. Para validá-la serão realizados testes com diferentes cenários de utilização do flutuador.

O conceito de protótipo é dividido em vários compartimentos internos que funcionam como tanques de lastro. Estes serão preenchidos e esvaziados durante os testes de forma a influenciar as condições de equilíbrio e fluabilidade. O uso do sistema de lastro será fundamental para obter a estabilidade de rolamento do veículo não tripulado.

2. METODOLOGIA

O trabalho realizado possui característica exploratória, onde foi necessário o desenvolvimento de um conceito de protótipo de um flutuador variável para o estudo de caso.

A fabricação foi realizada na empresa ARMTEC Tecnologia em Robótica, no setor de pesquisa e desenvolvimento (P&D) localizado na Universidade de Fortaleza - Unifor.

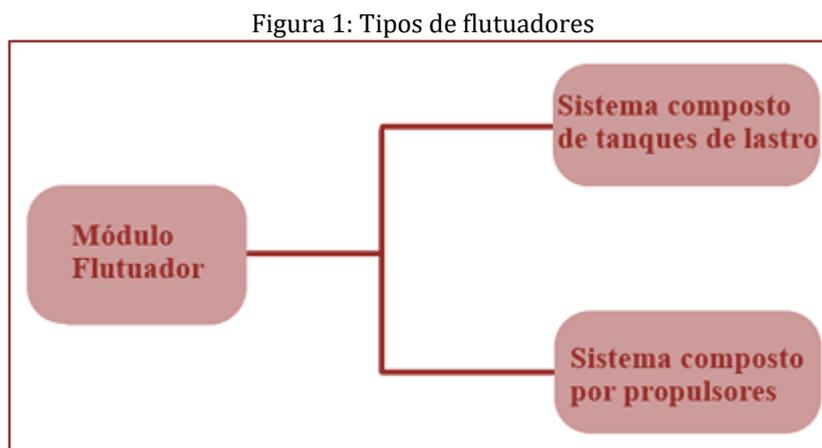
A metodologia para a realização do estudo se deu da seguinte maneira:

- 1) Projeto informacional: realização de um levantamento bibliográfico de modo a obter as informações necessárias para a realização do projeto;
- 2) Projeto conceitual: realização de croquis para melhor visualização das ideias;
- 3) Projeto preliminar: especificação das medidas das peças e do material que será utilizado no protótipo;

- 4) Projeto detalhado: com o uso do software CATIA V5 versão para estudante foram realizados os desenhos de todas as peças que irão compor a estrutura do protótipo;
- 5) Construção e teste: foi realizada a fabricação do protótipo, sendo utilizado para isso canos de PVC de diferentes diâmetros, CAPs de PVC de 150 mm de diâmetro e conexões rápidas QS de 6 mm. A união dos componentes foi possível com o uso de cola para PVC, durepoxi e fita silver tape. O teste do flutuador foi realizado em um tanque da Unifor com o objetivo de verificar se ele atende às especificações do projeto;
- 6) Análise e discussão dos resultados: os resultados foram analisados com o objetivo de validar a eficácia do protótipo do flutuador.

3.RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após a análise em diferentes trabalhos já realizados no meio acadêmico e profissional foi verificado que o módulo flutuador presente em veículos operados remotamente normalmente seguem dois tipos, como mostra a figura a seguir.



Fonte: O autor (2019).

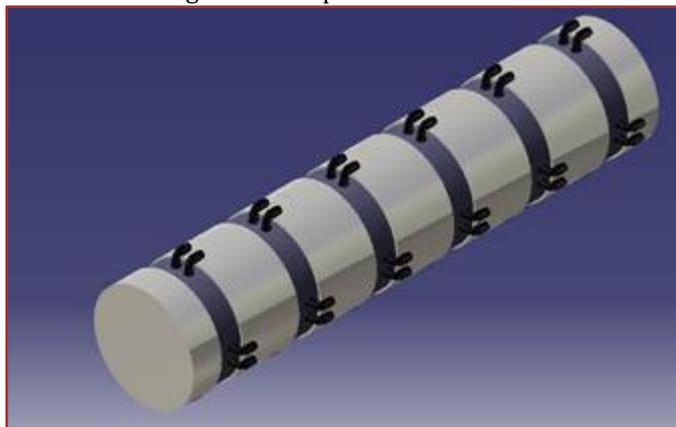
O sistema escolhido para a realização do estudo é o composto por tanques de lastro, que fazem o uso de válvulas e compressor.

Com isso, foi analisado a possibilidade de fabricação do protótipo com as ferramentas disponíveis e da realização do teste de flutuabilidade.

4.CONCEPÇÃO

Essa etapa do projeto levou em consideração os recursos disponíveis e o custo para fabricação. A concepção do protótipo pode ser vista na Figura 2.

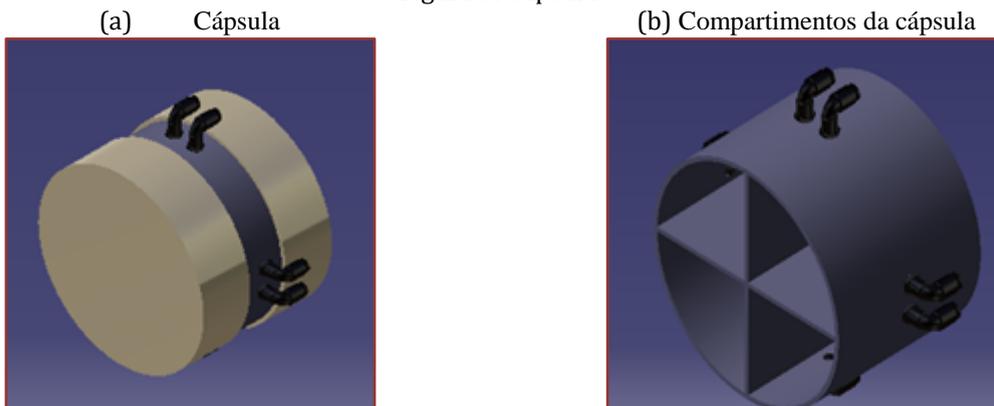
Figura 2: Perspectiva isométrica



Fonte: O autor (2018).

O protótipo é dividido em seis cápsulas isoladas de modo a facilitar a construção final da estrutura e a criação dos compartimentos. Cada uma possui quatro compartimentos em seu interior, como mostra a Figura 3. Os compartimentos irão armazenar a água responsável por proporcionar ao veículo uma flutuação negativa.

Figura 3: Cápsula

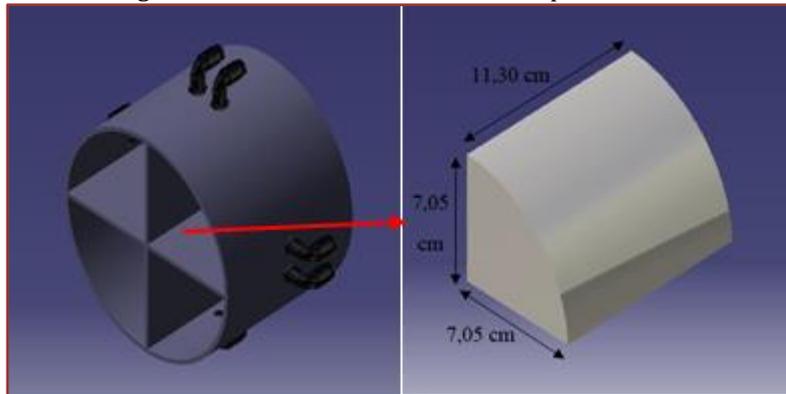


Fonte: O autor (2018).

4.1.CÁLCULOS

Para compreender a capacidade de variação do centro de gravidade bem como dos momentos que são gerados no flutuador, a capacidade de armazenamento da massa de água e o centro de gravidade de cada compartimento foram calculados com base em seu dimensionamento interno.

Figura 4: Dimensões internas dos compartimentos



Fonte: O autor (2018).

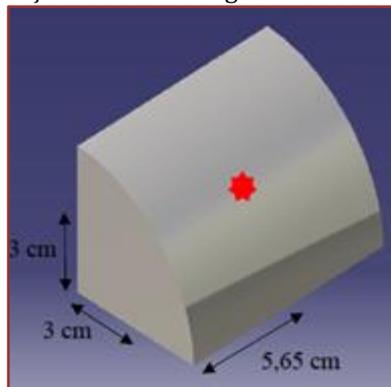
Com os dados do volume do compartimento e da densidade da água encontra-se sua massa. A seguir, são mostradas as equações para chegar aos resultados do estudo.

$$V = A_b \cdot L = \frac{\pi r^2}{4} L$$

$$m = d \cdot V$$

A massa de água dos compartimentos obtida foi de 0,437 kg. Em seguida, foi calculado o centro de gravidade dos compartimentos, considerando sua posição em relação aos eixos X, Y e Z, resultando na localização mostrada pela Figura 5.

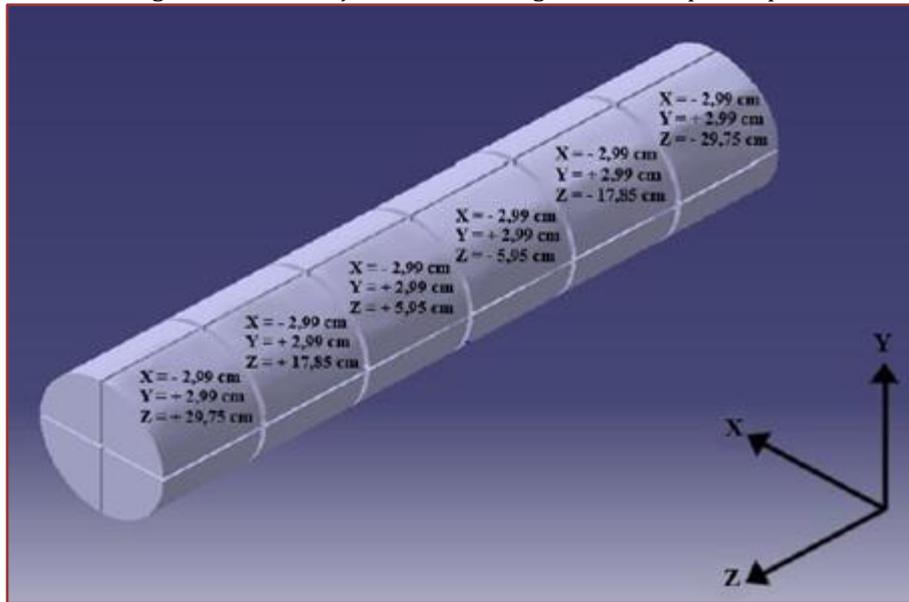
Figura 5: Localização do centro de gravidade dos compartimentos



Fonte: O autor (2018).

A etapa seguinte foi distribuir a localização do centro de gravidade de cada compartimento ao longo da estrutura do protótipo.

Figura 6: Distribuição do centro de gravidade no protótipo



Fonte: O autor (2018).

Como forma de facilitar os cálculos do estudo, o centro de gravidade do conceito de protótipo foi dimensionado levando em consideração a massa do fluido presente em cada compartimento da embarcação. Sendo assim, o resultados dos testes foram obtidos a partir da equação proposta por Navy (2017), onde D representa a distância em relação ao eixo X, Y ou Z.

$$\bar{D} = \frac{D_1\delta A_1 + D_2\delta A_2 + \dots + D_n\delta A_n}{\delta A_1 + \delta A_2 + \dots + \delta A_n} = \frac{D_1\delta m_1 + D_2\delta m_2 + \dots + D_n\delta m_n}{\delta m_1 + \delta m_2 + \dots + \delta m_n}$$

Os momentos gerados em cada teste são resultado do produto entre a magnitude da carga aplicada no centro de gravidade de cada compartimento e a distância de aplicação dessa carga em relação à origem de determinado eixo.

$$M = F \cdot D$$

4.2.FABRICAÇÃO

A construção do objeto de estudo foi baseado em métodos simples. O primeiro passo para a fabricação da estrutura foi o desenvolvimento isolado de seis cápsulas, criando dentro de cada uma compartimentos para o armazenamento individual da água (Figura 7(a)). Após o isolamento das cápsulas, foram realizados furos para as conexões rápidas QS (Figura 7(b)).

Figura 7: Fabricação das cápsulas

(a) Compartimentos internos



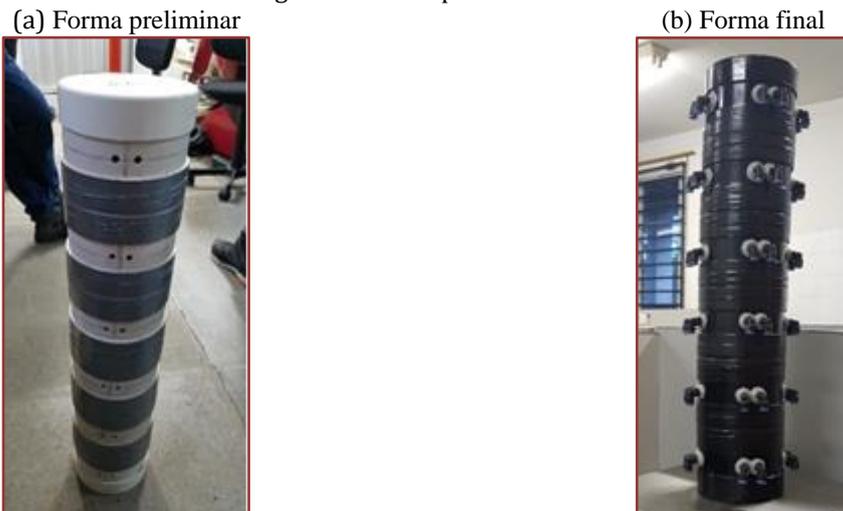
(b) Furos para conexões rápidas



Fonte: O autor (2018)

Em seguida, todas elas foram alinhadas e unidas formando a estrutura do flutuador, ilustrado na Figura 8(a) . A forma final do protótipo é mostrada na Figura 8(b).

Figura 8: Protótipo de flutuador



Fonte: O autor (2018).

4.3. TESTES

O sistema para a realização dos testes é apresentado na Figura 9. Foram utilizados garrafas PET (Figura 9(a)), para armazenar a água que será utilizada para preencher os compartimentos que causarão um estado de flutuabilidade negativa no protótipo (Figura 9(b)), e um compressor (Figura 9(c)), para injetar ar comprimido, por meio das mangueiras de poliuretano (Figura 9(d)), no momento em que for necessário expulsar a água dos compartimentos e, assim, gerar um estado de flutuabilidade neutro ou positivo e de estabilidade.

O compressor utilizado é da marca Twister, com uma potência de 1,12 kW e descolamento teórico de ar de 147 l/min.

Figura 9: Sistema utilizado para a realização dos testes



Fonte: O autor (2018).

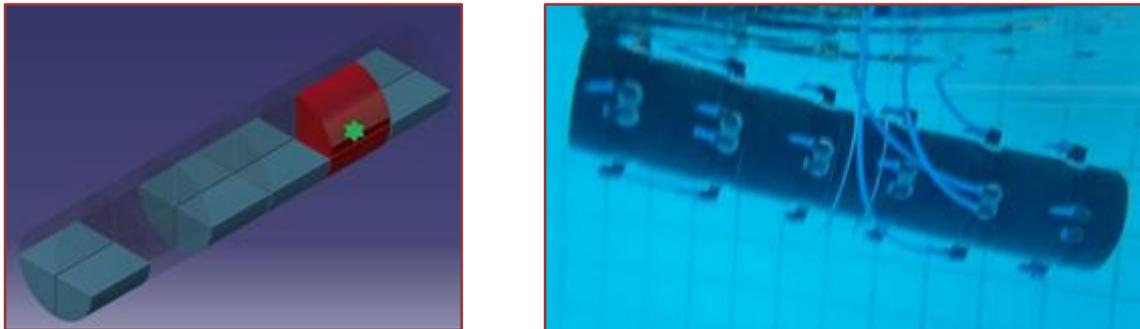
Nas ilustrações dos testes os compartimentos de cor azul representam tanques de compensação que irão manter o protótipo em condição inicial de flutuabilidade neutra. Os compartimentos de cor vermelho

serão os que irão causar uma condição de flutuabilidade negativa e de equilíbrio instável. Já os compartimentos de cor verde serão os que irão devolver a condição de equilíbrio estável. No último teste, foi simulada a expulsão da água nos tanques para proporcionar ao protótipo uma flutuabilidade positiva.

4.4. TESTE 1

Nessa primeira situação foi criada uma flutuabilidade negativa, onde o centro de massa tende a se deslocar para a direita $(-2,99; 0; -17,85)$ cm, criando um certo desnível do flutuador e um momento que o faz girar. Os momentos gerados nesse caso são devidos os movimentos de rotação tanto no eixo X como no eixo Y, produzindo o balanço, $M_x = -0,256 N/m$, e o cabeceio, $M_y = -1,530 N/m$.

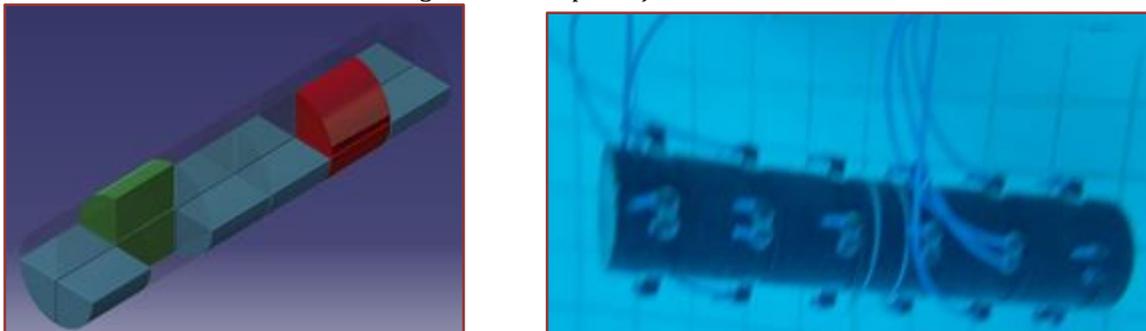
Figura 10: Avaria 1



Fonte: O autor (2018).

A Figura 11 mostra o resultado da compensação, criando um estado de flutuabilidade neutro e de equilíbrio estável. Para que isso ocorresse as saídas de ar das mangueiras foram liberadas para que a água pudesse sair das garrafas, ocupando os compartimentos que farão a compensação, anulando assim os momentos gerados anteriormente.

Figura 11: Compensação 1

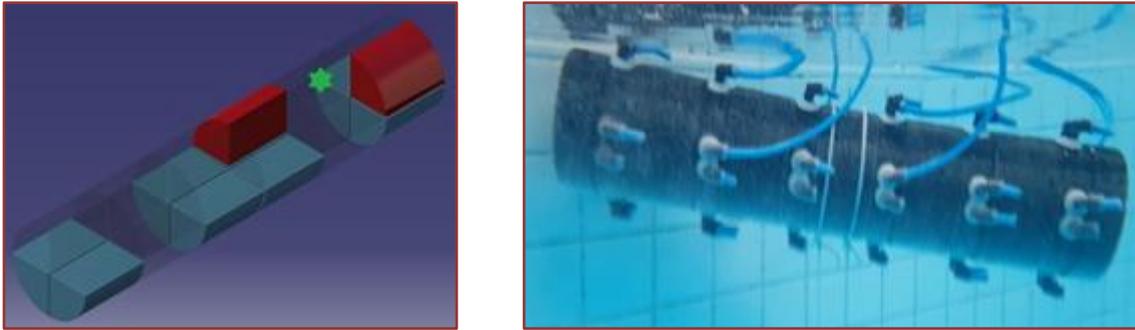


Fonte: O autor (2018).

4.5. TESTE 2

O teste 2 mostra uma variação na condição de flutuabilidade negativa, onde a água ocupa compartimentos que não estão interligados. O centro de massa se desloca para a posição $(0; 2,99; -17,85)$ cm. Nesse caso, há mais de uma forma de recuperar o estado de flutuabilidade neutro, sendo nesse trabalho apresentado somente um método. O momento gerado na embarcação para esse caso é devido somente ao movimento de rotação no eixo Y, produzindo o cabeceio, $M_y = -1,530 N/m$.

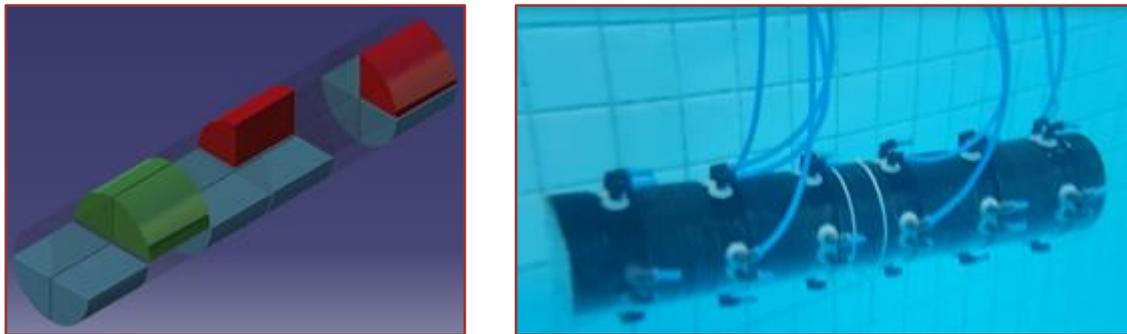
Figura 12: Avaria 2



Fonte: O autor (2018).

Após os cálculos do novo centro de massa foi possível observar que ele passa a se concentrar a uma distância de 17,85 cm da origem, em relação ao eixo horizontal. Nesse caso, foi proposto concentrar as cargas no lado oposto aos compartimentos que causaram uma condição de flutuabilidade negativa, a uma mesma distância da origem, proporcionando ao protótipo uma condição de flutuabilidade neutra e de equilíbrio estável.

Figura 13: Compensação 2



Fonte: O autor (2018).

4.6. TESTE 3

Nesse teste será proposto uma outra forma de modificar o estado de flutuação, fazendo o uso, agora, dos compartimentos que funcionam como tanques de compensação. Tais tanques serão úteis tanto para devolver a estabilidade da embarcação como para fazê-lo adquirir uma flutuabilidade positiva. Nesse caso foi proposta uma situação de aplicação de cargas centrais fazendo com que o protótipo tenha a tendência de imergir, não gerando momentos de cabeceio e balanço. O centro de gravidade passou a ocupar a posição (0; 2,99; 0) cm.

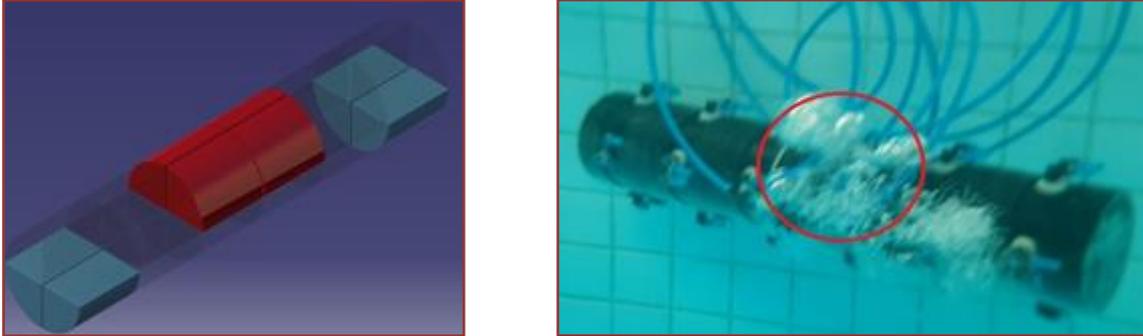
Figura 14: Avaria 3



Fonte: O autor (2018).

Nessa situação, apesar de ser mantida a condição de equilíbrio estável do flutuador é possível constatar que ele se encontra com uma flutuabilidade negativa constante. Para contornar a situação, os tanques de compensação foram esvaziados com o auxílio do compressor, fazendo com que a água escapasse pelas válvulas de respiração (Figura 15).

Figura 15: Compensação 3.1



Fonte: O autor (2018).

Com a medida adotada o submersível adquire uma flutuabilidade positiva, mantendo a condição de equilíbrio estável, fazendo com que o mesmo retorne a superfície.

Figura 16: Compensação 3.2



Fonte: O autor (2018).

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho permitiu que fosse realizada uma análise de como os veículos operados remotamente alteram seu estado de flutuabilidade bem como alcançam a estabilidade durante a navegação com o uso dos sistemas de flutuadores. Diante disso, foi possível o desenvolvimento de conceito de protótipo de flutuador para simular suas condições de flutuabilidade e estabilidade para, por conseguinte, analisar se seu funcionamento atendia as expectativas do projeto.

Os resultados obtidos com os testes se mostraram bastante satisfatórios. O protótipo proposto demonstrou sua eficácia fazendo uso dos tanques de compensação, das válvulas e do sistema de ar comprimido para o controle do seu centro de gravidade.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a empresa ARMTEC Tecnologia em Robótica e a coordenação do curso de Engenharia Mecânica da Universidade de Fortaleza por auxiliarem no desenvolvimento do conceito de protótipo de flutuador.

REFERÊNCIAS

- [1] Bouchonneau, Nadège et al. Análise da Absorção de Água em Dois Polímeros Expandidos: Desenvolvimento do Módulo de Flutuabilidade de Um Mini-Robô Submarino. **Polímeros**, Fortaleza, v. , n. , p.1-7, 22 fev. 2010.
- [2] Christ, Robert D; Wernli, Robert L. The ROV Manual: A User Guide for Remotely Operated Vehicles. 2. ed. Waltham: Elsevier Ltd., 2014. 679 p.
- [3] Magalhães, Paulo Henrique Vieira. Desenvolvimento de um submersível remotamente operado de baixo custo e caracterização dos sistemas de propulsão e vetorização de empuxo por hélice. 2007. 178 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Mecânica, Calor e Fluidos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- [4] Navy. Principles of Ship Performance: Course Notes. Anápolis: U.s. Naval Academy, 2017. 477 p. (EN400).
- [5] Nogueira Neto, et al. Veículo Remotamente Operado IN-Shore para Detecção dos Assoreamento dos Açudes. In: XL Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola - Conbea, 15., 2011, Cuiabá. **Artigo**. Cuiabá: [s.i], 2011. p. 1 - 8.

Capítulo 4

Desenvolvimento de um sistema de baixo custo para controle térmico em micro-ondas comercial para a aplicação na síntese de materiais porosos

Guilherme Piovezan Otto

Raphael Leonardo Bulla

Julio César Daineze de Oliveira

Jean Rodrigo Bocca

Murilo Pereira Moisés

Silvia Luciana Fávaro

Resumo: Novas classes de materiais porosos como zeólitas e metal-organic framework (MOF) são promissoras e possuem uma alta gama de aplicações. A rota de obtenção mais utilizada destes materiais é lenta e, portanto, custosa. Entretanto, a produção destes materiais via aquecimento por micro-ondas se mostra muito mais eficiente, uma vez que o tempo de produção pode ser reduzido em até 200 vezes. Ainda assim, fornos micro-ondas laboratoriais profissionais possuem um alto custo, o que inviabiliza o seu uso. Este trabalho apresenta uma alternativa economicamente viável para a produção destes materiais via micro-ondas. Foi desenvolvido um sistema que possibilita o controle da temperatura de reações no interior do forno micro-ondas. O sistema proposto tem um custo total 12 vezes inferior do que fornos micro-ondas laboratoriais comercializados, o que atesta sua viabilidade econômica.

Palavras-chave: Automação, PID, Zeolita, MOF.

1 INTRODUÇÃO

As zeólitas, um material microporoso, foram descobertas em 1756 por um mineralogista sueco, Freiherr Axel Frederick Cronstedt, que denominou o grupo de minerais a partir das palavras gregas “zeo” (fervor) e “líthos” (pedra), ou seja, “pedras que fervem”, devido a sua característica peculiar de liberar bolhas ao serem imersas em água (ABADZIC; RYAN, 2001). Somente em 1926 a propriedade de adsorção e o termo “peneira molecular” – referente à inserção de pequenas moléculas e exclusão das maiores – foram atribuídos a um tipo de zeólita.(BARRER; DAVIES; REES, 1969)

Zeólitas são constituídas por tetraedros de sílica e alumina, ligados tridimensionalmente através de átomos de oxigênio. A carga negativa na estrutura é balanceada por cargas positivas de cátions, que dá a variedade de zeólitas existentes é a maneira como os tetraedros se unem associado à possível substituição de silício por vários outros elementos, e ao tipo de íon presente nos poros.(FERREIRA, 1998). Os Metal-organic framework (MOF) são compostos microporoso que consistem em íons coordenados a moléculas orgânicas de um metal, e, podem formar estruturas porosas mono, bi ou tridimensionais.

Devido à capacidade de troca iônica das zeólitas, esses minerais têm sido amplamente utilizados no tratamento de efluentes industriais(DĄBROWSKI et al., 2004), domésticos, água de abastecimento(DOULA, 2006), água subterrânea, drenagem ácida de minerações(COLELLA; DE'GENNARO; AIELLO, 2001) e solos contaminados. Além disso, MOFs e zeólitas apresentam promissoras aplicações em processos de catálise heterogênea, armazenamento e captura de gases, separação de gases, catálise, sensores químicos, dentre várias outras aplicações vinculadas a vários setores industriais, como lavanderias industriais, curtumes, indústrias químicas e petroquímicas, dentre outros.

A radiação de micro-ondas já é utilizada há mais de 40 anos como fonte de aquecimento em reações químicas, devido sua em aquecer rapidamente meios reacionais. Estes têm sido muito utilizados em diversas transformações químicas reduzindo seus tempos de realizações, muitas vezes de dias e horas para minutos ou segundos.

Evidentemente, já existem no mercado internacional diferentes fornos de micro-ondas que se adaptam a diversas finalidades, porém ainda com preços elevados que impossibilitam seu uso como equipamento de rotina em laboratório. Assim, muitos pesquisadores têm optado por desenvolver projetos próprios de fabricação de fornos ou utilizar fornos domésticos para fins laboratoriais, com ou sem adaptações. Jansen et. Al (JANSEN, 2001) mostra que um reator micro-ondas laboratorial custa em média de US\$30.000 e que, entretanto, um micro-ondas comercial modificado custa em média US\$ 1.500. Além disso, observa-se que o tempo de reação de uma Zeólita em fornos micro-ondas é de até 200 vezes menor quando comparado aos métodos tradicionais em bandejas térmicas. Dessa forma, o objetivo desse trabalho foi desenvolver um sistema de baixo custo para controle térmico em micro-ondas comercial para a aplicação na síntese de materiais porosos

2 MATERIAIS E MÉTODOS

- Forno Micro-ondas Comercial (2450MHz)
- Termopar com Isolamento mineral
- ArduinoTM
- Elementos eletrônicos (Capacitores, resistores e tiristores)
- Teflon®

A metodologia empregada para a modificação do micro-ondas foi dividida nas seguintes etapas: mapeamento térmico, captação da temperatura, controle do magnetron, programação do microcontrolador e as modificações físicas feitas no forno.

O controle do magnetron, e por consequência o controle do aquecimento, foi feito através de TRIACs ligados no circuito primário do magnetron. Estes tiristores serão controlados diretamente pelo ArduinoTM através de um circuito opto-isolado. Esta modificação foi feita neste ponto porque qualquer outra modificação dentro do forno significaria uma interferência nos circuitos de controle de outras funções do micro-ondas, como dos relés de segurança da porta, ventilação e controle de potência, e tal interferência não é desejável.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

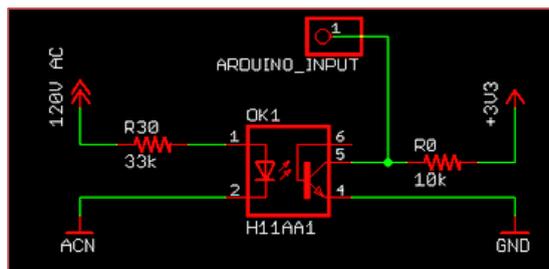
3.1 DESIGN DO CIRCUITO DE CONTROLE

Para projetar um sistema de feedback, de controle de temperatura, para reações laboratoriais a fonte de alimentação do forno micro-ondas comercial foi redesenhada de modo que a energia fornecida ao magnetron pode ser ajustada de acordo com a diferença entre a temperatura real medida a partir de um objeto e uma temperatura de programada pelo usuário. As temperaturas reais foram medidas pelo termopar acoplado na fuselagem da câmara de aquecimento do micro-ondas. A diferença de temperatura foi calculada por um microcontrolador e foi usado como um sinal de realimentação. Quanto menor for a diferença, menor a energia enviada para o magnetron. Caso a temperatura real atinja ou exceda a temperatura predefinida pelo usuário, a potência fornecida para o magnetron será completamente sessada.

3.2 CIRCUITOS DE DETECÇÃO DE PASSAGEM POR ZERO

Um circuito de detecção de cruzamento zero foi desenvolvido para fornecer sinais de disparo a serem interpretados pelo microcontrolador. Este sinal serve como um marco inicial ao ponto que o TRIAC deve ser ligado. O circuito de detecção de cruzamento zero consiste em um opto-acoplador (H11AA1). O opto-acoplador transmite o sinal por luz, isso isola os seguintes componentes do microcontrolador da alta tensão, e assim os protege, como mostra a Figura 1. A velocidade de transmissão é suficientemente elevada para seguir o 60 Hz onda da corrente alternada.

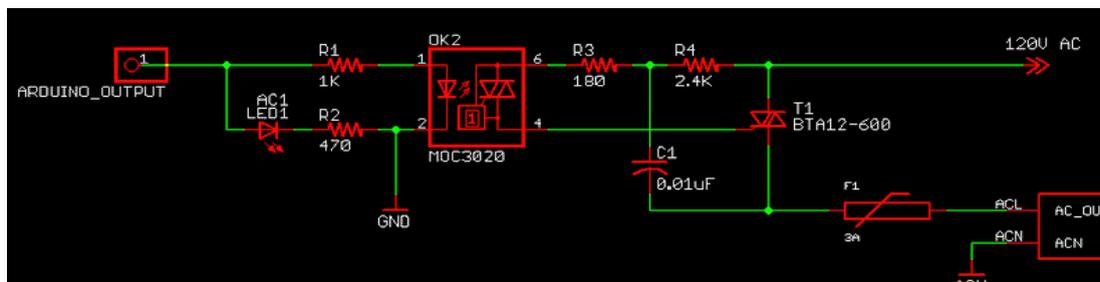
Figura 1: Esquema do circuito de detecção de passagem por zero



3.3 CIRCUITO DE CONTROLE DO TRIAC

Baseado no princípio de controle de fase foi utilizado um TRIAC (BTA41600B ST Microelectronics, EUA) para controlar a fonte de corrente alternada (120V, 60Hz) fornecida ao transformador de alta tensão do forno de micro-ondas, que alimenta o Magnetron. O TRIAC foi ligado ao lado de baixa tensão (a bobina primária) do transformador de alta tensão. Um opto-acoplador MOC3020 (Figura 2) foi usado como um isolador de alta tensão para proteger o microcontrolador e como fonte de comunicação entre o gatilho do TRIAC e o microcontrolador. A combinação do H11AA1 e MOC3020 protegem completamente o microcontrolador, através de isolamento, potenciais sobretensões no circuito do TRIAC.

Figura 2: Circuito de controle do TRIAC



4 LEITURA DO TERMOPAR

Devido a necessidade da utilização de um reator para conter os vapores da reação foram descartados o método por infravermelho, visto que os materiais dos reatores não são invisíveis a esta radiação. Deste

modo, foi escolhido o termopar isolado como melhor método para a mensura da temperatura, visto que, isolado eletricamente o termopar não sofre interferências com micro-ondas (FIGLIOLA; BEASLEY, 2007).

5 SOFTWARE

O software desenvolvido para o sistema incluiu um subprograma de interface de usuário, um subprograma para dados aquisição e pré-processamento, um subprograma para a comunicação com a tela LCD, um subprograma para realizar o cálculo do ângulo de disparo do TRIAC com base em um controle PID, e um subprograma para controlar o disparo do TRIAC. O programa foi escrito em C++, compilado e depurado pelo open-source Arduino Software (IDE), e executado no microcontrolador Arduino Uno.

5.1 CONTROLE POR FEEDBACK

Para efetuar processamento dos dados adquiridos do sistema de forma controlada e inteligente foi utilizado um algoritmo de controle proporcional integral derivativo (PID). Esta técnica de controle de processos é um mecanismo de loop com feedback amplamente utilizado em sistemas de controle industrial. Um controlador PID calcula um valor de erro como a diferença entre uma variável de processo de medição e um ponto de ajuste desejado. O controlador tenta minimizar o erro através do ajuste do processo através do uso de uma variável manipulada.

Com isso, neste caso, o controle é feito de forma que quanto maior a diferença entre a temperatura real e a temperatura desejada maior será a potência fornecida ao magnetron, enquanto que essa diferença diminui gradativamente a potência fornecida diminui também.

6 CONCLUSÃO

Este trabalho mostra-se, acima de tudo, como uma adaptação de baixo custo, visto que, comercialmente seria necessário um investimento muito maior para obter um instrumento para a redução significativa de tempo para as reações de produção de zeólitas, MOFs e até mesmo outras reações de síntese de materiais. A partir deste trabalho abre-se espaço para muitas possibilidades de outros trabalhos sobre obtenção de materiais pela rota de reação via aquecimento por micro-ondas ou outras fontes de aquecimento que utilizam eletricidade. Foi possível adaptar o forno de forma simples, eficiente, compacta e barata.

REFERÊNCIAS

- [1] ABADZIC, S. Dean; RYAN, Joseph N. Particle release and permeability reduction in a natural zeolite (clinoptilolite) and sand porous medium. *Environmental Science and Technology* v. 35, n. 22, p. 4502–4508, 2001.0013936X (ISSN).
- [2] BARRER, R M; DAVIES, J A; REES, L V C. Thermodynamics and thermochemistry of cation exchange in chabazite. *Journal of Inorganic and Nuclear Chemistry* v. 31, n. 1, p. 219–232, 1969.00221902.
- [3] COLELLA, Carmine; DE'GENNARO, Maurizio; AIELLO, Rosario. Use of zeolitic tuff in the building industry. *Reviews in mineralogy and geochemistry* v. 45, n. 1, p. 551–587, 2001.
- [4] DĄBROWSKI, A. et al. Selective removal of the heavy metal ions from waters and industrial wastewaters by ion-exchange method. *Chemosphere*. [S.l.: s.n.], 2004
- [5] DECAREAU, R V. *Microwave Cooking and Processing: Engineering Fundamentals for the Food Scientist*. [S.l.]: New York: AVI Books., 1985
- [6] DOULA, Maria K. Removal of Mn²⁺ ions from drinking water by using Clinoptilolite and a Clinoptilolite-Fe oxide system. *Water Research* v. 40, n. 17, p. 3167–3176, 2006.0043-1354 (Print).
- [7] FERREIRA, Katia Dias. *Uso de zeólitas na redução do teor do cation níquel de efluentes galvanicos*. [S.l.]: Escola Politecnica-USP., 1998
- [8] FIGLIOLA, Richard S; BEASLEY, Donald E. *Teoria e projeto para medições mecânicas*. LTC–Livros Técnicos Científicos Editora SA, 4a ed., Rio de Janeiro, 2007.
- [9] JANSEN, Koos. Chapter 6 - Microwave technology in zeolite synthesis. *Verified Syntheses of Zeolitic Materials* p. 39–42, 2001. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/B9780444507037501046>>.978-0-444-50703-7.

Capítulo 5

Avaliação das propriedades de fluxo de pré-misturas de particulados usados em composições poliméricas antichamas

Elizabeth Bittencourt da Costa

Ricardo Aurélio da Costa

Rodrigo Condotta

Resumo: Cinco materiais particulados comerciais, Irganox™ 1010 [antioxidante], Cloisite™ 20A [argila organofílica], Surlyn™ 9420 [EMMA-Zn²⁺], Elvax™ 265 [EVA] e Martinal™ OL104 [Al(OH)₃], componentes de pré-misturas antichamass não halogenadas, foram inicialmente caracterizados através de testes de cisalhamento no reômetro FT-4 (Freeman Techenology). Posteriormente, um planejamento fatorial 2² + 1 ponto central com quatro pontos axiais requereu a preparação de nove pré-misturas poliméricas, resultantes da combinação dos níveis R1 (razão mássica entre SURLYN™ 9320 e ELVAX™ 265) e R2 (razão mássica de Al(OH)₃ e a fração polimérica total), sendo que a relação entre os demais constituintes (Cloisite 20A e Irganox 1010) foi mantida constante e igual a 2. As propriedades de fluxo das pré-misturas também foram avaliadas através de ensaios de cisalhamento para obtenção da linha de ruptura (“yield locus”) em 4 níveis de consolidação distintos (3, 6, 9 e 15 kPa). O nível de significância (p) adotado foi igual a 0,05 para aplicação do teste de hipótese t-student. Todas as 9 pré-misturas foram classificadas como coesivas segundo a sua função de fluxo e uma expressão analítica para esta coesão foi obtida em função do ângulo de atrito interno. Tanto o ângulo de atrito interno como a compressibilidade das pré-misturas mostraram-se ser independente da razão composicional estabelecida pelo nível R1, mas dependente do nível R2, quando estes foram alterados.

O trabalho foi apresentado no XXXVII – Congresso Brasileiro de Sistemas Particulados – ENEMP 2015.

1 INTRODUÇÃO

A facilidade de processamento dos particulados sólidos em plantas industriais é fortemente dependente de suas propriedades de fluxo e, quando há dificuldades de escoamento, os processos se tornam ineficientes e de baixa produtividade. Além disso, os particulados sólidos tendem a se compactar em certas condições, durante a armazenagem e transporte, comprometendo seriamente as operações de transferência, alimentação de equipamentos e pode influenciar negativamente na qualidade do produto final (CARSON, TROXEL, BENGTON, 2008).

Esses tipos de problemas são comuns para os particulados coesivos, exigindo projetos de equipamentos, apoiados nas suas características de fluxo, visando encontrar geometrias (ângulos e aberturas) que facilitem o escoamento de materiais particulados. Por essa razão, a caracterização das propriedades de fluxo de particulados sólidos é de suma importância para estudar condições que favoreçam o escoamento de particulados coesivos de forma uniforme, sem sofrer interferências significativas quando há paradas e retomadas do fluxo, durante o processamento.

A adição de baixas concentrações de nanopartículas e a modificação da coesão dos particulados através da alteração intencional de suas propriedades superficiais são possibilidades plausíveis para resolver alguns problemas de fluxo de particulados coesivos (KLAUSNER, CHEN, MEY, 2000).

Deste modo, o estudo e modelagem das propriedades de fluxo de particulados sólidos para projetos de equipamentos adequados, bem como a modificação das propriedades de superfície, são necessários para produzir fluxos altamente estáveis durante o processamento e operações de transferência que empregam este tipo de material (LUMAY et al., 2012; FREEMAN, 2007).

Em função disto, decidiu-se investigar as propriedades de fluxo de pré-misturas precursoras de compósitos antichamas que apresentam problemas de fluxo no funil de alimentação de extrusoras de dupla de rosca, usadas para compostagem e granulação industrial de compósitos poliméricos antichamas (RIBEIRO, FILHO, COSTA, 2011).

2 METODOLOGIA

Os materiais comerciais empregados na preparação das misturas são apresentados na Tabela 1.

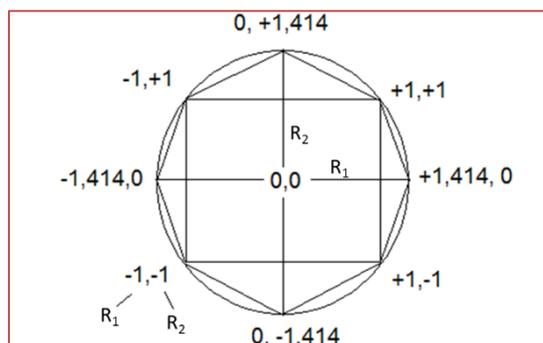
Os dois copolímeros, Surlyn™ 9420 e Elvax™ 265, foram submetidos à moagem criogênica com gelo seco, num moinho de facas (Marconi) dotado de uma tela de saída de 1,0mm. Todos os materiais particulados foram previamente secos em estufa a 40°C por 24 horas.

A composição das pré-misturas foi definida a partir do planejamento estatístico proposto - planejamento fatorial 22 com 1 ponto central com quatro pontos axiais - para estudar a influência das variações composicionais dos particulados puros nas propriedades de fluxo destas pré-misturas. O planejamento utilizado apresenta dois recursos matemáticos importantes necessários para análise das propriedades de fluxos em relação às variações composicionais: 1º) permite avaliar se há ou não efeito não linear desta propriedade estudada quando os níveis das variáveis composicionais são mudados; e 2º) produz graus de liberdade para estimativa do erro padrão ($\pm EP$) dos coeficientes dos polinômios com maior precisão que é importante quando se faz experimentos sem replicatas.

Tabela 1 – Materiais e suas funções e fabricantes.

| Nome Comercial | Descrição química usual | Especificação (função) | Fabricante |
|-----------------|--|---|--------------------------------|
| ELVAX™ 265 | Copolímero de acetato de vinila e etileno (EVA) | 28% de acetato de vinila, MFI=2-3 g/10min. (Matriz polimérica) | Du Pont |
| SURLYN™ 9320 | Copolímero do ácido meta acrílico e etileno parcialmente neutralizado. | Grupos carboxilas parcialmente neutralizado com íons Zn. (Matriz polimérica, compatibilizante) | Du Pont |
| MARTINAL™ OL104 | Hidróxido de Alumínio, Al(OH) ₃ ou Alumina trihidratada (Al ₂ O ₃).3H ₂ O | D50% = 1,3-2,3µm (Retardante de chama ou antichama não halogenado) | Martins-weker (Abermale Corp.) |
| CLOISITE™ 20A | Montmorilonita intercalada com cloreto de dimetil dialquil de amônio. | Forma física: organoargila em pó Auxiliar de chama (anti-escorrimento, promotor de resíduo carbonizado) | Southern Clay |
| IRGANOX™ 1010 | Antioxidante fenólico estereo-impedido. | Forma física= pó (antioxidante para minimizar a degradação térmica da matriz polimérica) | BASF |

Figura 1 – Representação geométrica do arranjo ortogonal contendo um ponto central e quatro pontos axiais.



Fonte: BOX, HUNTER, HUNTER (1978)

As duas variáveis independentes propostas neste estudo, correspondentes as duas proporções mássicas, foram: R1 = razão entre as frações mássicas de Elvax e Surlyn; e R2 = razão entre a fração de hidróxido de alumínio (Martinal) e a soma das frações poliméricas (Elvax e Surlyn). Uma terceira relação mássica entre Cloisite e Irganox foi mantida constante e igual a 2, de modo a satisfazer o balanço mássico das composições.

Tabela 2 – Planejamento experimental.

| Formulação | | | |
|--|-----------------------------|---|---------------------------------|
| [SURLYN] + [ELVAX™] + [MARTINAL] = 98,5% | | | |
| [CLOISITE] + [IRGANOX] = 1,5% | | | |
| Experimento | Variáveis composicionais | | |
| | $R1 = \frac{SURLYN}{ELVAX}$ | $R2 = \left(\frac{MARTINAL}{ELVAX+SURLYN} \right)$ | $R3 = \frac{CLOISITE}{IRGANOX}$ |
| 1 | -1 (0,125) | -1 (1,33) | 2 |
| 2 | +1 (0,250) | -1 (1,33) | 2 |
| 3 | -1 (0,125) | +1 (1,59) | 2 |
| 4 | +1 (0,250) | +1 (1,59) | 2 |
| 5 | 0 (0,1875) | 0 (1,46) | 2 |
| 6 | $-\sqrt{2}$ (0,0991) | 0 (1,46) | 2 |
| 7 | $+\sqrt{2}$ (0,2759) | 0 (1,46) | 2 |
| 8 | 0 (0,1875) | $-\sqrt{2}$ (1,2762) | 2 |
| 9 | 0 (0,1875) | $+\sqrt{2}$ (1,64) | 2 |

Tabela 3 – Fração mássica das pré-misturas.

| Pré-mistura | Fração mássica dos componentes em cada pré-mistura | | | | |
|-------------|--|-----------|---------------|--------------|--------------|
| | SURLYN 9320 | ELVAX 265 | MARINAL OL104 | CLOISITE 20A | IRGANOX 1010 |
| 1 | 4,697 | 37,578 | 56,225 | 1,00 | 0,50 |
| 2 | 8,455 | 33,820 | 56,225 | 1,00 | 0,50 |
| 3 | 4,226 | 33,805 | 60,469 | 1,00 | 0,50 |
| 4 | 7,606 | 30,425 | 60,469 | 1,00 | 0,50 |
| 5 | 6,322 | 33,718 | 58,459 | 1,00 | 0,50 |
| 6 | 3,610 | 36,430 | 58,459 | 1,00 | 0,50 |
| 7 | 8,658 | 31,382 | 58,459 | 1,00 | 0,50 |
| 8 | 6,833 | 36,441 | 52,226 | 1,00 | 0,50 |
| 9 | 5,891 | 31,419 | 61,184 | 1,00 | 0,50 |

Para a determinação das propriedades reológicas dos cinco particulados puros e das pré-misturas preparadas foi utilizado a célula de cisalhamento de um reômetro de pó FT4 (Freeman Technology Inc.) sob tensões de consolidação das amostras em tensões de 3, 6, 9 e 15 kPa.

As propriedades reológicas avaliadas a partir das envoltórias do círculo de Mohr, foram: coesão (C), tensão de escoamento não confinado (UYS), tensão principal máxima (MPS), tensão de consolidação máxima (MCS), ângulo de atrito interno (AIF), ângulo efetivo de atrito interno, EAIF), e densidade compactação (CBD), sendo a função de fluxo (FF) determinada pela razão entre UYS e o MPS. A compressibilidade do material em termos da porcentagem de volume reduzido (% CPS) também foi avaliada.

No tratamento estatístico dos dados experimentais, as propriedades de fluxo foram definidas como variáveis dependentes e os efeitos de cada variável independente e de suas possíveis interações foram avaliados a partir da análise dos coeficientes dos polinômios ortogonais ajustados. O nível de significância de cada coeficiente polinomial foi calculado e comparado ao valor prefixado para p igual a 0,05, usando o teste de hipótese t-student (BOX, HUNTER, HUNTER, 1978).

O polinômio ajustado para uma dada propriedade da pré-mistura (y) resultantes da combinação dos níveis posicionais de R1 e R2 foi representado pela seguinte equação genérica:

$$y = B_0 + B_1R_1 + B_2R_2 + B_{12}R_1R_2 + B_{11}R_1^2 + B_{22}R_2^2$$

Os coeficientes da expressão genérica da cada propriedade de fluxo, e seus respectivos erros padrão (\pm EP) foram determinados, através do processamento dos dados experimentais, no módulo de regressão múltipla, usando o programa Statistica®. O grau de ajuste de cada polinômio foi verificado através do coeficiente de correlação múltiplo (análise de variância multivariada).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A coesão de cada material particulado usado na composição antichamas proposta foi determinada individualmente, e os resultados dos testes de cisalhamento representados através de círculos de Mohr.

A Figura 2 mostra os dois círculos de Mohr: o maior, referente a tensão principal de consolidação (MPS), e menor, referente a tensão de ruptura no estado não confinado (UYS), para o Martinal OL104 (Al(OH)3), numa tensão de consolidação de 9kPa. A coesão foi determinada pela extrapolação do “yield locus” (reta que tangencia os dois círculos de Mohr) na tensão normal igual a zero.

A função de fluxo obtida para os cinco materiais comerciais puros é ilustrada pela Figura 3, e pela Figura 4 para as distintas composições das prémisturas.

Analisando a função de fluxo dos componentes puros, observa-se que o Irganox é o componente de melhor fluidez, classificado como de fluxo livre, mas por se tratar do componente minoritário das pré-misturas (0,5%), sua contribuição deve ser ínfima.

Por outro lado, a concentração de hidróxido de alumínio (Martinal OL104) nas pré-misturas é superior a 55% e por ser o componente majoritário, espera-se que sua influência nas propriedades de fluxo seja mais expressiva, se comparadas as dos demais componentes.

Figura 2 – Resultado do teste de cisalhamento do hidróxido de alumínio sob tensão de consolidação de 9kPa.

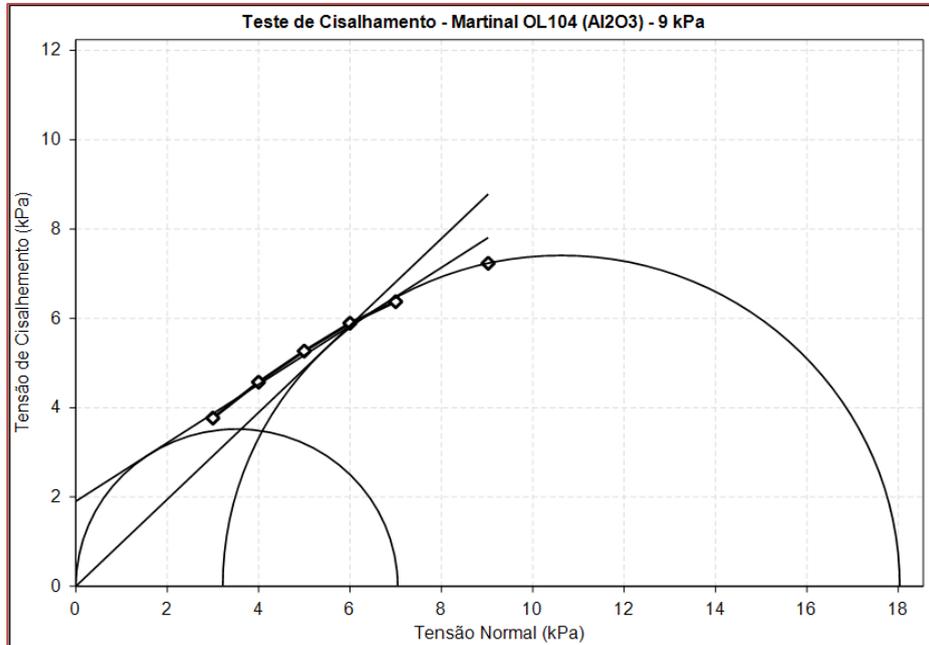


Figura 3 – Função de fluxo dos materiais comerciais puros.

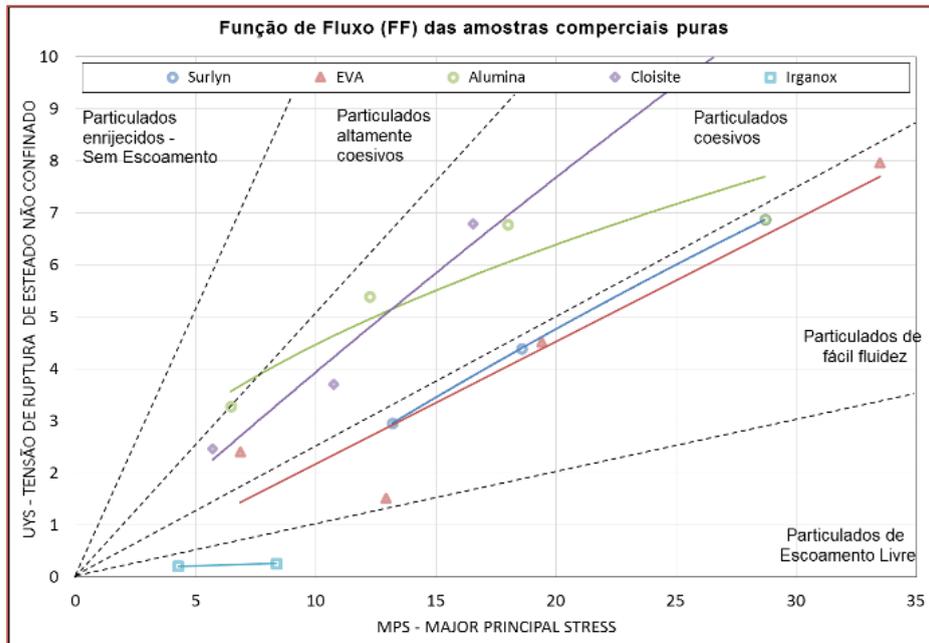
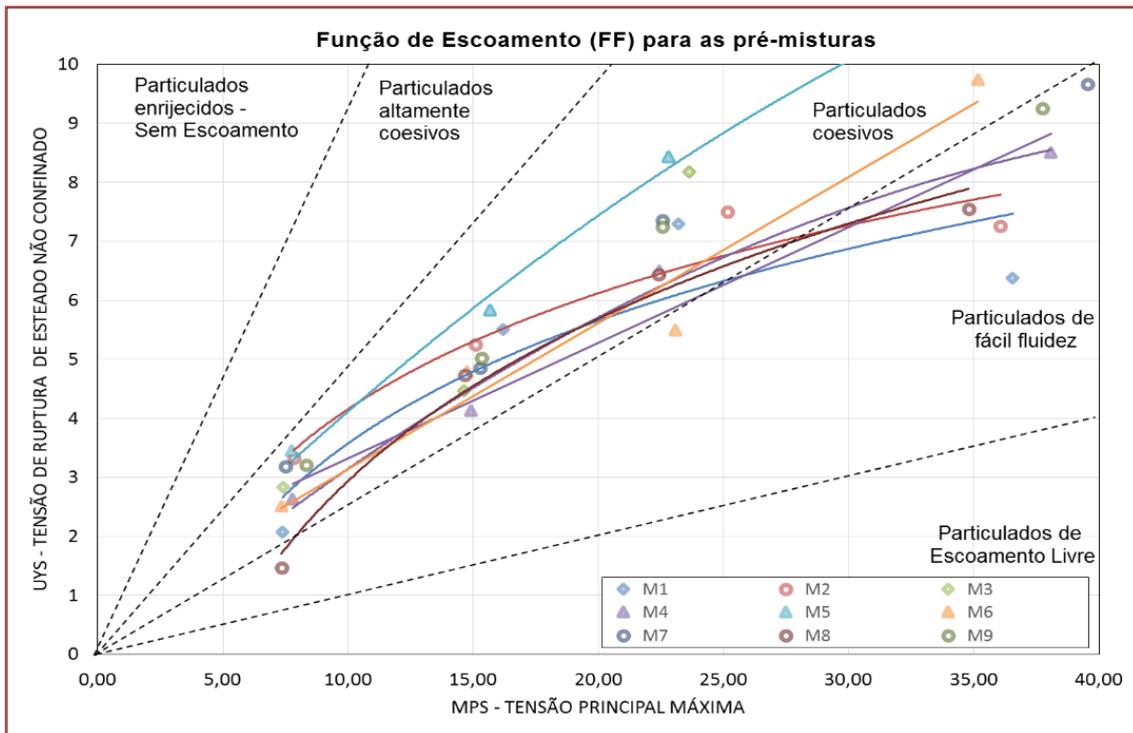


Figura 4 – Função de fluxo das pré-misturas



Observa-se que a fluidez do Martinal não é uma função linear da tensão normal sobre ele aplicada. Inicialmente, ele pode ser classificado como altamente coesivo à baixas tensões normais, e apresenta uma significativa melhora a medida que esta tensão aumenta. Já os demais materiais comerciais não sofrem qualquer alteração em sua aptidão ao escoamento com o aumento da tensão normal aplicada sobre eles, permanecendo sempre na mesma classificação quanto a sua fluidez independente da tensão normal sobre eles aplicadas (Figura 3).

Conforme apresentado pela Figura 4, a função de fluxo das pré-misturas se mostrou dependente da tensão normal, comportamento típico da componente majoritária $Al(OH)_3$ (Martinal), conforme previsto. Entretanto, a influência dos demais componentes não pode ser investigada analisando apenas a função de fluxo destas misturas.

Assim, analisou-se a influência da tensão de consolidação no ângulo de atrito interno (AIF) e no ângulo efetivo de atrito interno (EAIF) e constatou-se que esta influência só é significativa para a coesão, mas apenas parcialmente, conforme a Figura 5.

Isto significa que os ângulos de atrito interno e efetivo são propriedades intrínsecas do material que além de depender das características dos particulados foram dependentes das variações composicionais (R1, R2), como mostrado nas Figuras 6 e 7.

Assim sendo, analisando apenas as propriedades inerentes a composição das pré-misturas através, chegou-se à conclusão que a tensão de ruptura do estado não confinado (UYS – unconfined yield stress) em função somente da coesão desenvolvida pelo material nos diferentes estados de consolidação, conforme ilustrado pela Figura 8.

A seguinte expressão para se estimar a tensão de ruptura no estado não confinado em função da coesão do material foi obtida:

$$UYS [kPa] = 4,3 \times Coesão [kPa]$$

Figura 5 – Coesão desenvolvida pelas pré-misturas em função da tensão normal de consolidação.

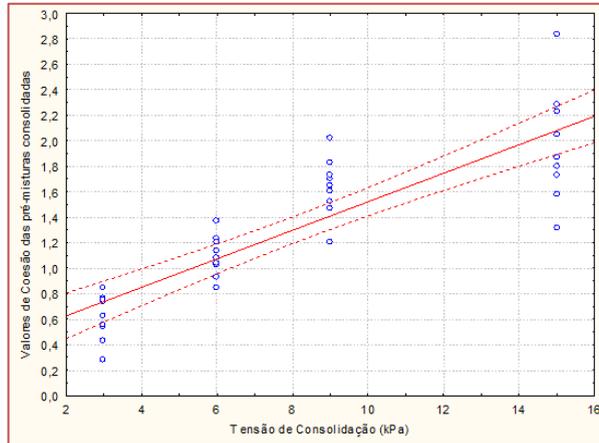


Figura 6 – Dependência do ângulo de atrito interno com a composição dada pela variável R1.

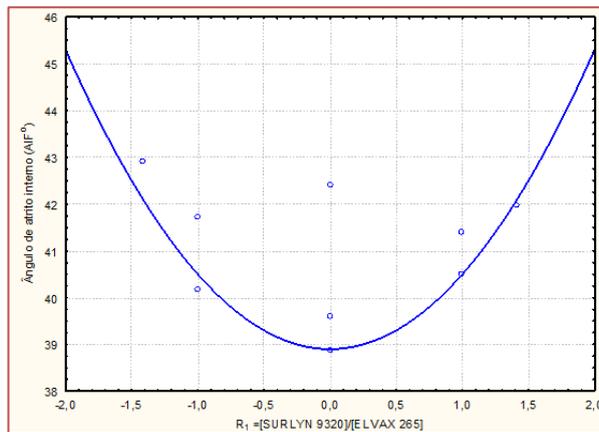


Figura 7 – Dependência do ângulo de atrito interno com a composição dada pela variável R2.

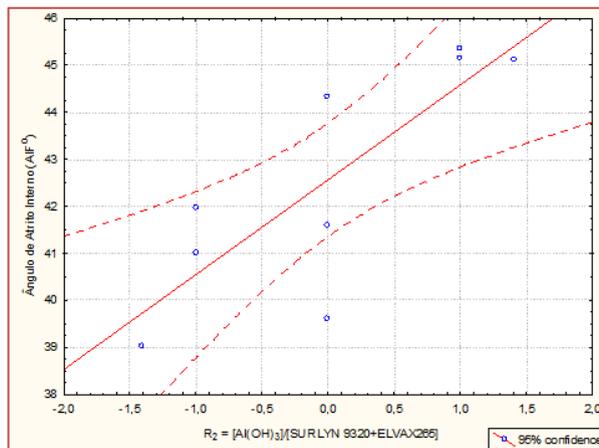
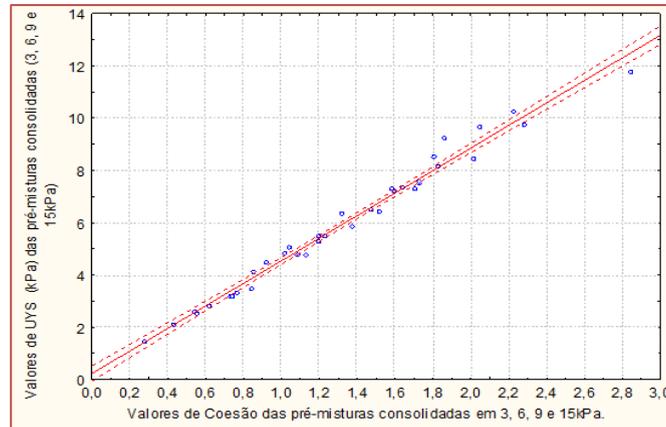
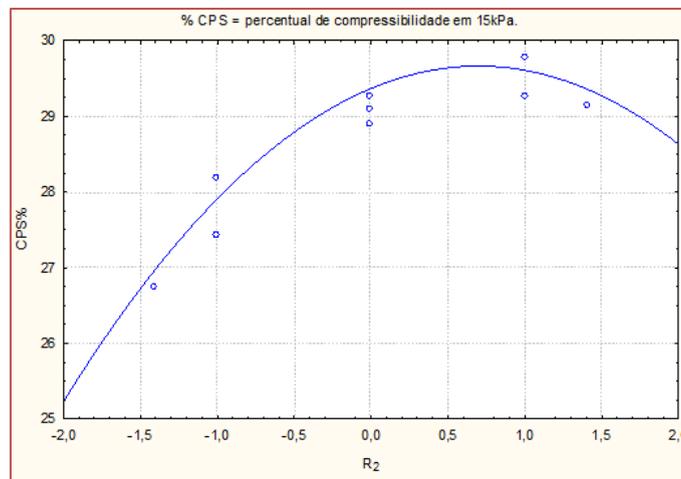


Figura 8 – UYS em função de coesão desenvolvida pelo material nos 4 estados de consolidação.



Finalmente, a compressibilidade das pré-misturas também se mostrou dependente apenas do teor de hidróxido de alumínio (Martinal OL104) presente na composição, conforme ilustrado pela Figura 9

Figura 9 – Dependência da compressibilidade das pré-misturas a 15kPa com a variável composicional R2



Assim, a partir dos resultados apresentados, conclui-se que as propriedades de fluxo das pré-misturas dependentes do teor de hidróxido de alumínio empregado e grande parte delas independeram da variação de R1 e R2, exceto os ângulos de atrito e a compressibilidade das pré-misturas, como mostrados nas Figuras 6, 7 e 9, respectivamente.

4 CONCLUSÕES

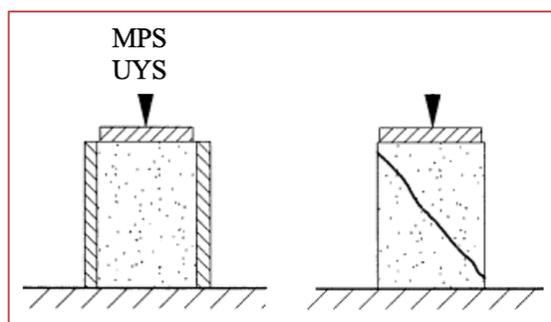
Através do ensaio de cisalhamento foi possível determinar a coesão desenvolvida pelos diferentes materiais particulados em diferentes níveis de consolidação. Identificou-se o hidróxido de alumínio como componente mais coesivo das pré-misturas que dificulta o escoamento das mesmas.

Conclui-se que as propriedades de fluxo das pré-misturas poliméricas antichamass não halogenadas foram dependentes do teor de hidróxido de alumínio (agente antichamass) empregado, sendo este o material de menor fluidez, em relação aos demais componentes constituintes da pré-mistura antichamas. As propriedades de fluxo das pré-misturas não foram influenciadas significativamente pelas variáveis de composições (R1, R2), exceto os ângulos de atrito e a compressibilidade das pré-misturas.

Finalmente, foi possível obter uma expressão capaz de relacionar a tensão de ruptura do estado não consolidado com a coesão do material, visto que os testes de cisalhamento permitem a estimativa destes dois parâmetros. Assim, esta correlação pode ser utilizada para se estimar a coesão de pré-misturas, de

composição semelhante, no segmento industrial, a partir de testes uniaxial simples para a determinação da tensão de ruptura do estado não confinado, como o indicado por Schwedes (2002) e ilustrado pela Figura 10.

Figura 10 – Teste uniaxial.



Fonte: Schwedes (2002)

REFERÊNCIAS

- [1] BOX G.E.P., HUNTER W.G., HUNTER J.S. Statistics for Experimenters An Introduction to Design, Data Analysis and Model Building. New York:John Wiley & Sons, 1978.
- [2] CARSON J.W., TROXEL T.G., BENGTON K.E. Successfully scale up solids handling. Jenike & Johanson, Inc., 2008.
- [3] CONDOTTA, R.; MACHADO, C. S. Effect of Particles Size on Flowability Properties of Particulate Solids, Récents Progrès en Génie des Procédés, n. 107, SFGP, France, 2015.
- [4] FREEMAN R., Measuring the flow properties of consolidated, conditioned and aerated powders – A comparative study using a powder rheometer and a rotational shear cell. Powder Technology, v.174, p.25-33, 2007.
- [5] KLAUSNER J.F., CHEN D., MEI R. Experimental investigation of cohesive powder rheology. Powder Technology, v.112, p.94-101, 2000.
- [6] LUMAY G., BOSCHINI, R., TRAINA, K., BONTEMPI, S., REMY, J.-C., CLOOTS, R., VANDEWALLE, N. Measuring the flowing properties of powders and grains. Powder Technology. v.224, p.19-27, 2012.
- [7] RIBEIRO A. A., FILHO P. P. A., COSTA R. A. Processo de obtenção de hidróxido de magnésio a partir da magnesita. Patente BR PI0201597-8, 2002.
- [8] SCHWEDES, J. Consolidation and flow of cohesive bulk solids. Chemical Engineering Science v.57, p. 287–294, 2002.

Capítulo 6

Estudo de inspeção termográfica de subestações externas utilizando veículos aéreos não-tripulados controlados remotamente.

Jose Jaime Araujo Junior

Bruna Bugarin Tavares Gonçalves

Resumo: Os inúmeros transtornos gerados pela interrupção não esperada do fornecimento de energia elétrica é hoje um dos maiores problemas sofridos pelas concessionárias que atuam nesse setor. O objetivo deste estudo é realizar um monitoramento preditivo e preventivo automático de todos os equipamentos existentes através da utilização de um drone – como são popularmente conhecidos os VANTs (veículos aéreos não-tripulados) – modificado. A metodologia a ser utilizada neste estudo é a de estudos empíricos e voltados a pesquisa bibliográfica/técnica na área, gerando conhecimento, ao se utilizar a bibliografia pesquisada para criar soluções alternativas para problemas reais existentes hoje. O resultado final deste estudo mostra que o sistema de drone, desde que bem modelado, é capaz de inspecionar equipamentos em subestações externas dos mais variados tipos, independentemente de sua localização geográfica e tamanho do empreendimento a ser construído. Este sistema pode ser utilizado de forma autônoma, o que gera diversas vantagens em relação aos drones que precisam ser controlados diretamente por um ser humano, tanto na questão da segurança do empreendimento que está sendo construído, quanto das pessoas presentes no local de atuação do veículo.

Palavras-Chave: subestações, drones, monitoramento.

1. INTRODUÇÃO

A automação industrial é uma área que está ganhando cada vez mais espaço no mercado, uma vez que é necessário tornar os processos mais produtivos, com custo menor, melhor qualidade e capazes de criar uma vantagem competitiva quando comparada a fábricas menos automatizadas. A automação vem agir no controle e capacidade de transformar uma tarefa, que antes era feita de forma manual, para totalmente automatizada, através da utilização de inteligência artificial programada em um computador. Uma vez automatizadas, as informações sobre os dispositivos próprios que aumentam o controle ou a continuidade geram novos fluxos de dados que proporcionam uma oportunidade para desenvolver uma compreensão ainda mais profunda da operação ZUBOFF (1994).

Para que ocorra a automação de um processo são necessários dispositivos como microcontroladores, responsáveis por controlar os dispositivos de entrada e saída e por realizar todo o processamento necessário; sensores que detectam estímulos externos como temperatura e pressão atmosférica e atuadores, responsáveis por transformar o sinal elétrico recebido em uma grandeza física como movimento ou calor. A placa de controle escolhida para este estudo foi o arduino. Segundo (MCROBERTS, 2011) “Um Arduino é um pequeno computador que você pode programar para processar entradas e saídas entre o dispositivo e os componentes externos conectados a ele”.

Os drones nesta aplicação funcionam como os olhos da equipe de inspeção preditiva na empresa. Através das informações coletadas por ele, pode-se realizar uma análise dos dados mais aprofundada do quadro atual da subestação. Ao comparar fotos coletadas com o histórico de fotos atualizado periodicamente, pode-se alcançar diagnósticos mais precisos e atuar nos pontos onde se é necessária atenção especial. Segundo o Guia PMBOK®, monitorar e controlar o trabalho do projeto é o processo de acompanhamento, revisão e ajuste do progresso para atender aos objetivos de desempenho definidos no plano de gerenciamento. Ele é composto de coleta, medição e disseminação de informações sobre desempenho, além de avaliação de medições e tendências para efetuar melhorias no processo.

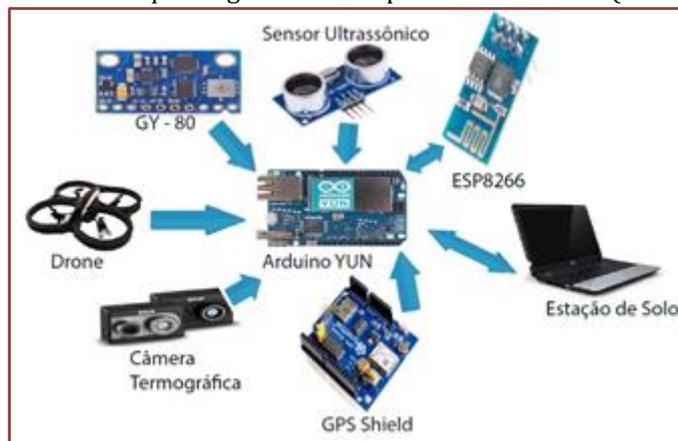
A proposta deste estudo é realizar a análise de um modelo que utiliza drone, arduino e sensores. O drone será equipado com sensores responsáveis por guiá-lo através dos locais de inspeção usando-se de sensores como o giroscópio, acelerômetro e a bússola digital. Além disso, contará também com sensores para o monitoramento automático, ao tirar fotos utilizando a câmera termográfica e uma câmera normal. O foco principal desta análise é averiguar a possibilidade de alcançar a automatização do monitoramento de subestações externas, através do modelo sugerido ao utilizar-se de um algoritmo de programação e do uso de tecnologias de geolocalização acopladas ao drone.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento do modelo apresentado por esta pesquisa, é proposta a utilização dos seguintes equipamentos:

- AR.Drone 2.0 *parrot*,
- Arduino IDE versão 1.8.3;
- Placa Arduino YUN;
- Módulo *Wireless* ESP8266;
- *GPS Shield*;
- Diversos tipos de sensores (tais como acelerômetro, giroscópio, bússola eletrônica, ultrassom, magnetômetro, sensor de pressão);
- Câmera termográfica;
- Câmera fotográfica.

FIGURA 1. Esquema gráfico da Proposta. Fonte: Autor (2018).



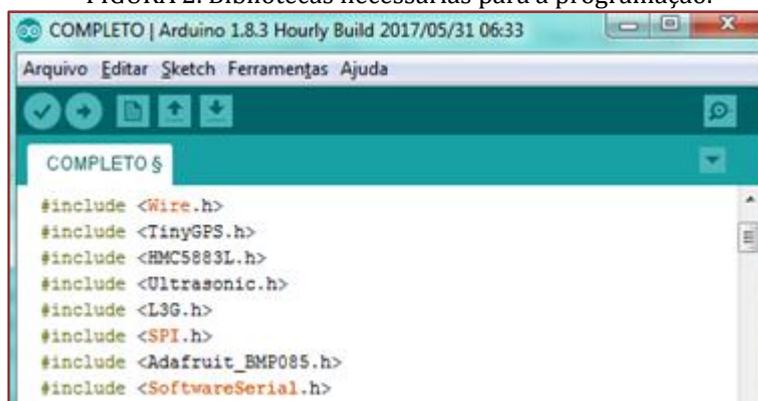
Pode-se analisar de acordo com a Figura 1 como será realizada a integração dos diversos componentes eletrônicos necessários para o funcionamento adequado da proposta. Os sensores realizam a captação de informações do meio ambiente, que serão enviadas para a placa Arduino, que será responsável por processar os dados e manter o drone se locomovendo na rota pré-determinada de forma precisa. A placa Arduino também enviará os dados coletados para a estação de solo, contendo as fotos de monitoramento coletadas pelo trajeto e os sinais dos sensores, de forma a criar uma realimentação dos dados do drone, para que se assegure que ele esteja executando as suas funções conforme o planejado.

2.1. PROGRAMAÇÃO DA PLACA

A placa Arduino YUN, será programada através da Interface de Desenvolvimento – IDE – Arduino versão 1.8.3. Serão utilizadas as bibliotecas Wire.h, TinyGPS.h, HMC5883L.h, Ultrasonic.h, L3G.h, SPI.h, Adafruit_BMP085.h, SoftwareSerial.h, como forma de facilitar a aplicação e manipulação dos valores detectados pelos sensores. A utilização de bibliotecas é atualmente a forma mais simples e eficiente de se controlar os sensores pelo microcontrolador, já que as funções já estão programadas e basta apenas utilizá-las de acordo com a aplicação desejada. Para que se possa instalar a biblioteca no IDE do Arduino, é necessário apenas inserir a pasta contendo os arquivos da biblioteca no diretório *libraries* do software DA COSTA (2016).

Será utilizado o protocolo de comunicação *Inter-Integrated Circuit* – I2C – como alternativa para reduzir a quantidade de pinos necessários para conectar os sensores necessários para a aplicação. O I2C funciona de forma que os mesmos cabos podem conectar todos os dispositivos necessários à atividade no *setup*. O modelo de trabalho baseia-se no conceito *master-slave* (mestre-escravo), onde pelo menos um sensor *master* pode comandar diversos sensores *slaves*. Desta forma, pode-se usar uma placa Arduino com poucos pinos de entrada, para controlar diversos sensores diferentes. A biblioteca utilizada para realizar suas funções é a Wire.h. Na Figura 2 é mostrado a declaração no código do programa do Arduino das bibliotecas que serão utilizadas.

FIGURA 2. Bibliotecas necessárias para a programação.



```

COMPLETO | Arduino 1.8.3 Hourly Build 2017/05/31 06:33
Arquivo Editar Sketch Ferramentas Ajuda
COMPLETO $
#include <Wire.h>
#include <TinyGPS.h>
#include <HMC5883L.h>
#include <Ultrasonic.h>
#include <L3G.h>
#include <SPI.h>
#include <Adafruit_BMP085.h>
#include <SoftwareSerial.h>

```

Fonte: Autor (2018).

2.2. AQUISIÇÃO DE DADOS

A aquisição de dados é controlada pelo Arduino YUN, e o microcontrolador é o responsável por coletar os dados provenientes da câmera termográfica, da GPS *shield*, do sensor GY-80 que integra acelerômetro, do magnetômetro, do giroscópio, do barômetro e do ultrassom.

A GPS *shield* é uma placa projetada para receber o posicionamento geográfico em tempo real, utilizando o sistema de posicionamento global (GPS), e armazenar as informações recebidas em um cartão de memória micro SD. Este dispositivo vem equipado com uma antena específica para operação. É possível utilizá-lo em diversas aplicações que precisem da localização como princípio. Neste estudo, a utilidade é indicar a posição atual do drone e se este está seguindo o caminho correto ao qual foi projetado. Caso ocorra algum problema com o VANT, a estação de solo possuirá os últimos dados salvos e poderá checar a situação atual do equipamento. A biblioteca utilizada para realizar as funções é a TinyGPS.h.

A câmera termográfica é o instrumento responsável por capturar as imagens dos locais a serem monitorados. Como é acoplada ao drone, é capaz de tirar fotos áreas de diferentes distâncias da subestação, podendo, desta forma, disponibilizar imagens de alta altitude, assim como imagens próximas dos equipamentos em funcionamento. As imagens são capturadas periodicamente, para que se possa perceber alterações no funcionamento e as manutenções sejam realizadas de forma eficiente.

O sensor GY-80 é um multi-sensor que integra em um dispositivo quatro circuitos integrados com as seguintes funções:

- O L3G4200D é um Giroscópio que possui 3 eixos, sua função é adequar e corrigir erros de posição e direção. Ao ser usado junto com o acelerômetro, tem a capacidade de detectar movimentos provenientes de seis direções diferentes, sendo elas: para frente, para trás, para cima, para baixo, direita e esquerda. Este sensor possui a opção de ser utilizado em até três níveis de sensibilidade diferentes. A biblioteca utilizada para realizar suas funções é a L3G.h St (2011);
- O ADXL345 é um Acelerômetro de 3 eixos, com alta resolução e baixo consumo de energia. É responsável por detectar qualquer mudança no ângulo/direção do drone. Mede acelerações da gravidade estáticas e dinâmicas, resultantes de movimentos ou colisões. A biblioteca utilizada para realizar suas funções é a SPI.h ANALOGIC DEVICES (2009).
- O HMC5883L é uma Bússola digital / Magnetômetro de 3 eixos (X,Y,Z). Com ele é possível se identificar a orientação do sensor, além de informar a direção do polo norte magnético. Com estas informações é possível que se programe formas de manter o dispositivo em uma posição específica e que indique se este está se movendo na direção correta. A biblioteca utilizada para realizar suas funções é a HMC5883L.h HONEYWELL (2013).
- O BMP085 é um Sensor barométrico de alta precisão. Aceita uma grande variedade de tensões de alimentação diferentes e possui baixo consumo energético ideal para aplicações móveis. Possui uma precisão de 0,25 m. É criado através da tecnologia de piezo-resistência e pode ser utilizado em diversas aplicações, envolvendo melhoria de sistemas de navegação dentro e fora de ambientes, previsão do tempo. A biblioteca utilizada para realizar suas funções é a Adafruit_BMP085.h BOSCH (2008).

O sensor responsável por realizar as medidas de distância ultrassônica será o HC-SR04. O alcance de medição é de 2 centímetros a 4 metros, com precisão de 3 milímetros. Este equipamento transmite e envia sinais, que serão utilizados para detectar se existe algum obstáculo no trajeto do drone, para que se possa ser feito o devido ajuste em sua trajetória e desta forma, ele possa alcançar o destino final, evitando qualquer obstáculo pelo caminho. A biblioteca utilizada para realizar suas funções é a Ultrasonic.h ELEC FREAKS (2010).

2.3. TRANSMISSÃO DOS DADOS

A transmissão de dados será realizada através do Arduino YUN, que estará conectado ao módulo ESP8266, responsável pela conexão *wireless*. O módulo *Wireless* ESP8266 é capaz de enviar e receber sinais de dados através de um ponto de acesso. Uma estação e é capaz de enviar, através de sua conexão *wireless* 802.11 b/g/n, informações diretamente para um site que esteja configurado para receber suas informações. Desta forma, pode-se usar o drone de forma mais eficiente, sendo possível ao mesmo tempo que as fotos são tiradas na subestação elétrica, enviá-las para um servidor on-line. Desta forma, é feita inserção em uma página privada da empresa, onde serão armazenadas em um banco de dados do servidor e posteriormente acessadas pela equipe responsável, através de um histórico contendo as imagens obtidas ESPRESSIF SYSTEMS (2018).

A alimentação da placa é de 3,3 V. A comunicação serial é feita pelos pinos RX (Recebe sinal) e TX (Transmite sinal). Trabalha com comunicação TCP e UDP. Há também a vantagem de grande economia energética quando usadas no modo *sleep* (dormir) do arduino.

3. RESULTADOS E CONCLUSÕES

O resultado final deste estudo mostra que o sistema de drone, desde que bem modelado, é capaz de inspecionar equipamentos em subestações externas dos mais variados tipos, independentemente de sua localização geográfica e tamanho do empreendimento a ser construído. Além disso, o sistema pode ser utilizado de forma autônoma, o que gera diversas vantagens em relação aos drones que precisam ser controlados diretamente por um ser humano, tanto na questão da segurança do empreendimento que está sendo construído, quanto das pessoas presentes no local de atuação do veículo.

Percebeu-se que, ao utilizar câmeras termográficas durante a inspeção preditiva, foi possível capturar imagens térmicas dos equipamentos de forma que se possa analisar a distribuição da temperatura em sua superfície, mostrando, através de uma faixa de cores, os pontos mais frios e mais quentes. Este dispositivo utiliza a faixa infravermelha de radiação, que não pertence ao espectro visível ao olho humano. Outro ponto essencial ao possuir as imagens é a interpretação das fotos capturadas, sendo necessária uma equipe treinada e experiente em identificar problemas com a temperatura do equipamento. São muitas as variáveis a serem analisadas pelos profissionais: de acordo com o local e equipamento inspecionado, se a temperatura percebida está dentro do limite aceitável ou se faz-se necessária uma manutenção corretiva no local. Também é desejável verificar com qual urgência a correção deve ser realizada no equipamento, podendo desde ser pequena, acontecendo em alguns meses/anos, até os casos urgentes, nos quais um técnico precisa ir até o local imediatamente. Nas Figuras 3 e 4 são apresentadas as imagens digitais e termográficas de equipamentos presentes nas subestações capturadas pela equipe.

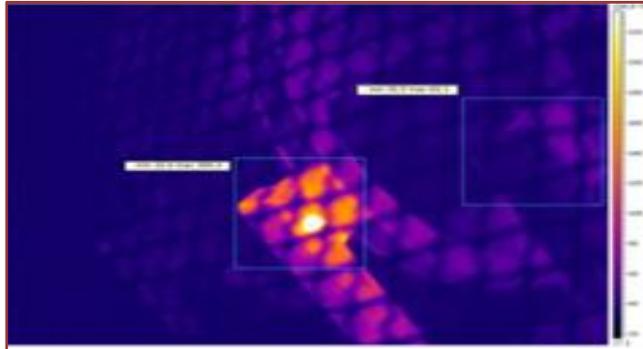
FIGURA 3. Foto digital de equipamento utilizado na indústria.



Fonte: Autor (2018).

Fonte: Autor (2018).

FIGURA 4. Foto Termográfica de equipamento utilizado na indústria. Fonte: Autor (2018).



Fonte: Autor (2018).

Conclui-se que, através da utilização de veículos aéreos não-tripulados equipados com câmeras termográficas e digitais, é possível realizar um modelo que possa ser implementado em empresas do setor industrial. Com esta proposta, é possível melhorar a capacidade de realização de inspeções preditivas em partes essenciais da empresa como subestações, linhas de transmissão e equipamentos, garantindo uma manutenção feita de forma mais rápida e periódica. Ademais, outra vantagem é a capacidade de enviar os dados em tempo real, através de sua conexão com a internet, para um servidor, através do qual a equipe competente será capaz de acessá-lo.

A automatização de drones é o foco desta proposta, pois, é através dela que poderá ser feita a inspeção preditiva de forma independente da ação humana, o que não acontece atualmente. Na prática atual das empresas, faz-se necessário que um operador realize todos os movimentos do drone através de um smartphone, equipado com aplicativo que serve como a interface homem/máquina da aplicação. Desta forma, percebe-se que, através deste sistema de automatização, é possível alcançar uma economia de custos, já que a equipe não terá necessidade de se deslocar para as subestações que se encontram em locais afastados umas das outras. Além disso, os dados terão maior confiabilidade, já que podem ser recebidos de forma periódica. Outra vantagem competitiva é que a manutenção trará resultados mais rápidos e os equipamentos sofrerão menos falhas, o que reduz os prejuízos causados por paradas em equipamentos críticos, que muitas vezes não operam em sistema ambíguo.

REFERÊNCIAS

- [1] Analogic Devices. Datasheet: Digital Accelerometer ADXL345. Electronic Publication, 2009. Disponível em: <<https://www.sparkfun.com/datasheets/Sensors/Accelerometer/ADXL345.pdf>>. Acesso em: 10 mar. 2018.
- [2] Bosch. Datasheet: BMP085. Electronic Publication, 2008. Disponível em: <https://cdn-shop.adafruit.com/datasheets/BMP085_DataSheet_Rev.1.0_01July2008.pdf>. Acesso em: 17 mar. 2018.
- [3] Da Costa, A. A. F. Persistência de Dados no Mysql com Arduino: Uma Proposta Utilizando MySQL Connector/Arduino. Revista de Ciências Exatas e Tecnologia, v. 11, p. 39-43, 2016.
- [4] Elec Freaks. Datasheet: Ultrasonic Ranging Module HC - SR04. Electronic Publication, 2010. Disponível em: <<https://cdn.sparkfun.com/datasheets/Sensors/Proximity/HCSR04.pdf>>. Acesso em: 16 mar. 2018.
- [5] Espressif Systems. Datasheet: ESP8266EX. Electronic Publication, 2018. Disponível em: <https://www.espressif.com/sites/default/files/documentation/0a-esp8266ex_datasheet_en.pdf>. Acesso em: 17 mar. 2018.
- [6] Honeywell. Datasheet: 3-Axis Digital Compass IC HMC5883L. Electronic Publication, 2013. Disponível em: <https://cdn-shop.adafruit.com/datasheets/HMC5883L_3-Axis_Digital_Compass_IC.pdf>. Acesso em: 20 mar. 2018.
- [7] Mcroberts, M. Arduino básico. Novatec, São Paulo, 453 p., 2011.
- [8] Muzy, G. L. C. D. O. Subestações Elétricas. 2012. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 108 p., 2012.
- [9] Oliveira, T. M. D. Análise de Sistemas de Energia e Máquinas Elétricas com recurso a termografia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.

[10] ST. Datasheet: L3G4200D: three axis digital output gyroscope. Electronic Publication, 2011. Disponível em: < https://www.elecrow.com/download/L3G4200_AN3393.pdf >. Acesso em: 22 mar. 2018.

[11] Vieira, E. R.; Lopes, G. H. D. S. Aplicação para automação de vôo de drone. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 49 p., 2016.

[12] Zuboff, S. Automatizar/informatizar: as duas faces da tecnologia inteligente. Revista de administração de empresas, v. 34, n. 6, p. 80-91, 1994.

Capítulo 7

Estudo da redução da umidade do minério de ferro pela aplicação do tratamento por Plasma de Hexametildissiloxano

Maira Rievers Nogueira Alvares

Marisa Bezerra de Mello Monte

Renata Antoun Simão

Resumo: O presente trabalho apresenta um estudo da redução da umidade do minério de ferro pelo tratamento por plasma de hexametildissiloxano (HMDSO). Experimentalmente, diferentes valores de potência foram testados assim como o tempo de exposição do plasma para o crescimento dos filmes hidrofóbicos na superfície das amostras. A hidrofobicidade do revestimento e as superfícies tratadas por plasma foram avaliadas por medidas de ângulo de contato e por microscopia de força atômica (AFM), respectivamente. Os tratamentos feitos com plasma de HMDSO apresentaram um comportamento hidrofóbico com ângulos de contato acima de 110° , confirmando essa técnica como potencialmente importante para tratamento da umidade do minério de ferro.

Palavras chave: Minério de ferro, tratamento por plasma, diminuição da umidade, ângulo de contato, AFM.

O trabalho foi apresentado no 23^o Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos materiais - CBECIMAT 2018.

1. INTRODUÇÃO

O Brasil tem grande destaque no mercado internacional de commodities minerais de ferro pela reconhecida vantagem comparativa de suas jazidas e minas de classe internacional. O beneficiamento a úmido é um dos principais processos empregados pelas mineradoras para concentrar minério de ferro. A umidade presente no minério decorre desse beneficiamento além da que já faz parte da composição física do mineral. Devido a isso, o concentrado possui uma umidade residual de, aproximadamente, 9% a 12,5%^{(1),(2)}.

A Organização Marítima Internacional (IMO) estabeleceu o Limite de Umidade Transportável (TML) a fim de garantir a segurança nas operações. A umidade máxima estabelecida pela TML é de 10,45%. A movimentação de cargas portuárias de minério de ferro vem crescendo nos últimos anos, 376 milhões de toneladas foi movimentado em 2016, esse volume representa aproximadamente 12% a mais do que no ano de 2013⁽³⁾. Diante disso, o teor de umidade do minério de ferro é um parâmetro importante, requer cuidados na execução dos processos e no controle de qualidade, tendo em vista que a umidade elevada torna o processo de comercialização dispendioso, pois caso o teor de umidade estiver acima do valor máximo permitido fica vedado o embarque trazendo prejuízos.

Os mineiros de ferro deságuam com muita dificuldade, a umidade se mantém elevada durante o transporte e a estocagem, sendo potencializada nos período de chuvas. E nos porões dos navios, por conta da agitação dos mineiros de ferro essa água é despreendida do minério de ferro ocasionando vários transtornos e em situações extremas podem causar um desequilíbrio para o navio podendo adernar ou até mesmo emborcar repentinamente.

Outro problema ocasionado pela umidade é a no transporte ferroviário, em que a água drenada carrega partículas que contaminam o lastro ferroviário.

Estudos mostraram que teores de umidade de 9% ainda podem ser considerados elevados para o processo de estocagem e transporte do minério de ferro^{(1),(2),(4)}. Em vista disso, a redução da umidade do minério de ferro se torna necessária. Uma técnica promissora para tratamento de superfícies com o intuito de deixar a superfície hidrofóbica sem alterar o volume do material é o tratamento por plasma, isso fará com que o minério de ferro tenha uma menor retenção de água⁽⁵⁾.

O Plasma é um gás constituído por espécies ionizadas e neutras confinada em um volume definido⁽⁶⁾. O plasma a frio é obtido no interior de uma câmara de vácuo pela excitação do gás por indução via radiofrequência ou por outra fonte variável de potência.

Com o tratamento por plasma a frio, diversos radicais podem se ligar a superfície crescendo um filme. O tratamento de superfícies com plasma de hexametildissiloxano (HMDSO) torna o material hidrofóbico por causa do revestimento com $\text{SiO}_x\text{C}_y\text{H}_z$, com teores elevados de metileno e de grupos metil, sendo esses radicais que conferem uma maior hidrofobicidade às superfícies dos minerais^{(5),(7)}. Além disso, ele é relativamente atóxico, inflamável, barato e está disponível comercialmente⁽¹²⁾.

2. OBJETIVO

O objetivo desse trabalho consiste em investigar, a partir do recobrimento por plasma de HMDSO da superfície, a diminuição da umidade desses minérios de ferro, buscando uma solução para este problema.

3. METODOLOGIA EXPERIMENTAL

3.1 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Nesse trabalho foi utilizada uma amostra de minério de ferro proveniente do Quadrilátero Ferrífero-MG. As amostras foram homogeneizadas e subamostras de 200g foram retiradas para as análises mineralógicas, químicas e para os estudos por tratamento por plasma. As alíquotas foram então, cominuídas em britador de mandíbulas, e depois, peneiradas a úmido, para obtenção de um material <105 μm . Para a confecção de seções polidas, amostras maciças do minério de ferro foram selecionadas e então cortadas e embutidas em resina epóxi. Posteriormente foram lixadas com lixas de 9 μm , 6 μm e então, polidas com pano de 3 μm e 1 μm e pasta de diamante de 3 μm e 1 μm , respectivamente.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

As alíquotas (<105 μm) foram caracterizadas por espectroscopia de fluorescência de raios-X (FRX) e difratometria de raios-X (DRX) no laboratório multiusuário de caracterização tecnológica do CETEM, para determinação da composição mineralógica e química.

As análises por DRX foram obtidos pelo método do pó no equipamento Bruker-D4 Endeavor.

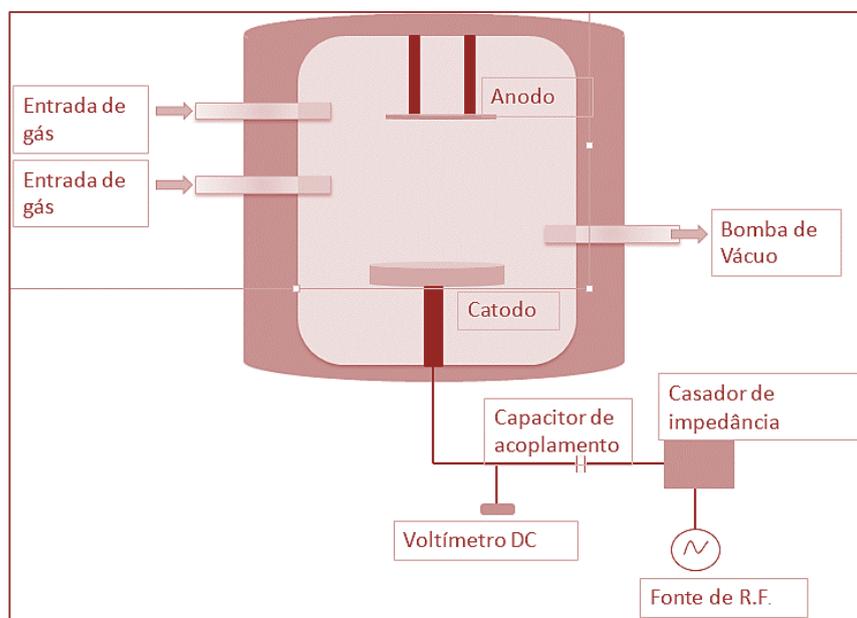
A determinação semiquantitativa dos elementos da amostra foi realizada no Espectrômetro por Fluorescência de Raio-X (WDS-2), modelo AxiosMax, da Panalytica. A partir dos dados de Raio-x foram feitas análises quantitativa da amostra pelo Método de Rietveld, com software Bruker AXS Topas v.5.

3.3 TRATAMENTO POR PLASMA

Os tratamentos por plasma de HMDSO das seções polidas do minério de ferro foram realizados no reator capacitivo localizado no laboratório de Superfícies e Filmes Fino PEMM/COPPE/UFRJ. O reator consiste em uma câmara de vácuo circular de aço inoxidável com diâmetro interno de 18,5cm. Ele possui em seu interior dois eletrodos planos e paralelos espaçados por 3,5cm. O eletrodo superior (anodo) é aterrado e o inferior (catodo) é alimentado por uma fonte de radiofrequência de 13,56 MHz, essa conexão entre o catodo e a fonte se dar por meio de um casador de impedâncias. A tensão de autopolarização no catodo pode variar de 0 V a -400 V, dependendo do pressão de operação e da potencia de radiofrequência aplicada. A pressão aplicada concomitante com a tensão de autopolarização determina a energia com que os íons chegam à superfície do substrato durante a deposição.

O reator também possui dois sistemas para entrada de gás e um sistema de alto vácuo formado por uma bomba mecânica. Um esquema desse reator está ilustrado na figura 1.

Figura 1: Desenho esquemático do reator utilizado para aplicação de plasma nas seções polidas.



A Tabela 3.1 mostra os parâmetros usados nos experimentos com plasma. A pressão de gás de trabalho foi mantida constante (17 Pa). O procedimento de limpeza das seções polidas foi realizado com plasma de argônio durante 30 min de exposição e com uma potência de autopolarização de -90V para todas as amostras. As amostras foram limpas com plasma de argônio e em sequência foram tratadas com plasma de HMDSO, conforme metodologia apresentada na Tabela 3.1. O efeito do tempo de deposição e da potência aplicada no aumento do ângulo de contato foram as variáveis estudadas.

Tabela 3.1.: Parâmetros associados ao tratamento por plasma de HMDSO.

| Tempo (min) | Tensão de autopolarização (V) |
|-------------|-------------------------------|
| 20 | -60 |
| | -90 |
| 30 | -60 |
| | -90 |

3.4 MICROSCOPIA DE FORÇA ATÔMICA

Para analisar o recobrimento e as modificações de superfície das amostras foi feito microscopia de força atômica (AFM) em ar no modo contato intermitente para não causar danos à amostra.

Foi utilizado o AFM do Laboratório de Análise de Superfícies do Departamento de Engenharia de Metalúrgicas e Materiais da UFRJ para fazer análise topográfica e de contraste de fase das seções polidas do minério de ferro.

3.5 ÂNGULO DE CONTATO

A afinidade de água de um material é definida pela molhabilidade, que é uma característica energética de uma superfície e atua em facilitar ou dificultar o espalhamento de um líquido em uma superfície ^{(5),(9)}.

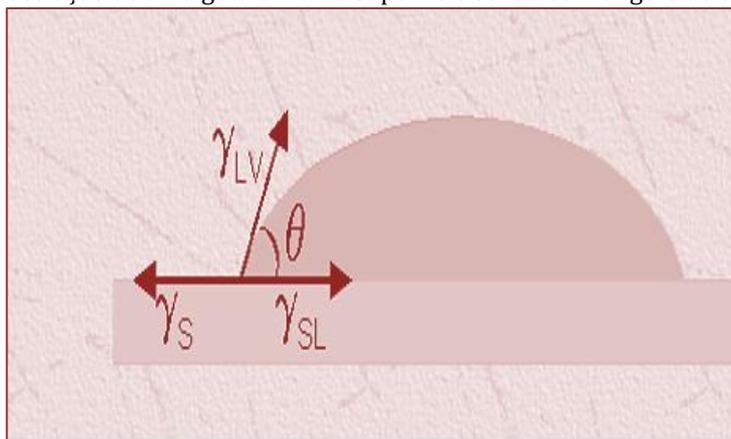
A molhabilidade baseia-se nas energias interfaciais do sistema sólido-líquido-vapor (figura 2), quando uma gota líquida está em uma superfície sólida existem três fases de contato e uma linha comum para as três fases conhecida como linha de contato. Cada uma dessas fases origina uma interface, γ_{SL} referente à interface sólido-líquido, γ_{LV} para a interface líquido-vapor e γ_{SV} para a interface sólido-vapor. O ângulo de contato θ é a resultante entre a linha tangente à interface que separa o líquido e o vapor e a linha paralela à superfície do sólido.

Um material é considerado hidrofóbico quando possui ângulos $\theta > 90^\circ$, ou seja, não ocorre o molhamento do sólido pelo líquido. Quando $\theta < 90^\circ$ o material é considerado hidrofílico, o líquido molha a superfície do sólido e quando $\theta \approx 0^\circ$, o líquido se espalha indefinidamente sobre o sólido, ou seja, o molhamento é total ⁽¹¹⁾.

A técnica de determinação de ângulo de contato, pelo método da gota séssil, foi empregada, antes e após o tratamento por plasma utilizando-se o goniômetro Ramé-Hart modelo NRL A-100-00. Uma gota de água destilada é colocada sobre superfície do material, imagens da evolução da gota sobre a superfície é capturado por uma câmera que está acoplada ao equipamento. Através de um software as medidas de ângulo de contato são calculadas automaticamente. As medidas foram feitas no intervalo de 15 segundos em um tempo total de 600 segundos.

As medidas de ângulo de contato foram feitas antes e depois do tratamento por plasma de HMDSO nas seções polidas do minério de ferro, para avaliar o grau de hidrofobicidade das amostras. Foram analisadas duas tensões de autopolarização (-60 V e -90 V) em dois tempos de tratamento (20 min e 30 min).

Figura 2: Ilustração de uma gota em uma superfície sólida com ângulo de contato θ ⁽¹⁰⁾.



4.RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

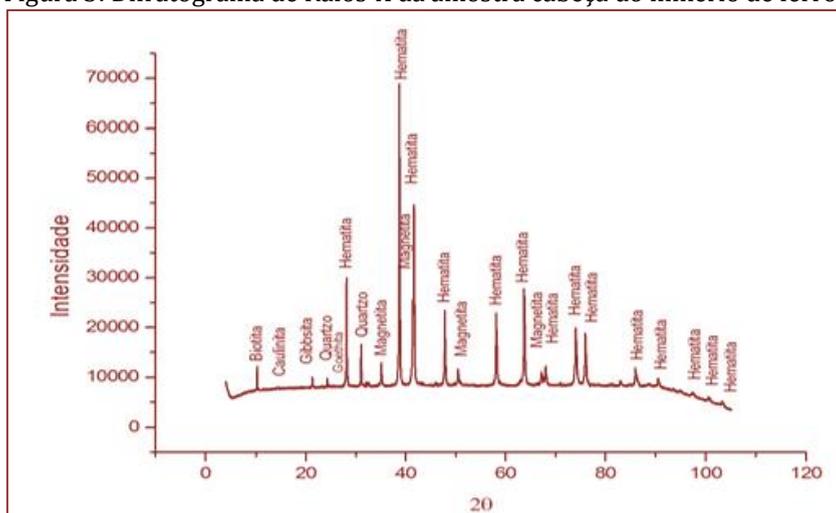
A tabela 4.1 apresenta os resultados das análises químicas por FRX obtidas para o minério de ferro. A amostra apresenta um teor de hematita de 94% e o teor da principal impureza (SiO_2) foi de 3,8%. O teor de P_2O_5 encontrado foi 0,26%.

Tabela 4.1.: Composição química do minério de ferro.

| Minério de Ferro | |
|-------------------------|---------|
| Óxido/elemento | Teor(%) |
| Óxidos de Ferro | 93,9 |
| Na_2O | 0,16 |
| Al_2O_3 | 0,94 |
| SiO_2 | 3,8 |
| P_2O_5 | 0,26 |
| K_2O | 0,18 |
| CaO | 0,39 |

O difratograma da amostra de minério de ferro é apresentado na figura 3. Os picos foram identificados como característicos da hematita, quartzo, magnetita, gibbsita, caulinita, goethita e biotita. A partir dos resultados de difratometria de Raios-X e os cálculos pelo Método de Rietveld, foi feita a determinação semiquantitativa e revelaram a seguinte composição mineralógica para a amostra: 75,5% de hematita; 16,9% de magnetita; 3,3% de quartzo; 2,6% de goethita; 0,3% de caulinita; 0,5% de gibbsita e 0,8% de biotita. A hematita é a principal fase do amostra em estudo (76%)

Figura 3: Difratograma de Raios-X da amostra cabeça do minério de ferro.



4.2 ÂNGULO DE CONTATO

A figura 4 mostra a variação do ângulo de contato em função do tempo, para a amostra não tratada e após aplicação de plasma, em diferentes potências e tempo de exposição. As amostras sem tratamento com plasma de HMDSO apresentam um espalhamento rápido da gota de água destilada, indo a zero, o que demonstra o excelente tratamento de limpeza por plasma de argônio. Já todas as amostras tratadas com plasma de HMDSO apresentaram um comportamento hidrofóbico com ângulos de contato acima de 110° , mantido constante durante todo tempo total de medida (10min). Não ocorreu variação significativa do valor do ângulo de contato, que permaneceu em 120° e 100° quando se utilizando uma maior potência ou maiores tempos de exposição do plasma.

As amostras antes de tratamento apresentam uma superfície hidrofílica, ou seja, a gota se espalha na superfície da amostra (figuras 5-a,c) e depois do tratamento com plasma de HMDSO a amostra apresenta um comportamento hidrofóbico, a gota não molha a superfície do material (figura 5-b,d).

Figura 4: Perfil do ângulo de contato do minério de ferro não tratada e do minério de ferro tratada com HMDSO.

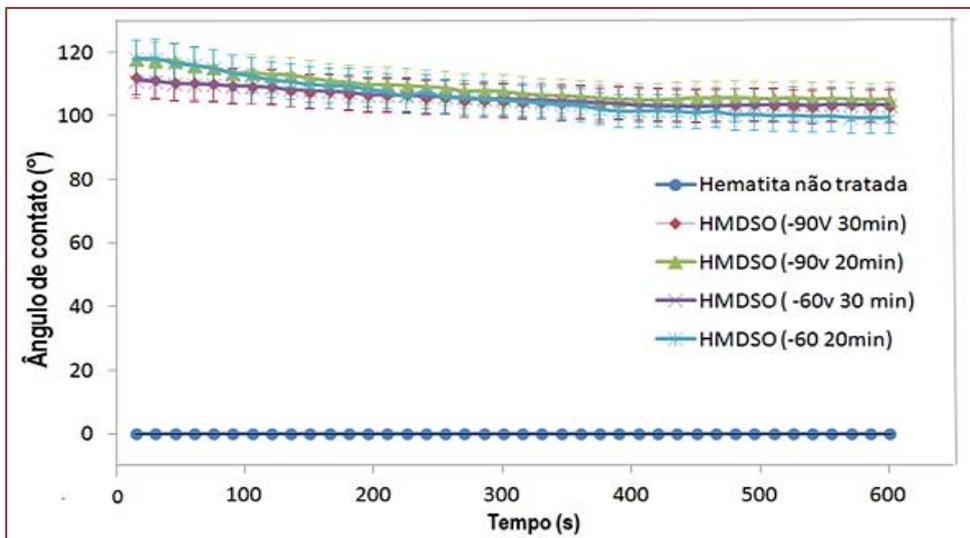
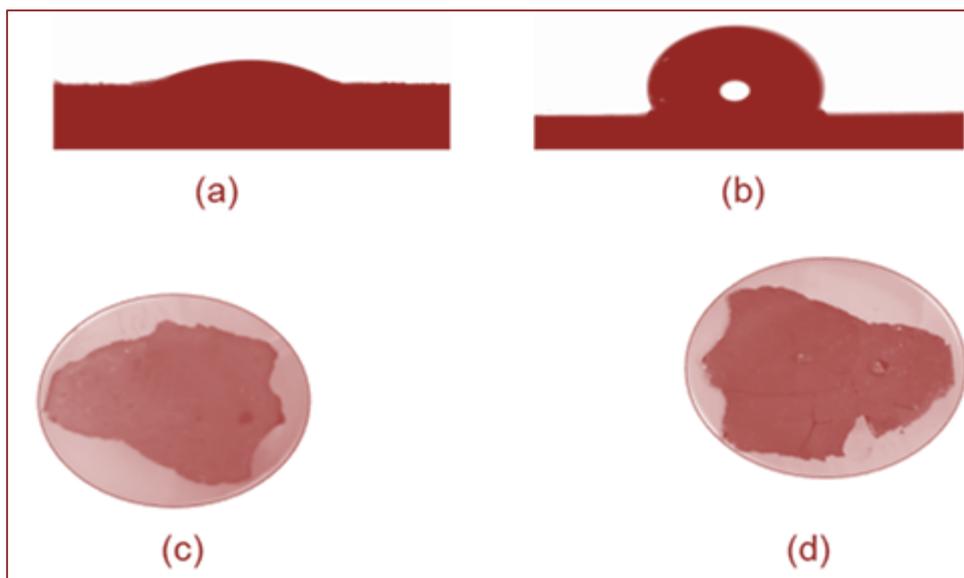


Figura 5: (a) e (b) imagem tirada do software de ângulo de contato da amostra antes e depois do tratamento por plasma de HMDSO, respectivamente. (c) e (d) foto tirada de cima da amostra antes e depois do tratamento por plasma de HMDSO, respectivamente.



4.3 AFM

A microscopia de força atômica das seções polidas, antes e após o tratamento com plasma de HMDSO, estão ilustradas na figura 6. Pode-se observar através da figura 6-a, antes do tratamento, que os grãos apresentaram os maiores tamanhos de grãos bem como os valores obtidos para a rugosidade (70 nm), quando comparados às obtidas para as outras imagens mostradas nas figuras 6-b,c,d. Após o procedimento de limpeza com plasma de argônio (figura 6-b), uma diminuição do tamanho dos grãos bem como da rugosidade (1,18 nm) foi observada, comprovando que ocorreram mudanças na morfologia da superfície após o procedimento de limpeza.

Depois do tratamento por plasma de HMDSO (figura 6- c e d) pode-se observar um bom recobrimento em todas as potências e tempo de exposição testado. A deposição com potência de -90 V promoveu a formação de grânulos menores com uma rugosidade menor da superfície comparada com as obtidas para o

tratamento com potência de -60V. A Tabela 4.3 mostra o efeito da potência do plasma no valor das rugosidades obtidas nas superfícies das seções polidas da amostra de minério de ferro.

Figura 6: Contraste de fase da seção polida de minério de ferro: (a) sem tratamento com plasma, (b) Limpeza com plasma de Argônio, (c) tratado por plasma de HMDSO (-90 V por 30 min), (d) tratado por plasma de HMDSO (-60 V por 30 min).

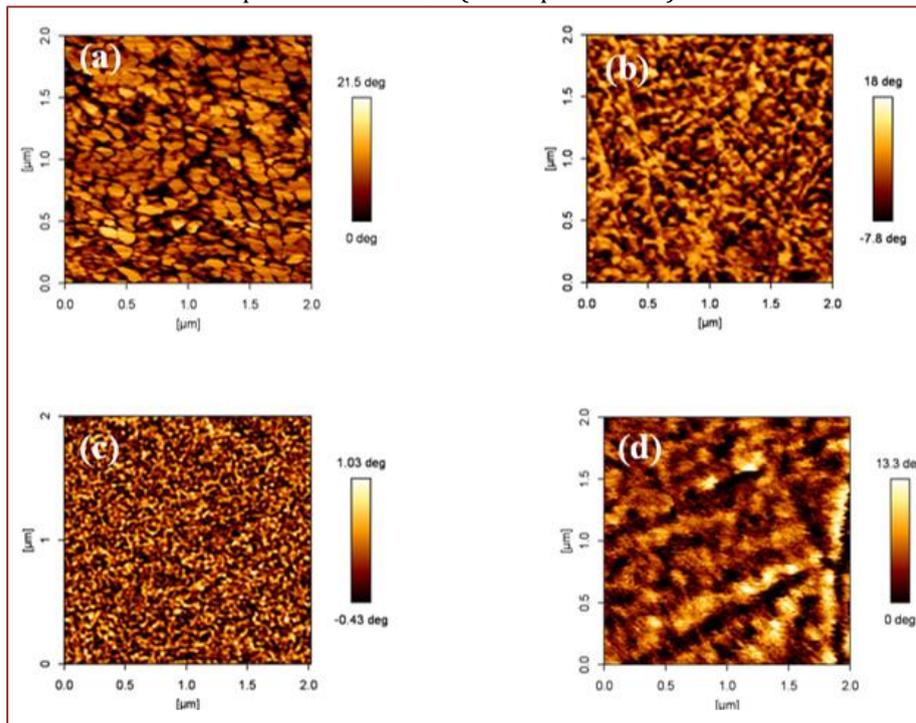


Tabela 4.3: Rugosidade das superfícies da amostra

| Amostra | Rugosidade (nm) |
|---------------------|-----------------|
| Hematita sem plasma | 70.2 |
| Limpeza -90V 30min | 1.18 |
| HMDSO -90V 30min | 1.04 |
| HMDSO -60V 30min | 1.90 |

4.CONCLUSÃO

Nesse trabalho, estudamos o tratamento por plasma de HMDSO em minério de ferro para o recobrimento da superfície de um minério de ferro, tornando hidrofóbico, e, por conseguinte, mais resistente às condições de transporte e estocagem.

Os resultados obtidos por ângulo de contato mostraram que todas as amostras tratadas com HMDSO apresentaram um comportamento hidrofóbico, com ângulos de contato acima de 110°, relativamente estável por 10min. As análises de AFM mostraram um resultado eficiente no recobrimento do minério de ferro por plasma de HMDSO.

O procedimento adotado e os resultados obtidos foram promissores, confirmando esta técnica como potencialmente importante. Para trabalhos futuros, amostras de concentrado de minério de ferro, na forma de particulados, deverão ser tratadas com plasma de HMDSO, em escala contínua. Além disso, ensaios de drenabilidade com vibração do material particulado deverão ser realizados com intuito de avaliar a liberação de água contida no interior dos particulados.

REFERÊNCIA

- [1] Abraão, g. S.; busch, r. G.; coossens, m.; marionh, f. A. M.; pinto, c. S., 2001, “estudo do comportamento da umidade em minérios de ferro”. In: 3º simpósio brasileiro de minério de ferro, ouro preto, mg, pp. 100-108.
- [2] Ferreira, J. C., 2009, “Estudos sobre drenagem e redução de umidade do minério de ferro de Carajás com a utilização de Geossintéticos”. 92 f. Dissertação Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- [3] Antaq. Anuário Estatístico - 2016. Principais Mercadorias Movimentadas. Brasília, 2017.
- [4] Gardoni, M. G. A.; Villar, L.; Ferreira, J. C.; Monteiro, M.C., 2010, “Performance of geosynthetics drainage systems in Carajás mining”. In: Geosynthetics for a Challenging World, Guarujá. 9th International Conference on Geosynthetics. São Paulo: IGS, v.02, pp. 1099 – 1102.
- [5] Carvalho, A. T., Carvalho, R. A M., Silva, M. L. P., *et al.*, 2002, “Tratamento de Grãos por meio de Plasma a frio”, Biotecnologia Ciência e Desenvolvimento, n. 28, pp. 22-25.
- [6] Chapman, B. N. Glow discharge processes: sputtering and plasma etching. Wiley, 1980
- [7] Albuquerque, M. D. F., Santos Jr., E., Simão, R. A., 2014a, “Effect of self-bias voltage on the wettability, chemical functionality and nanomechanical properties of hexamethyldisiloxane films”, Thin Solid Films, v. 564, pp. 73-78.
- [8] Cordeiro, R. C., Pacheco, L. V., Schierl, L., Víana, H., Simão, R. A., 2016, “Effects of Different Plasma Treatments of Short Fibers on the Mechanical Properties of Polypropylene-Wood Composites”, Polymer Composites, DOI: 10.1002/pc.24087
- [9] Good, Robert J.. Contact Angles and the Surface Free Energy of Solids. Surface And Colloid Science, [s.l.], p.1-29, 1979.
- [10] Luz, A. P., Ribeiro, S., Pandolfelli, V. C., 2008, “Uso da Molhabilidade na investigação do Comportamento de Corrosão de Materiais Refratários”, *Cerâmica*, v. 54, n. 330, pp. 174-183.
- [11] Karmanov, I., Wetting or non-wetting liquid?, Phys. Edu., 2000, 77, 58.
- [12] Choudhury, A.J., Chutia, J., Kakati, S. et al., 2010, “Studies of Radiofrequency Plasma Deposition of Hexametildisiloxane Films and their Thermal Stability and Corrosion Resistance Behavior”, Vacuum, v. 84, pp. 1327-1333

Capítulo 8

Estudo das propriedades físicas de pisos intertravados produzidos com rejeitos britados provenientes da serragem de mármore

Igor Vieira Fernandes

Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça

Resumo: O setor das rochas ornamentais, fortemente relacionado com a indústria da construção civil, configura-se como uma das atividades industriais que mais tem crescido nas três últimas décadas e, conseqüentemente, tem aumentado a geração de rejeitos. A produção de rochas ornamentais, em grande parte das empresas brasileiras, é feita a partir da serragem, em chapas, de grandes blocos de pedra, em equipamentos chamados teares. Na serragem, cerca de 25% a 30% de cada bloco de granito ou mármore é perdido, gerando resíduos que são, geralmente, depositados nos pátios das empresas. Assim, este trabalho tem como objetivo avaliar as propriedades físicas dos pisos intertravados produzidos com rejeitos do beneficiamento de mármore como agregado graúdo na produção de pisos intertravados. Foram realizados ensaios de caracterização física do resíduo, dos agregados convencionais e do cimento e, posteriormente, moldados corpos de prova prismáticos nas dimensões de 20 cm x 10 cm x 6 cm, com substituição do agregado graúdo convencional por rejeitos de mármore nos teares de 20% e 40%. Por fim, foi realizada a determinação das propriedades físicas nas idades de cura de 7,14 e 28 dias. Observou-se que ocorreram modificações nas propriedades físicas dos pisos intertravados incorporados com o resíduo de mármore, mas os valores obtidos satisfazem os parâmetros normativos.

Palavras-chave: Concreto, Piso intertravado, Resíduo, Propriedades.

1. INTRODUÇÃO

A construção civil é uma atividade importantíssima em todo mundo. Está ligada a infraestrutura de um país e proporciona grande geração de emprego e rendas pela grande soma de recursos aplicados, sendo um dos índices de desenvolvimento de uma nação. Representa a criação de investimentos de longo prazo em empresas diversas nas áreas de indústria, serviço e agropecuária (CHAGAS FILHO, 2013).

O crescimento socioeconômico implica em maior consumo de bens minerais, tornando importante garantir a disponibilidade de recursos demandados pela sociedade. Tem-se assim, uma relação intrínseca entre o desenvolvimento econômico, qualidade de vida e de bens minerais. Dessa forma, atualmente o descarte de resíduos é um problema que tem se configurado como um grande desafio mundial, uma vez que a produção dos mesmos se eleva conforme o crescimento da população e das economias (DERISIO, 2016). Assim, a crescente conscientização sobre o meio ambiente tem contribuído para as preocupações relacionadas com a eliminação e reuso dos resíduos gerados.

A gestão de resíduos sólidos é uma das principais preocupações ambientais do mundo, devido ao custo com a sua disposição ser cada vez maior, a utilização de resíduos tem se tornado uma alternativa atraente para sua disposição (SIDDIQUE et al, 2008). Além do mais, segundo DONAIRE (1996), a sobrevivência das empresas e a oportunidade de bons negócios está cada vez mais atrelada às atitudes tomadas para a redução, ou não poluição do meio ambiente.

Dentro deste aspecto da produção de resíduos, a construção civil se mostra tanto como vilã, como também com grande potencial para ser consumidora de vários resíduos produzidos. Isto se dá por, segundo JOHN (2000), ser um dos maiores consumidores de matérias-primas (consome cerca de um terço do total de recursos consumidos pela sociedade) e, ao mesmo tempo, como mostra GONÇALVES (2000), possuir um mercado que se apresenta como uma das alternativas mais eficazes para consumir materiais reciclados. Podendo, então, contribuir consideravelmente para a solução de um problema que ela própria agravava.

Então, nos últimos anos, a construção civil, tem sido alvo da incorporação dos mais diversos tipos de materiais, em virtude de alguns possuírem composição similar às matérias-primas naturais. A busca por materiais alternativos para a construção civil com finalidade de reduzir custos é imperiosa, diante do crescimento populacional existente, limitação de recursos econômicos e escassez de recursos naturais pelas altas demandas de consumo.

O estudo de novas tecnologias para o reaproveitamento dos resíduos industriais poderá propiciar o desenvolvimento de novos produtos com consequente diminuição do descarte de resíduos e maximização da cadeia produtiva da indústria (MENDONÇA, et al, 2013).

No Brasil, o setor das rochas ornamentais configura-se como uma das atividades industriais que mais tem crescido nas três últimas décadas e, conseqüentemente, tem aumentado a geração de rejeitos (MOTHÉ FILHO; POLIVANOV; MOTHÉ, 2005). Os mármore e os granitos destacam-se por representarem 90% da produção mundial de rochas ornamentais. Os granitos correspondem às rochas silicáticas e, se comparados aos mármore, possuem menor porosidade, elevada resistência e dureza. Por outro lado, os mármore constituem-se como rochas carbonáticas, cuja durabilidade e nobreza conferem-lhe valor, ainda que sejam menos resistentes a riscos e vulneráveis a ataques químicos ácidos (ALENCAR; CARANASSIOS; CARVALHO, 1996).

Em suma, considerando que a utilização de resíduos tem se mostrado como uma boa alternativa na redução do impacto causado pelo consumo desordenado de matérias-primas naturais, pela redução das áreas de disposição, considerando o crescente volume de resíduos descartados a cada ano em todo o mundo, bem como para agregar valor ao resíduo indesejável, houve a motivação para desenvolver este trabalho.

2. METODOLOGIA

Os materiais utilizados na pesquisa se dividem nos grupos abaixo:

Agregado graúdo: Brita de origem granítica, proveniente da pedreira explorada pela CONTEC, situada no município de Pocinhos-PB, apresentando diâmetro máximo característico de 9,5 mm, módulo de finura de 5,98, massa unitária (aparente) de 1,43 g/cm³, massa específica real de 2,59 g/cm³ e absorção de 0,5%.

Agregado miúdo: O agregado miúdo utilizado na pesquisa foi do tipo natural, areia quartzosa retirada do leito do Rio Paraíba, com diâmetro máximo característico de 4,8 mm e módulo de finura 2,36, massa unitária solta de 1,5 g/cm³ e massa específica real de 2,59 g/cm³.

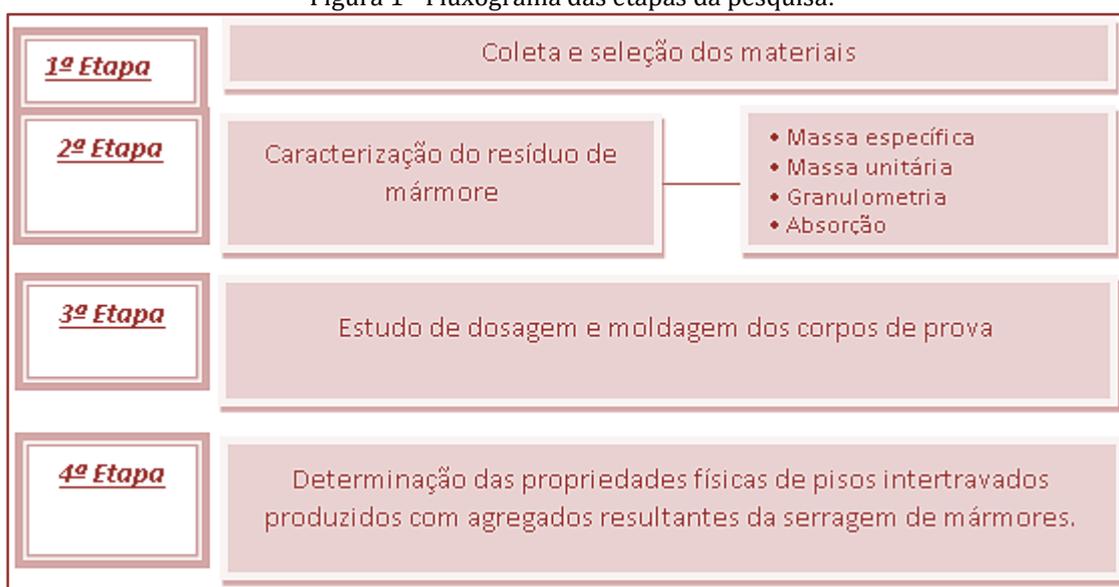
Cimento Portland CP II F32: O cimento Portland utilizado para moldagem dos corpos de prova foi obtido no comércio de Campina Grande-PB, cujo fabricante é a empresa Montes Claros, apresentando índice de finura igual a 2,84% e massa específica real igual a 2,91 g/cm³.

Resíduo de mármore: O resíduo de mármore utilizado no desenvolvimento deste projeto, foi um agregado proveniente da britagem de mármore, que foi fornecido pela indústria GRANFUJI situada na Alça Sudoeste, no distrito industrial de Campina Grande-PB.

Água: Destinada ao consumo humano fornecida pela Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (CAGEPA).

Para realização deste estudo foram desenvolvidas etapas sequenciais para uma melhor organização e obtenção dos resultados. A Figura 1 ilustra o Fluxograma das etapas da pesquisa.

Figura 1 - Fluxograma das etapas da pesquisa.



Fonte: Dados da pesquisa (2018)

Seleção dos materiais: Nesta etapa foram selecionadas e caracterizadas as matérias-primas convencionais utilizadas para a produção do concreto simples (cimento, agregado graúdo e agregado miúdo).

Caracterização do resíduo de mármore: Para caracterização física do resíduo foram realizados ensaios de massa específica, massa unitária, análise granulométrica e absorção.

Estudo da dosagem dos materiais: A dosagem dos materiais foi realizada de acordo com a metodologia da ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, a partir da caracterização do agregado graúdo, miúdo e do cimento e do estabelecimento do fator água/cimento. Na primeira etapa foi realizada a caracterização dos materiais (agregados e cimento). Na segunda etapa foi realizado o estudo da dosagem, determinando-se a proporção dos materiais, onde estabeleceu-se o seguinte traço 1:1,40:1,62:0,43. O valor do abatimento de tronco cone foi fixado entre (40 – 60 mm). A Tabela 1 apresenta o consumo dos materiais utilizados para produção dos corpos de prova utilizados neste estudo.

Tabela 1: Consumo dos materiais utilizados.

| Percentual | 0% | 20% | 40% |
|-----------------------------|----------|----------|----------|
| Cimento | 7,8 kg | 7,8 kg | 7,8 kg |
| Agregado Miúdo | 10,92 kg | 10,92 kg | 10,92 kg |
| Agregado Graúdo (Brita 9,5) | 12,64 kg | 10,10 kg | 7,60 kg |
| Água | 3,4 L | 3,4 L | 3,4 L |
| Resíduo de Mármore | 0 kg | 2,53 kg | 5,06 kg |

Fonte: Dados da pesquisa (2019)

Moldagem dos corpos de prova: Foram moldados corpos de prova prismáticos de 20 cm x 10 cm x 6 cm com substituição do agregado convencional por rejeitos de mármore nos teores de 20% e 40%. Após 24 horas da moldagem, estes foram desmoldados e imersos em água para realização da cura.

Determinação das propriedades físicas dos pisos intertravados incorporados com resíduo de mármore: Foi realizado o ensaio de absorção de água, que tem como objetivo a determinação da absorção de água, que, por sua vez, representa o incremento de massa de um corpo sólido poroso devido à penetração de água em seus poros permeáveis, em relação a sua massa em estado seco. O ensaio de absorção foi realizado seguindo a norma ABNT NBR 9781:2013.

3.RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1.RESÍDUO DE MÁRMORE

A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos para a caracterização física do rejeito britado proveniente das sobras da serragem de mármore.

Tabela 2: Caracterização física do rejeito britado proveniente do corte de mármore

| Parâmetro determinado | Média dos valores |
|--|-------------------|
| Massa unitária (g/cm ³) | 1,33 |
| Massa específica real (g/cm ³) | 2,76 |
| Absorção (%) | 1,61 |

Fonte: Dados da pesquisa (2018)

Comparando-se os resultados obtidos para a caracterização física do rejeito de mármore com os que foram obtidos para o agregado graúdo convencional, observa-se que os valores encontrados para a massa unitária e massa específica de ambos são valores próximos. Mas para a absorção percebe-se um aumento considerável. Segundo Neville (2016), o rejeito de mármore utilizado neste estudo, pertencente ao grupo Calcário, no qual a porosidade pode variar até 37,6%, podendo contribuir para o aumento da absorção, e que a massa específica real possui valores entre 2,5 e 2,8 g/cm³, que condiz com o valor determinado neste trabalho, de 2,76 g/cm³.

Na Tabela 3 está apresentada a composição granulométrica do rejeito britado resultante das sobras da serragem de mármore.

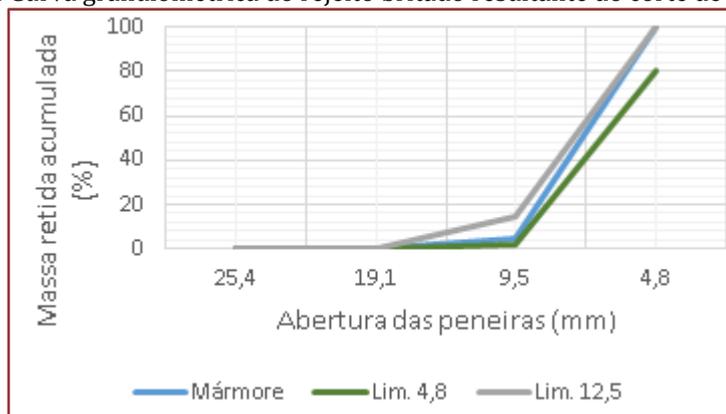
Tabela 3: Composição granulométrica do rejeito britado resultante do corte de mármore

| Peneira (mm) | Composição Granulométrica | | | % Que passa da amostra total |
|--------------------------|---------------------------|-----------------|-------------|------------------------------|
| | Material Retido | | | |
| | Massa (g) | % Amostra Total | % Acumulada | |
| 25,4 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| 19,1 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| 9,5 | 128,56 | 4,29 | 4,29 | 95,71 |
| 4,8 | 2871,44 | 95,71 | 100 | 0 |
| Diâmetro Máximo = 9,5 mm | | | | |
| Módulo de finura = 6,04 | | | | |

Fonte: Dados da pesquisa (2018)

A Figura 2 ilustra a curva granulométrica obtida para o rejeito britado resultante das sobras da serragem de mármore.

Figura 2: Curva granulométrica do rejeito britado resultante do corte de mármore



Fonte: Dados da pesquisa (2018)

De acordo com a classificação da ABNT NBR 7211:2009, o rejeito britado proveniente das sobras da serragem de mármore se encontra dentro dos limites estabelecidos para brita 0. A curva granulométrica representada possui diferença em relação à da brita convencional utilizada, devido ao processo de beneficiamento através do peneiramento.

3.2. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO PISO INTERTRAVADO COM SUBSTITUIÇÃO DO AGREGADO GRAÚDO POR REJEITO BRITADO PROVENIENTE DO CORTE DE MÁRMORE E GRANITO

Para o piso intertravado de referência, têm-se os seguintes valores do ensaio de absorção:

Tabela 4: Absorção do piso intertravado de referência

| Tempo de cura (dias) | Piso intertravado de referência | | | | | | Absorção média (%) |
|----------------------|---------------------------------|-----------|---------------------|-----------|--------------------------------|-----------|--------------------|
| | Peso Bruto Úmido (g) | | Peso Bruto Seco (g) | | Diminuição do teor de água (%) | | |
| | Amostra 1 | Amostra 2 | Amostra 1 | Amostra 2 | Amostra 1 | Amostra 2 | |
| 7 | 760,9 | 702,1 | 728,6 | 673,0 | 4,43 | 4,32 | 4,38 |
| 14 | 1279,3 | 1193,0 | 1232,8 | 1148,3 | 3,77 | 3,89 | 3,83 |
| 28 | 800,8 | 680,5 | 767,7 | 652,4 | 4,21 | 4,31 | 4,26 |

Fonte: Dados da pesquisa (2019)

Para o piso intertravado com adição de 20% de resíduo de mármore, têm-se os seguintes valores do ensaio de absorção:

Tabela 5: Absorção do piso intertravado com 20% de resíduo de mármore

| Tempo de cura (dias) | Piso intertravado com 20% de resíduo de mármore | | | | | | Absorção média (%) |
|----------------------|---|-----------|---------------------|-----------|--------------------------------|-----------|--------------------|
| | Peso Bruto Úmido (g) | | Peso Bruto Seco (g) | | Diminuição do teor de água (%) | | |
| | Amostra 1 | Amostra 2 | Amostra 1 | Amostra 2 | Amostra 1 | Amostra 2 | |
| 7 | 635,6 | 667,6 | 617,7 | 646,8 | 2,90 | 3,21 | 3,06 |
| 14 | 578,2 | 762,0 | 558,8 | 737,1 | 3,47 | 3,38 | 3,43 |
| 28 | 480,45 | 807,4 | 457,6 | 773,0 | 4,99 | 4,45 | 4,72 |

Fonte: Dados da pesquisa (2019)

Para o piso intertravado com adição de 40% de resíduo de mármore, têm-se os seguintes valores do ensaio de absorção:

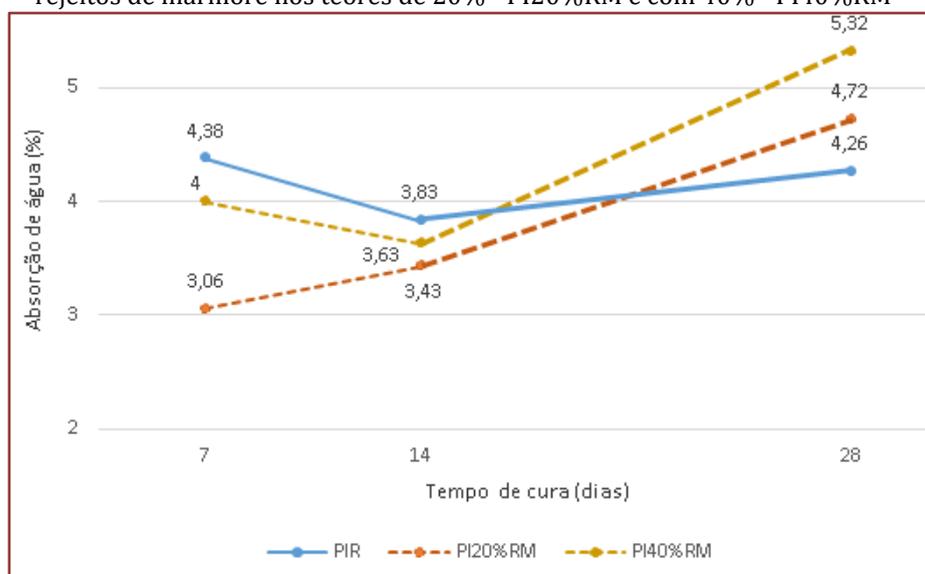
Tabela 6: Absorção do piso intertravado com 40% de resíduo de mármore

| Tempo de cura (dias) | Piso intertravado com 40% de resíduo de mármore | | | | | | Absorção média (%) |
|----------------------|---|-----------|---------------------|-----------|--------------------------------|-----------|--------------------|
| | Peso Bruto Úmido (g) | | Peso Bruto Seco (g) | | Diminuição do teor de água (%) | | |
| | Amostra 1 | Amostra 2 | Amostra 1 | Amostra 2 | Amostra 1 | Amostra 2 | |
| 7 | 446,6 | 376,5 | 430,7 | 360,9 | 3,69 | 4,31 | 4,00 |
| 14 | 675,2 | 563,8 | 652,2 | 543,6 | 3,53 | 3,72 | 3,63 |
| 28 | 497,2 | 777,7 | 472,4 | 738,0 | 5,25 | 5,38 | 5,32 |

Fonte: Dados da pesquisa (2019)

A Figura 3 ilustra um resumo dos resultados obtidos para a absorção do piso intertravado de referência – PIR e dos pisos intertravados com 20% de rejeitos de mármore – PI20%RM, e 40% de rejeitos de mármore – PI40%RM.

Figura 3: Gráfico de Absorção de água do piso intertravado de referência – PIR e do piso intertravado com rejeitos de mármore nos teores de 20% - PI20%RM e com 40% - PI40%RM



Fonte: Dados da pesquisa (2019)

O PI20%RM apresentou aos 28 dias uma absorção de 10,8% superior ao PIR, e o PI40%RM obteve uma absorção de 24,88% superior ao de referência.

Gomes (2018) avaliou o desempenho do concreto produzido com substituição do agregado graúdo convencional por rejeitos provenientes do corte de mármore e granitos e, a respeito da absorção, observou que ocorreu uma elevação dos resultados quando comparados aos obtidos para o concreto de referência, mas que satisfizeram os parâmetros normativos.

Segundo Rodrigues (2015), valores de absorção situados entre 4% e 5% servem de indicação de concretos com permeabilidades mínimas, sendo materiais que se utilizados em estruturas dificilmente apresentarão falhas devido adensamento incompleto e exsudação.

Portanto, no presente trabalho, como esperado em virtude da absorção do rejeito de mármore ser maior, houve elevação da absorção dos pisos intertravados providos desse resíduo. Entretanto, satisfizeram os parâmetros exigidos na ABNT NBR 9781/2013, pois tanto o PI20%RM e o PI40%RM apresentaram aos 28 dias os valores de 4,72% e 5,32%, respectivamente, menores que o máximo exigido de 6%.

4. CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos, pode-se concluir que:

Em termos de massa unitária e massa específica, o rejeito britado de mármore se assemelha ao agregado convencional, mas difere consideravelmente na absorção. Pelos ensaios de caracterização e com a revisão da literatura, compreendeu-se que isso se dá devido à maior porosidade desse resíduo.

Observou-se que a absorção do rejeito de mármore influenciou na absorção do concreto, pois os pisos intertravados com teores do resíduo apresentaram elevação nos valores desta propriedade, mas satisfizeram os parâmetros normativos segundo a ABNT NBR 9781/2013.

A utilização do rejeito britado de mármore em concreto, visando à substituição parcial do agregado graúdo, contribui significativamente para redução do descarte deste material no meio ambiente, além de agregar valor ao resíduo indesejável. Ademais, por se apresentar como nova alternativa, contribui para redução do consumo de matérias-primas naturais.

REFERÊNCIAS

- [1] Alencar, C.R.A.; Caranassios, A.; Carvalho, D. (1996) Tecnologias de lavra e beneficiamento: estudo econômico sobre rochas ornamentais. Fortaleza: Ed. Instituto Euvaldo Lodi. 225 p.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 7211: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.
- [3] ____NBR 9781: Peças de concreto para pavimentação - Especificação e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.
- [4] ____NBR 11579: Determinação do índice de finura do cimento. Rio de Janeiro, 2012.
- [5] ____NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001.
- [6] ____NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.
- [7] ____NBR NM 52: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.
- [8] ____NBR NM 53: Agregado Graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.
- [9] ____NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- [10] ____NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- [11] Chagas Filho, M. B. Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais. Tese (doutorado). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, PB. 2013.
- [12] Derisio, José Carlos. Introdução ao controle de poluição ambiental. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- [13] Donaire, D. A internalização da gestão ambiental na empresa. Revista de Administração, v. 31, n. 01, p. 44-51, 1996.
- [14] Gomes, P.M.V. Aproveitamento de rejeitos provenientes do corte de mármore e granito para produção de concreto. 2018. Trabalho de conclusão de curso (em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.
- [15] Gonçalves, J. P., Utilização do Resíduo de Corte de Granito (RCG) como adição para produção de concretos. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [16] John, Vanderley M. Reciclagem de resíduos para metodologia de pesquisa e desenvolvimento. São Paulo: Escola Politécnica da USP/ Departamento de Engenharia de Construção Civil (Tese de livre Docência). São Paulo, 2000.
- [17] Mendonça, A. M. G. D; Monteiro H. B. S; Chagas Filho, M. B. Avaliação das resistências de concretos com adição de resíduo oleoso da indústria de e & p de petróleo sob influência da umidade. In: X Congresso de Iniciação Científica da UFCG, 2013.
- [18] Mothé Filho, H.F.; Polivanov, H.; Mothé, C.G. (2005) Reciclagem dos Resíduos Sólidos de Rochas Ornamentais. Anuário do Instituto de Geociências, v. 28, n. 2, p. 139-151.
- [19] Neville, A. M.; Cremonini, R. A. Propriedades do Concreto. Porto Alegre: Bookman, 2016.

[20] Rodrigues, M. A. Utilização dos resíduos de cortes de placas de mármore e granito como adição na fabricação de concreto autoadensável. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Amazonas, Manaus.

[21] Siddique, R.; Khatib, J.; KAUR, I. Use of recycled plastic in concrete: a review. *Waste Management*, v. 28, p. 1835-52, 2008.

Capítulo 9

Avaliação da resistência à tração da mistura solo-cimento Portland-RoadCem®

Levi D'Araújo Nogueira

Paulo Victor de Carvalho Figueiredo

Cláudia Ávila Barbosa

Consuelo Alves da Frota

Resumo: A região Amazônica, por sua singular localização e características próprias, depara-se constantemente com desafios na prática da Engenharia. Um deles é a enorme dificuldade na obtenção de material pétreo para o emprego na construção civil, uma vez que o substrato rochoso encontra-se, em geral, abaixo de uma espessa camada de material argiloso, a qual age como obstáculo e, em certos casos, impossibilita a extração pétreo. Tal realidade suscita a busca por materiais e tecnologias alternativas que aproveitem os recursos disponíveis na região. Nesse contexto, analisou-se o comportamento geotécnico da mistura solo-cimento Portland-RoadCem®. O material natural característico da região é proveniente do Campus da Universidade Federal do Amazonas em Manaus, e sua escolha tem como objetivo avaliar seu desempenho para aplicação em subcamadas de pavimentos. A participação do cimento Portland CP II E32 tem como objetivo aumentar a rigidez da mistura, tornando-a mais resistente e, assim, crescer sua capacidade de suporte. O aditivo RoadCem®, formado pela composição de metais alcalinos e zeólitas, por sua vez, tem a finalidade de solucionar o grave problema da excessiva umidade natural dos solos regionais, como também melhorar as características mecânicas da composição. Evita-se, assim, empréstimo, transporte e descarte de material, de acordo com as condições técnicas-econômicas e, sobretudo, ambientais. Neste trabalho, foram caracterizados o material e as misturas. Para o solo “in natura”, determinou-se a massa específica dos grãos (NBR 6508 – 88), a granulometria (NBR 7181-84), o limite de liquidez (NBR 6459/84), o limite de plasticidade (NBR 7180/84), e os parâmetros de compactação na energia intermediária (NBR 7182-86). As composições foram submetidas aos ensaios de limite de liquidez (NBR 6459/84) e limite de plasticidade (NBR 7180/84), e compactação na energia intermediária (NBR 7182-86). Na avaliação do desempenho mecânico, determinou-se a resistência à tração por compressão diametral, segundo as recomendações da norma DNIT 136/2010-ME, tanto para o solo natural quanto para as misturas. Nestas composições participarão o cimento e ao RoadCem®, de acordo com as porcentagens de 13,25% e 0,13%, respectivamente. Os resultados mostraram um aumento da RT das misturas estudadas relativo ao material natural.

Palavras-chave: Solo, Resistência à Tração, Cimento Portland, Amazônia, RoadCem®

1 INTRODUÇÃO

A prática da Engenharia Geotécnica na Amazônia se caracteriza por demandar constantemente a busca por novos materiais e soluções técnicas que se adequem à realidade da região. Na construção e manutenção de estradas, o principal desafio está em se encontrar matéria-prima que atenda aos parâmetros técnicos e, ao mesmo tempo, não comprometa a viabilidade econômica do projeto por conta dos custos de transporte e logística.

Por isso, a técnica de estabilização tem sido largamente empregada na melhoria de solos destinados à construção de estradas. Vogt (1967) citado por Balbo (1996) define estabilização como a técnica de melhorar as propriedades naturais do solo, de forma a torná-lo mais adequado a uma determinada aplicação, por meio da adição de outro material. Dependendo do método, a estabilização pode ser mecânica, onde se aplica uma correção granulométrica, ou físico-química, com a participação de materiais como cimento e cal, entre outros.

No caso da estabilização química, o aditivo produz alterações na estrutura do solo, melhorando suas propriedades físicas e mecânicas, possibilitando seu emprego na pavimentação. Os aditivos químicos utilizados podem ser desde produtos industrializados, até subprodutos e resíduos industriais. (FRANÇA, 2003).

Um dos materiais usados na estabilização química de uso bastante difundido é o cimento Portland. Por meio da reação de hidratação, o cimento preenche os vazios do solo, envolvendo as partículas e criando, assim, uma matriz que fixa os grãos não aderidos. Tal processo, além de aumentar a resistência da mistura, a torna menos sensível às mudanças de umidade, diminuindo os esforços de tração e compressão no interior da massa de solo. (LILLEY 1971 e KÉZDI 1979 citados por BALBO 1996)

Outros aditivos também podem ser incorporados à mistura solo+cimento, de forma a realçar as vantagens proporcionadas pelo uso do cimento Portland, além de possibilitar o emprego dessa técnica em ambientes com umidades elevadas e de difícil controle de parâmetros técnicos em campo. Esse é o caso do RoadCem®, um estabilizante químico desenvolvido para aplicação em construção de estradas e outras obras de terra, com a prerrogativa de, junto com o cimento ou outro material pozolânico, proporcionar capacidade de suporte para qualquer tipo de solo. Ressaltando-se o seu diferencial de poder ser aplicado em um amplo intervalo de umidade, sem prejuízo na resistência final da mistura. (ROJI, et al 2010)

Nesse contexto, analisou-se neste trabalho a mistura de solos naturais, em geral, não adequados à pavimentação, com cimento Portland e o aditivo RoadCem®. Teve-se como objetivo, verificar o desempenho das misturas sob o ponto de vista mecânico. Para tal, determinou-se a resistência à tração por compressão diametral.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O solo natural, proveniente do campus da Universidade Federal do Amazonas, na cidade de Manaus, foi inicialmente caracterizado. Determinando-se a massa específica dos grãos (NBR 6508 – 88), a textura pelos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação, segundo as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 7181-84), além do índice de plasticidade, a partir dos ensaios de Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade, balizados pelas NBR 6459/84 e NBR 7180/84, respectivamente. Também foram calculados os parâmetros de compactação na energia intermediária (NBR 7182-86) e sua resistência à tração por meio do ensaio de compressão diametral (DNIT 136/2010-ME).

Segundo o guia básico de uso do o cimento Portland CP II E, este material é formado de 94% a 56% de clínquer+gesso e 6% a 34% de escória, podendo ou não ter adição de material carbonático no limite máximo de 10% em massa. Ainda de acordo com a citada orientação, dentre as diversas aplicações desse material tem-se a mistura solo-cimento.

Utilizou-se também o aditivo RoadCem®, material formado pela composição de metais alcalinos e zeólitas que, atuando no processo de hidratação do cimento, melhora o processo de cristalização, formando estruturas cristalinas que melhoram a resistência e flexibilidade das camadas estabilizadas.

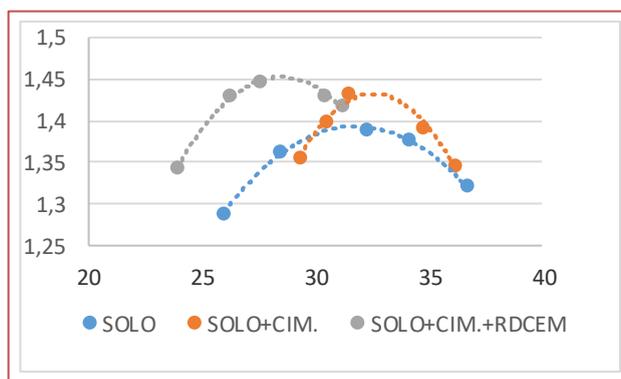
Tais aditivos foram misturados ao material “in natura”. A dosagem das misturas seguiu as instruções fornecidas pelo fabricante do RoadCem® que recomenda as seguintes quantidades para os solos da região: 2,20 kg/m³ de RoadCem® e 220,00 kg/m³ de cimento Portland (MARJANOVIC et al, 2009 e 2010).

Tabela 2. Índices de Plasticidade

| Material | LL (%) | LP (%) | IP (%) |
|-----------------------|--------|--------|--------|
| Solo | 80 | 40 | 40 |
| Solo + 13,25% Cimento | 51 | 38 | 13 |

Realizou-se também o ensaio de compactação na energia intermediária, seguindo as recomendações da norma NBR 7182-86, para o solo natural, e as a misturas solo + cimento Portland (13,25%), e solo + cimento Portland (13,25%) + RoadCem® (0,13%) Os resultados apresentados na Figura 2, mostram: a) com a incorporação do cimento ao solo natural, observou-se o aumento da massa específica aparente seca máxima e a diminuição da umidade ótima em comparação com os resultados para o solo natural, que antes eram, respectivamente, de 1,35 g/cm³ e 34% e passaram a ser de 1,42 g/cm³ e 32,5%; b) adição do RoadCem® à mistura também gerou aumento da massa específica aparente seca máxima e diminuição da umidade ótima em relação a mistura de solo + cimento, apresentando massa específica aparente seca máxima de 1,45 g/cm³ e umidade ótima de 28,5%.

Figura 2. Curvas de Compactação



Para analisar o desempenho mecânico tanto do solo quanto das misturas (solo + cimento Portland 13,25% e solo + cimento Portland 13,25% + RoadCem® 0,13%) executou-se o ensaio de resistência à tração. Os corpos de prova foram moldados nos teores de umidade referentes ao primeiro valor do ramo seco, à umidade ótima e ao último valor do ramo úmido, alusivos as curvas mostradas. Respeitante a cura dos corpos de prova, simulou-se a situação de campo, umidificando-se a mistura diariamente por 7 dias. Os resultados desse experimento são mostrados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados do ensaio de Resistência à Tração

| CORPO | COMPOSIÇÃO | σ_t |
|-------|---------------------|------------|
| CP-01 | SOLO NATURAL | 0,45 |
| CP-03 | SOLO + CIM. | 0,70 |
| CP-04 | SOLO + CIM. | 0,70 |
| CP-05 | SOLO + CIM. | 0,70 |
| CP-06 | SOLO + CIM. | 0,75 |
| CP-07 | SOLO + CIM. | 0,75 |
| CP-22 | SOLO + CIM. + RDCEM | 0,55 |
| CP-23 | SOLO + CIM. + RDCEM | 0,70 |

Moraes et al estudaram um solo residual de arenito estabilizado com cimento. Notaram que a resistência à compressão diametral aumentou linearmente com o acréscimo do teor de cimento incorporado à mistura. Além disso, a redução da porosidade do material acarretou ganhos de resistência, independentemente da quantidade do aditivo incluído.

Em relação aos teores de umidade, BOSZCZOWSKI (2008) constatou que, para os solos analisados, a ruptura ocorria de forma frágil para baixos teores de umidade, enquanto para valores mais elevados a ruptura acontecia na forma dúctil, levando a maiores deformações para se atingir a resistência máxima.

Na pesquisa em pauta observou-se que, para a mistura solo + 13,25% cimento Portland, o aumento no teor de umidade ocasionou ganho de resistência à tração, dentro do intervalo verificado (de 28% a 36%). Respeitante à mistura solo + 13,25% cimento Portland + 0,13% RoadCem, também notou-se semelhante comportamento. Portanto, os resultados se mostraram coerentes alusivos aos encontrados na literatura, uma vez que houve aumento de resistência com o acréscimo de cimento à mistura e quando se elevou o teor de umidade dos corpos-de-prova, dentro do intervalo estudado, que foi de 24% a 32%.

Merece também destaque o trabalho de Wu (2015) com misturas solos argilosos + cimento Portland + Roadcem. Encontrou valores similares aos determinados nesse estudo desenvolvido com solos de Manaus, particularmente referente a resistência à tração para 7 dias de cura. Ressalta-se ainda que a adição do RoadCem às misturas não alterou significativamente as resistências à tração para as umidades analisadas. Vale ressaltar que não se seguiu as orientações laboratoriais do fabricante no que tange os procedimentos laboratoriais de ensaios. Etapa ainda a ser realizada. Optou-se por simular as condições encontradas e executadas em campo, com condições de umidade e temperatura características da região.

4 CONCLUSÕES

A técnica de estabilização com cimento, há muito utilizada para melhorar as características de solos a fim de utilizá-los em pavimentação se mostrou eficaz, diminuindo o índice de plasticidade do solo em natura e aumentando sua resistência à tração. Notou-se também que, de acordo com os resultados do ensaio de compactação na energia intermediária, a mistura solo + cimento Portland (13,25%) apresentou uma maior massa específica aparente seca máxima e menor umidade ótima comparada aos resultados obtidos para o solo natural. A mistura solo + cimento Portland (13,25%) + RoadCem® (0,13%) também indicou aumento da massa específica aparente seca máxima e diminuição da umidade ótima. Em relação ao desempenho mecânico, pode-se constatar aumento da RT após a incorporação do cimento e ganhos progressivos à medida em que se acresceu o teor de umidade dos corpos-de-prova. Todavia, não foi possível observar, diferenças significativas no parâmetro de resistência após o acréscimo do RoadCem à mistura. Contudo, esse é o início do projeto. Novos ensaios serão realizados, visando dar continuidade ao

estudo, notadamente levando-se em conta um intervalo de umidade mais amplo, diferentes dosagens dos materiais e, em particular com uma maior participação do RoadCem®.

AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa e auxílio financeiro.

REFERÊNCIAS

- [1] ABCP – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. Guia básico de utilização do cimento portland. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p. (BT-106)
- [2] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459, Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p.
- [3] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508, Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1988. 8p.
- [4] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180, Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 5p.
- [5] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181-84, Solo: Análise Granulométrica, (1984).
- [6] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182-86, Solo: ensaio de compactação, (1986).
- [7] BALBO, J.T. (1996). Alguns conceitos diferenciadores dos materiais estabilizados com cimento. 7ª Reunião Anual de Pavimentação Urbana, São José dos Campos, SP, pp. 275-294.
- [8] BOSZCZOWSKI, R. B. Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR / Roberta Bomfim Boszczowski; orientador: Tácio Mauro P. de Campos – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2008.
- [9] DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTES. DNIT 136, Pavimentação asfáltica – Mistura asfáltica – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010. 6p.
- [10] FRANÇA, F.C. (2003). Estabilização química de solos para fins rodoviários: estudo de caso com o produto “RBI Grade 81”, Viçosa, MG, 104p.
- [11] MORAES, R.Z; FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C. Resistência à compressão diametral de solo artificialmente cimentado reforçado com fibras de polipropileno. Porto Alegre, RS, 5p.
- [12] Marjanovic, C.E.G. Egyed, P. de La Roij, R. de La Roij. RoadCem® A. Pavement Construction using PowerCem, Civil engineering, Netherlands, 2009
- [13] Marjanovic, C.E.G. Egyed, P. de La Roij, R. de La Roij. RoadCem® Lab Manual for Amazon Clay, Civil Engineering, Netherlands, 2010.
- [14] WU, P. Cement Stabilized Materials with Use of RoadCem® Additive, Section of Pavement Engineering, Delft University of Technology, Netherlands, 2015

Capítulo 10

Determinação das equações de calibração dos valores de sucção medidos com sensores de matriz granular

Gabriel Bellina Nunes

Orlando Martini Oliveira

Rafael Augusto dos Reis Higashi

Cândida Bernardi

Narayana Saniele Massocco

Vitor Santini Muller

Marcos Massao Futai

Resumo: Foi realizado um estudo com sensores de sucção de matriz granular do tipo WaterMark visando encontrar correlações de correção de suas leituras. Para isso foram realizados alguns ensaios de laboratório, em condições controladas, para o melhor entendimento de seu funcionamento. Foi utilizado um solo residual de diabásio compactado nas condições da umidade ótima no interior de dois cilindros Proctor, onde foram instalados 10 sensores de matriz granular (SMG) e dois tensiômetros de campo. Foi verificado que os SMG apresentam uma dispersão nos valores de sucção medidos após ser atingida a estabilização. Desta forma houve a necessidade de se obter, para cada um dos SMG equações de calibração. Para a obtenção dos pontos do ajuste, foi executado o umedecimento da amostra com posterior etapas de secagem do solo ao ar, onde os moldes foram abertos e novamente fechados até estabilização das leituras medidas pelos sensores. Verificou-se que os sensores SMG estudados apresentaram dispersão nos resultados, sendo que a calibração única fornecida pelo fabricante não resultou em valores confiáveis de sucção. Cada sensor teve uma tendência e nenhum deles pode ser usado sem correção.

Palavras-chave: Solos não saturados, Sensor de sucção, Equação de calibração.

O artigo foi publicado anteriormente no Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica realizado em 2018 em Salvador.

1 INTRODUÇÃO

Em países tropicais como o Brasil, condições climáticas associadas com eventos de chuvas e altas temperaturas são favoráveis para a formação de solos residuais que geralmente se encontram na condição não saturada. Considerar o fato de que o solo não precisa necessariamente estar saturado para a ocorrência de movimentos de massa é mais apropriado para pesquisas em solos de regiões tropicais.

Quando a ruptura de um talude é provocada pela chuva, o mecanismo de falha envolve a infiltração de água que faz com que ocorra uma redução na sucção matricial dos solos localizados na zona de aeração. A análise da estabilidade de taludes não saturados requer um estudo extensivo e detalhado da infiltração de água, porque os deslizamentos em condições não saturadas estão diretamente relacionadas com o regime de chuva e sua infiltração no solo (YEH ET AL., 2004). Normalmente, os solos residuais não saturados apresentam valores altos de sucção matricial durante períodos secos, o que contribui para o aumento de sua resistência. No entanto, durante períodos de chuva, quando há infiltração de água no perfil do solo, passa a ocorrer uma redução no valor da sucção. Como resultado, a resistência ao cisalhamento adicional fornecida pela sucção matricial pode ser reduzida o suficiente para desencadear um deslizamento (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).

O trabalho de campo, focado no monitoramento do perfil de sucção matricial com a profundidade, é importante para uma análise detalhada da estabilidade da encosta do ponto de vista da mecânica dos solos não saturados. Tal monitoramento pode ser feito através da instalação de sensores de sucção utilizando medição direta ou indireta da sucção matricial do solo. O sensor de matriz granular (SMG), instrumento de medida indireta, apresenta um tempo de resposta lento quando comparado com um tensiômetro. No entanto, considera-se que seu uso pode fornecer informações importantes para estudos envolvendo o movimento da água no solo (MENDES, 2008). O instrumento de medição indireta parece ser mais adequado para medir solos argilosos úmidos e pode não ser adequado para medir solos com um grau de saturação menor que cerca de 40% (GUAN, 1997).

Sensores do tipo resistência e capacitância elétrica têm algumas vantagens tais como não necessitarem de manutenção periódica. Entretanto, em virtude de os sensores determinarem a sucção do solo de forma indireta, deve ser verificada, se a calibração dos mesmos necessita de ajustes.

2 MATERIAIS E MÉTODO

2.1 MONITORAMENTO DA SUCCÃO

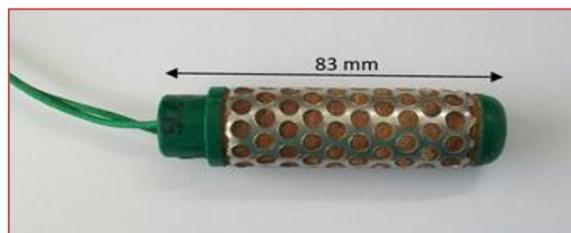
Antes da instalação dos equipamentos em campo, são necessárias algumas investigações em laboratório para calibrar os sensores. Foram realizados ensaios para se verificar o melhor procedimento de instalação e de saturação e um ajuste dos valores registrados pelos sensores de sucção.

Nesta pesquisa foram utilizados sensores de sucção de matriz granular fabricados pela Irrrometer Company, os quais por meio de sinais elétricos enviam as informações da variação da sucção do solo até um datalogger.

2.1.1 SENSOR DE SUCCÃO DE MATRIZ GRANULAR (SMG)

O SMG, apresentado na Figura 1, é um equipamento formado por uma pedra porosa envolvida em uma proteção de aço inoxidável que abriga dois eletrodos ligados a dois fios elétricos (Figura 2).

Figura 1. Sensor de sucção de matriz granular (SMG)



Conforme a umidade no local aumenta a condutividade elétrica entre esses eletrodos cresce e isso significa uma diminuição da sucção do solo no local. A faixa de leitura do SMG é de 0 a 200 kPa com precisão de 1 a 2 %. Essas informações são encaminhadas ao datalogger que, através de uma equação de calibração, converte os dados de leitura dos eletrodos para dados de sucção.

Figura 2. Corte no SMG



O datalogger, apresentado na Figura 3, deve ser instalado em um local abrigado das intempéries.

Figura 3. Datalogger



2.1.2 TENSÍÔMETRO DE MEDIDA DIRETA

O tensiômetro de campo de medida direta (Figura 4) foi utilizado como comparativo para a calibração dos sensores de sucção.

Figura 4. Tensiômetro de campo

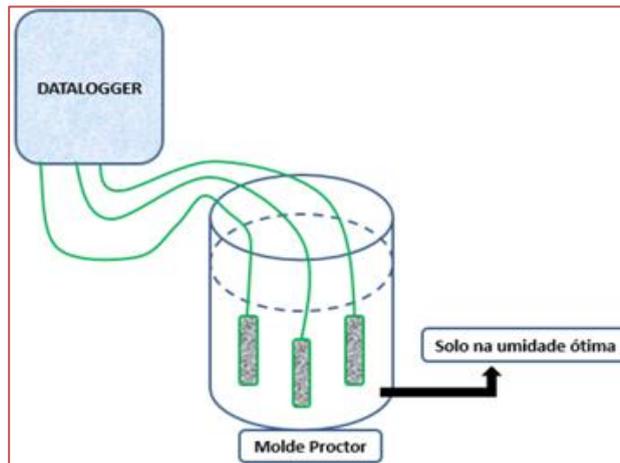


Na ponta do tensiômetro existe uma pedra porosa de alta entrada de ar que está conectada a uma tubulação e um manômetro. A pedra porosa deve estar saturada e o interior da tubulação preenchido com água. Quando a pedra porosa entra em contato com o solo, o mesmo tende a puxar a água do interior do tensiômetro. A pedra porosa não permite a entrada de ar e conseqüente saída de água de forma que fica submetida a uma pressão menor que a atmosférica que é registrada no manômetro. Este valor de pressão corresponde à sucção matricial do solo.

2.2 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

O solo residual foi compactado dentro de dois cilindros metálicos grandes (usados para o ensaio de compactação Proctor) sendo compactado nas condições de umidade ótima ($w=30\%$) definida com a energia de compactação normal. Dentro de cada molde cilíndrico foram instalados cinco sensores de sucção. A representação esquemática da Figura 5 ilustra o experimento com 3 sensores.

Figura 5. Representação esquemática da instalação dos sensores no interior do solo compactado em um molde de CBR.



Na Figura 6 estão apresentadas algumas das etapas de instalação dos sensores de sucção no interior do solo compactado. Nesta figura o sensor de cabo vermelho coleta a temperatura do solo.

Figura 6. Preparação da amostra com os tensiômetros de medida indireta.



Após a instalação dos sensores de sucção no interior do solo compactado foi feita aspersão de água, simulando uma chuva. O objetivo é ver como variam os valores de sucção durante a secagem do solo úmido. Para todos os níveis de sucção pesquisados o sistema contendo solo e os sensores de sucção foi fechado como o uso de filme plástico.

No procedimento os SMG, que foram utilizados no campo, foram instalados no solo compactado no interior do molde com o auxílio de um pequeno trado manual. Durante a instalação foi utilizada uma lama feita com uma mistura do mesmo solo e água para melhorar a continuidade hidráulica entre o solo e os SMG. Foi posteriormente permitida a evaporação da água contida no solo aumentando-se gradativamente o valor da sucção matricial. Para cada nível de sucção atingida o conjunto foi hermeticamente fechado com filme plástico até que ocorram a estabilização das leituras de sucção dos sensores.

3 RESULTADOS E ANÁLISE

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

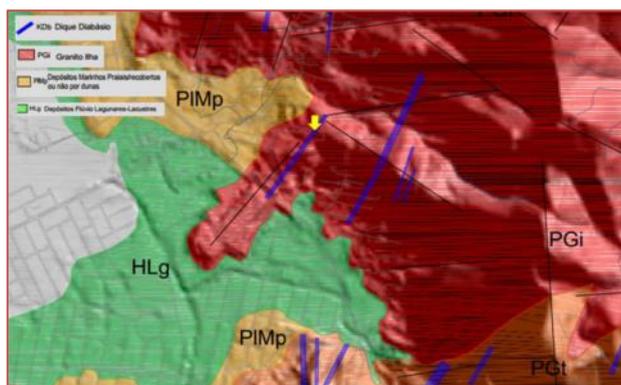
Para verificação da equação de ajuste dos valores e calibração dos sensores de sucção foi utilizado um solo localizado no bairro Itacorubi na cidade de Florianópolis/SC (Figura 7). A região de coleta do solo utilizado neste estudo apresenta coordenadas UTM 747274,00 E, 6946290,00 S.

Figura 7. Localização da área de coleta de amostras de solo. Datum Horizontal: Sirgas 2000.



De acordo com o mapa geológico da ilha de Santa Catarina/SC, na exata localização do ponto de coleta encontra-se um Dique de Diabásio. A unidade geológica do entorno é o Granito Ilha e a unidade geotécnica é Argissolo Vermelho-Amarelo. A Figura 8 apresenta o ponto de coleta indicado pela seta amarela.

Figura 8. Mapa geológico do local de retirada de amostra do solo residual de diabásio.



A Tabela 1 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de análise granulométrica, limites de Atterberg, massa específica dos grãos e classificações.

Tabela 1. Resumo dos ensaios de caracterização

| | | |
|-----------------------------|-------------------------------|----------------|
| Análise Granulométrica | Argila [%] | 27,7 |
| | Silte [%] | 29,8 |
| | Areia Fina [%] | 16,3 |
| | Areia Média [%] | 20,0 |
| | Areia Grossa [%] | 3,9 |
| | Pedregulho [%] | 2,2 |
| Limites de Atterberg | wl [%] | 47 |
| | wp [%] | 44 |
| | Ip [%] | 3 |
| | IG | 3 |
| Peso específico dos sólidos | ρ_s [kN/m ³] | 28,0 |
| Classificações | MCT | NA' - NG' |
| | HRB/AASHTO | A-5 |
| | SUCS | ML |
| | Textural | Argila siltosa |

wl – Limite de liquidez; wp – limite de plasticidade; Ip – Índice de plasticidade; MCT – Miniatura compactada tropical; NA' – areia com finos não laterítica; NG' – Solo argiloso não laterítico; SUCS – Sistema unificado de classificação dos solos; ML – Silte inorgânico de baixa plasticidade.

De acordo com a Tabela 1 o solo residual de diabásio apresenta uma granulometria com predomínio de solos finos, sendo o silte a fração predominante. O valor do índice de plasticidade é baixo classificando o solo como pouco plástico. Pela classificação MCT e SUCS o solo estudado apresenta respectivamente um comportamento não laterítico e de um silte de baixa plasticidade.

O ensaio de compactação indicou umidade ótima de 30%, correspondente a uma massa específica seca máxima de 14,2 kN/m³, na energia normal.

3.2 RESULTADOS DO MODELO EXPERIMENTAL

O ajuste de valores foi feito em dois cilindros idênticos preenchidos com solo compactado. No primeiro cilindro foram utilizados os sensores numerados de 1 a 5 e no segundo foram utilizados os sensores numerados de 6 a 10. As Figuras 9 e 10 apresentam os valores de sucção registrados pelos SMG 1 a 5, enquanto que nas Figuras 11 e 12 estão os valores dos SMG 6 a 10. Nas Figuras 9 e 11 estão também as leituras de sucção fornecidas pelo tensiômetro de campo.

É possível observar que o tensiômetro obteve valores diferente de zero a partir do final do primeiro dia de registros. Já os SMG 1 a 5 levaram uma semana para registrar a umidade presente no solo. Isto está relacionado ao tempo necessário para estabilização da sucção entre a lama e o solo compactado. No momento da instalação dos SMG a lama começa a perder água para o solo compactado. Este processo termina quando a lama atingir a mesma sucção do solo compactado, o que demanda um tempo de aproximadamente uma semana. Após esse período de estabilização, os SMG apresentaram comportamento semelhante ao tensiômetro por mais uma semana. Posteriormente, o tensiômetro começou a registrar valores superiores aos SMG. A Figura 11 apresenta os valores registrados pelos SMG 6 a 10 e pelo tensiômetro.

Para os SMG 6 a 10 o tempo de estabilização foi semelhante aos primeiros sensores, cerca de uma semana. Os valores registrados foram mais dispersos quando comparado com os SMG 1 a 5. Pode-se constatar que para este conjunto, na semana seguinte à estabilização, os SMG ultrapassam os valores registrados pelo tensiômetro. Após cerca de 25 dias e 3 etapas de secagem da amostra o tensiômetro começa a registrar sucções superiores aos SMG com exceção do SMG 6 que se distanciou significativamente do restante dos sensores.

Como os sensores foram instalados em um mesmo solo era de se esperar que, os valores de sucção medidos, no momento em que atingem a estabilização, fossem os mesmos. No entanto, este fato não foi constatado. Para cada valor de sucção imposta ao corpo de prova, por sucessivas etapas de evaporação, os valores de sucção variam dentro de um determinado intervalo, justificando os ajustes dos SMG feitos no presente trabalho.

Na Figura 9 estão apresentados os resultados da variação do SMG ao longo do período de 9 de maio a 14 de junho de 2017. É possível identificar os períodos em que a amostra foi aberta para secagem. Após picos de sucção os sensores tendem a estabilizar, como posteriormente aos dias 18, 24 e 27 de maio. Isso acontece devido ao fechamento da amostra para estabilização dos SMG e tensiômetro.

A Figura 10 apresenta os valores de sucção registrados pelos SMG e pelo tensiômetro em 5 instantes diferentes do estudo. Foram selecionados momentos durante a estabilização e após o fechamento das amostras contendo os SMG e tensiômetro.

Tabela 2. Médias de valores de sucção registradas

| Tempo | Média SMG 1 ao 5 (kPa) | Média SMG 6 ao 10 (kPa) |
|------------------|------------------------|-------------------------|
| 22/05/2017 08:15 | 15 | 16,4 |
| 25/05/2017 08:13 | 23,4 | 30,2 |
| 01/06/2017 12:11 | 30,8 | 44 |
| 06/06/2017 12:47 | 33,6 | 48 |
| 09/06/2017 08:50 | 39,4 | 58,2 |

Figura 9. Variação SMG 1 a 5 e tensiômetro.

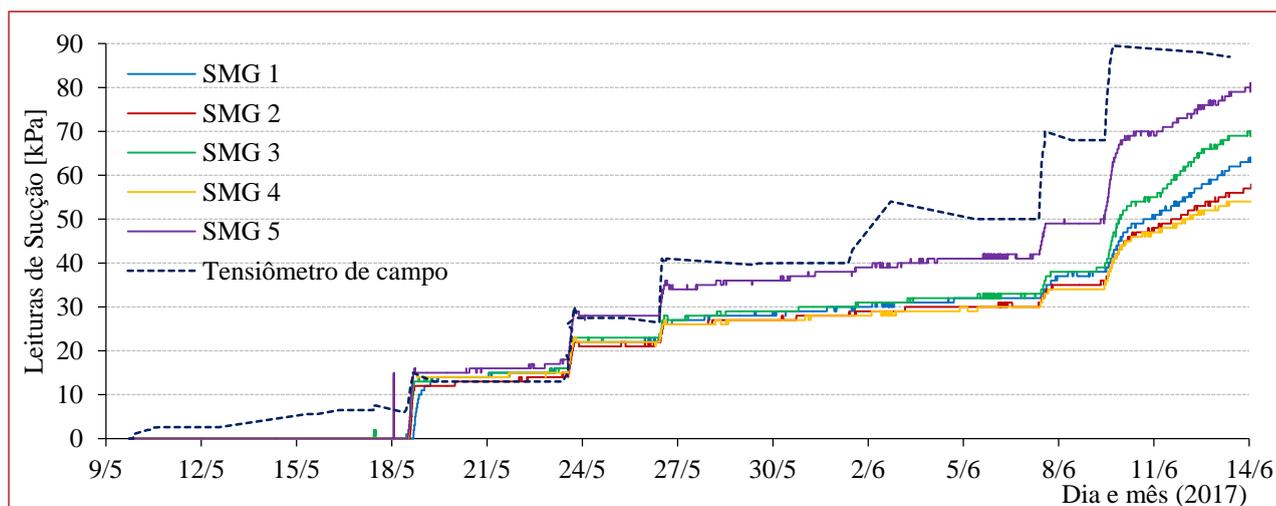
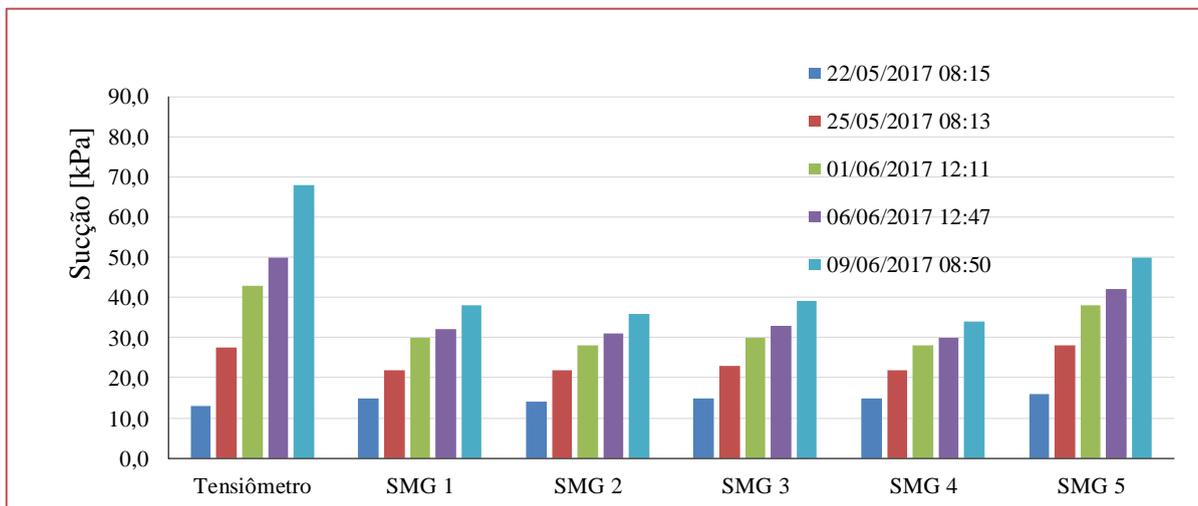


Figura 10. Relação entre os valores de sucção medidos pelos SMG 1 a 5 e o tensiômetro ao longo do tempo.



Observa-se na Figura 9 que a faixa de variação da sucção medida pelos sensores passa a ser cada vez maior na medida em que aumenta o valor de sucção do corpo de prova. Apenas o sensor 5 apresentou comportamento anômalo quando comparado com os outros 4 sensores. É possível afirmar, analisando a Tabela 2 e as colunas da Figura 10, que foram registradas diferenças significativas nos valores de sucção medidos pelos SMG dentro de uma mesma amostra. Na Figura 10 é possível constatar que o tensiômetro registrou sucções mais altas nos dias 01, 06 e 09 de junho. Quando atinge a sucção de 90 kPa o tensiômetro começa a diminuir os valores apresentados. Isso se deve ao fenômeno da cavitação, que acontece, no tensiômetro, para sucções acima de 90 kPa.

Figura 11. Variação SMG 6 a 10 e tensiômetro.

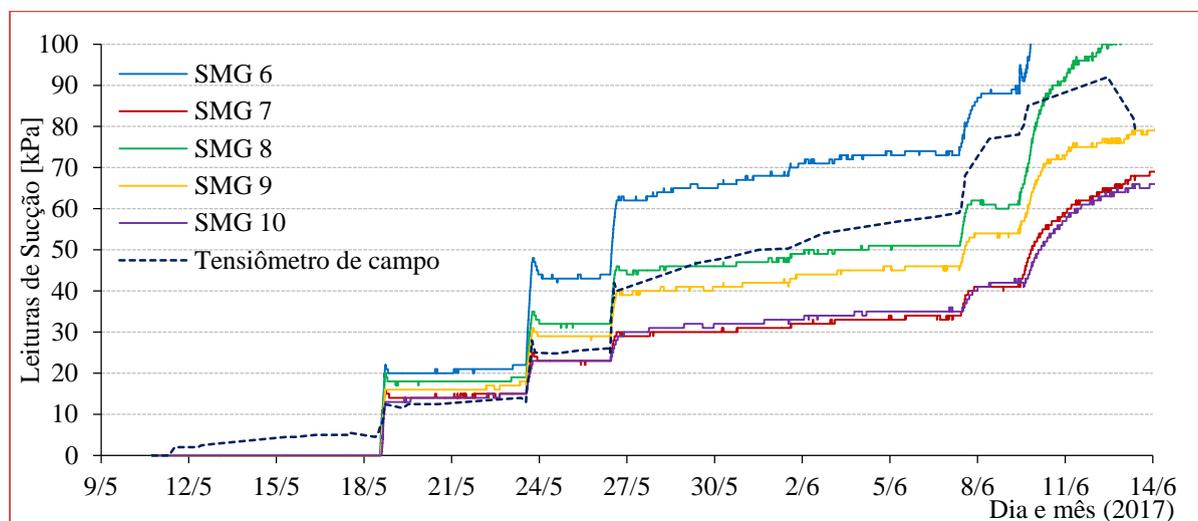
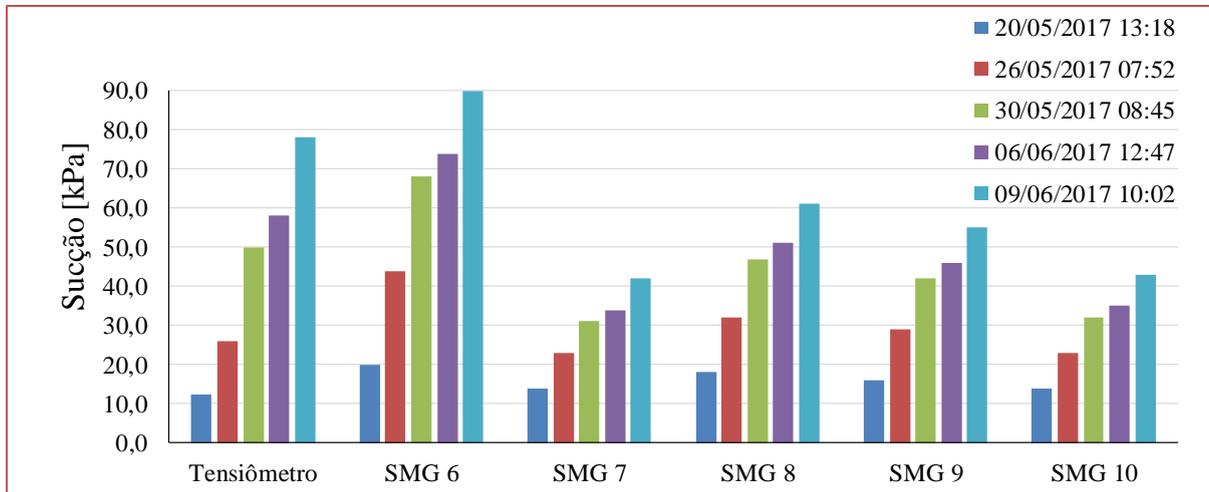


Figura 12. Relação entre os valores de sucção medidos pelos SMG 6 a 10 e o tensiômetro ao longo do tempo.



Observa-se nas Figuras 11 e 12 que o SMG 6 apresenta pontos experimentais que ficaram acima da faixa de valores registrada pelo tensiômetro, indicando que o mesmo mede sucções sempre maiores do que o valor médio medido por todos os cinco sensores. Este comportamento anômalo é semelhante ao que foi encontrado para o sensor 5 nas Figuras 9 e 10. De forma geral pode ser observado que as faixas de variação das leituras dos sensores ficam cada vez maiores na medida em que aumenta o valor da sucção do corpo de prova. Este fato provavelmente está relacionado ao início da entrada de ar na estrutura do solo compactado que deve interferir na continuidade hidráulica estabelecida com os SMG.

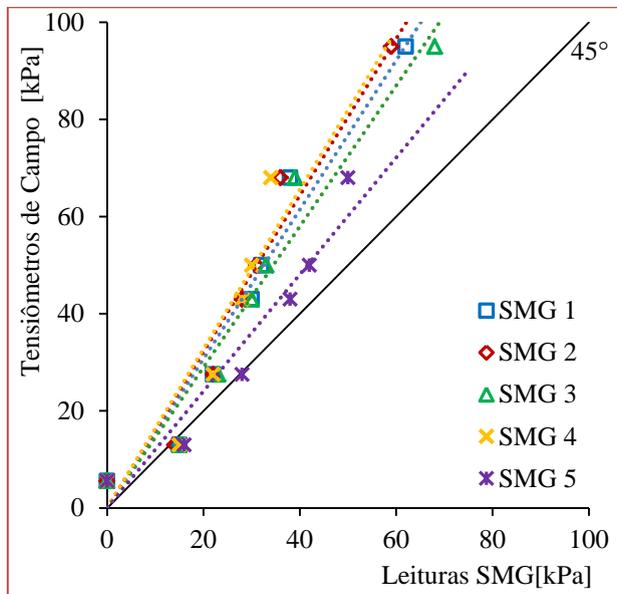
Aos pontos experimentais foi aplicado um ajuste linear que corresponde às respectivas curvas de ajuste de valores dos SMG em relação ao tensiômetro convencional, estando as mesmas apresentadas no próximo item, juntamente com os respectivos coeficientes de correlação.

3.2.1 EQUAÇÕES DE CALIBRAÇÃO

A calibração representa a correção dos valores medidos pelos sensores de sucção baseado na medida do tensiômetro de campo. A utilização de um sistema mecânico e a independência de resistividade elétrica para a leitura dos dados, faz do tensiômetro de campo um equipamento mais confiável e, portanto, pode ser utilizado para a calibração dos sensores para cada tipo de solo estudado.

As Figura 13 e 14 apresentam, no eixo das abscissas, os valores registrados pelo tensiômetro e, no eixo das ordenadas, os valores dos SMG. As retas de 45 graus destas figuras servem como referência para análise dos resultados. Os valores de sucção medidos pelos SMG que estão acima desta reta indicam que valores maiores foram medidos pelo tensiômetro de campo.

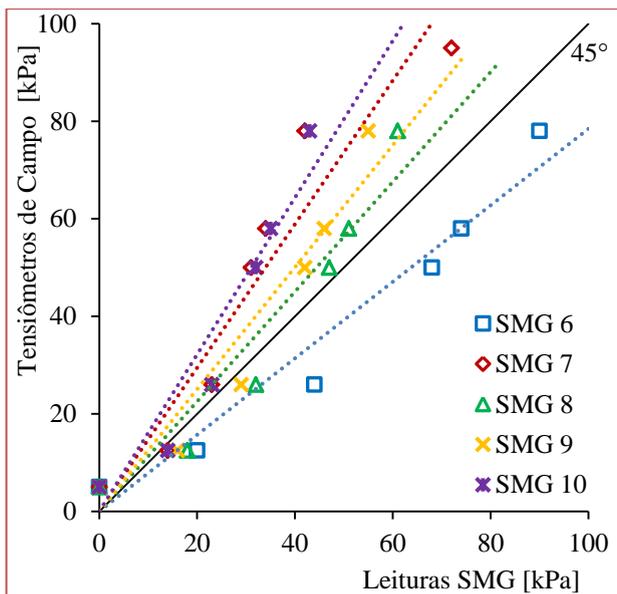
Figura 13. Calibração dos sensores 1 a 5.



Pode ser constatado, pelas linhas de tendência mostradas na Figura 13, que a calibração dos sensores 1 a 5 mostrou coerência com os valores registrados pelo tensiômetro para baixos valores de sucção. Porém, para valores acima de 50 kPa as equações de calibração indicam que os tensiômetros de campo apresentam valores de sucção maiores.

A Figura 14 apresenta a faixa de variação dos SMG 6 a 10.

Figura 14. Calibração dos sensores 6 a 10.



As equações de calibração para os sensores 8 e 9 se mostraram similares para valores até 60 kPa. Já a calibração dos sensores 6, 7 e 10 apresentaram dispersão, visto que os valores acima de 30 kPa registrados pelos sensores de sucção foram muito distintos dos valores de leitura dos tensiômetros.

O SMG 6 apresentou variação abaixo da linha de 45 graus sendo o único sensor a indicar valores acima dos apresentados pelo tensiômetro.

A Tabela 3 apresenta as equações de calibração dos sensores e respectivos coeficiente de correlação, utilizando o tensiômetro de campo como referência.

Tabela 3. Equações de calibração dos sensores.

| SMG | Equação de calibração do SMG | R2 |
|-----|------------------------------|--------|
| 1 | $y = 1,5357x$ | 0,9536 |
| 2 | $y = 1,6098x$ | 0,9509 |
| 3 | $y = 1,4491x$ | 0,9508 |
| 4 | $y = 1,6388x$ | 0,8567 |
| 5 | $y = 1,2021x$ | 0,9360 |
| 6 | $y = 0,7843x$ | 0,9569 |
| 7 | $y = 1,472x$ | 0,9091 |
| 8 | $y = 1,1259x$ | 0,9301 |
| 9 | $y = 1,2512x$ | 0,9309 |
| 10 | $y = 1,6083x$ | 0,9182 |

4 CONCLUSÕES

Os ensaios para definição das equações de calibração dos valores de sucção dos SMG permitiram um melhor entendimento do funcionamento e confiabilidade dos sensores utilizados em campo.

Os sensores SMG estudados apresentaram grande variabilidade nos resultados. A calibração única fornecida pelo fabricante não foi verificada por meio da calibração realizada de maneira que a variabilidade dos resultados apresentou certa dispersão. Cada sensor teve uma tendência e nenhum deles pode ser usado sem correção.

Recomenda-se a utilização do método de ajuste dos dados quando não se dispõe de tensiômetros de medida direta para conferência dos dados em campo. Sendo assim, como estimativa da sucção, usa-se a média dos valores encontrados pelos sensores.

O método com a calibração dos dados é recomendado quando se dispõe de tensiômetro que pode ser utilizado para inferir a leitura dos sensores. A desvantagem é que os tensiômetros habitualmente utilizados tem capacidade de leituras reduzidas, até aproximadamente 90kPa.

Os SMG são vantajosos devido ao baixo custo de aquisição, a facilidade de instalação, a durabilidade das peças e por medir valores de sucção muito superiores ao tensiômetro convencional de medida direta. Porém, para a utilização dos SMG é preciso realizar a calibração de cada um deles e introduzir no sistema de aquisição as constantes de cada sensor ou realizar os devidos ajustes de valores após a aquisição de dados.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres – CEPED UFSC, pela aquisição dos sensores de sucção de medida indireta, ao Laboratório de Mecânica dos solos - UFSC e ao Laboratório de Geologia de Engenharia - UFSC pelo apoio nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS

- [1] Fredlund, D. G., Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, INC, New York.
- [2] Guan, Y., Fredlund, D.G. (1997). Use of the Tensile Strength of water for the Direct Measurement of High Soil Suction. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp. 604-614.
- [3] Mendes, R. M. Estudo das Propriedades Geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP). Tese de Doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, p. 236. 2008.
- [4] Yeh H. F., J. F. Chen, and C. H. Lee, (2004) Application of a Water Budget Model to Evaluate Rainfall Recharge and Slope Stability, Journal of the Chinese Institute of Environmental Engineering, 14 (4), 227-37.

Capítulo 11

Avaliação de características físicas do pavimento flexível de um trecho na Asa Norte, Brasília/Distrito Federal

Vitor Cordeiro Galvão Pereira

Rideci Farias

Haroldo Paranhos

Jairo Furtado Nogueira

Resumo: O asfalto em conjunto com as camadas de suporte (base, sub-base e subleito) formam o pavimento flexível, este largamente utilizado como faixa de rolamento para automóveis e que com o tempo podem apresentar patologias. Dentro desse contexto, este estudo – fruto de um trabalho final de graduação em engenharia civil subsidiado também por dados do Tribunal de Contas do Distrito Federal, avalia características físicas do revestimento com as especificações de serviço apresentadas pela norma DNIT 031/2006 em três vias localizadas na Asa Norte, em Brasília/DF. Para obtenção dos valores reais foram realizados ensaios laboratoriais como análises granulométricas, estabilidade, densidades reais aparentes e resistências à tração em testemunhos extraídos. Os estudos permitiram concluir que do total de 44 amostras coletadas, somente uma se apresentou apta em todos os ensaios executados.

Palavras-chave: Distrito Federal, Asa Norte, Pavimento Flexível, Características Físicas.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho avalia características físicas do revestimento, camada mais superficial do pavimento ao qual os automóveis têm contato direto, e compara os valores obtidos dessas características com as especificações de serviço apresentadas pela norma DNIT 031/2006. Por meio dos estudos, foi possível deduzir em qual ou em quais dos parâmetros definidos por essa norma estavam os motivos das patologias, tão comumente encontradas nas vias. Para obtenção dos valores reais dos trechos de vias analisados e comparação à norma, foram realizados ensaios laboratoriais como análise granulométrica, estabilidade, densidade real aparente e resistência à tração em testemunhos extraídos ao longo de três trechos estudados. Os ensaios foram realizados em amostras coletadas em três vias localizadas na Asa Norte, em Brasília/DF. Os estudos realizados nessas amostras, retiradas in loco, permitiram concluir que a extensão de 500 metros dos três trechos composto pelas três avenidas: L2 Norte, L4 Leste e na via da Universidade de Brasília (UnB) podem estar com certo grau de comprometimento, pois do total de 44 amostras coletadas, ao longo das três vias, somente uma se apresentou apta em todos os ensaios, correspondendo a apenas 2,3% do trecho estudado.

2 METODOLOGIA

No intuito de bem descrever os parâmetros físicos dos asfaltos encontrados nas avenidas de Brasília/DF, uma série de ensaios laboratoriais foram feitos junto ao Tribunal de Contas do Distrito Federal (TCDF), por meio do laboratório (InfraLab) da Universidade de Brasília (UnB). O tipo de pesquisa utilizado é o descritivo, onde com maneiras práticas é possível descrever os elementos que formam o pavimento, os quais não são possíveis de perceber visualmente. A fim de conseguir descrever a fiel estrutura do pavimento flexível, utilizam-se fontes de pesquisas primárias, fontes essas que são amostras retiradas, in loco, e para embasar o estudo utiliza-se fonte secundária por meio de normas técnicas e livros relacionados com pavimentação de rodovias ou vias urbanas.

Como os ensaios disponibilizam dados numéricos, os resultados são quantificados, representados por meio de tabelas correlacionando-os a fim de permitir análises consistentes. A seguir são apresentados alguns dos ensaios realizados com as devidas disponibilizações das figuras pelo TCDF no ano de 2015, mas também pelo trabalho de conclusão de curso de um aluno do curso de engenharia civil no ano de 2017.

2.1 PARÂMETROS GERAIS

Quando é feita uma análise descritiva busca-se a caracterização mais próxima da realidade, isso pode ser obtido fazendo-se a avaliação das especificações de serviço apresentadas pelas vias.

Na avaliação feita por este estudo, objetivou-se comparar os valores encontrados nos corpos de provas e ter a resposta se estão ou não dentro dessas especificações apresentadas pela norma DNIT 031/2006, que influenciam diretamente na qualidade do pavimento.

2.2 MODELO DE ESTUDO

O modelo analisado foi colhido em três avenidas L2 Norte, L4 Leste e na via da UnB – Asa Norte/DF, para descrever mais fielmente como está a qualidade das avenidas. Várias amostras foram coletadas em pontos diversos. Apenas o revestimento foi considerado, excluindo-se as camadas de solo (bases e sub-bases). Os modelos de estudo tinham próximo de 5 centímetros de espessura e 10 centímetros de diâmetro, isso antes da limpeza para os ensaios laboratoriais.

2.3 MÉTODO DE AVALIAÇÃO

Na coleta dos materiais deslocou-se uma equipe técnica, a fim de avaliar os pontos que melhor retratariam a realidade do pavimento, após os estudos as amostras foram coletadas, armazenadas e levadas ao laboratório para a realização dos devidos ensaios.

Essas amostras foram extraídas, por meio da máquina extratora, Figura 1, que perfura o asfalto, retirando o testemunho de revestimento para que possa ser armazenada e estudado.

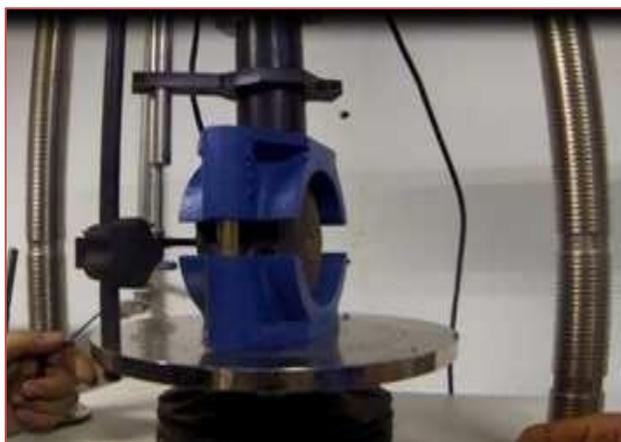
Figura 1. Extração de corpos de provas asfálticos.



2.4 ENSAIOS LABORATORIAIS (AMOSTRA NATURAL)

Os corpos de prova foram colocados no molde e postos na prensa configurada à velocidade de 5 cm por minuto. A carga aplicada para romper o corpo de prova foi anotada e por meio da carga e da deformação foram obtidos os valores de estabilidade e fluência, conforme especificações desse ensaios. A Figura 2 mostra o acondicionamento do corpo de prova no molde para que a prensa possa aplicar a força necessária para rompê-lo.

Figura 2. Prensa para a realização dos ensaios de estabilidade e fluência.



O ensaio de tração por compressão, foi realizado com base na norma DNER-ME 138/94. A Figura 3 mostra as medições para posterior execução do ensaio.

Figura 3. Medição das espessuras.



As amostras, em temperatura ambiente (25°C), foram colocadas no molde e postas na prensa, uma por vez, sendo que a carga aplicada pela prensa a uma velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s, até o rompimento. Esse procedimento foi adotado após limpeza das amostras com remoção das camadas de solo advindas da base e que ficam aderidas ao revestimento assim como mostrado na Figura 4.

Figura 4. Retirada das camadas granulares em contato com o revestimento.



Todas as 40 amostras passaram pelo Rotarex para retirada e determinação do valor de betume, segundo a DNER-ME 053/94. A Figura 5 mostra um dos passos para extração do betume utilizando o Rotarex.

Figura 5. Extração de betume por meio do Rotarex.



Utilizando somente os agregados realizaram-se as análises granulométricas. Para isso, primeiramente foi possível obter a distribuição da faixa granulométrica dos grãos e segundo separar os agregados graúdos dos miúdos (DNER-ME 083/98).

Com os agregados graúdos, retidos na peneira N^o10 (2,0mm), realizaram-se os ensaios de determinação das massas específicas aparentes, por meio da balança hidrostática, conforme, conforme norma DNER-ME 081/98.

Com o material passante na peneira 10 (2,0mm) realizaram-se os ensaios de densidade aparente do agregado miúdo, segundo a norma DNER-ME 084/95.

2.5 ENSAIOS LABORATORIAIS (REMOLDAGEM)

Com base em um traço, calculado por meio da granulometria dos agregados, fez-se a remoldagem das amostras, no intuito de ensaiar o traço pré-estabelecido e avaliar se o seu grau de compactação dentro dos padrões normativos.

O processo de remoldagem (ensaio Marshall) subsidiado pela norma DNER-ME 043/95 que consiste em obter a quantidade de CAP e a quantidade de agregado que a amostra deve ter para formar o traço pré-definido, a partir do ensaio de análise granulométrica. O processo é feito por meio de máquina que faz a mistura e a esquentar automaticamente, ou o aquecimento pode ser feito manualmente, onde o CAP é aquecido a temperatura em torno de 140°C e os agregados em torno de 110°C, a Figura 6 mostra o processo de aquecimento manual do ligante asfáltico e dos agregados.

Figura 6. Ensaio Marshall.



Essa amostra, após aquecida, é colocada dentro do molde cilíndrico, perdendo o mínimo de temperatura possível, e aplicando-se o número de 75 golpes na face superior, depois vira-se o lado do cilindro e aplica-se mais 75 golpes na face inferior. Mantém-se a mesma em repouso enquanto as outras são ensaiadas. A

Figura 7 mostra o acondicionamento da mistura asfáltica, dentro do molde cilíndrico, na prensa para a aplicação dos 75 golpes.

Figura 7. Soquete, ensaio Marshall.



A remoldagem dos corpos de prova estabeleceu-se para a determinação da densidade aparente do corpo de prova em laboratório, essa densidade, necessária para a determinação do grau de compactação, obtido pela razão entre a densidade obtida no campo e a obtida em laboratório.

Logo os métodos utilizados para a caracterização do pavimento foram as extrações in loco e os ensaios laboratoriais, que permitiram uma avaliação do revestimento do pavimento flexível.

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

As análises realizadas e os respectivos resultados são descritos nos tópicos estruturados a seguir.

3.1 ESPESSURA

A espessura a ser empregada na via depende diretamente da intensidade do tráfego. Uma realização seguindo os padrões pré-definidos assegura maior proteção das demais estruturas do pavimento, evita a ruptura por esforços repetitivos no revestimento além de haver uma boa distribuição das cargas. Segundo a norma (DNIT 031/2006) a partir da espessura de projeto pode haver uma variação de $\pm 5\%$ do valor pré-estabelecido.

A Tabela 1 apresenta a espessura média das amostras, a espessura de projeto estabelecida pela construtora, a variação referente ao projeto que a norma permite e por fim o desvio médio encontrado em relação ao projeto.

Baseando-se apenas na média de todas as espessuras aferidas, o trecho referente aos 500 metros colhidos e estudados nas três avenidas estaria dentro dos padrões permitidos, pois a média é equivalente a 5,11 cm estando assim dentro da faixa permitida, 4,75 cm a 5,25 cm, contudo somente a média não é capaz de descrever fielmente a estrutura, porque, há uma grande variância dos valores e em conjunto uma porcentagem de 77% dos objetos estudados estão fora do valor permitido, assim como mostrado na Figura 8, apenas 10 do total de 44 estão dentro dos valores normativos, mostrando assim que muitos pontos da via estão com espessura fora dos padrões permitidos pela norma.

Figura 8. Relação das amostras dentro e fora dos padrões normativos.

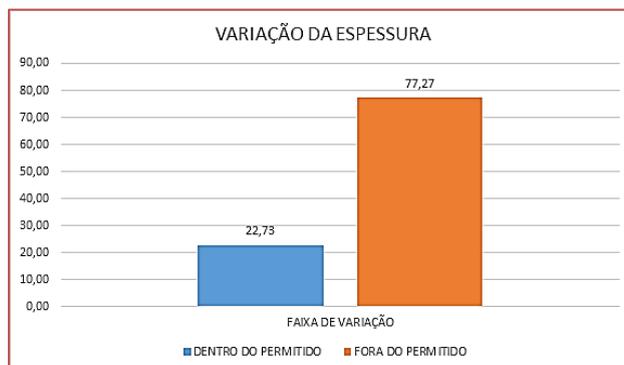


Tabela 1. Comparação das espessuras dos corpos de prova com a norma.

| Nº DA AMOSTRA | ESPESSURA MÉDIA(cm) | ESPESSURA DE PROJETO(cm) | VARIAÇÃO PERMITIDA POR NORMA (± 5%) | DESVIO MÉDIO (%) |
|---------------|---------------------|--------------------------|-------------------------------------|------------------|
| 1 | 3,72 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 64% |
| 2 | 5,06 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 3% |
| 3 | 4,01 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 50% |
| 4 | 2,84 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 108% |
| 5 | 5,26 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 13% |
| 6 | 4,42 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 29% |
| 7 | 5,21 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 10% |
| 8 | 4,19 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 40% |
| 9 | 4,58 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 21% |
| 9.1 | 4,76 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 12% |
| 10 | 5,20 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 10% |
| 11 | 6,32 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 66% |
| 13 | 12,67 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 383% |
| 14 | 5,48 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 24% |
| 14.1 | 4,66 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 17% |
| 15 | 5,35 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 18% |
| 16 | 5,24 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 12% |
| 17 | 6,70 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 85% |
| 18 | 4,41 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 30% |
| 19 | 4,48 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 26% |
| 20 | 4,79 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 10% |
| 23 | 4,82 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 9% |
| 23.1 | 5,06 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 3% |
| 24 | 5,02 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 1% |
| 25 | 7,68 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 134% |
| 26 | 6,59 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 80% |
| 27 | 7,47 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 123% |
| 28 | 4,32 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 34% |
| 29 | 2,67 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 117% |
| 30 | 2,33 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 134% |
| 31 | 2,48 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 126% |
| 31.1 | 3,39 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 81% |
| 32 | 4,56 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 22% |
| 32.1 | 4,17 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 42% |
| 33 | 6,52 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 76% |
| 34 | 5,97 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 49% |
| 35 | 4,17 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 42% |
| 36 | 4,09 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 46% |
| 36.1 | 4,49 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 26% |
| 37 | 4,95 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 3% |
| 38 | 6,89 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 94% |
| 39 | 6,40 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 70% |
| 40 | 5,50 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 25% |
| 41 | 5,85 | 5,00 | 4,75 - 5,25 | 43% |

3.2 GRANULOMETRIA

A análise granulométrica permite descrever a variação do diâmetro dos grãos empregados, como agregados, na composição do concreto asfáltico, devendo essa, para estar em boas condições, apresentar uma boa distribuição granulométrica, ou seja, deve conter grãos com variadas dimensões, pois quanto maior a distribuição dos grãos menor o número de vazios do revestimento.

Uma boa granulometria aumenta a impermeabilidade do revestimento e quanto mais impermeável o revestimento melhor ele cumpre suas funções e menos água infiltra no pavimento, evitando a fragilização das camadas de suporte pela ação da água. A granulometria adequada evita exsudação do ligante, pois se tiver muitos espaços vazios o ligante dirigirá-se à superfície do revestimento e os agregados maiores adensam-se nas camadas inferiores, ocasionando um acúmulo de ligante na parte superior e com os esforços sobre o revestimento o ligante escorrerá para as laterais das trilhas de roda.

A Tabela 2 apresenta as faixas granulométricas e com respectivas variações permitidas por norma, sendo a faixa C empregada para camadas de rolamento com a espessura do revestimento entre 4,5 cm e 9,0 cm.

Tabela 2. Faixas granulométricas estabelecidas por norma (DNIT, 2006).

| Peneira de malha quadrada | | % em massa, passando | | | |
|-------------------------------|---------------|---|--|----------------------------------|-------------|
| Serie ASTM | Abertura (mm) | A | B | C | Tolerâncias |
| 2" | 50,8 | 100 | - | - | - |
| 1 1/2" | 38,1 | 95 - 100 | 100 | - | ± 7% |
| 1" | 25,4 | 75 - 100 | 95 - 100 | - | ± 7% |
| 3/4" | 19,1 | 60 - 90 | 80 - 100 | 100 | ± 7% |
| 1/2" | 12,7 | - | - | 80 - 100 | ± 7% |
| 3/8" | 9,5 | 35 - 65 | 45 - 80 | 70 - 90 | ± 7% |
| Nº 4 | 4,8 | 25 - 50 | 28 - 60 | 44 - 72 | ± 5% |
| Nº 10 | 2,0 | 20 - 40 | 20 - 45 | 22 - 50 | ± 5% |
| Nº 40 | 0,42 | 10 - 30 | 10 - 32 | 8 - 26 | ± 5% |
| Nº 80 | 0,18 | 5 - 20 | 8 - 20 | 4 - 16 | ± 3% |
| Nº 200 | 0,075 | 1 - 8 | 3 - 8 | 2 - 10 | ± 2% |
| Asfalto solúvel no CS2(+) (%) | | 4,0 - 7,0 Camada de ligação (Binder) | 4,5 - 7,5 Camada de ligação e rolamento | 4,5 - 9,0 Camada de rolamento | ± 0,3% |

A faixa utilizada neste estudo foi a faixa “C” empregada para camadas de rolamento, pois de acordo com a norma a faixa a ser utilizada deve ser adotada considerando que o diâmetro máximo do agregado deve ser inferior a 2/3 da espessura da camada.

Em quase toda sua totalidade as amostras apresentaram a variação do material passante por peneira dentro dos padrões estipulados por norma, somente três extrapolaram os limites, porém para garantir um pavimento de qualidade é necessário que haja uma uniformidade dos valores, o qual não deve variar largamente do valor padrão advindo do projeto. Nas Figuras 9 a 12 são representadas as faixas de variação advindas do projeto, a faixa limite permitida por norma e a curva granulométrica obtida submetendo a amostra ao ensaio granulométrico.

Figura 9. Faixas granulométricas para a amostra 3.



Figura 10. Faixas granulométricas para a amostra 10.



Figura 11. Faixas granulométricas para a amostra 24.



Figura 12. Faixas granulométricas para a amostra 41.



Infere-se que os ensaios não demonstraram uma uniformidade granulométrica. Em sua maioria, as linhas que descrevem os ensaios extrapolam os valores definidos previamente para o projeto, além do mais na amostra 3 e na amostra 24 esses valores chegam a transpassar os valores da norma. Logo, o pavimento pode não ter um bom preenchimento dos espaços, por não haver uma boa distribuição das dimensões dos grãos, acarretando em um número elevado de vazios.

A Tabela 3 apresenta as mostras 1 a 14 com os valores passantes em cada peneira e comparados a esses a variação granulométrica considerada aceitável pelo normativo do DNIT.

Tabela 3. Faixas granulométricas para as amostras 1 a 14.

| AMOSTRA 1 | | | | AMOSTRA 2 | | | |
|-------------|---------|-------------|----------------------|------------|---------|-------------|----------------------|
| mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) | mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) |
| 19 | 3/4" | 100 | 93 - 107 | 19 | 3/4" | 97,65 | 93 - 107 |
| 13 | 1/2" | 91,28 | 73 - 107 | 13 | 1/2" | 90,22 | 73 - 107 |
| 9,5 | 3/8" | 86,46 | 63 - 97 | 9,5 | 3/8" | 81,19 | 63 - 97 |
| 4,8 | No 4 | 71,19 | 39 - 77 | 4,8 | No 4 | 54,95 | 39 - 77 |
| 2,0 | No 10 | 51,49 | 17 - 55 | 2,0 | No 10 | 32,74 | 17 - 55 |
| 0,4 | No 40 | 28,89 | 03 - 31 | 0,4 | No 40 | 16,45 | 03 - 31 |
| 0,2 | No 80 | 15,3 | 01 - 19 | 0,2 | No 80 | 10,63 | 01 - 19 |
| 0,1 | No 200 | 7,76 | 00 - 12 | 0,1 | No 200 | 6,17 | 00 - 12 |
| AMOSTRA 3 | | | | AMOSTRA 4 | | | |
| mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) | mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) |
| 19 | 3/4" | 100 | 93 - 107 | 19 | 3/4" | 100 | 93 - 107 |
| 13 | 1/2" | 98,58 | 73 - 107 | 13 | 1/2" | 94,48 | 73 - 107 |
| 9,5 | 3/8" | 96,56 | 63 - 97 | 9,5 | 3/8" | 89,09 | 63 - 97 |
| 4,8 | No 4 | 86,87 | 39 - 77 | 4,8 | No 4 | 69,52 | 39 - 77 |
| 2,0 | No 10 | 59,94 | 17 - 55 | 2,0 | No 10 | 41,76 | 17 - 55 |
| 0,4 | No 40 | 26,22 | 03 - 31 | 0,4 | No 40 | 16,45 | 03 - 31 |
| 0,2 | No 80 | 16,09 | 01 - 19 | 0,2 | No 80 | 9,87 | 01 - 19 |
| 0,1 | No 200 | 9,18 | 00 - 12 | 0,1 | No 200 | 5,89 | 00 - 12 |
| AMOSTRA 5 | | | | AMOSTRA 6 | | | |
| mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) | mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) |
| 19 | 3/4" | 100 | 93 - 107 | 19 | 3/4" | 100 | 93 - 107 |
| 13 | 1/2" | 98,7 | 73 - 107 | 13 | 1/2" | 95,71 | 73 - 107 |
| 9,5 | 3/8" | 93,61 | 63 - 97 | 9,5 | 3/8" | 91,48 | 63 - 97 |
| 4,8 | No 4 | 69,17 | 39 - 77 | 4,8 | No 4 | 66,58 | 39 - 77 |
| 2,0 | No 10 | 42,51 | 17 - 55 | 2,0 | No 10 | 39,46 | 17 - 55 |
| 0,4 | No 40 | 16,58 | 03 - 31 | 0,4 | No 40 | 16,65 | 03 - 31 |
| 0,2 | No 80 | 9,91 | 01 - 19 | 0,2 | No 80 | 9,99 | 01 - 19 |
| 0,1 | No 200 | 5,93 | 00 - 12 | 0,1 | No 200 | 5,71 | 00 - 12 |
| AMOSTRA 7 | | | | AMOSTRA 8 | | | |
| mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) | mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) |
| 19 | 3/4" | 100 | 93 - 107 | 19 | 3/4" | 100 | 93 - 107 |
| 13 | 1/2" | 92,38 | 73 - 107 | 13 | 1/2" | 95,67 | 73 - 107 |
| 9,5 | 3/8" | 85,94 | 63 - 97 | 9,5 | 3/8" | 91,75 | 63 - 97 |
| 4,8 | No 4 | 62,38 | 39 - 77 | 4,8 | No 4 | 70,85 | 39 - 77 |
| 2,0 | No 10 | 37,52 | 17 - 55 | 2,0 | No 10 | 44,09 | 17 - 55 |
| 0,4 | No 40 | 15,92 | 03 - 31 | 0,4 | No 40 | 17,69 | 03 - 31 |
| 0,2 | No 80 | 10,65 | 01 - 19 | 0,2 | No 80 | 11,3 | 01 - 19 |
| 0,1 | No 200 | 6,61 | 00 - 12 | 0,1 | No 200 | 6,7 | 00 - 12 |
| AMOSTRA 9.1 | | | | AMOSTRA 10 | | | |
| mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) | mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) |
| 19 | 3/4" | 96,09 | 93 - 107 | 19 | 3/4" | 100 | 93 - 107 |
| 13 | 1/2" | 87,34 | 73 - 107 | 13 | 1/2" | 98,53 | 73 - 107 |
| 9,5 | 3/8" | 80,35 | 63 - 97 | 9,5 | 3/8" | 97,41 | 63 - 97 |
| 4,8 | No 4 | 59,99 | 39 - 77 | 4,8 | No 4 | 79,74 | 39 - 77 |
| 2,0 | No 10 | 37,24 | 17 - 55 | 2,0 | No 10 | 48,08 | 17 - 55 |
| 0,4 | No 40 | 16,15 | 03 - 31 | 0,4 | No 40 | 18,9 | 03 - 31 |
| 0,2 | No 80 | 10,33 | 01 - 19 | 0,2 | No 80 | 11,98 | 01 - 19 |
| 0,1 | No 200 | 5,89 | 00 - 12 | 0,1 | No 200 | 6,94 | 00 - 12 |

Continuação da Tabela 3. Faixas granulométricas para as amostras 1 a 14.

| AMOSTRA 13 | | | | AMOSTRA 14 | | | |
|------------|---------|-------------|----------------------|------------|---------|-------------|----------------------|
| mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) | mm | PENEIRA | PASSANTE(%) | VARIAÇÃO DE NORMA(%) |
| 19 | 3/4" | 98,27 | 93 - 107 | 19 | 3/4" | 100 | 93 - 107 |
| 13 | 1/2" | 96,96 | 73 - 107 | 13 | 1/2" | 96,04 | 73 - 107 |
| 9,5 | 3/8" | 92,22 | 63 - 97 | 9,5 | 3/8" | 86,97 | 63 - 97 |
| 4,8 | No 4 | 68,24 | 39 - 77 | 4,8 | No 4 | 65,08 | 39 - 77 |
| 2,0 | No 10 | 42,77 | 17 - 55 | 2,0 | No 10 | 42,19 | 17 - 55 |
| 0,4 | No 40 | 20,53 | 03 - 31 | 0,4 | No 40 | 20,87 | 03 - 31 |
| 0,2 | No 80 | 12,89 | 01 - 19 | 0,2 | No 80 | 13,21 | 01 - 19 |
| 0,1 | No 200 | 7,98 | 00 - 12 | 0,1 | No 200 | 7,96 | 00 - 12 |

3.3 PORCENTAGEM DE VAZIOS

Do total de 34, 22 se apresentaram acima dos limites permitidos, ou seja, 65% do total analisado apresenta porcentagem de vazios elevado e a consequência disso é um possível trecho de via comprometido. Um fato para se atentar é que 44% estão mais de 50% acima do permitido, fato esse que tem muitas chances de ocasionar fissuras e panelas no revestimento. Apenas 35% respeitam os valores normativos e 21% estão até 50% fora da norma.

3.4 RELAÇÃO BETUME / VAZIOS

Em apenas 5 das 33 amostras ensaiadas mostrara-se de acordo com a norma. Os valores não podem estar nem abaixo e nem acima do permitido, pois ao apresentar um número abaixo do proposto por norma, faltará ligante e o agregado se desagregará facilmente com a passagem do tráfego, por outro lado se tiver acima, terá um acúmulo de ligante gerando escorregamento para a lateral da pista.

A Tabela 4 mostra o valor baixo de aproximadamente 12% respeita os valores estabelecidos, estando os valores encontrados abaixo do esperado, podendo causar heterogeneidades no revestimento, este que é um dos grandes causadores dos desgastes.

No projeto das vias, de acordo com análise granulométrica, a faixa de teor de ligante considerada como aceitável pelo projeto está entre 5,6% e 6,2%, podendo considerar como um valor ideal a média dos valores (5,9%). A norma ESP 07 da Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil (Novacap) estabelece que o teor de CAP pode variar entre $\pm 0,3\%$ do valor estabelecido no projeto.

Tabela 4. Teor de ligante.

| AMOSTRA | Teor de CAP(%) | Faixa permitida por norma(%) |
|---------|----------------|------------------------------|
| 1 | 5,5% | 5,6% 6,2% |
| 2 | 4,0% | 5,6% 6,2% |
| 3 | 5,9% | 5,6% 6,2% |
| 4 | 4,2% | 5,6% 6,2% |
| 5 | 4,6% | 5,6% 6,2% |
| 6 | 5,3% | 5,6% 6,2% |
| 7 | 5,5% | 5,6% 6,2% |
| 8 | 4,7% | 5,6% 6,2% |
| 9 | 5,1% | 5,6% 6,2% |
| 9.1 | 5,6% | 5,6% 6,2% |
| 13 | 5,5% | 5,6% 6,2% |
| 14 | 5,5% | 5,6% 6,2% |
| 14.1 | 5,6% | 5,6% 6,2% |
| 15 | 4,9% | 5,6% 6,2% |

Continuação da tabela 4. Teor de ligante

| AMOSTRA | Teor de CAP(%) | Faixa permitida por norma(%) |
|---------|----------------|------------------------------|
| 18 | 6,0% | 5,6% 6,2% |
| 19 | 4,6% | 5,6% 6,2% |
| 20 | 5,4% | 5,6% 6,2% |
| 23 | 4,8% | 5,6% 6,2% |
| 23.1 | 4,9% | 5,6% 6,2% |
| 24 | 4,0% | 5,6% 6,2% |
| 28 | 4,0% | 5,6% 6,2% |
| 30 | 6,0% | 5,6% 6,2% |
| 31 | 4,5% | 5,6% 6,2% |
| 31.1 | 5,1% | 5,6% 6,2% |
| 32 | 4,8% | 5,6% 6,2% |
| 32.1 | 4,2% | 5,6% 6,2% |
| 34 | 3,0% | 5,6% 6,2% |
| 35 | 4,2% | 5,6% 6,2% |
| 36 | 4,3% | 5,6% 6,2% |
| 36.1 | 5,8% | 5,6% 6,2% |
| 37 | 4,8% | 5,6% 6,2% |
| 39 | 4,9% | 5,6% 6,2% |
| 40 | 4,8% | 5,6% 6,2% |
| 41 | 5,5% | 5,6% 6,2% |

3.5 GRAU DE COMPACTAÇÃO

Tanto a média quanto 80% dos corpos de provas analisados se mostraram com Grau de Compactação abaixo de 100%, conforme mostrado na Tabela 5.

Tabela 5. Grau de compactação médio dos corpos de prova.

| AMOSTRA | Daparente em campo (g/cm ³) | Daparente em laboratório(g/cm ³) | Gc(%) |
|---------|---|--|-------|
| 2 | 2,262 | 2,44 | 93% |
| 3 | 2,387 | 2,42 | 99% |
| 7 | 2,421 | 2,51 | 96% |
| 9 | 2,469 | 2,53 | 98% |
| 14.1 | 2,304 | 2,46 | 94% |
| 15 | 2,33 | 2,47 | 94% |
| 18 | 2,169 | 2,42 | 90% |
| 20 | 2,364 | 2,46 | 96% |
| 23 | 2,361 | 2,46 | 96% |
| 29 | 2,332 | 2,43 | 96% |
| 30 | 2,331 | 2,43 | 96% |
| | | Gc Médio = | 95% |

3.6 ESTABILIDADE

Por norma o valor da estabilidade deve ser superior a 500N. No critério de estabilidade todas as amostras, submetidas a este ensaio demonstraram valores muito superiores aos permitidos por norma, cumprindo os requisitos para ser bem qualificada no critério de estabilidade. Isso é ilustrado pela Tabela 6, onde se compara os valores obtidos na prensa com a norma DNIT 031/2006.

Tabela 6. Estabilidade das amostras comparadas à norma.

| AMOSTRA EXTRAÍDA IN LOCO | | |
|--------------------------|------------------|----------------|
| AMOSTRA | ESTABILIDADE (N) | NORMA 031/2006 |
| 3 | 8.911 | 500 |
| 5 | 5.453 | 500 |
| 7 | 9.349 | 500 |
| 9 | 11.686 | 500 |
| 9.1 | 9.305 | 500 |
| 11 | 7.418 | 500 |
| 13 | 1.110 | 500 |
| 15 | 8.701 | 500 |
| 19 | 13.387 | 500 |
| 23 | 7.792 | 500 |
| 23.1 | 7.399 | 500 |
| 29 | 9.726 | 500 |
| 31 | 9.647 | 500 |
| 31.1 | 10.280 | 500 |
| 35 | 7.639 | 500 |
| 37 | 9.363 | 500 |
| 39 | 11.390 | 500 |
| 41 | 9.754 | 500 |

3.7 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Quanto à resistência à tração as amostras apresentaram uma boa aderência entre os grãos dos agregados e a mistura asfáltica (Tabela 7). Uma boa coesão da estrutura evita que as partes integrantes do pavimento se desagreguem facilmente e com a desagregação gerem buracos e/ou rupturas na via.

Tabela 7. Resistência à tração na compressão diametral.

| AMOSTRA IN LOCO | | | | | |
|-----------------|-----------|----------|-------------------|-------------|--------------|
| AMOSTRA | ESPESSURA | DIÂMETRO | LEITURA NA PRENSA | RESISTÊNCIA | MÍNIMO NORMA |
| | (mm) | (mm) | (kN) | (MPa) | (MPa) |
| 2 | 50,63 | 96,33 | 8,04 | 1,049 | 0,65 |
| 6 | 40,32 | 99,20 | 7,72 | 1,229 | 0,65 |
| 8 | 35,48 | 99,24 | 6,05 | 1,094 | 0,65 |
| 10 | 51,98 | 96,71 | 10,27 | 1,301 | 0,65 |
| 14 | 54,82 | 100,08 | 9,42 | 1,093 | 0,65 |
| 14.1 | 46,25 | 99,72 | 7,95 | 1,097 | 0,65 |
| 16 | 52,43 | 97,66 | 13,39 | 1,665 | 0,65 |
| 18 | 44,09 | 99,63 | 7,96 | 1,154 | 0,65 |
| 20 | 47,94 | 99,70 | 10,52 | 1,401 | 0,65 |
| 24 | 49,52 | 99,82 | 8,74 | 1,126 | 0,65 |
| 26 | 68,15 | 100,11 | 12,75 | 1,190 | 0,65 |
| 28 | 41,72 | 99,98 | 5,45 | 0,832 | 0,65 |
| 30 | 28,54 | 100,01 | 6,59 | 1,470 | 0,65 |
| 32 | 41,56 | 99,76 | 7,77 | 1,193 | 0,65 |
| 32.1 | 41,32 | 99,55 | 8,05 | 1,246 | 0,65 |
| 34 | 59,91 | 99,65 | 12,15 | 1,296 | 0,65 |
| 36 | 43,87 | 100,39 | 10,54 | 1,524 | 0,65 |
| 36.1 | 45,92 | 99,88 | 12,36 | 1,716 | 0,65 |
| 38 | 66,98 | 100,36 | 21,59 | 2,045 | 0,65 |
| 40 | 51,32 | 99,97 | 13,21 | 1,639 | 0,65 |

4 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Este estudo objetivou avaliar trechos, com total de 500 metros, de três vias localizadas na Asa Norte, Brasília/DF, por normativos que canalizam o processo de construção do pavimento, desde o dimensionamento, passando pela montagem da mistura até como deve ser executado. As análises permitiram inferir que os principais fatores das patologias que ocorrem no pavimento são decorrentes de uma possível montagem do traço padrão e/ou provavelmente de processo executivo. Dentre as 44 amostras ensaiadas apenas uma delas estaria apta, ou seja, 2,3% das amostras apresentam valores satisfatórios para todos os testes realizados. Os itens relatados a seguir apresentam a correlação dos valores encontrados com as patologias evidenciadas nas vias.

- a) Espessura: um número elevado de 77% do todo, ou seja, 34 amostras medidas estavam com espessuras inferiores ou superiores ao valor permitido;
- b) Granulometria: utilizou-se a faixa “C” para camadas de rolamento com espessuras entre 4,5 e 9,0 cm. Seguindo os limites normativos, os testemunhos foram submetidas ao ensaio de análise granulométrica e demonstraram uma má distribuição dos grãos estando 19 dos 36 estudados (53%) fora da faixa de distribuição estabelecida no projeto e entre esses 19, dois fora dos padrões admitidos por norma;
- c) Percentagem de vazios: o fato a se atentar neste item é que muitas amostras estão fora dos padrões, 44% dos corpos de provas analisados estão por volta de 50% acima do valor permitido, sendo que 35% estão dentro do permitido;
- d) Relação betume/vazios: o número de valores dentro do permitido resumem-se a 5 de um total de 33, ou seja, 88% das amostras coletadas apresentam uma desproporção na relação de betume com o agregado. Esta desproporção pode estar ligada a heterogeneidade ou a quantidade excessiva de asfalto para pouco agregado;
- e) Grau de compactação: a média dos graus de compactação foi de 95%, este abaixo do permitido, pois o grau de compactação especificado na norma deve ser superior a 97% e inferior a 101%;
- f) Estabilidade: verificou-se que as amostras coletadas resistem as tensões mínimas de 500 N exigidas e com isso os agregados não serão quebrados facilmente pelos esforços advindos dos automóveis;
- g) Resistência à tração na compressão diametral: as amostras apresentaram uma resistência aos esforços superior a 0,65 MPa, obedecendo as especificações de serviço estabelecidos na norma do DNIT.

AGRADECIMENTOS

Ao Centro Universitário de Brasília (UnICEUB) e ao Tribunal de Contas do Distrito Federal (TCDF) com contribuições importantes que tornaram possível a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall : 12891/93. [S.l.: s.n.], 1993. 1 - 12 p.
- [2] DNER, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Agregados - análise granulométrica : 083/98. Rio de Janeiro: [s.n.], 1998. 1 - 5 p.
- [3] DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Misturas Betuminosas - percentagem de betume: 053/94. [S.l.: s.n.], 1994. 1 - 5 p.
- [4] DNER, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo: 081/98. Rio de Janeiro: [s.n.], 1998. 1 - 6 p.
- [5] DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Agregado miúdo – determinação da densidade real: 084/95. [S.l.: s.n.], 1995. 1 - 3 p.
- [6] DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos – determinação da densidade: 193/96. [S.l.: s.n.], 1996. 1 - 6 p.
- [7] DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Misturas Betuminosas a quente – ensaio Marshall: 043/95. [S.l.: s.n.], 1995. 1 - 11 p.
- [8] DNER, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Misturas Betuminosas – determinação da resistência à tração na compressão diametral: 138/94. [S.l.: s.n.], 1994. 1 - 4p.

[9] DNIT, Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço : 031/2006. [S.l.: s.n.], 2006. 1 - 14 p.

[10] ESP 07, NOVACAP. Especificação técnica para execução de camadas de concreto betuminoso usinado a quente . [S.l.: s.n.], 2012. 1 - 22 p.

Capítulo 12

Características deletérias dos agregados miúdos da Região Metropolitana do Cariri cearense

Ingride Macedo Alves

Antonio Nobre Rabelo

Jefferson Heráclito Alves de Souza

Juliana Gomes Rabelo

Resumo: Este estudo investiga as características deletérias de três amostras de agregados miúdos entre os mais utilizados na Região Metropolitana do Cariri (RMC). Essas amostras foram coletadas observando-se a NBR NM 27/2001 e submetidas aos ensaios de material pulverulento (NBR 7219/1987), teor de matéria orgânica (NBR NM 49/2001) e teor de torrões de argila (NBR 7218/1987). Os resultados apontam que todas as amostras apresentam matéria orgânica e teores de material pulverulento que restringe seu uso para alguns tipos de concreto e filtros de barragens de terra, drenos subterrâneos de rodovias, entre outras. Uma das três amostras estudadas mostra-se imprópria para concretos e outras obras civis em função do elevado teor de torrões de argila. As três amostras apresentam alguma característica prejudicial aos concretos e/ou algumas obras de terra, fazendo-se necessário um melhor controle tecnológico desses materiais antes da sua utilização.

Palavras-chave: Torrões de argila, Agregado Miúdo, Pulverulento, Matéria Orgânica

1 INTRODUÇÃO

A população do Ceará dobrou nos últimos 40 anos, saltando de 4.361.603 habitantes, em 1970, para 8.842.791, em 2014 (IBGE, 2010). A Região Metropolitana do Cariri (RMC), ao sul do estado do Ceará, detém a sua segunda maior população, compõem-se de nove municípios, sendo os principais: Barbalha, Crato e Juazeiro do Norte, os quais concentram 76,45% da sua população. A aglutinação populacional e a concentração de atividades comerciais nessas três cidades acarretam preocupações socioambientais e gera demanda de crescimento da sua infraestrutura urbana, diretamente vinculado ao alto consumo de concreto, visto ser este material um dos mais consumidos no mundo (DIAS et al., 2017). Para tal finalidade, são utilizadas, areias de rio, como agregados miúdos nos concretos em geral. A qualidade dos agregados miúdos contribui para a resistência à compressão, durabilidade, trabalhabilidade e retração, ou ainda para o bom desempenho de outras obras de infraestrutura, sejam elas ou não de natureza geotécnica (AZEVEDO, 2017).

Diante do exposto e do desconhecimento das características deletérias das areias naturais utilizadas como agregados miúdos na confecção de concretos e outros serviços na RMC, esse trabalho teve como principal objetivo verificar se esses materiais se enquadram nas especificações técnicas vigentes, com vistas à garantia da qualidade das obras de engenharia executadas na região.

2 AGREGADOS MIÚDOS

2.1 CONCEITUAÇÃO

Os agregados, de modo geral são fragmentos de rocha, popularmente denominados “pedras” ou “areias”, com tamanhos e propriedades adequadas para utilização em quase todas as obras de infraestrutura civil (FARIAS E PALMEIRA, 2010). Estes são produzidos a partir de britagem de maciços rochosos ou da exploração de ocorrências naturais e têm como principal aplicação a fabricação de concretos e argamassas, nas mais diversas utilidades em engenharia de construção.

A norma NBR 7211 (ABNT, 2005), que fixa as características exigíveis na recepção e produção de agregados para concreto, define areia ou agregado miúdo como areia de origem natural ou resultante da britagem de rochas estáveis ou a mistura de ambas, cujos grãos passam pela peneira 4,8 mm e ficam retidos na peneira 0,15 mm, em ensaio realizado de acordo com a NBR NM 248, (ABNT, 2003b). Entre essas características, estão a distribuição granulométrica, durabilidade e teores de substâncias nocivas, com destaque para o material pulverulento, os torrões de argila e as impurezas orgânicas.

Os agregados miúdos têm as mais diversas utilizações, estando presentes nas argamassas; no concreto das pequenas às grandes estruturas; fundações; obras de terra; misturas asfálticas; apavimentos de concreto, camadas de pavimentos rodoviários; assentamento de paralelepípedos e pisos intertravados; obras de saneamento; reaterros, entre outros.

2.2 CLASSIFICAÇÃO

Os agregados classificam-se quanto à origem, dimensão dos grãos, massa específica e composição mineralógica dos grãos.

2.2.1 QUANTO À ORIGEM

São classificados em naturais, artificiais, reciclados e especiais.

a) Naturais: São encontrados em forma particulada na natureza, sem que haja a necessidade de processamento. As areias lavadas respondem por 90% da produção nacional (EFFTING, 2014).

b) Artificiais ou industrializados: São os que precisam de um trabalho prévio, antes do seu uso, para assumirem a forma e as dimensões adequadas (BAUER, 2011). Incluem-se aqui os finos de britagem, os quais têm uso cada vez mais crescente, em virtude da exaustão das reservas de areias naturais próximas aos grandes centros consumidores.

c) Agregados reciclados: são os obtidos de rejeitos, subprodutos da produção industrial e mineral e resíduos de construção e demolição (SILVA, 2012). Segundo Vieira e Molin (2004) mais de 90% dos

resíduos de construção civil podem ser reutilizados na própria produção de componentes para construção.

d) Agregados especiais: são aqueles cujas propriedades conferem ao concreto ou argamassa um desempenho que auxilie no atendimento de solicitações específicas em estruturas não usuais (SILVA, 2012).

2.2.2. QUANTO ÀS DIMENSÕES DAS PARTÍCULAS

Podem ser classificados como graúdos e miúdos (AZEVEDO et al, 2017):

a) Graúdos: são materiais granulares provenientes de rochas, cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 4,75 mm (ABNT, 2005).

b) Miúdos: são grãos de origem natural ou derivados de britagem que passam pela peneira com abertura de malha de 4,75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 0,15 mm (ABNT, 2005).

Para utilização em misturas asfálticas inclui-se o filler ou material de enchimento à classe dos agregados, onde pelo menos 65% das partículas são menores do que 0,075 mm (exemplo: cal hidratada e o cimento) Bernucci (2007).

2.2.3 QUANTO À MASSA UNITÁRIA

Segundo Effting (2014) para essa classificação leva-se em consideração a relação entre a massa de um determinado agregado e o volume ocupado pelos seus grãos, incluindo-se os vazios. Nesse caso, os agregados podem ser: leves, normais e densos/pesados.

a) Leves: têm massa unitária inferior a 1.000 kg/m^3 , entre os quais estão a argila expandida, pedra-pomes, escória siderúrgica, ardósia, lixo sintetizado e folhelhos.

b) Normais: têm massa unitária de 1.000 kg/m^3 a 2.000 kg/m^3 . São exemplos destes as areias e cascalhos, os seixos rolados e a rocha britada.

c) Densos ou pesados: têm massa unitária maior que 2000 kg/m^3 , tendo-se como exemplos a brita de barita, magnetita, hematita, limonita, agregados de aço, etc.

2.2.4 QUANTO À COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA

Bernucci (2007) classifica os agregados quanto à composição mineralógica das rochas que lhe deram origem, conforme descrição abaixo:

a) Ígneas: São as rochas que se formaram pelo resfriamento e consolidação do magma;

b) Sedimentares: Formada através da deposição e consolidação dos sedimentos. Sedimentos, são materiais originados do intemperismo de rochas preexistentes; e

c) Metamórficas: Resultante da transformação de rochas preexistentes, sob influência da pressão, temperatura e fluídos gasosos.

O conhecimento da natureza dos agregados é de fundamental importância para a definição do uso que este terá, sendo suas propriedades físicas e químicas e suas misturas ligantes, essenciais para a vida das estruturas (obras) em que são usados (FRAZÃO, 2002; VIEIRA e MOLIN, 2004).

Frazão (2002) explica que as características físico-químicas e químicas (reação com os álcalis do cimento) dos agregados influenciam diretamente na qualidade final dos concretos e argamassas.

2.3 SUBSTÂNCIAS NOCIVAS NOS AGREGADOS MIÚDOS

São aquelas que podem afetar alguma propriedade desejável nos concretos fabricados com agregado que as contém. Essas substâncias também podem ser denominadas de impurezas e são classificadas em coloidais e não coloidais (BAUER, 2011). As coloidais compreendem as que têm grãos de diâmetro da ordem do micrômetro (milésimo de milímetro) e podem ser retiradas por lavagem, enquanto as não coloidais são misturas heterogêneas cujo diâmetro médio das partículas têm de um a 100 nanômetros e

não são elimináveis (BAUER, 2011). Esse autor ainda afirma que as impurezas não coloidais que mais ocorrem nas areias são as argilas em torrões e materiais friáveis, materiais pulverulentos e impurezas orgânicas.

Eftting (2014) relata que qualquer agregado para uso em concreto, que seja submetido à imersão em água, exposição prolongada à atmosfera úmida, ou contato com solo úmido, não deve conter materiais que sejam potencialmente reativos com os álcalis do cimento em quantidades suficientes para causar expansão. Isto sugere para maiores cuidados com os concretos destinados a túneis, fundações, obras marítimas, muros de arrimo, obras subterrâneas ou de condução de rejeitos industriais e esgotos.

Apesar de nocivas aos agregados miúdos, essas outras substâncias, não são objeto desse estudo, uma vez que o mesmo se limita à investigação do material pulverulento, matéria orgânica e argila em torrões e materiais friáveis.

2.3.1 MATERIAL PULVERULENTO

São, por definição, partículas com dimensão inferior a 0,075mm, inclusive os materiais solúveis em água, presentes nos agregados (ABNT, 2003a).

Segundo Nevile (2016) há dois tipos de materiais finos que podem estar presentes no agregado: o silte e o pó de britagem, sendo o material pulverulento, constituído de partículas de argila e silte. Recena (2015) explica que, quando houver contaminação por materiais muito finos como argila, a aderência da pasta ao grão do agregado fica prejudicada, comprometendo diretamente a resistência mecânica do concreto.

Segundo Farias e Palmeira (2010) materiais pulverulentos não plásticos devem ser evitados em quantidades excessivas, pois, devido à grande superfície específica, aumentam a demanda de água em concretos hidráulicos.

Para Frazão (2002) quando as partículas se encontram na dimensão de silte, é menos prejudicial, pois não interferem na cristalização do produto do cimento, não afetam a aderência e, às vezes, têm função benéfica ao corrigir a granulometria do agregado miúdo ou do cimento.

Eftting (2014) complementa que a grande quantidade de material pulverulento no agregado miúdo aumenta a exigência de água para a obtenção da mesma consistência do concreto, propiciando maiores alterações de volume, intensificando a retração e a redução da sua resistência. Nesse contexto, Kim et al., (2014 apud Malaiskieni et al., 2017), constataram que quando o teor água/cimento passa de 0,45 para 0,60, a porosidade do concreto aumenta em 150%, contrariamente à sua resistência, a qual é reduzida em 75,6%.

A NBR 7211 (ABNT, 2005) estabelece o limite máximo aceitável de 3% de material pulverulento nos concretos submetidos ao desgaste superficial e de 5,0% para os concretos convencionais. Essa norma ressalva que se o material fino que passa na peneira 75 µm, por lavagem, conforme procedimento de ensaio estabelecido na NBR NM 46 (ABNT, 2003a), for constituído totalmente de grãos gerados durante a britagem de rocha, os limites aceitáveis de material pulverulento, podem ser acrescidos de 3% para 10%, para concretos submetidos a desgaste superficial, e de 5% para 12%, para concretos protegidos do desgaste superficial, desde que seja possível comprovar que os grãos constituintes não interferem nas propriedades do concreto.

2.3.2 MATÉRIA ORGÂNICA

Conforme Frazão (2002) a matéria orgânica é constituída, basicamente, de ácidos húmicos, provenientes da decomposição de vegetais, que se apresentam como húmus ou lodo orgânico, sendo comum a sua ocorrência, principalmente, em agregados miúdos naturais. Esse autor completa que essa indesejável substância contribui para o retardamento da pega e endurecimento do concreto, provocando a redução da resistência inicial e, às vezes, até a sua resistência final.

Segundo Freitas Jr (2013) a presença de matéria orgânica nos agregados provoca a decomposição da pasta, eflorescências e manchamento no concreto. Souza, et al. (2017) enumera outras sérias patologias no concreto, como reações expansivas e fissuras por retração.

Para minimizar os efeitos da matéria orgânica nas obras, Recena (2015) recomenda: i) lavar a areia com água e cal (neutralizar acidez), em pequenas camadas expostas ao sol, para que esta matéria seja oxidada;

ii) adicionar cal em até 5% sobre a massa de cimento e iii) adotar cuidados especiais com a cura, como manter úmido o concreto executado durante longo tempo, para compensar o seu lento endurecimento.

2.3.3 ARGILA EM TORRÕES E MATERIAIS FRIÁVEIS

Conforme a NBR 7218 (ABNT, 1987a) argila em torrões e materiais friáveis são partículas presentes nos agregados, suscetíveis de serem desfeitas pela pressão entre os dedos polegar e indicador, podendo detectados por diferença de coloração. O excesso de torrões de argila, principalmente os de grandes dimensões, quando não dissolvidos durante a mistura do concreto, ocasionam pontos fracos em seu interior e quando dissolvidos, envolvem os grãos resistentes dos agregados reduzindo a aderência e, conseqüentemente, a sua resistência (RESENDE, 2009).

Frazão (2002) complementa que os efeitos indesejáveis dos torrões de argila no concreto são o surgimento de buracos, a redução da tensão de ruptura na compressão e a diminuição da resistência ao intemperismo e ao desgaste.

A NBR 7211 (ABNT, 2005) estabelece o limite máximo aceitável de 3% de argila nas areias, sob a forma de torrões, em relação à massa do agregado miúdo, segundo o método de ensaio NBR 7218 (ABNT, 1987a).

2.4 O USO DE AGREGADOS MIÚDOS COM SUBSTÂNCIAS NOCIVAS EM SERVIÇOS DE ENGENHARIA

A presença de substâncias nocivas nos agregados pode comprometer a qualidade dos serviços de construção civil e/ou de natureza geotécnica com eles executados.

A seguir descreve-se os requisitos básicos que os agregados miúdos devem apresentar para serem utilizados em alguns serviços de engenharia.

a) Concretos: Segundo Meier (2011) os agregados miúdos devem ser isentos e livre de impurezas, dada a possibilidade de causarem patologias no concreto, tais como, desagregação e corrosão da armadura, quando na presença de umidade.

No Brasil, as características exigidas para recepção e produção de agregados miúdos são fixadas pela NBR 7211, da ABNT (2005), são a distribuição granulométrica, durabilidade e teores de substâncias nocivas, destacando-se, o material pulverulento, os torrões de argila e as impurezas orgânicas.

A presença de finos em excesso num agregado miúdo, segundo Bauer (2011) aumenta sua superfície específica, elevando a demanda de água e exigindo maior trabalhabilidade e fator água/cimento. O aumento na quantidade de cimento causa retração e permeabilidade do concreto.

Metha e Monteiro (1994, apud Farias e Palmeira, 2010) afirmam que a taxa de deterioração do concreto será tanto menor quanto menores forem seus índices de permeabilidade e porosidade. Esses autores completam que para atender a essas condições fazem-se necessários reduzir o fator água/cimento e retardar a evaporação da água de hidratação da pasta (cura) do concreto para que este fique protegido contra o ataque físico-químico de substâncias agressivas no ambiente em que a obra esteja inserida. Esses autores alertam que todos os projetos de engenharia com elementos enterrados ou em contato com o solo ou a água (ex.: fundações) devem ser considerados os aspectos da sua permanência e integridade em longo prazo.

A presença de torrões de argila sob a forma de torrões friáveis nos agregados miúdos, segundo (Effting, 2014), além de comprometer a resistência do concreto à compressão, também prejudica a sua resistência à abrasão e à sua aparência superficial.

b) Argamassas: Conforme Silva (2012), as areias finas geralmente são utilizadas em serviço de acabamento de obras, normalmente para reboco, sendo ideal para assentamento de cerâmica e acabamentos interno e externo. As areias, segundo Macedo et al. (2015) têm influência preponderante sobre a plasticidade da argamassa, dada a sua característica de possuir elevada área específica, o que provoca alterações significativas no consumo de água, e conseqüentemente, no de cimento, o que a torna cara.

Os agregados para uso em revestimentos, segundo Carasek (2017) representam cerca de 60 a 80% do consumo dos materiais da argamassa pronta devendo ser isentas de torrões de argila, ou o terem em teor inexpressivo, sob pena de causarem descolamentos pontuais, originarem vazios e desagregação do revestimento. Também não devem conter matéria orgânica, uma vez que esta inibe a pega e o

endurecimento da argamassa, provocando o intumescimento (inchação) e a desagregação do revestimento. Assim, as areias para revestimento não devem ser escolhidas em função apenas do custo.

c) Filtros de barragens de terra: O projeto de filtros de barragem de terra, segundo Stephens (2011) deve se basear tanto na granulometria do solo do maciço da barragem, como na granulometria do material empregado para o filtro. O autor esclarece que essas areias devem ter graduação tal que impeça os mais finos do maciço de jusante e da fundação de serem carregados, provocando a erosão interna (pipping); terem capacidade suficiente para absorver e transportar todas as águas provenientes do dreno vertical e fundação; e permeabilidade suficiente para que as águas da fundação percolem livremente, sem provocar altas pressões de baixo para cima no aterro de jusante. Completa ainda que as areias para uso em filtros deve apresentar porcentagem máxima de 5%, em peso, passando na peneira #200, para que o material não apresente coesão e evite a propagação de trincas de tração no interior do filtro.

d) Misturas asfálticas: Segundo Bauer (2011) a areia, juntamente com o filler, entra na dosagem do concreto betuminoso, para impedir o amolecimento do concreto betuminosos dos pavimentos nos dias de intenso calor. Para confecção de misturas asfálticas para revestimentos de pavimentos flexíveis, a Especificação de Serviço 031 (DNIT, 2004), requer que as areias tenham grãos resistentes e livres de torrões de argila e de substâncias nocivas.

e) Drenos Profundos: Quando utilizadas para material filtrante como enchimento para os drenos subterrâneos, executados nas camadas subjacentes de pavimentos de corte ou aterro, as areias devem ter partículas limpas, resistentes e duráveis e isentas de matéria orgânica, torrões de argila ou outros materiais deletérios e granulometria adequada, cujos grãos devem passar integralmente na peneira 9,5 mm e não mais de 10% na peneira 0,15 mm, para impedir que as partículas finas fiquem retidas nos interstícios do material drenante, o que causa a sua colmatação (DNIT, 2006).

f) Assentamento de paralelepípedos: a areia para o colchão de assentamento dos blocos deve ser constituída de partículas limpas, duras e duráveis, apresentar índice de plasticidade nulo, passar integralmente na peneira 4,8 mm e não contar com mais de 15% de material passando na peneira 0,0075 mm (DERT, 1994).

g) Assentamento de blocos intertravados: A NBR 15953 (ABNT, 2011) estabelece que o material de assentamento para pavimento intertravado de concreto deve cumprir as especificações da NBR 7211 (ABNT, 2005), quanto à presença de torrões de argila, materiais friáveis e impurezas orgânicas. Essa norma afirma que a porcentagem de material retida na peneira 75 µm depende da sua natureza mineralógica e recomenda que esta deve estar compreendida entre 90 e 100%. Tal recomendação se justifica pelo fato do excesso de material retido nesta peneira poder acarretar uma compactação excessiva da camada de assentamento, o que resultaria em deformações do pavimento.

h) Outros usos: As areias ainda podem ser usadas para melhorar propriedades geotécnicas de solos de baixo suporte, para serviços de aterro e reaterros, filtros de muros de arrimo, etc.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram coletadas três amostras de areias, cujas jazidas foram selecionadas entre as mais utilizadas na construção civil nos três principais municípios da RMC. As substâncias nocivas estudadas foram o material pulverulento, a matéria orgânica e os torrões de argila e partículas friáveis, uma vez que suas presenças nas areias estão entre as que mais influenciam na qualidade das obras geotécnicas, bem como nas estruturas de concreto.

Vale ressaltar que a coleta de areias foi realizada em jazidas devidamente licenciadas pelos órgãos ambientais competentes, com distância não superior a 30 km do centro geométrico formado pelo polígono das áreas urbanas das cidades de Barbalha, Crato e Juazeiro do Norte.

O procedimento experimental foi dividido em duas etapas principais:

a) Amostragem e preparação das amostras: Coletaram-se 40 kg de cada uma das amostras, as quais foram acondicionadas em baldes plásticos vedados, previamente secos e limpos, para evitar a sua contaminação, observando-se a NBR NM 26 (ABNT, 2001a).

Os pontos de coleta das amostras foram localizados com o auxílio de um GPS de navegação da marca Garmin, Etrex 12, Channel, com precisão de 7,0 m. A tabela 1 mostra o local dos pontos de coleta, com nome dos mananciais dos areais e seus respectivos municípios.

Tabela 1. Identificação das amostras.

| AMOSTRA | LOCAL | COORDENADAS | |
|-----------|----------------------------|-------------|-----------|
| | | Latitude | Longitude |
| Amostra A | Rio Salamanca (Barbalha) | 0461192 | 9191238 |
| Amostra B | Riacho Sovado (Crato) | 0453348 | 9208502 |
| Amostra C | Riacho Seco (Missão Velha) | 0483314 | 9188154 |

Fonte: Alves (2017) adaptado.

Em seguida as amostras foram conduzidas ao laboratório de materiais de construção do IFCE (Instituto Federal de Educação do Ceará) de Juazeiro do Norte, onde foram homogeneizadas em betoneira, para representar fielmente as características do agregado de cada jazida e quarteadas em separador mecânico, conforme a NBR NM 27 (ABNT, 2001b), Método A. Após o quarteamento as amostras foram submetidas à secagem em estufa, à temperatura de $105^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$, por 24 horas.

b) Ensaios para determinação das características deletérias das areias: Foram realizados os ensaios de materiais pulverulento conforme a NBR 7219 (ABNT, 1987b); matéria orgânica através da NBR NM 49 (ABNT, 2001c) e argila em torrões e materiais friáveis utilizando a NBR 7218 (ABNT, 1987a). Foram realizados dois experimentos, tomando-se o valor médio deles para cada amostra.

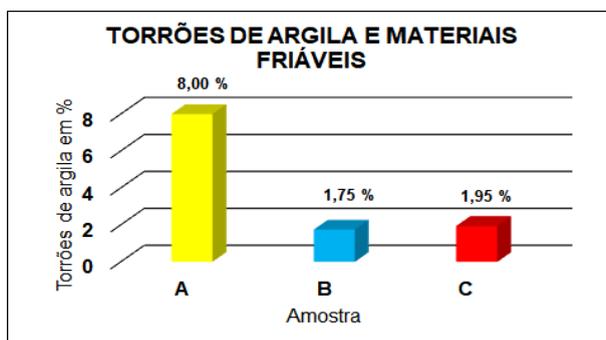
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES:

Os resultados obtidos apontam que todas as amostras estudadas apresentam algumas características prejudiciais para alguns serviços de engenharia, conforme os teores individualmente descritos, a seguir.

4.1. TORRÕES DE ARGILA E MATERIAIS FRIÁVEIS

Todas as amostras estudadas apresentaram torrões de argila em sua composição, cujos teores são apresentados na Figura 1.

Figura 1. Teores de torrões de argila presentes nas amostras estudadas.



Fonte: Alves (2017).

Observa-se na Figura 1, que a amostra A apresentou um teor de 8,0% em torrões de argila, teor este bem superior ao dobro do limite máximo aceitável pela NBR 7211 (ABNT, 2005), que é de 3,0%. Esse destaque negativo invalida o uso da amostra para emprego em concretos, bem como para produção de argamassas, misturas asfálticas e drenos sub-superficiais de cortes de pavimentos rodoviários, por exemplo.

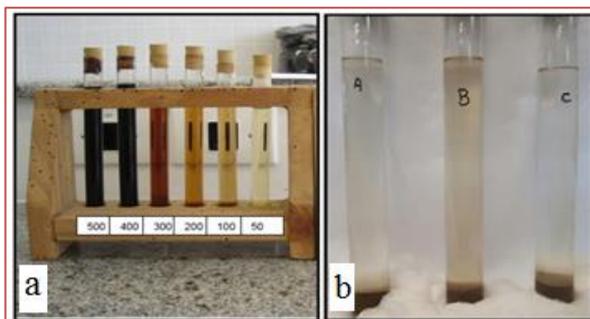
Acredita-se que o mais alto teor de torrões de argila presente na amostra A, em relação às amostras A e B, esteja associado à área de inundação devido a retirada da vegetação no médio e baixo curso do Rio Salamanca, cuja dinâmica fluvial foi alterada (BRITO, 2016).

Contrariamente, as amostras B e C apresentaram teores de 1,75% e 1,95% de torrões de argila, os quais estão bem aquém do limite máximo tolerado pela NBR 7211 (ABNT, 2005), não inviabilizando seus usos para concretos. Nenhuma das três amostras deve ser usada para execução de drenos sub-superficiais de pavimentos rodoviários, nem para a produção de misturas para revestimentos asfálticos, porém, podem ser utilizadas para assentamento de paralelepípedo e blocos intertravados.

4.2. MATÉRIA ORGÂNICA

Todas as amostras apresentam matéria orgânica, como se vê nas Figuras 2(a,b).

Figura 2. Tabela de cores da placa colorimétrica (a) coloração da água após ensaio (b).



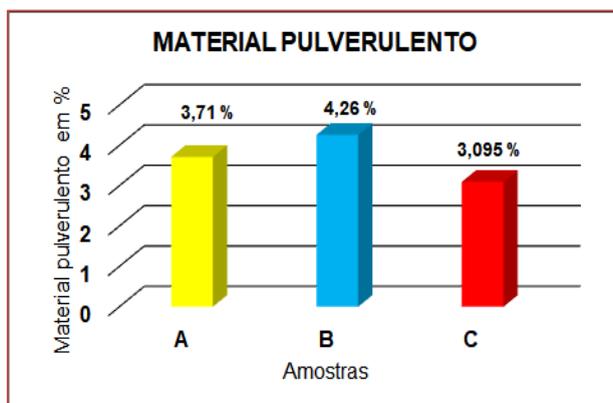
Fonte: Alves (2017) adaptado.

Como se vê nas Figuras 2(a) e 2(b) a coloração da água de lavagem de todas as amostras apresentou-se mais clara que a coloração da solução padrão de ácido tânico da tabela de cores da placa colorimétrica, o que indica que os teores de matéria orgânica das amostras estão abaixo de 300 ppm, que é o limite máximo tolerado pela NBR 7211 (ABNT, 2005) e que não haverá redução significativa do desempenho do uso dessas amostras para uso em concretos. Por outro lado, essas amostras não devem ser usadas, na condição “in natura”, para confecção de argamassas, nem para misturas asfálticas e drenos sub-superficiais de pavimentos viários. As amostras não têm restrição para uso em assentamento de blocos intertravados e paralelepípedos.

4.3. MATERIAL PULVERULENTO

Todas as amostras estudadas apresentaram excesso de material pulverulento, conforme teores apresentados no gráfico da Figura 3.

Figura 3. Porcentagem da quantidade de material pulverulento nas amostras estudadas.



Fonte: Alves (2017).

A NBR 7211 (ABNT, 2005) permite apenas 3% de material pulverulento em agregados miúdos para emprego em concretos submetidos a desgaste superficial e 5% para concretos protegidos contra desgastes superficiais. Dessa forma essas areias não deverão ser utilizadas para concretos que exijam altas resistências ou que fiquem sujeitos a desgaste superficiais, como, pisos, revestimento de superfícies hidráulicas sujeitas a fluxo contínuo de água corrente, etc.

Como a NBR 7211 (ABNT, 2005) estabelece o limite máximo de 5,0% de material pulverulento em agregados miúdos para os concretos convencionais, as amostras estudadas podem ser indistintamente

utilizadas para tal, ressaltando-se que essa concessão contribui para a perda de resistência, intensificação da retração e acréscimo no custo de produção do concreto, face à necessidade do aumento do teor de cimento, que é o componente mais caro desse produto. Já para execução de filtros verticais de barragens as amostras não são recomendadas, uma vez que seus finos em excesso podem reduzir a permeabilidade da camada e impedir a livre percolação da água, gerando altas pressões de baixo para cima no aterro de jusante.

5. CONCLUSÕES

Os estudos realizados mostraram que, apesar de largamente utilizadas na RMC, as três areias estudadas, apresentam alguma característica prejudicial indesejável para uso em alguns serviços engenharia, despertando-se para a necessidade de um melhor conhecimento das suas propriedades, com vistas à obtenção de serviços de boa qualidade, notadamente nas pequenas obras, onde não há controle tecnológico de materiais.

As areias estudadas têm restrição de uso para diversos serviços de construção civil e/ou de natureza geotécnica, entre os quais drenos sub-superficiais de cortes rodoviários, filtros de barragens e misturas asfálticas, trazendo ao conhecimento público o seu potencial e restrição de uso, despertando técnicos e construtores para a necessidade da realização de ensaios para verificação do seu enquadramento nas normas vigentes, com vistas à produção de serviços de melhor qualidade e durabilidade.

Recomenda-se que, a parcial substituição das areias naturais por agregados miúdos artificiais, em função da sua comprovada viabilidade econômica, da geração de menores impactos ambientais e, praticamente, da sua isenção de impurezas orgânicas e argilosas.

REFERÊNCIAS

- [1] Alves, I. M. (2017). Caracterização física do agregados miúdos da Região metropolitana do Cariri. Monografia (Graduação em Tecnologia da Construção Civil). Universidade Regional do Cariri – URCA, Juazeiro do Norte, 88p.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2005). NBR 7211/2005. Agregados para concreto - Especificações. Rio de Janeiro: ABNT.
- [3] _____. (1987a). NBR 7218/1987. Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro: ABNT.
- [4] _____. (1987b). NBR 7219/1987: Agregados – Determinação do teor de materiais pulverulentos. Rio de Janeiro: ABNT.
- [5] _____. (2011). NBR 15953/2011. Pavimento intertravado com peças de concreto. Execução. Rio de Janeiro: ABNT.
- [6] _____. (2001a). NBR NM 26/2001. Agregados - Amostragem. Rio de Janeiro: ABNT.
- [7] _____. (2001b). NBR NM 27/2001. Agregados – Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório. Rio de Janeiro: ABNT.
- [8] _____. (2003a). NBR NM 46/2003: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem. Rio de Janeiro: ABNT.
- [9] _____. (2001c). NBR NM 49/2001. Agregado Miúdo - determinação impurezas orgânicas. Rio de Janeiro: ABNT.
- [10] _____. (2003b). NBR NM 248/2003: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT.
- [11] Azevedo, F. F.; Martins, R. H. B.; Paranaíba, N. S. C. T.; Olivo, J. S. (2017). Agregados miúdos: a Importância dos Agregados Miúdos no Controle Tecnológico do Concreto. Revista Conexão Eletrônica. Volume 14, Minas Gerais.
- [12] Bauer, L. A. F. (2011). Materiais de Construção. Rio de Janeiro. 5 ed. Revisada. Rio de Janeiro: LTC, 2011.
- [13] Bernucci, L. B.; Motta, L.M.G.; Ceratti, J. A. P.; Soares, J. B. (2007). Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. Petrobras / ABEDA. Rio de Janeiro.
- [14] Brito, D. S. (2016). Risco de inundação em enclaves úmidos no semiárido: O caso da Bacia do Rio Salamanca, Barbalha/Ceará. Dissertação (mestrado acadêmico). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- [15] Carasek, H. (2007). Patologia das Argamassas de Revestimento. In: Isaia, G.C.. (Org.). Materiais de Construção e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. São Paulo: IBRACON, v. 1, p. 1-11.

- [16] DERT, Departamento de Edificações, Rodovias e Transporte. (1994). 18/94 – Especificação gerais para serviços e obras rodoviárias. Pavimentação. Ceará.
- [17] Dias, A. de M.; Silva, T. J. V. E; Poggiali, F. S. J. (2017). O concreto sustentável brasileiro. Revista Construindo. Belo Horizonte. Vol. 8. 1ª Ed., p.84-97. Jan – Jun.
- [18] DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. (2016). Norma 016/2016 – ES – Drenagem – Drenos sub-superficiais. Especificação de Serviço. Rio de Janeiro.
- [19] _____. (2004). Norma 031/2004 – ES – Pavimentos flexíveis. Concreto asfáltico. Especificação de Serviço. Rio de Janeiro.
- [20] Eftting, C. (2014). Aula 3 - Agregados, continuação. 31 f. Notas de aula (Aula de material de construção I). UDESC, Santa Catarina, 2014. Disponível em: www.scribd.com/document/237775479/aula-3-agrega-dos-partes-2>Acesso em: 07 Jul. 2017.
- [21] Farias, M. M. de; Palmeira, E. M.. (2010). Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. 3 ed. Editora: Ibracon. São Paulo.
- [22] Frazão, E. B; Da Silva, A. R.; Quitete, E. B.; De Queiroz, F.B. (2002). Tecnologia de rochas na construção civil. São Paulo: ABGE.
- [23] Freitas Jr., J. A. (2013). Materiais de Construção: Agregados. Notas de Aula. Universidade Federal do Paraná. PR. Disponível em: http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/0/00/TC031_Agregados_.pdf. Acesso em 03.04.2018.
- [24] IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2010). Censo demográfico 2010. Disponível em : <<http://www.cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=230190&search=ceara|barbalha>>. Acesso em: 03 Abr. 2018
- [25] Macedo, P. D. F. ; Queiroz, B. G. ; Teixeira, R. L. P. ; Oliveira, C. A. S. (2015). Avaliação do emprego de agregados miúdos provenientes do beneficiamento de pneus automotivos na produção de argamassa. Construindo, v. 7, p. 1-8.
- [26] Malaiskiene, J; Skripiunas, G; Vaiciene, M; Karpova, E. (2017). The influence of aggregates type on W/C ratio on the strength and other properties of concrete. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Riga, Letônia, v. 251, p.1-9, out. 2017.
- [27] Meier, D. (2011). Análise da qualidade do agregado miúdo fornecido em Curitiba e região metropolitana. 2011. 72 f. Monografia (Graduação em Tecnologia do Concreto). Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba.
- [28] Neville, A. M. (2016). Propriedades do concreto [recurso eletrônico]; Tradução: Ruy Alberto Cremonini. 5 ed. Porto Alegre.
- [29] Recena, F. A. P. (2015). Dosagem e controle da qualidade de concretos convencionais de cimento Portland [resumo eletrônico]. 3 ed. Rio Grande do Sul.
- [30] Resende, A. Agregados para concreto. (2009). Notas de aula (Aula de Material de construção). Colégio Metrópole, Minas Gerais. 32 f. Disponível em:<www.colegiometropole.com.br/downloads/apostila_anderson/agregados.doc>. Acesso em 22 Mar. 2017.
- [31] Silva, G. A. (2012). Diagnóstico do setor de agregados para a construção civil na região metropolitana de Natal – RN (Dissertação de Mestrado). Programa de Pós- Graduação em Engenharia Mineral , UFPE.
- [32] Stephens, T. (2011). Manual sobre pequenas barragens de terra: guia para localização, projeto e construção. Roma: Organização das Nações Unidas para a alimentação e agricultura. 120p. (Publicação da FAO sobre rega e drenagem, 64).
- [33] Vieira, G. L.; Molin, D. C. C. D. (2004). Viabilidade técnica da utilização de concretos com agregados reciclados
- [34]
- [35] de resíduos de construção e demolição. Ambiente Construído. São Paulo: UFRGS. v. 4, n.4, p. 47-63.

Capítulo 13

Ampliação de uma grande obra de saneamento – Enfoque geotécnico

Ney Augusto Nascimento

Errol Towes

Renato Marini

Osmar Bordignon

Paulo Roberto Muller

Antonio Roberto Sartor

Rogério Francisco Küster Puppi

Resumo: A ETE Belém foi projetada no final dos anos 70 e é uma das maiores estações de tratamento de esgotos do Paraná. Está em operação desde 1980 e tem capacidade para tratar 840 l/s, atendendo aproximadamente 600 mil habitantes da cidade de Curitiba. Nesta primeira etapa da obra, em andamento, melhorias estão sendo introduzidas visando o aumento de capacidade de tratamento com a mesma eficiência, inclusa a construção de um novo decantador de 65 metros de diâmetro, dentre várias outras ações como por exemplo novo desarenador, grades, emissário, elevatórias e mesmo sistema de aproveitamento de gases gerados, objeto de outro contrato. A localização do empreendimento hidráulico-sanitário, junto à foz de um rio tipicamente urbano (Rio Belém) no principal leito de drenagem regional (Rio Iguaçu), o histórico de deposição do lodo resultante do tratamento há décadas, a geologia e a geotecnia locais e as inúmeras intervenções envolvendo escavações de porte, dão o tom das dificuldades encontradas nas fases de projeto e execução da obra. Saliente-se que os trabalhos de campo se desenvolvem com a estação em pleno funcionamento. Certamente, além da engenharia civil envolvida no caso, há também forte apelo ambiental neste projeto, parte do processo de recuperação de ambos os rios. Os perfis de subsolo heterogêneo saturado, contendo tipicamente argila muito mole superficial, areia e argila rija e dura a maiores profundidades, com intenso fluxo de água, e uma escavação em particular para o citado decantador a uma profundidade de até 11 metros, exemplificam a complexidade e dimensões da obra em tela. O trabalho descreve algumas soluções divisadas, fruto de intensas discussões em especial nas fases de anteprojeto e projeto executivo da obra, acertos e desacertos verificados ao longo da implantação das diversas unidades do conjunto e também experiência adquirida, em utilização na sequência para triplicar a capacidade de operação atual. A presença dos projetistas no andamento dos trabalhos de campo tem sido constante e deste esforço conjunto com a proprietária e a empreiteira soluções vem sendo divisadas e aplicadas com sucesso.

Palavras-chave: Saneamento, Fundações, Contenções.

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de ampliar o sistema de esgotamento sanitário de Curitiba e Região Metropolitana, com cerca de 3 milhões de habitantes atualmente, forçou ampliação de obra da década de 70 para em breve triplicar a capacidade de tratamento (de 840 para 2.520 l/s). Há também um enfoque ambiental intenso para despoluir os dois rios diretamente envolvidos no processo, quais sejam o Rio Belém (tipicamente urbano, cortando a cidade de Curitiba de Norte a Sul) e o Iguaçu, canal principal de drenagem natural da região, convergindo a Oeste do Paraná até as Cataratas do Iguaçu, divisa Brasil-Argentina, após cerca de 700 km de curso.

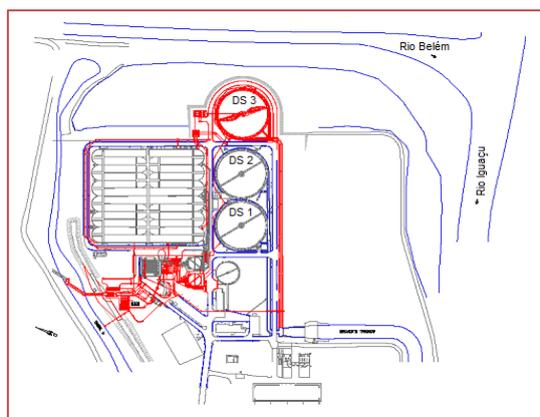
Atualmente o Rio Belém é praticamente um canal de esgotos e o Iguaçu se apresenta altamente poluído em longo trecho de sua extensão inicial, até perto de 100 km a partir de Curitiba

Figura 1. Planta genérica da área da ETE Belém (sem escala).



A Figura 1 mostra esquematicamente a localização da área em tela. Durante as últimas quatro décadas, com o funcionamento da estação na sua conformação original com dois decantadores secundários, houve massiva deposição do lodo resultante do processo de tratamento junto à margem direita do Rio Belém, local onde foi necessário locar algumas das unidades da ampliação, a saber o decantador secundário 3 (DS-3), a estação elevatória de recirculação de lodo (EERL) e parte do canal de deságüe do efluente tratado. O DS-3 é a estrutura mais complexa da obra, por se tratar de uma escavação circular em planta de 65 m de diâmetro e de altura entre 4,5 e 6,8 m, contendo ainda um rebaixo central para a tubulação com mais 4,5 m de profundidade. Assim, a profundidade total da escavação para essa estrutura alcança cerca de 11,3 m do nível do terreno original, qual seja na cota 874,0. A Figura 2 apresenta uma planta geral da estação (implantação).

Figura 2. Implantação da ETE Belém – lay-out geral.



OBS.) ampliação em vermelho.

As demais unidades que merecem destaque neste projeto são a subestação de energia elétrica (a manter), o sistema de entrada (grades, desarenador, bombas), a tubulação de chegada do esgoto bruto e o canal de água tratada, todos a ampliar ou acrescentar. Saliente-se que a operação desta ETE continuou e continua enquanto a obra se desenrola, quer dizer as atividades se superpõem, sejam de operação, sejam de manutenção e ampliação do sistema.

2 GEOLOGIA E GEOTECNIA LOCAIS

A Bacia de Curitiba, cuja superfície se estende por 3.000 km², situada topograficamente no Primeiro Planalto Paranaense a cerca de 900 m acima do nível do mar, imediatamente a Oeste da Serra do Mar, é composta por diversos sedimentos. As argilas são comumente denominadas argilitos e há ainda arcósios, conglomerados e depósitos carbonáticos (caliches), sedimentos esses que caracterizam a Formação Guabirota, a mais importante unidade estratigráfica da bacia. A sua abrangência cobre também alguns municípios vizinhos e os seus processos de sedimentação foram, ao menos parcialmente, controlados por tectonismo (Salamuni e Salamuni, 1999).

Os solos da Formação Guabirota possuem tipicamente características de elevada consistência (rija a dura), com resistência à penetração do amostrador padrão SPT entre 15 e 30 golpes/30 cm desde pouca profundidade. Sedimentos argilosos são comumente de superfícies polidas, caracterizando planos de fácil deslizamento, portanto de fraqueza, observáveis a nível de centímetros e decímetros (Kormann, 1999). Elevado sobreadensamento é outra característica notável, com valores entre 400 e 1000 kPa (Nascimento et al, 1994; Nascimento, 1992), originado provavelmente tanto por remoção de camadas quanto pelos ciclos de secagem e molhagem da sua gênese. Apresentam potencial instabilidade quando escavados, causando desprendimento de blocos com sérios riscos para a implantação de tubulões e estacas escavadas, por exemplo, soluções regionalmente bastante utilizadas. Além disso possuem capacidade expansiva devida tanto ao elevado sobreadensamento quanto à presença de minerais ávidos de água (esmectita). Nesse cenário, a rapidez de execução pode ser muitas vezes a chave de um projeto e execução bem sucedidos.

A posição do nível de água do lençol freático é muito variável, podendo oscilar entre quase superficial a 10 ou 15 m de profundidade – há comumente situações de lençol de água suspenso, associadas à baixa permeabilidade da argila, e facilidade de fluxo subterrâneo nas porções mais grosseiras (arenosas e pedregulhosas), também presentes amiúde.

O assoalho desta área da obra, sobre o qual correm ambos os rios, é de solos da Formação Guabirota. Há depósitos inconsolidados superficiais, quer naturais, quer produto de bota fora (especialmente lodo da própria estação de tratamento ou de outras origens), complicando sobremaneira a geotecnia mais superficial em face do aspecto coloidal desses últimos depósitos. Na parte do DS-3 havia até o início dos trabalhos de campo cerca de 3 metros de lodo saturado, produto de décadas de lançamento espúrio deste material; para se ter idéia das dificuldades encontradas, até o acesso de pessoas para as sondagens iniciais, coleta de amostras de solos e topografia foi complicado pelo baixo suporte e alta compressibilidade desse material assim lançado.

Nesse mesmo local o perfil típico do subsolo indicou ainda a presença de solo argiloso consistente e camada de areia, drenante, a partir da qual se estabeleceu o necessário rebaixamento do nível de água (NA), praticamente superficial, de modo a se permitir escavação e trabalho interno à contenção seguros. A Figura 3 mostra a sondagem a percussão representativa.

3 UNIDADES DA AMPLIAÇÃO A DESTACAR

A obra de ampliação desta estação de tratamento de esgotos é grande e relativamente complexa, em vista principalmente das dificuldades executivas. Dentre vários destaques de interesse, como por exemplo o aproveitamento do lodo resultante do processo de tratamento, para fins agrícolas específicos, detalhes relativos a algumas das unidades chamam a atenção, especialmente sob o olhar geotécnico.

Figura 3 – sondagem a percussão (SPT) representativa da área do DS-3.

| CLIENTE: PROENSI PROJ. ENG. DE SIST. S.S. LTDA. | | SONDAGEM A PERCUSSÃO | |
|---|------------------|--|--------------------------------|
| OBRA: ETE BELÉM | | SPT-02 | |
| LOCAL: CURITIBA - PR | | INÍCIO: 04/10/11 TÉRMINO: 06/10/11 | |
| COTA: 874,00 m | | COTA: 874,00 m | |
| Cota em relação ao R.N. | AMOSTRA | REVESTIMENTO: Ø 63,5 mm | ENSAIO |
| | Profundidade (m) | AMOSTRADOR: Ø INTERNO: 34,9 mm Ø EXTERNO: 50,8 mm | |
| | | PESO: 65 kg ALTURA Queda: 75 cm | RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO |
| | | | AMOSTRADOR TIPO RAYMOND & PECK |
| | | | No. DE GOLPES |
| | | CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA | GOLPES / cm |
| | | ATERRO DE ARGILA SILTOSA, COM RAÍZES, MUITO MOLE, MARROM | 10 20 30 |
| 0,90 | 01 | ATERRO DE ARGILA ORGÂNICA SILTOSA, MUITO MOLE, PRETA | 0/45 - - |
| 2,40 | 02 | passagem de aterro para ARGILA SILTOSA, MUITO MOLE, CINZA ESCURA | 0/45 - - |
| 2,50 | 03 | idem, mole | 1/15 1/15 1/15 |
| 3,00 | 04 | idem, muito mole | 1/15 1/15 1/15 |
| 4,50 | 05 | idem, arenosa, mole, cinza | 8/15 15/15 15/15 |
| 5,00 | 06 | AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA, COMPACTA, CINZA | 6/15 8/15 10/15 |
| 6,00 | 07 | idem, medianamente compacta | 5/15 10/15 13/15 |
| 6,80 | 08 | ARGILA ARENOSA, COM PEDREGULHOS FINOS, RIJA, CINZA E VERDE | 11/15 25/15 15/11 |
| 8,00 | 09 | SILTE ARENOSO, MUITO COMPACTO, CINZA E VERDE | 12/15 18/15 20/12 |
| 9,93 | 10 | MATERIAL NÃO PERFURÁVEL PELA SONDA A PERCUSSÃO (provavelmente em camadas de pedras soltas e/ou matácões) | |
| PENETRAÇÃO FORA DE COTA | | | |
| DE A 1a. 2a. 3a. | | | |
| 0,00 0,45 1/30 1/15 - | | | |
| 0,50 0,95 1/45 - - | | | |
| 1,50 1,95 0/45 - - | | | |
| 2,50 2,95 2/15 2/15 2/15 | | | |
| 3,50 3,95 1/15 1/15 1/15 | | | |
| 4,50 4,95 1/15 1/15 2/15 | | | |
| PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA | | AVANÇO ATRÁS DO | |
| NOMINAL: 0,10 m em 05/10/11 | | 0,00 m a 5,00 m | |
| FINAL: 0,10 m em 05/10/11 | | AVANÇO POR LAVAGEM: 0,00 m a 0,95 m | |
| SPT 20 m INICIAIS | | PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 5,00 m | |
| SPT 20 m FINAIS | | | |
| SOLOTÉCNICA | | LAVAGEM POR TEMPO (20 min.) | |
| | | REFERENCIAL: 1256 | DESENHADO POR: JESUSANA |
| | | DATA: 10/10/11 | DE: 890 |
| | | ESCALA VERTICAL: 1/50 | DE: 891 |
| | | DE: 892 | DE: 893 |
| | | DE: 894 | DE: 895 |

A Figura 4 apresenta vista geral da área.

Figura 4 – Vista aérea da ETE Belém no início das obras de ampliação em jan./2015 (notar área prevista para o DS-3 à esquerda dos dois decantadores existentes, local de deposição do lodo).



3.1 DECANTADOR SECUNDÁRIO DS-3

Trata-se de estrutura enterrada de formato circular em planta, com 65 m de diâmetro e altura de embutimento no terreno variável, com um máximo de 11,3 m a partir da cota inicial do terreno, 874,0 m. Pela sondagem SPT representativa (Figura 3) nota-se a presença de argila orgânica preta muito mole e mole até 4,5 m de profundidade, seguida de camada arenosa compacta/medianamente compacta, argila arenosa rija e silte arenoso muito compacto. Os dois últimos, de coloração cinza e verde, bem caracterizam solos da Formação Guabirota. O nível de água subterrânea é superficial e o impenetrável a percussão se deu a 9,93 m da boca do furo, qual seja na cota 864,07 m.

Para o devido rebaixamento do NA, estabeleceram-se 6 (seis) poços de 60 cm de diâmetro a partir de tubos metálicos cravados ao redor da futura estrutura, limpos internamente e equipados com uma bomba submersível cada; furação na parede dos tubos camisa foi feita na faixa da camada arenosa, na expectativa de que o fluxo de água através dela ocorresse primordialmente. Tal fato realmente aconteceu, apesar de dificuldades crescentes com o passar do tempo (alguns meses), e uma primeira lição aprendida foi que a furação deveria ter sido feita em todo o comprimento das camisas, o que muito provavelmente teria otimizado o sistema. No entanto, apesar disso e do longo tempo decorrido desde o início do bombeamento e a fase atual da obra (estrutura ainda em construção), de modo geral o serviço de rebaixamento cumpriu o planejado.

A cortina de contenção de estacas pré-moldadas cravadas, formando verdadeiro anel de compressão, também desempenha bem o seu papel até o momento – analogamente, houve dificuldades executivas para a cravação de muitas das estacas (áreas aleatórias de alta resistência do terreno), de posicionamento dessas estacas e até de desempenho de muitas delas, porém de maneira geral pode-se afirmar que a solução divisada foi bem sucedida. Saliente-se que a cortina foi definida por estacas à flexão com o topo livre (balanço de 4,5 m), enrijecidas na cota aproximada 872,5 (terreno escavado) com viga de coroamento. Como dificuldade construtiva adicional, o acesso de equipamentos e mesmo de pessoas ao local do aterro jogado de lodo era bastante difícil já que o suporte deste material muito mole e saturado era baixíssimo, tendo requerido remoção parcial e reforço. Mesmo para as sondagens e coletas de amostras de solos o acesso se mostrou complicado.

A Figura 5 mostra um dos tubos camisa dos poços sendo cravado. As Figuras 6, 7 e 8 ilustram os serviços iniciais no decantador secundário 3 (execução da cortina envoltória, escavação e rebaixo da tubulação de entrada).

Figura 5 – Cravação de tubo camisa de poço de rebaixamento.



Figura 6 – Execução da cortina envoltória do DS 3.



3.2 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE RECIRCULAÇÃO DE LODO - EERL

Esta estrutura é simples e pequena, comparativamente ao decantador secundário, e está localizada a cerca de 10 m da lateral do DS-3 e igualmente na área de aterro jogado muito mole e saturado. É na verdade uma caixa enterrada, para a execução da qual previu-se cortina de contenção envoltória nos moldes da outra muito próxima. Ocorreu, porém, um acidente geotécnico neste local – ao se escavar internamente, houve ruptura da mesma. Especulações em torno do assunto, ainda em evidência e aguardando definição, mencionam falta de momento resistente nas estacas, falta de ficha, perfil de subsolo em piores condições do que a área contígua (definido por novas sondagens a percussão pós-acidente) e mesmo ocasional deslizamento de concepção, o que felizmente não se confirmou, até o presente momento, na escavação de maior porte. Como observação quanto a este insucesso, o formato em planta é retangular e não circular, como no DS-3, o que provavelmente favoreceu a ruptura.

Figura 7 – Fase de escavação do DS 3.



Figura 8 – Rebaixo da tubulação de entrada do DS 3.



3.3 SUBESTAÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA

Esta é uma estrutura antiga da estação, localizada junto à nova entrada do esgoto bruto (grades, desarenador), responsável pelo recebimento, medição e distribuição de toda energia elétrica do complexo. Desde a época de discussão do projeto, houve o cotejamento entre se executar uma nova SE eliminando a antiga ou manter-se a atual em operação. Os projetistas argumentavam que a execução da nova entrada de esgoto bruto, estrutura enterrada de 5,5 m e contígua à SE, poderia causar danos aos equipamentos elétricos sensíveis e ao próprio prédio existente, porém foram voto vencido e a subestação antiga foi mantida e operando continuamente.

Esta decisão forçou então a execução de cortina de contenção envoltória à SE, com formato de “L” em planta, permitindo assim a necessária escavação lateral, e que foi dimensionada em balanço e executada com perfis metálicos pesados (W 610 x 101) de 12 m de comprimento cada, cravados espaçados de metro em metro, enrijecidos por viga de coroamento e preenchidos com pranchada de madeira. Havia muita expectativa quanto ao que poderia causar o esforço dinâmico da cravação, porém esta ação se mostrou acertada ao final e não houve nenhum tipo de interferência no funcionamento da subestação. A Figura 9 mostra uma das faces desta contenção, numa situação de enchente, com uma potente bomba de recalque pronta para ser acionada e esgotar a área do novo sistema de entrada, em construção, lateral à SE.

Figura 9 – Contenção lateral em perfis de aço e bomba de recalque em primeiro plano.



3.4 CANAL DE DESÁGÜE DA ÁGUA TRATADA

Esta é uma estrutura superficial, que dirige a água tratada do decantador secundário 3 ao Rio Iguaçu. A estrutura em si, em concreto armado moldada in loco não apresenta novidades, porém a sua localização foi definida junto ao lago existente na área (Figura 4, parte superior). Para a sua implementação foi necessário aterro de material mais grosseiro (saibro) com cimento Portland comum, pré-misturado e empurrado com trator de lâmina ao longo da margem do lago, de modo a formar solo firme para fundação direta de trecho deste canal trapezoidal. Com a cuidadosa atenção e cooperação dos engenheiros residentes da obra, em especial da proprietária (Sanepar – Companhia de Saneamento do Paraná), a execução do canal transcorreu de modo favorável e a dificuldade foi assim vencida a contento. A Figura 10 exemplifica o caso.

Figura 10 – Construção do canal de deságüe.



4 CONCLUSÕES

A obra de ampliação da Estação de Tratamento de Esgotos – ETE Belém é uma das principais desta área em andamento no estado, sob a responsabilidade da concessionária Companhia de Saneamento do Paraná, Sanepar. Já com quase quatro décadas de funcionamento e necessitando urgentemente de melhorias e aumento da capacidade de tratamento, apresentou alguns desafios que ultrapassaram as dificuldades normais de obras deste tipo. As condições do perfil geotécnico local com solo muito mole superficial e água aflorando foi um problema que envolveu um sistema de rebaixamento do NA funcionando parcialmente a contento – dentre os itens que poderiam ter sido levados em conta para uma melhor eficácia citam-se a completa furação dos tubos de revestimento, o acionamento bem mais anterior ao início da escavação e, provavelmente, um maior número de poços além dos seis executados. Como alternativa definida e aplicada na obra, foram feitos mais dois poços na área interna à escavação, o que permitiu boa drenagem da água e maior segurança para o trabalho prosseguir.

O caso de ruptura da contenção envoltória à elevatória de recirculação de lodo (EERL), similar a outras executadas e bem sucedidas nesta mesma obra, mostrou novamente a grande heterogeneidade da geotecnia deste terreno (mudança drástica do perfil de subsolo para pior), o possível descuido ao se encomendar e cravar as estacas (eventualmente com deficiência de momento resistente) e certamente a influência da geometria da contenção em planta, confirmando o efeito benéfico à estabilidade num arranjo circular em detrimento a outros formatos (retangular em planta, neste caso, bem menos favorável).

Outro aspecto a destacar é o fato da estação continuar operando durante todo o tempo, um complicador para quase todas as intervenções necessárias ao projeto de ampliação – louve-se aqui o esforço conjunto dos projetistas, executores, operadores e, de modo especial, da proprietária, sem o que a materialização deste empreendimento não seria possível, nas condições em que acontece.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam a sua gratidão à Companhia de Saneamento do Paraná – Sanepar, concessionária do serviço de água e esgoto, pela permissão para publicar este trabalho. Reconhecem também a participação da Proensi (projeto hidráulico-sanitário), Sistema (projeto estrutural), Solotecnica (sondagens e ensaios geotécnicos de laboratório), Rocha (sondagens adicionais), Enfil (empreiteira) e a todos os demais profissionais direta e indiretamente envolvidos neste projeto.

REFERÊNCIAS

- [1] Kormann, A.C.M “Comportamento de argilas rijas: aspectos geotécnicos da Formação Guabirota”, in Características Geotécnicas da Formação Guabirota, ABMS-PRSC e UFPR, Curitiba, setembro de 1999, p.119-128;
- [2] Nascimento, N.A. “Um estudo laboratorial em amostras indeformadas do solo sedimentar da Bacia de Curitiba e do solo residual de basalto do Paraná”, tese de concurso para a classe de professor titular na área de engenharia de solos e fundações, Departamento de Construção Civil-Setor de Tecnologia da UFPR, Curitiba, 1992;
- [3] Nascimento, N.A. e Puppi, R.F.K. “Formação Guabirota: algumas características e comentários sobre fundações e contenções”, in Características Geotécnicas da Formação Guabirota, ABMS-PRSC e UFPR, Curitiba, setembro de 1999, p.189-195;
- [4] Nascimento, N.A. e Puppi, R. F. K. “Soft clay deposits – an extreme example at the Barigui River flood area”, in Boletim Paranaense de Geociências, nº 62/63, 2008, Editora UFPR, Curitiba, p. 35-46;
- [5] Nascimento, N. A., Brandi, J. L. G. e Puppi, R. F. K. “Fundações diretas na região de Curitiba”, in Twin Cities – solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba, ABMS – NRSP/NRPRSC – ISSMGE, São Paulo, 2012, p.233-245;
- [6] Salamuni, E. e Salamuni, R. “Contexto geológico da Formação Guabirota, Bacia de Curitiba”, in Características Geotécnicas da Formação Guabirota, ABMS-PRSC e UFPR, Curitiba, setembro de 1999, p.7-15;

Capítulo 14

Estudo do comportamento de geomembranas na estabilidade de barragens de rejeito de minério de ouro

Ana Luiza Mendes Halabi

Karla Cristina Araújo Pimentel Maia

Maria das Graças Almeida Gardoni

Soraya Salantiel Sampaio

Resumo: Geomembranas de polietileno de alta densidade (PEAD) vêm sendo utilizadas em sistemas de impermeabilização de barragens de rejeito de mineração de ouro. A presença da geomembrana na fundação de uma barragem pode favorecer o desenvolvimento de uma superfície de deslizamento na interface de contato com o maciço ou com a própria fundação. Este artigo apresenta um estudo do comportamento da geomembrana quando submetida a tensões normais e de cisalhamento na região de interface com o material do maciço, constituído principalmente pela fração mais grossa da ciclonagem do rejeito (underflow). Neste contexto, foram realizadas análises tensão versus deformação utilizando o programa de elementos finitos RS2, onde foram simulados ensaios de cisalhamento da interface geomembrana-underflow e observada a resposta da geomembrana aos carregamentos impostos. Os resultados apresentaram diferenças entre a curva tensão de cisalhamento versus deslocamento experimental e as curvas obtidas com as simulações numéricas. As diferenças observadas podem indicar algumas limitações da simulação numérica realizada, em virtude da complexidade em representar os aspectos mais relevantes do ensaio, tais como, a aplicação do carregamento e as condições de interface dos materiais entre si e com a caixa de cisalhamento.

Palavras-chave: Geomembrana, Barragem de Rejeito, Ensaio de Cisalhamento de Interface, Análise Numérica

1 INTRODUÇÃO

As barreiras de impermeabilização em barragens de rejeito de minério de ouro são utilizadas, considerando aspectos relacionados à segurança e aos impactos ambientais, para se evitar a contaminação do solo e do lençol freático por metais pesados ou outras substâncias. Dentre essas barreiras de impermeabilização, destaca-se o uso da geomembrana de PEAD, hoje já bastante aplicada em aterros sanitários e em reservatórios para líquidos industriais, por apresentar coeficiente de permeabilidade muito baixos, da ordem de 10-12 cm/s, excelente durabilidade e resistência química (SAMPAIO, 2013). O uso de geomembranas em barragens é ainda limitado, pois esses materiais apresentam pouca capacidade de adaptação a grandes deformações, devido à sua rigidez (SAMPAIO, 2013).

A escolha pela utilização de geomembranas, porém, pode influenciar a estabilidade do maciço da barragem, devido à possibilidade da existência de uma superfície de ruptura ou deslizamento que passa pela interface. Isso ocorreria devido à possibilidade da interface entre a geomembrana e o material do maciço apresentar resistência ao cisalhamento possivelmente baixa (SAMPAIO, 2013). Desta forma, torna-se necessária a realização de análise de estabilidade do maciço para avaliação desse mecanismo de ruptura potencial.

Além das análises de estabilidade, é importante ainda avaliar o desempenho da barragem quando submetido às deformações de campo. Análises numéricas de tensão versus deformação do maciço vêm sendo utilizadas para avaliação do comportamento do maciço, de maneira a antever problemas como o aparecimento de trincas e fissuras, o fraturamento hidráulico e o desenvolvimento de zonas plásticas (PEREIRA, 2014).

Este trabalho apresenta um estudo do comportamento da interface geomembrana-underflow de uma barragem de rejeito de mineração de ouro. Para tanto, foi realizada a simulação numérica de um ensaio de cisalhamento direto da interface entre o underflow e a geomembrana, realizados por Sampaio (2013), de modo a estudar o comportamento da interface submetida a carregamentos e ajustar a modelagem da geomembrana e da sua interface com o underflow. Foram utilizados os dados correspondentes a uma seção de uma barragem de rejeitos da mineração de ouro, na qual a fundação foi impermeabilizada com uma geomembrana texturizada de PEAD com 1,5 mm de espessura. Por fim, são apresentadas as conclusões desta pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

2 BARRAGEM DE REJEITO DE MINERAÇÃO DE OURO

A barragem de contenção de rejeitos do presente estudo está sendo construída pelo método de alteamento para jusante. O reservatório, a fundação e o talude de montante foram impermeabilizados com geomembrana de PEAD com 1,5 mm de espessura, para evitar a contaminação do aquífero e do solo. As Figuras 1 e 2 apresentam os detalhes do sistema de impermeabilização no pé e no topo do talude de montante do maciço, respectivamente.

Figura 1. Detalhes da disposição da geomembrana no pé do talude de montante da barragem de rejeitos - 1ª etapa (SAMPAIO, 2013).

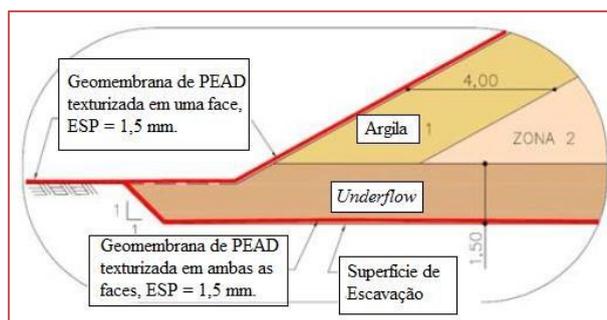
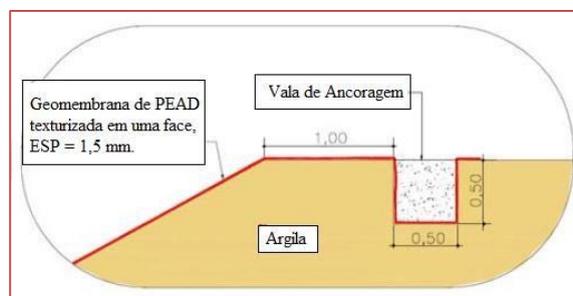


Figura 2. Detalhes da disposição da geomembrana no topo do talude de montante da barragem de rejeitos - 1ª etapa (SAMPAIO, 2013).



3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS MATERIAIS

A seção transversal da barragem em estudo é apresentada na Figura 3.

Os principais materiais e componentes da seção transversal da barragem em estudo são o rejeito depositado no reservatório, o rejeito de minério de ouro ciclonado (underflow) que constitui os diques de alteamentos, com grau de compactação de 90% para camadas mais profundas e de 95% para camadas superiores do maciço, solo argiloso de empréstimo, dreno, o dique de partida, e a barreira impermeabilizante de geomembrana PEAD com espessura de 1,5 mm. Os parâmetros geotécnicos dos materiais de construção da barragem e da interface geomembrana-underflow foram obtidos a partir de resultados de ensaios de laboratório realizados por SAMPAIO (2013). Na Tabela 1 são apresentados os valores dos parâmetros de resistência efetivos dos materiais constituintes da barragem, considerados como parâmetros médios para as análises nesse trabalho.

Tabela 1: Parâmetros geotécnicos dos materiais (modificado SAMPAIO, 2013).

| Material | γ (kN/m ³) | c' (kN/m ²) | ϕ (°) |
|-----------------------------------|-------------------------------|---------------------------|------------|
| Fundação | 20 | 40 | 32 |
| Rejeito | 20 | 0 | 26 |
| Interface Underflow / Geomembrana | - | 0 | 28 |
| Underflow 90% | 22 | 0 | 30 |
| Underflow 95% | 22 | 0 | 36 |
| Solo Argiloso | 20 | 16 | 31 |
| Dreno | 20 | 0 | 30 |
| Dique de partida | 20 | 20 | 28 |

3.1 MODELAGEM NUMÉRICA

Neste item serão apresentados os resultados da análise tensão versus deformação provenientes das simulações numéricas de ensaios de cisalhamento da interface realizados para três diferentes tensões confinantes.

3.2 Geometria do Modelo Computacional

Para a avaliação do desempenho da interface sob o efeito das tensões, foi realizada uma simulação computacional do ensaio de cisalhamento da interface. Foram avaliados aspectos referentes à geometria e às condições de contorno do problema e aos modelos constitutivos representativos dos materiais utilizados.

Foram consideradas as condições de contorno do ensaio de cisalhamento de interface realizado por Sampaio (2013). O ensaio foi realizado utilizando um equipamento padrão de cisalhamento direto, cuja caixa possuía dimensões internas em planta de 10cmx10 cm e 2 cm de altura, e amostras de geomembranas de PEAD de 1,5 mm texturizadas em ambas as faces. Para análise da interface underflow-geossintético, foram inseridas placas de aço na base rígida inferior da célula de cisalhamento, sobre a qual o geossintético foi colado com silicone para evitar enrugamento. O rejeito de minério de ouro foi então moldado na parte superior da célula de cisalhamento, com 1 cm de altura.

A amostra foi submetida a uma carga pontual de confinamento, normal à caixa, em uma superfície rígida que distribui o carregamento à amostra. O ensaio, então, foi realizado a partir da aplicação de um deslocamento constante da caixa inferior em relação à caixa superior do equipamento, que permanece imóvel devido a restrições de deslocamento. A Figura 4 esquematiza a prensa mecanizada da ELE International, utilizada para a realização dos ensaios por Sampaio (2013). Ressalta-se, por esse esquema, que a tensão cisalhante é calculada a partir da força de reação no anel dinamométrico, e a partir da sua relação com a área corrigida da superfície, é encontrada uma tensão cisalhante média sobre a superfície de cisalhamento.

Figura 3: Seção Transversal da barragem em estudo.

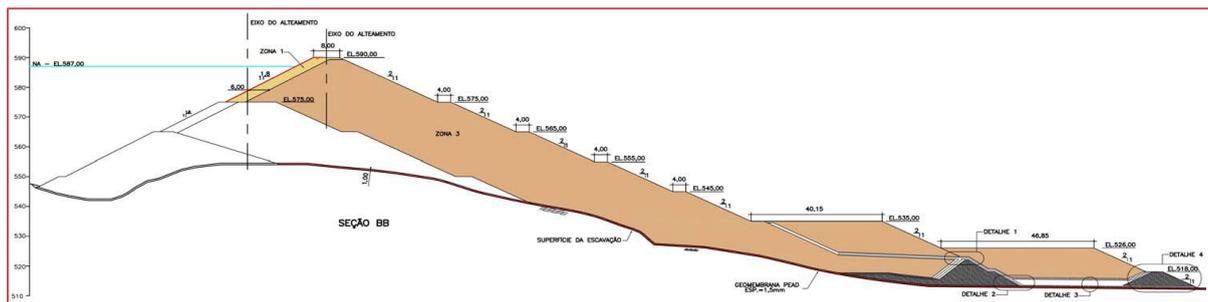
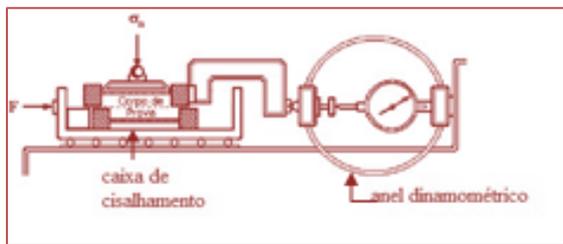
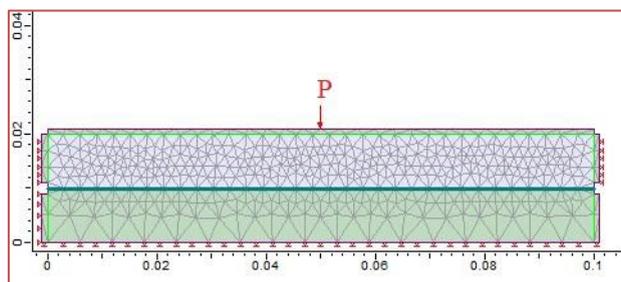


Figura 4: Esquema de prensa utilizada para o ensaio de cisalhamento direto (SILVA et. al, 2004).



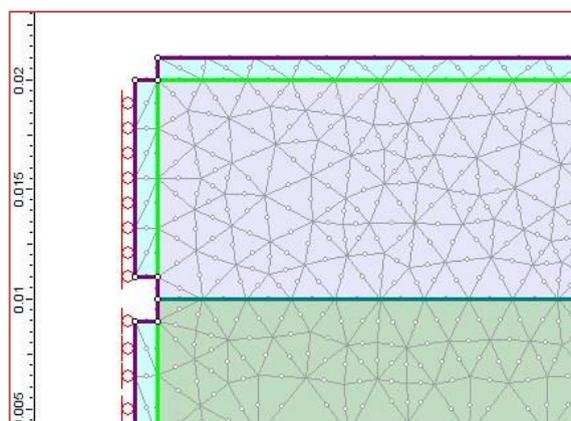
Para o modelo computacional, a restrição ao deslocamento na parte superior da caixa de cisalhamento foi simulada como apoios que restringem a movimentação na direção do eixo x (horizontal). Além disso, apoios de restrição na direção do eixo y (vertical) da superfície inferior da caixa de cisalhamento foram inseridos para impedir a movimentação do modelo nessa direção. A Figura 5 apresenta o modelo computacional simulado segundo as condições de contorno do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 5: Condições de contorno do modelo do ensaio de cisalhamento de interface.



Para a simulação de uma tensão de confinamento constante no modelo físico, é aplicada uma carga concentrada no centro de uma placa de aço, o topo da caixa de cisalhamento, que devido a sua alta rigidez distribui uniformemente as tensões na superfície da amostra. Para a modelagem desse efeito, foi simulado um material de 1 mm de espessura, correspondente a um elemento do tipo liner com rigidez bastante elevada (TEIXEIRA, 2006). As paredes laterais da caixa foram simuladas da mesma maneira, tomando o cuidado de manter o topo da caixa desvinculado das paredes para que toda a carga confinante seja aplicada sobre o solo. Além disso, para induzir que a superfície de cisalhamento esteja na interface, as paredes superiores e inferiores da caixa de cisalhamento ficaram espessadas em 0,1mm. A figura 6 ilustra em maior detalhe as condições de contorno do modelo.

Figura 6: Detalhe de condições de contorno da caixa de cisalhamento



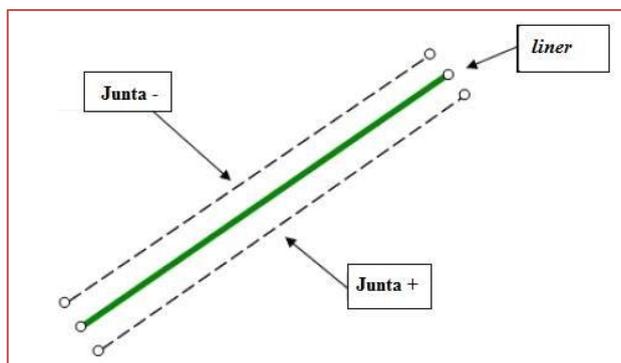
3.3 MATERIAIS

Os materiais presentes no estudo de caso, assim como seus respectivos parâmetros de resistência e rigidez, foram definidos conforme os modelos constitutivos adotados para cada material.

Para a realização das análises, foi adotado o modelo constitutivo linear elástico para o aço. A geomembrana foi modelada conforme o modelo elasto-plástico, utilizando-se dos valores de deformabilidade obtidos por SAMPAIO (2013) em ensaios de tração. Para o underflow e a sua interface com a geomembrana adotou-se também um modelo elástico-linear, cabendo-se ressaltar que esse modelo apresenta módulo de deformabilidade constante.

A interface estrutural foi modelada a partir do elemento de interface do programa RS2. Para isso, definiu-se primeiramente a geomembrana como um elemento do tipo liner e, em seguida, foram definidas suas duas interfaces, com o underflow da ciclonagem do rejeito e com o aço, como elementos de junta. Ressalta-se que, em ambos os lados da junta, assumiram-se como condição de contorno nós abertos, que são representados como dois nós distintos na malha de elementos finitos e, por isso, podem apresentar movimento relativo (ROCSCIENCE, 2015). A Figura 7 mostra o liner, com suas respectivas juntas positiva e negativa e nós abertos, como é representado na malha de elementos finitos do programa RS2.

Figura 7: Representação de liner e elementos de interface no RS2.



Ressaltam-se as limitações das condições de contorno apresentadas, em parte pelo desconhecimento do comportamento do modelo real quanto ao deslizamento das interfaces nas laterais da caixa de cisalhamento e na interface inferior da geomembrana, que foi colada. A influência dos parâmetros de resistência relativos a esses materiais na análise numérica necessita de estudos mais aprofundados e da realização de ensaios em laboratório e, portanto, não entram no escopo desse trabalho. No caso da interface colada, para que esta tivesse o mínimo de influência sobre as solicitações da interface geomembrana-underflow em estudo, conforme foi pretendido ao se colar o material no modelo físico, admitiram-se como parâmetros de deformabilidade os mesmos do aço, e limitou-se essa junta quanto ao deslizamento relativo entre os materiais.

A Tabela 2 apresenta os parâmetros de deformabilidade dos materiais constituintes e das interfaces. O módulo de elasticidade do underflow foi considerado constante para todas as tensões confinantes definidas nos ensaios triaxiais realizados por Sampaio (2013). O ângulo de atrito da interface foi determinado a partir da envoltória de resistência, obtida pela interpolação dos pares de valores tensão cisalhante versus deslocamento relativo obtidos nos ensaios (SAMPAIO, 2013). O módulo de elasticidade da interface geomembrana-underflow foi estimado a partir da curva tensão versus deformação obtida nos ensaios de cisalhamento da interface a tensão confinante de 125 kPa. O mesmo valor foi então usado para as análises numéricas de 500 kPa e 700 kPa.

Tabela 2: Parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais.

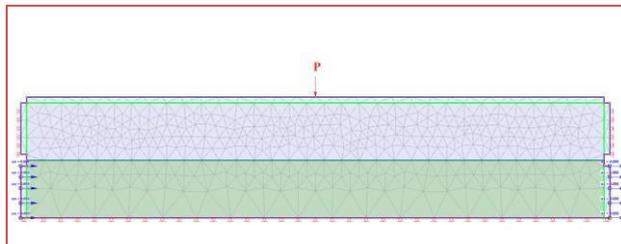
| | φ (°) | E (MPa) | f_y (kPa) | ν |
|-------------------|---------------|---------|-------------|-------|
| Aço | - | 200000 | 350000 | 0,3 |
| Underflow 95% | 36,3 | 18 | - | 0,3 |
| Underflow 95% | 36,6 | 18 | - | 0,3 |
| Interface G-aço | - | 200000 | 350000 | - |
| Interface G-u 95% | 33 | 80 | | |

Nota: Sendo φ o ângulo de atrito pelo modelo Mohr-Coulomb, E o módulo de elasticidade do material, f_y o módulo de plasticidade do aço e ν o coeficiente de Poisson do material.

3.4 CARREGAMENTO

Após a definição da geometria do modelo e dos materiais foram definidas as etapas de análise para diferentes estágios de carregamento nos quais a estrutura seria analisada. Esses estágios foram escolhidos de modo a simular um aumento linear do deslocamento relativo entre as caixas, em que o primeiro estágio simula as condições de contorno antes do início da realização do ensaio e o último as condições na ruptura, em que há 8 mm de deslocamento, correspondente a 20% de deformação (SAMPAIO, 2013), conforme a Figura 8. A Figura 9 demonstra a aplicação destes deslocamentos e da carga confinante no modelo simulado.

Figura 9: Deslocamento relativo entre as caixas de cisalhamento para cada estágio simulado.



4 RESULTADOS

As Figuras 10, 11 e 12 apresentam os gráficos de tensão-deformação das análises numéricas para três pressões confinantes, 125 kPa, 500 kPa e 700 kPa, assim como a comparação com os respectivos resultados experimentais.

Pode-se observar que, os resultados numéricos se ajustam satisfatoriamente aos resultados experimentais, apresentando um valor do ângulo de atrito de 33° próximo ao apresentado por SAMPAIO (2013), e um módulo de elasticidade de 80MPa. Porém, para as pressões confinantes superiores a 125 kPa a curva numérica se difere bastante da curva experimental, demonstrando inadequação do modelo, devido a limitação da modelagem ou inadequação dos parâmetros analisados. Percebe-se a partir da maior inclinação da curva experimental de tensão-deformação que há um aumento do módulo de elasticidade E, que portanto foi subestimado para as análises. Em relação à adequação ao ângulo de atrito, bastante relacionado à tensão de escoamento do modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico, pouco pode ser afirmado nas simulações numéricas para 500 kPa e 700 kPa, uma vez que não é aparente o escoamento da interface.

Figura 8: Carregamento introduzido no modelo.

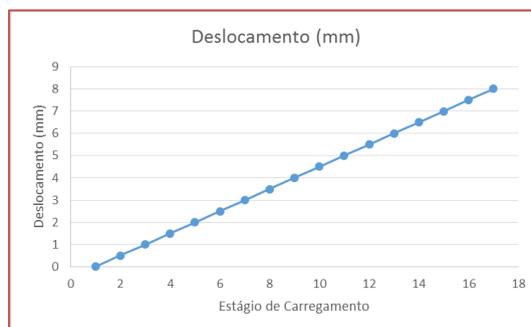


Figura 10: Gráfico de tensão-deslocamento, numérica e experimental, para a pressão confinante de 125 kPa.

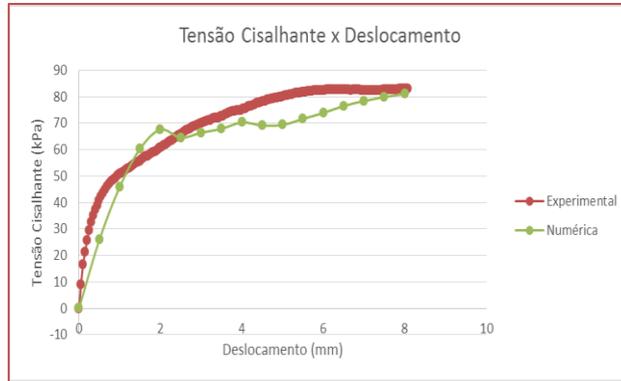
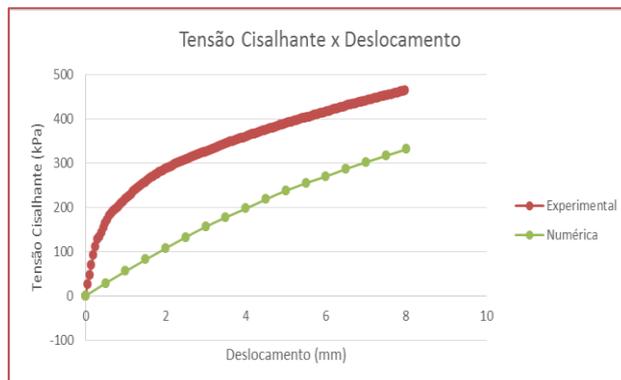


Figura 11: Gráfico de tensão-deslocamento, numérica e experimental, para a pressão confinante de 500 kPa.



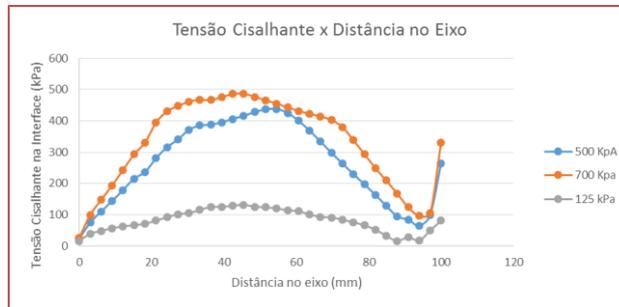
Figura 12: Gráfico de tensão-deslocamento, numérica e experimental, para a pressão confinante de 700 kPa.



Ressalta-se a diferença entre os valores do módulo de elasticidade E que podem ser estimados a partir dos gráficos de tensão-deslocamento para 500kPa e 700kPa, de aproximadamente 250MPa. Como o valor do módulo de elasticidade varia com a tensão confinante, teria sido portanto mais adequado fazer as simulações ajustando o valor de E para tensões confinantes maiores.

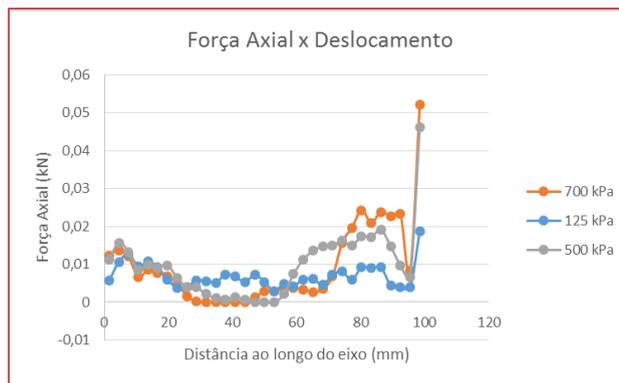
A Figura 13 apresenta a distribuição das tensões cisalhantes na interface geomembrana-underflow ao longo de seu eixo horizontal. Observa-se valores maiores de tensões de cisalhamento em pontos na parcela central do material, próximo à região de maior confinamento.

Figura 13: Distribuição das tensões cisalhantes na interface geomembrana-underflow ao longo de seu eixo horizontal.



Além disso, verifica-se que a sollicitação sobre a geomembrana é bastante reduzida, sendo mobilizada uma tensão axial a tração de apenas 0,042 kPa, menos de 1% do valor da tensão residual deste material, de 700 kPa (SAMPAIO, 2013), não havendo portanto plastificação. A Figura 18 apresenta o gráfico comparativo da força axial ao longo do eixo da geomembrana, para o último estágio do ensaio, para as três pressões confinantes. Neste, observa-se baixa variação da força axial na geomembrana para as diferentes tensões confinantes simuladas.

Figura 14: Distribuição das forças axiais na geomembrana ao longo de seu eixo horizontal



5 CONCLUSÕES

O estudo do comportamento da interface geomembrana-underflow submetida a tensões de cisalhamento foi realizada a partir da análise numérica dos ensaios de cisalhamento de interface realizados por Sampaio (2013).

A análise numérica do ensaio de cisalhamento da interface geomembrana-underflow foi realizada utilizando-se parâmetros obtidos na literatura, como também, retroanalisados conforme a curva tensão-deslocamento dos ensaios de cisalhamento de interface disponíveis. A curva simulada apresenta ordem de grandeza e comportamento similar às curvas experimentais, podendo validar seus resultados para uma faixa de tensões próxima a 125 kPa. Foram observadas, porém, divergências de comportamento da curva experimental quando comparada ao modelo numérico, em especial para tensões confinantes maiores, o que sugere o ajuste do módulo de elasticidade para cada tensão normal aplicada.

Análises adicionais devem ser realizadas para validar a utilização do elemento "liner" na simulação da geomembrana e do elemento de interface do programa numérico na simulação das condições de interface existentes no ensaio de cisalhamento de interface, como também nas condições de campo.

REFERÊNCIAS

- [1] DIAS, Arilena Covalesky. Análise Numérica da Interação Solo-Geossintético em Ensaios de Arrancamento. 2004. 102 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)- Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004.
- [2] ROCSCIENCE. Slide 4.0: A white paper describing our fully featured limit equilibrium analysis program for slope stability with integrated finite-element groundwater analysis capabilities. 19p. 2017
- [3] SAMPAIO, Soraya Salatiel; PIMENTEL, Karla; HALABI, Ana; & GARDONI, Maria das Graças. Stability Analysis of a Gold Tailings Dam Lined with HDPE Geomembrane. Geosynthetics, 2017, Santiago, Chile, p. 1-10, out. 2017.
- [4] SAMPAIO, Soraya Salatiel. Estudo do Comportamento de Barreiras Poliméricas em Sistemas de Disposição de Rejeito de Minério de Ouro. 2013. 173 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transpostes)- Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.
- [5] TEIXEIRA, Cristiano Faria. Análise Numérica de Ensaios em Solo Reforçado com Geogrelhas. 2006. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Pontifícia Universidade Católica do rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

Capítulo 15

Avaliação da influência do estado de tensões na deformação permanente de solos utilizados em pavimentação da microregião de Mossoró/RN

Wendel Silva Cabral

Suely Helena de Araújo Barroso

Resumo: A ocorrência de danos no pavimento devido a rupturas em sua estrutura é causada por um conjunto de fatores quando sujeito à ação do tráfego de veículos. Dentre diversos fatores que influenciam no surgimento e na intensificação das deformações permanentes, destaca-se o estado de tensões a que o pavimento é submetido. O objetivo principal deste artigo é apresentar uma avaliação da influência do estado de tensões, sua magnitude e histórico de aplicação, sobre a ocorrência de deformação permanente em solos utilizados em camadas granulares do pavimento na microrregião de Mossoró/RN. Para esta avaliação utilizou-se um solo inserido nos tabuleiros costeiros do norte potiguar, caracterizando-se como um horizonte B Latossólico vermelho amarelo de textura de média a fina. Além disto, foram realizados ensaios de caracterização e ensaios triaxiais de cargas repetidas. Concluiu-se que a mudança no estado de tensões causa modificações significativas na estrutura do pavimento, ou seja, influencia na ocorrência e magnitude da deformação permanente do solo.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento acentuado tanto nas micros, quanto nas macrorregiões socioeconômicas do país resultam no surgimento de novos veículos de carga, mais pesados, aumentando as solicitações impostas às estruturas, exigindo uma tolerância maior do pavimento às novas configurações de carregamento devido ao aumento em número e porte dos veículos em operação. Essa mudança de perfil de solicitações surge como um importante fator de estudo acerca do comportamento da estrutura do pavimento sob o efeito da deformabilidade de suas camadas.

Sobretudo em estradas com revestimentos delgados, constituição de parcela significativa das rodovias no Brasil, as camadas granulares têm uma importante função no comportamento global da estrutura do pavimento. Para estabelecer métodos de dimensionamento mais eficientes e critérios construtivos adequados, é indispensável o entendimento do desempenho das camadas subjacentes ao revestimento sob a ação do tráfego para a implementação de projetos de pavimentos mais racionais.

Um dos fenômenos mais relevantes no estudo do comportamento estrutural do pavimento é a Deformação Permanente (DP), cujo somatório acumulado nas camadas favorece significativamente o defeito de afundamento de trilha-de-roda, um dos principais processos de deterioração de pavimentos flexíveis. Segundo Guimarães (2009), estudo da deformação permanente deve ser feito para diferentes configurações de cargas que solicitam o pavimento incluindo-se os veículos pesados.

Para a obtenção dos valores de deformação, os materiais do pavimento são geralmente caracterizados através de extensos estudos de laboratório em que as condições ambientais e de carga, frequentemente experimentadas pelo material no campo, são simuladas a partir dos ensaios triaxiais de carga repetida onde as condições representativas de compactação do material, conteúdo de umidade (ótima) e uma ampla variedade de condições de tensões são reproduzidos.

A deformação do material consiste em duas partes: tensão recuperável (resiliente) e a deformação plástica (permanente). A tensão recuperável é a ocorrência mais estudada e utilizada em alguns modelos de dimensionamento empírico-mecanísticos, onde o módulo de resiliência (MR) é obtido pelo ensaio no Brasil especificado pela norma DNIT (134/2017) –ME. A acumulação da deformação depende de muitas variáveis com diferentes graus de importância. Os principais fatores de influência são: estado de tensão, número de ciclos de cargas, reorientação das tensões principais, teor de umidade, distribuição e tamanho dos grãos, grau de compactação (LEKARP et al, 2000).

Dentre os diversos fatores que influenciam no surgimento da deformação a natureza das solicitações, ou seja, o estado de tensões é o aspecto mais relevante na ocorrência deste fenômeno. Arnold (2004), Yang et al. (2008) e Lekarp et al. (2000), relatam que a intensidade dos esforços causados pelo tráfego tem o efeito mais significativo na deformação permanente em solos de subleito, seguido pelo número de aplicações de carga, pelos fatores locais (compactação, densidade e umidade) e pelas propriedades dos materiais (classificação, teor de finos e tipo de agregado).

A partir disto, esta pesquisa apresenta uma avaliação da influência do estado de tensões, sua magnitude e histórico de aplicação, sobre a ocorrência de deformação permanente em solos utilizados em camadas granulares do pavimento na microrregião de Mossoró/RN. Esse estudo foi realizado a partir de coletas, ensaios e análises dos valores obtidos de deformabilidade com a finalidade de caracterizar o comportamento do solo dessa região, para aplicação em métodos de dimensionamento empírico-mecanístico de pavimentos flexíveis.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS ACERCA DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Entende-se por Deformação Permanente os afundamentos verticais permanentes no revestimento e em camadas subjacentes causados pelo carregamento (tensão) aplicado na superfície do pavimento. Embora apenas as deformações verticais permanentes sejam calculadas, elas incluem também as deformações de cisalhamento, haja vista que a deformação total é definida como uma função da razão da tensão de cisalhamento e vertical.

As camadas do pavimento contribuem com alguma parcela para a deformação permanente total da estrutura e, portanto, para estimar a profundidade dos afundamentos de trilha de roda é necessário se conhecer o mecanismo de deformação de cada uma das camadas (MOTTA, 1991). Conforme Rodrigues (1997), um modo de se obter um dimensionamento menos conservador como aquele proposto por

métodos tradicionais de dimensionamento é prever-se o afundamento em trilha de roda que deve ocorrer durante o período de projeto através do somatório das deformações em cada camada ou subcamada.

2.2 FATORES QUE INFLUENCIAM A DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM CAMADAS GRANULARES

A ocorrência de danos no pavimento devido às rupturas em sua estrutura é causada por um conjunto de fatores quando o pavimento está sujeito à ação do tráfego de veículos. Conforme diversos autores, tais como WERKMEISTER et al. (2004), GUIMARÃES (2009) e ACIKGÖZ e RAUF (2010), os principais fatores que influenciam no surgimento e na intensificação das deformações permanentes são: (i) a frequência, amplitude e sequência de cargas, além do número de ciclos; (ii) o estado, rotações e histórico de tensões; (iii) origem, forma, textura, resistência mecânica e ao intemperismo do agregado; (iv) graduação, compactação ou índice de vazios do agregado e (v) umidade percentual, permeabilidade do material e grau de saturação.

2.2.1. ESTADO DE TENSÕES

O estado de tensões ou a ordem de aplicação da carga relaciona-se com a magnitude e com o número de ciclos, podendo ser observado após cada ciclo de carregamento pelo acúmulo da deformação permanente. Seu efeito tem impacto significativo no desenvolvimento de deformações influenciando primordialmente este fenômeno nos solos.

Um aspecto importante neste contexto é referente à sequência de tensões no qual o solo é submetido. Essa configuração influencia no comportamento quanto à deformação permanente e a definição dessa condição deve ser levada em consideração na análise da deformabilidade acumulada das camadas granulares do pavimento. Monismith et al (1975) indicaram que uma série de aplicações de tensões em materiais argilo-siltosos pode produzir um considerável efeito de enrijecimento do material.

Quanto às tensões de confinamento e desvio presentes no ensaio triaxial, elas exercem influência nas deformações axiais tanto na análise do comportamento resiliente quanto na DP de solos. Segundo Odermatt (2000) e Guimarães (2001), pode-se considerar que o acréscimo da tensão desvio gera um aumento da deformação permanente total, porém, considerando apenas a influência da tensão confinante observa-se um aumento da deformação, apenas na diminuição deste.

2.2.2. CONDIÇÃO DE UMIDADE

A influência do teor de umidade no processo de ocorrência da deformação permanente também é muito relevante, haja vista que a ação de dispor inadequadamente o volume de água na execução de camadas, causará consequências danosas à estrutura. Ribeiro (2013) relata que a presença da quantidade adequada de água no solo pode influenciar positivamente a coesão dos materiais, contudo, um pequeno aumento na quantidade pode gerar, dentre outras consequências, um aumento importante na Deformação Permanente e uma diminuição no Módulo de Resiliência.

2.2.3 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

As características geotécnicas do solo se apresentam como outro fator que influencia no comportamento das estruturas do pavimento no tocante à deformação permanente a partir da ação de cargas repetidas. Os principais parâmetros que indicam maiores efeitos no fenômeno de deformabilidade de uma camada de material granular são: massa específica, método de compactação, tipo de curva granulométrica e porcentagem de finos.

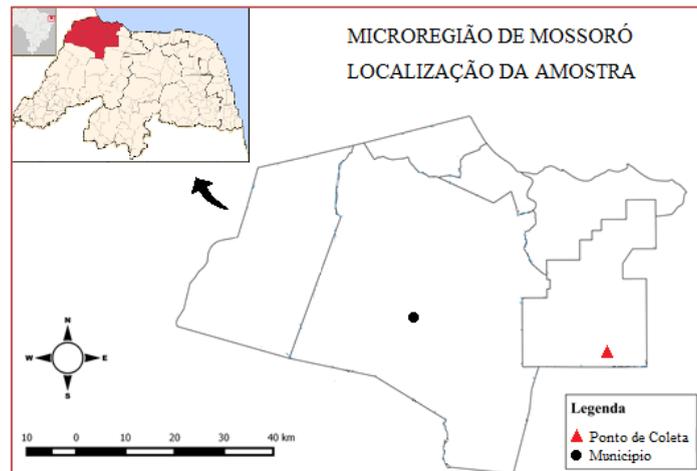
3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

A área em estudo foi à microrregião de Mossoró que contempla seis municípios (Mossoró, Baraúna, Tibau, Grossos, Areia Branca e Serra do Mel), conforme mostra a Figura 1. A amostra de solo foi coletada em uma jazida no município de Serra do Mel localizado na coordenada de latitude 5° 26' 14" Sul e longitude 36° 97'

69" Oeste. Esse solo é do tipo latossolo vermelho amarelo, sendo um material de perfil argilito-arenoso com textura de média a fina, presente em 39% de ocorrência na região.

Figura 1: Localização de coleta de solo.



O solo latossólico está presente em aproximadamente 48% do subleito das rodovias que cruzam a área pesquisada, especialmente parte da BR 304, quase que a totalidade da BR 110, além das RN's 011, 013 e 016. Conforme o sistema rodoviário de classificação da AASHTO este solo se enquadra no grupo A-2-4 com graduação irregular medianamente fino, de acordo com o projeto rodoviário analisado.

3.2 MÉTODOS

3.2.1. PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

Em laboratório, o solo foi submetido aos procedimentos de preparo, conforme a norma DNER-ME 041/94, secagem, desagregação com almofariz, quartearamento, peneiramentos e pesagens para realização dos demais ensaios. Na etapa seguinte, realizaram-se os ensaios de análise granulométrica (NBR 7181), limites de consistência (NBR 6459), compactação (NBR 7182), massa específica (NBR 6508) e MCT (DNER – M 256-94 e DNER – ME 258/94).

Em seguida, para a realização do ensaio triaxial de cargas repetidas, realizou-se a homogeneização de amostras com aproximadamente 4 kg de solo, no teor ótimo, que foram colocadas em sacos plásticos hermeticamente fechados para seu armazenamento por 24 horas em câmara úmida adaptada. Após este período, uma porção da amostra foi retirada e levada imediatamente para compactação mecânica, na energia intermediária, em cilindro tripartido de dimensões de 10 centímetros de largura e 20 de altura. As técnicas de moldagem dos corpos-de-prova e preparo do equipamento de ensaio assemelharam-se ao método de ensaio para obtenção do Módulo de Resiliência.

3.2.2. ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS: DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Após a compactação das amostras de solo no cilindro tripartido, os corpos de prova foram colocados no equipamento triaxial e submetidos ao ensaio para determinação dos parâmetros de deformabilidade. Utilizou-se como pares de tensão confinante e desvio os valores apresentados na Tabela 1, numa frequência de carregamento de 1Hz (pulso de 0,1 segundo é seguido de um tempo de repouso de 0,9 segundo ou 60 ciclos por minuto).

Tabela 1: Relação de tensões utilizadas nos ensaios triaxiais de cargas repetidas

| Ensaio | Tensão (KPa) | | N |
|--------|--------------|------------|--------|
| | σ_d | σ_3 | |
| 1 | 40 | 40 | 10.000 |
| 2 | 80 | | |
| 3 | 120 | | |
| 4 | 160 | | |
| 5 | 80 | 80 | |
| 6 | 120 | | |
| 7 | 240 | | |
| 8 | 320 | | |
| 9 | 120 | 120 | |
| 10 | 240 | | |
| 11 | 360 | | |
| 12 | 480 | | |

Utilizou-se o método do ensaio triaxial de carga cíclica normatizado pela norma europeia BS EN 13286-7:2004. Essa técnica pode ser utilizada para uma avaliação rápida da deformação permanente a partir da aplicação de diferentes níveis de tensão com carregamento de 10.000 ciclos em cada sequência. Foi adotado uma relação σ_d/σ_3 de 1, 2, 3 e 4, respectivamente, mantendo-se a tensão confinante constante para uma sequência com quatro ensaios, com o intuito de verificar mais detalhadamente a influência do estado de tensões no comportamento do material. Salientando que também foi realizado ensaio de Módulo de Resiliência para análise da deformação elástica.

Concluído todos os processos operacionais de preparação do corpo de prova, equipamento e do programa de controle de ensaios da DP no laboratório (ver Figura 2), procedeu-se o ensaio com a eliminação da folga entre o pistão e o cabeçote no topo do corpo de prova garantindo total contato. Os LVDT's (Transdutores de Deslocamentos) foram ajustados, iniciando-se o registro das leituras automaticamente em um intervalo previamente fixado caracterizando o acúmulo das deformações permanentes e resilientes, ao longo do ensaio.

Figura 2: Etapas do ensaio.



3.2.3. SEQUÊNCIA DE TESTES DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A execução dos ensaios triaxiais de carga repetida propriamente dita, realizou-se através de diferentes combinações de tensões desvio e confinantes estabelecidas. O procedimento de ensaio para obtenção de dados e análise dos registros dos valores de deformação foi realizado de modo sequenciado. Cada sequência foi composta por valores de deformação permanente resultantes dos ensaios triaxiais, através de quatro combinações de pares de tensões, simulando o acréscimo da energia vertical e a consequente relação σ_d/σ_3 sempre com o confinamento constante, analisando-se sua influência e o comportamento do material.

Para cada corpo de prova foi realizado um ensaio submetendo-se aos quatro pares de tensões, ou seja, quatro combinações de execução de ensaio com ciclos de 10.000 pulsos de cargas cada, totalizando 40.000 carregamentos. Concluído cada ciclo, além de modificar a tensão desvio (σ_d), também foi subtraída a deformação acumulada final na altura do corpo de prova, para em seguida, iniciar o ciclo seguinte. Essas modificações nas combinações de tensões são realizadas para tentar simular mudanças no perfil do carregamento de uma rodovia, permitindo avaliações do comportamento do solo.

Portanto, para a obtenção de dados de DP dos solos em estudo foi necessário à realização de seis ensaios para cada amostra, demandando 56,7 horas. Entretanto, alguns ensaios tiveram que ser interrompidos antes, outros não apresentou comportamento adequado para análises e estudos, além de erros em procedimentos técnicos também levaram a perda de corpos de prova durante a conclusão dos trabalhos.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

O material foi classificado como NL (Não Líquido) e NP (Não Plástico). Após ensaio granulométrico por peneiramento, o solo apresentou 80%, 59% e 7,0% de material passado nas peneiras de número 10, 40 e 200, respectivamente. Com esses dados foi possível classificar o solo segundo o sistema AASHTO como A-3. Para o ensaio de compactação utilizou-se a energia intermediária, obtendo-se 7,2% de umidade ótima e 1,415 g/m³ de massa específica seca máxima.

4.2 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

São apresentados os resultados dos doze ensaios realizados para obtenção da Deformação Permanente, com suas respectivas condições de aplicação de tensões, submetidas ao mesmo teor de umidade ótima de compactação e número de ciclos. Os valores obtidos são apresentados a fim de possibilitar observar a influência do estado de tensões (σ_d/σ_3) sobre a deformabilidade no solo. Na tabela 2 são apresentados os valores de deformação permanente total com relações entre eles para observar taxas de acúmulo e desaceleração da deformação permanente a partir da submissão de 40 KPa de tensão de confinamento numa relação de 1, 2, 3 e 4 com a desvio.

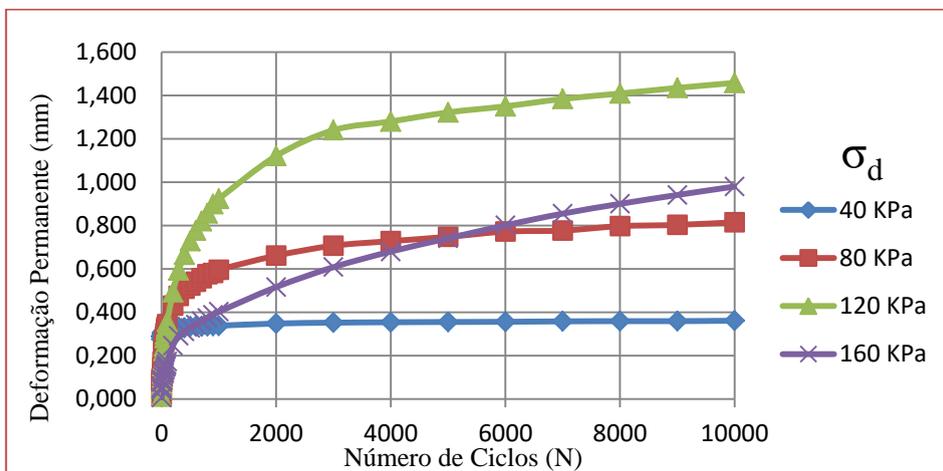
Tabela 2: Deformação Permanente Total e suas relações de acúmulo e desaceleração

| Ensaio | Tensão (KPa) | | ϵ_1 (mm) | ϵ_{6000} (mm) | ϵ_{10000} (mm) | $\epsilon_1 - \epsilon_{6000}$ (%) | $\epsilon_{6000} - \epsilon_{10000}$ (%) |
|--------|--------------|------------|----------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------------------|---|
| | σ_d | σ_3 | | | | | |
| 1 | 40 | 40 | 0,275 | 0,356 | 0,361 | 98,6 | 1,4 |
| 2 | 80 | | 0,013 | 0,772 | 0,815 | 94,7 | 5,3 |
| 3 | 120 | | 0,010 | 1,350 | 1,458 | 92,6 | 7,4 |
| 4 | 160 | | 0,007 | 0,801 | 0,980 | 81,7 | 18,3 |

Observa-se que o maior acúmulo da deformação permanente total nesse solo ocorre com carregamento até 6.000 ciclos, ou seja, com 60% das cargas programadas aplicadas na amostra o corpo de prova apresenta quase que total deformabilidade irreversível em sua estrutura original. Com exceção de quando submetida a tensões desvio quatro vezes maior que a confinante, todos os cenários revelaram uma

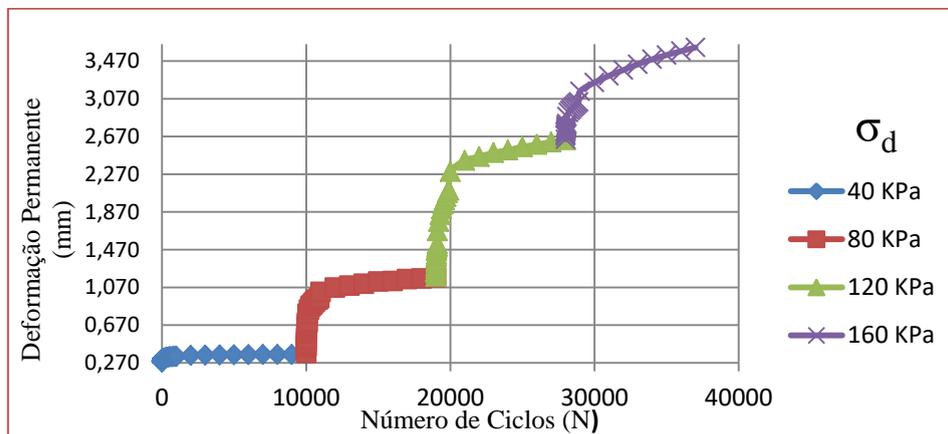
deformação acumulada superior a 90% na amostra, restando pouco mais 1, 5 e 7% para a ocorrência total. A figura 3 mostra a variação dessa deformação.

Figura 3: Variação da Deformação Permanente Acumulada



Na figura 4 apresenta a evolução da variação da deformação conforme o estado de tensões testado nas amostras. Conforme esperado, o ensaio revelou maiores níveis na ocorrência de deformações quando a estrutura é submetida a tensões desvio (σ_d) maiores. O decréscimo da deformação na última sequência de ensaios (ensaio 4) é menos significativa, necessitando de ciclos maiores das quais foram utilizadas nessa pesquisa para uma maior estabilização.

Figura 4: Evolução da Deformação Permanente de acordo com os estados de tensões testados



Os valores apresentados na tabela 3 (ensaios 5, 6, 7 e 8), submetidos com a mesma relação σ_d/σ_3 , porém com valores diferentes dos ensaios anteriores, resultaram em elevada deformação permanente acumulada apresentada nos corpos de prova dos ensaios 7 e 8 podendo ser consideradas como muito alta. Caso uma camada de pavimento constituída deste material esteja submetida a um estado de tensão semelhante aos testados, pode-se inferir que a contribuição da camada para o afundamento total de trilha de roda seria muito alta.

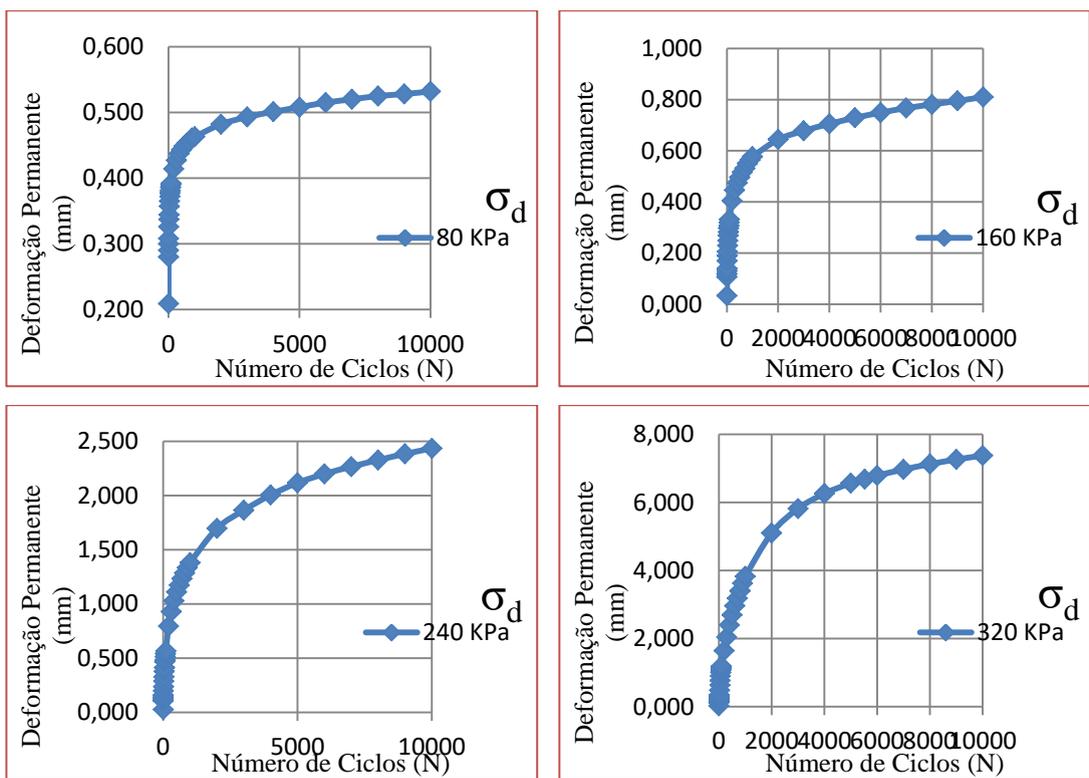
Tabela 3: Deformação Permanente e suas relações de tensões

| Ensaio | Tensão (KPa) | | ϵ_1 (mm) | ϵ_{6000} (mm) | ϵ_{10000} (mm) | $\epsilon_1 - \epsilon_{6000}$ (%) | $\epsilon_{6000} - \epsilon_{10000}$ (%) |
|--------|--------------|------------|----------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------------------|---|
| | σ_d | σ_3 | | | | | |
| 5 | 80 | 80 | 0,209 | 0,515 | 0,532 | 96,8 | 3,2 |
| 6 | 160 | | 0,033 | 0,749 | 0,810 | 92,5 | 7,5 |
| 7 | 240 | | 0,026 | 2,199 | 2,435 | 90,3 | 9,7 |
| 8 | 320 | | 0,023 | 6,566 | 7,378 | 89,0 | 11,0 |

A desaceleração na ocorrência da deformação plástica é mais intensa a partir de 2.000 ciclos de carregamentos no corpo de prova, estabilizando-se com valores aproximadamente 0,5 e 0,7 quando submetidas à tensão desvio de 80 e 160 KPa, respectivamente, conforme mostra a figura 5. Nos ensaios 7 e 8 o comportamento do solo tendeu-se a um estado linear após a carga total de ciclos, revelando a clara influência do alto valor das tensões desvio nesses experimentos.

Esse comportamento nos ensaios com condições com tensões desvio (σ_d) maiores indicam solos com baixa capacidade de suporte de grandes cargas, haja vista que seus valores revelam pouca resistência aos carregamentos por ela submetidos.

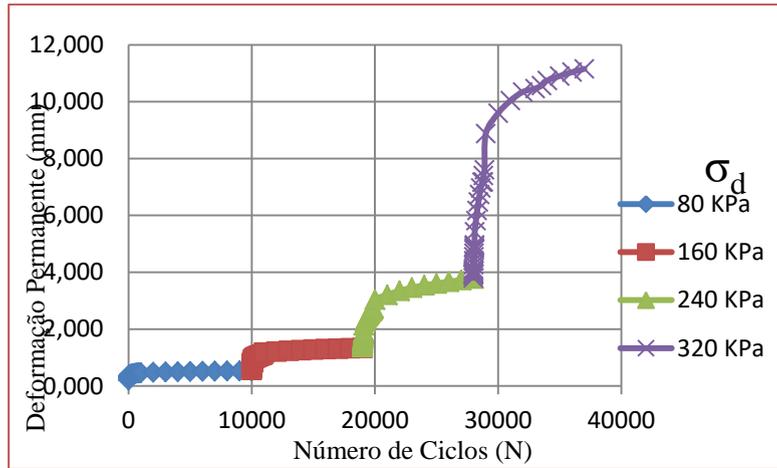
Figura 5: Valores de Deformação Permanente com variações na tensão desvio



A sequência de ensaios, com as combinações de pares de tensões citadas na tabela anterior, é mostrada na figura 6. Observa-se a evolução na variação da deformação permanente mostrando o comportamento do solo utilizado em camadas da estrutura de uma rodovia, revelando que com o aumento nas tensões desvio o pavimento tende a apresentar ótimas condições de trafegabilidade nas duas primeiras combinações, de

média a ruim com o terceiro nível de carregamento e de ruim a péssima na ultima etapa do ensaio ($\sigma_d = 320$ KPa).

Figura 6: Evolução da Deformação Permanente de acordo com os estados de tensões testados



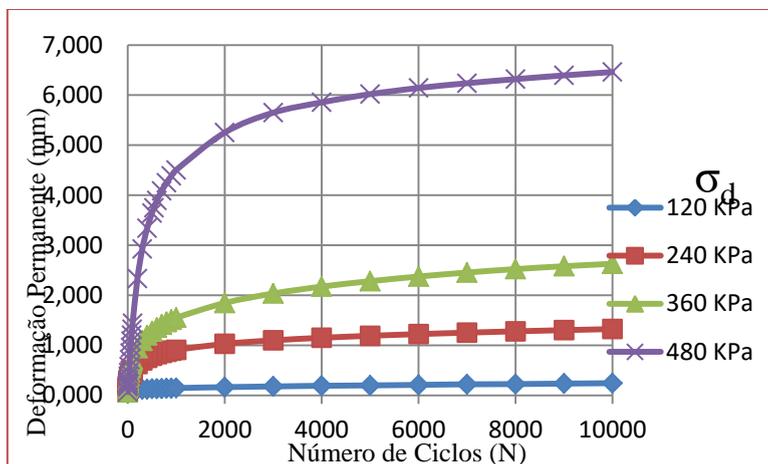
A ultima sequência de ensaios (9, 10, 11 e 12) foi realizada de acordo com as mesmas condições anteriores, porém com tensões confinantes de 120 KPa, e os resultados são apresentados na tabela 4. Ao contrário das sequências anteriores o ensaio com as mesmas grandezas de tensões ($\sigma_d/\sigma_3 = 1$) revelou-se com o menor acúmulo de deformação em 60% do carregamento realizado, além disso, o maior acúmulo ocorreu quando se utilizou os pares de tensões mais altos nesta pesquisa (ensaio 12), com 86% e 93,2% respectivamente.

Tabela 4: Deformação Permanente Total e suas relações de acúmulo e desaceleração

| Ensaio | Tensão (KPa) | | ϵ_1 (mm) | ϵ_{6000} (mm) | ϵ_{10000} (mm) | ϵ_{1-6000} (%) | $\epsilon_{6000-10000}$ (%) |
|--------|--------------|------------|----------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------------|
| | σ_d | σ_3 | | | | | |
| 9 | 120 | 120 | 0,048 | 0,209 | 0,243 | 86,0 | 14,0 |
| 10 | 240 | | 0,060 | 1,224 | 1,325 | 92,4 | 7,6 |
| 11 | 360 | | 0,057 | 2,374 | 2,629 | 90,3 | 9,7 |
| 12 | 480 | | 0,066 | 6,019 | 6,461 | 93,2 | 6,8 |

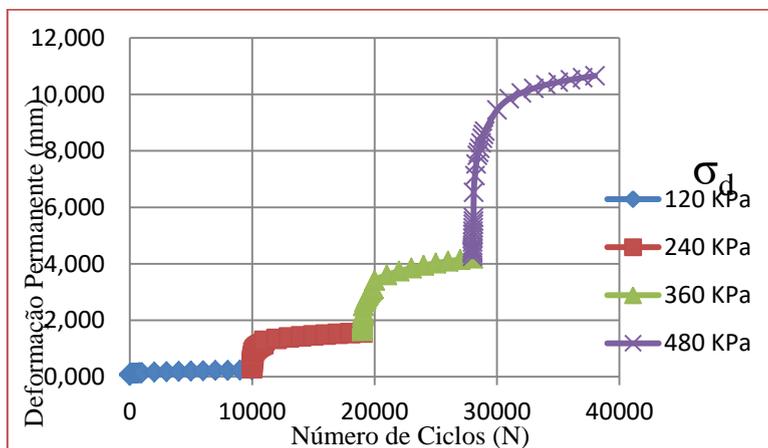
Conforme apresentado na figura 7 o solo quando submetido a tensões desvio no valor de 480 KPa mostrou-se incapaz de ser utilizado em camadas granulares de um pavimento, pois o valor deformável irreversível causaria danos significativos nessa estrutura. Por apresentar uma deformação permanente acima de 1 mm (2,629 mm) nas condições do ensaio 11, o solo se mostrou inviável para uso em estruturas de rodovias de grande fluxo de veículos pesados, porém, as condições impostas nos ensaios 9 e 10 indicam que o pavimento apresentará bom comportamento no tocante a ocorrência desse fenômeno, haja vista os baixos valores encontrados nos corpos de prova.

Figura 7: Variação da Deformação Permanente Acumulada



A sequência da variação da deformação permanente de acordo com as condições de tensões confinantes (σ_3) na ordem de 120 KPa utilizadas nos ensaios é mostrado na figura 8. Com exceção ao ensaio 12, percebe-se que o desenvolvimento das curvas apresentadas é bastante semelhante, com um crescimento momentâneo nos ciclos iniciais de aplicação de cargas seguidos de uma tendência ao acomodamento da deformação permanente no restante. Observa-se também que à medida que o número N de aplicação de cargas aumentou, a taxa de acréscimo da deformação permanente, representada por uma tangente à curva de deformação permanente total tendeu a zero, principalmente nos ensaios com pares de tensões reduzidas.

Figura 8: Evolução da Deformação Permanente de acordo com os estados de tensões testados



5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados obtidos nessa pesquisa permitem avaliar a influência do estado de tensões na ocorrência de deformações permanentes em solos utilizados em camadas granulares do pavimento da microrregião de Mossoró. A partir disto, esta pesquisa permite concluir que:

A relação do estado de tensões (σ_d/σ_3) apresentou influência significativa no aumento do acúmulo da deformação permanente total do solo. Principalmente com o acréscimo da tensão desvio, simulando grandes cargas transmitidas às camadas do pavimento, independentemente do nível das forças de confinamento os valores da deformação irreversível aumentam rapidamente, demandando mais tempo para sua estabilização.

O maior acúmulo de deformabilidade ocorre normalmente nos primeiros ciclos de carga (N), tendendo ao acomodamento do decorrer da aplicação das cargas durante o restante do ensaio. Com 60% das cargas aplicadas na amostra mais de 90% da deformação já é registrada pelo programa, com exceção dos ensaios

com as maiores relações de tensões. Essa observação é importante no tocante à análise desse fenômeno com baixo número de ciclos de cargas serem coerentes, além de economizar recursos em sua operação.

Os ensaios com altos valores de pares de tensões (carregamentos mais altos) apresentaram uma desaceleração menor no acúmulo de deformação permanente indicando que este material não é indicado para utilização em camadas granulares do pavimento, principalmente em rodovias com tráfego de veículos pesados, haja vista que seria muito danoso ao subleito potencializando o surgimento de diversas patologias, como por exemplo trilhas de roda.

É recomendada a análise de mais amostras de solos locais para que se possam desenvolver modelos de estimativas de deformação permanente com boa representação do material dessa região, com o intuito de dispor dados mais robustos acerca do comportamento do solo, além de auxiliar nos dimensionamentos mecânico empírico dos pavimentos.

REFERÊNCIAS

- [1] ABNT (1984a) NBR 6508 – Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- [2] ABNT (1984b) NBR 6459 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- [3] ABNT (1984d) NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- [4] ABNT (1986) NBR 7182 – Solo – Ensaio de Compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- [5] Acikgöz, O. e Rauf, R., 2010, Analysis of Parameters Affecting Permanent Deformation in Road Pavement. Tese de Mestrado. Chalmers University of Technology. Göteborg, Sweden.
- [6] Arnold, G. K. (2004) Rutting of Granular Pavements (Thesis - Philosophy). University of Nottingham, Nottingham, United Kingdom.
- [7] BS EN 13286-7:2004 - British Standard – Unbound and Hydraulically Bound Mixtures - Part 7: Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures.
- [8] Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT (2010). Pavimentação - Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- [9] Guimarães, A. C. R (2001). “Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis”. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 280 páginas.
- [10] Guimarães, A. C. R., 2009, Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- [11] Lekarp, F., Isacsson, U., Dawson, A., 2000, “State of the art. II: permanent strain response of unbound aggregates”. Journal of Transportation Engineering ASCE, Vol. 126 (1), Jan/Feb, pp. 76-83.
- [12] Monismith, C. L., Ogawa, N., Freeme, C. R (1975). Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading. 54th Annual Meeting of TRB. Washington.
- [13] Motta, L.M.G.. Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critérios de confiabilidade e ensaios de carga repetidas. Tese de Doutorado, Coppe/UFRJ, (1991).
- [14] Odermatt, N (2000). Permanent Deformation in Fine-Grained Subgrade Materials – Triaxial and Accelerated Pavement Tests. Licentiate Thesis. Division of Highway Engineering. Royal Institute of Technology. Suécia.
- [15] Ribeiro, M. M. P.. Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em engenharia de Transporte da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.
- [16] Rodrigues, R. M. (1997). Prediction of fatigue cracking on flexible highway pavements. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Balkema, Rotterdam. pp. 381 - 385.
- [17] Werkmeister, S., Dawson, A. R., Wellner, F., 2004, “Pavement Design for Unbound Granular Materials”. Journal of Transportation Engineering ©ASCE/ September/October.
- [18] Yang, S. R.; Y. H. Huang e C. C. Liao (2008) Correlation Between Resilient Modulus and Plastic Deformation for Cohesive Subgrade Soil Under Repeated Loading. Transportation Research Record, Washington, D.C., n. 2053, p.72-79.

Capítulo 16

Análise da Colapsibilidade do Solo da Região de Cascavel- PR através de Critérios de Identificação

Maísa Negrini Zanella

Maycon André de Almeida

Resumo: O presente artigo tem por objetivo analisar o potencial de colapsibilidade do solo do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz, em Cascavel/PR, pelo emprego de métodos indiretos e critérios de identificação do potencial de colapsibilidade baseados em índices físicos e limites de consistência. Aplicaram-se sete critérios sobre os resultados dos ensaios laboratoriais conduzidos por Zen (2016): Critério de Denisov (1951), de Priklonski (1952), de Gibbs e Bara (1962), de Handy (1973), de Jennings e Knight (1975), Código de Construção (1962) e de Obras da URSS (1977). Exceto para os critérios Denisov (1961) e Gibbs e Bara (1962), as amostra de Zen (2016) revelaram a existência de solos colapsíveis ou expansivos, o que confirma os resultados dos estudos de Vieira et al. (2017). Conclui-se que o emprego de métodos indiretos, e seus respectivos critérios, se mostra eficaz na detecção de solos com suscetibilidade ao colapso.

Palavras-chave: Solos colapsíveis. Critérios de identificação. Colapso do solo.

1 INTRODUÇÃO

Estudos têm mostrado que determinados solos sofrem redução de volume quando passam por um aumento da quantidade de água em seus vazios, ou ao serem umedecidos para a aplicação de sobrecargas. Essa redução se expressa pela variação do índice de vazios, sem que haja necessariamente aumento das cargas aplicadas. Este fato é atribuído ao colapso da estrutura dos solos (LOLLO, 2008; 2012). O colapso do solo é definido como um fenômeno que decorre da perda de resistência ao cisalhamento de solos porosos e não saturados pela inundação sob aplicação de determinada tensão, resultando no desmoronamento de sua estrutura (GUTIERREZ, 2005).

Solos que sofrem colapso em suas estruturas são designados colapsíveis (LOLLO, 2012). Porém, há outros termos para descrever o comportamento de modificação que ocorre na estrutura do solo devido aumento da quantidade de água em seus vazios, dentre o quais citam-se: subsidência (FEDA, 1966), hidrocompactação e hidroconsolidação (DUDLEY, 1970).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONTEXTO HISTÓRICO

Os primeiros registros da ocorrência de colapso foram motivados pela observação de trincas e fissuras em obras de Engenharia Civil assentadas em regiões com solos de baixa densidade e não saturados, como na Califórnia/EUA, e em países da África e da América do Sul (GUTIERREZ, 2005).

Alterações na estrutura do solo interferem na estrutura das edificações, e isso pode ocorrer em qualquer solo não saturado que tenha baixa densidade, ou seja, nas condições essenciais para a manifestação do colapso (CARVALHO et al., 2015).

Os primeiros ensaios científicos que definiram o comportamento dos solos colapsíveis tiveram como base tanto solos saturados quanto secos. A partir de análises em edificações assentadas em loess, novos estudos se desencadearam no sentido de desvendar mais amplamente o fenômeno do colapso do solo (CARVALHO et al., 2015).

O interesse da pesquisa com edificações sobre loess surgiu associado aos efeitos característicos da sedimentação clássica de feldspato e quartzo, composto por uma mistura ordenada uniforme de areia fina e partículas de argila dispostas em um tecido aberto e coesivo (GIBBS e HOLLAND, 1960). O arranjo de partículas desse solo, que se originou do efeito eólico, é particularmente muito solto. A coesão deve-se à ligação de argila ou calcita entre essas partículas, significativamente enfraquecidas após a saturação, o que deixa o loess suscetível a altos graus de consolidação e fraca resistência ao movimento da umidade (PARSONS, 2009).

2.1 A COLAPSIBILIDADE

Fisicamente, o fenômeno do colapso se relaciona à perda de resistência de solos não saturados, podendo ocorrer devido à perda de vínculos mantenedores da união das partículas sólidas ou, ainda, pela destruição dos efeitos capilares no momento em que há saturação do material colapsível (LOLLO, 2008; 2012; CARVALHO et al., 2015). Decorrente das condições que promovem a ocorrência desse processo, quando satisfeitas as condições que induzem à ocorrência do processo e que revelem características básicas de solos colapsíveis, acredita-se que variados tipos de solos estejam sujeitos ao colapso (LOLLO, 2008; 2012) (GUTIERREZ, 2005)

A ocorrência do colapso requer, então, que o solo possua uma estrutura com elevada porosidade associada a uma situação de equilíbrio metaestável entre suas partículas (CARVALHO et al., 2015). Essa estrutura é mantida pela presença de algum vínculo capaz de conferir ao solo uma resistência temporária (COLLARES, 1997).

Solos colapsíveis são comuns em regiões de clima tropical, encontrados na região do Mediterrâneo, nos continentes africano, europeu e asiático, e nas Américas em países como Estados Unidos e Brasil (LOLLO, 2008).

No Brasil, há grandes extensões de solos colapsíveis nas Regiões Nordeste e Centro-Sul, destacando-se nos Estados de São Paulo e Paraná (GUTIERREZ, 2005), sendo observados em aterros mal compactados, depósitos aluviais e coluviais, além de solos residuais lixiviados (LOLLO, 2012; CARVALHO et al., 2015).

Apesar de a maioria das edificações ser construída sobre solos não saturados, importa considerar-se o comportamento que o solo adquirirá quando sujeito à sollicitação permanente ou acidental de uma saturação.

Destaca-se ainda que certos solos com baixa densidade e com minerais expansivos podem experimentar colapso ou expansão, a depender do nível de carga atuante, o que sugere a relevância de novas pesquisas nesse sentido. Além disso, importa considerar que na pesquisa científica ainda é pouco explorado o estudo do comportamento e da estrutura de solos colapsíveis.

Sob essas considerações, o presente artigo teve como objetivo analisar, por meio de métodos indiretos com base em índices físicos e limites de consistência, o potencial de colapsibilidade do solo do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz (CEEF) no município de Cascavel/PR.

2.2 MÉTODOS PARA PREVISÃO DE COLAPSIBILIDADE

2.2.1 CRITÉRIO DE DENISOV (1951)

O primeiro critério empregado na análise do potencial de colapso do solo foi definido por Denisov (1951). Esse critério relaciona o índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L) e o índice de vazios no estado natural (e) para classificar os solos segundo o coeficiente de colapsibilidade (K).

O critério de Denisov classifica os solos segundo o valor de K em altamente colapsíveis ($0,50 < K < 0,75$), margas não colapsíveis ($0,75 < K < 1,50$) e solos não colapsíveis ($1,50 < K < 2,05$), conforme as Equações 1 e 2.

$$K = \frac{e_L}{e} \quad (1)$$

$$e_L = w_L \cdot \gamma_s / \gamma_w \quad (2)$$

2.2.2 CRITÉRIO DE PRIKLONSKIJ (1952)

O critério de Priklonskij relaciona o coeficiente de subsidência (K) definido por Denisov para determinar um coeficiente K_d em função dos limites de Atterberg (w_L e w_P) e do teor de umidade de campo (w), sendo calculado pela Equação 3.

$$K_d = \frac{w_L - w}{IP} \quad (3)$$

A aplicação dessa equação resulta na seguinte classificação dos solos: altamente colapsíveis ($K_d < 0$), não colapsíveis ($K_d > 0,5$) e solos expansivos ($K_d > 1$).

Nota-se que a Equação 3 é correspondente a apresentada por Caputo (1998) na classificação dos solos quanto ao índice de consistência (IC). É na comparação de resultados para a classificação que IC e K_d se diferenciam. A classificação em IC aponta a consistência do solo em correlação com R ; a classificação em K_d trata do potencial de colapsibilidade do solo.

2.2.3 CÓDIGO DE CONSTRUÇÃO DA URSS (1962)

O Código de Construção da antiga União das Repúblicas Socialistas Soviéticas (Reginatto e Ferrero, 1973) determina um coeficiente λ em função do índice de vazios no estado natural (e) e o índice de vazios no estado do limite de liquidez (e_L) do solo, conforme apresentado na Equação 4. A partir da determinação desse coeficiente, os solos são classificados em solos colapsíveis ou solos expansivos.

$$\lambda = \frac{e - e_L}{1 + e} \quad (4)$$

Alerta-se que o critério estabelecido nesse Código é aplicado para solos com grau de saturação menor ou igual a 60% ($S_r \leq 60\%$), sendo os solos classificados em colapsíveis ($\lambda > -0,1$) ou solos expansivos ($\lambda > -0,3$).

2.2.4 CÓDIGO DE OBRAS DA URSS (1977)

O Código de Obras da URSS considera o solo potencialmente colapsível a partir do cálculo do coeficiente de colapsibilidade (CI), através da Equação 5, em solos com grau de saturação menor que 80% ($S_r < 80\%$).

$$CI = \frac{e - e_L}{1 + e} \quad (5)$$

Para verificação se o solo é colapsível, Gutierrez (2005) indica o emprego do critério exposto na Tabela 1, que relaciona o índice de plasticidade do solo com o coeficiente CI.

Tabela 1 – Critério para solo ser colapsível

| Índice de Plasticidade | CI |
|------------------------|-------------|
| $1 < IP < 10$ | $\leq 0,10$ |
| $10 < IP < 14$ | $\leq 0,17$ |
| $14 < IP < 22$ | $\leq 0,24$ |

2.2.5 CRITÉRIO DE GIBBS E BARA (1962)

Esse critério é calculado com base no teor de umidade para 100% de saturação do solo (w_{sat}) e o limite de liquidez (w_L). Desse cálculo resulta o coeficiente de subsidência (R), calculado através da Equação 6, que é empregado na classificação do solo segundo seu potencial colapsível como solo considerável ou não propício à colapsibilidade. Se $R > 1,0$ então os solos são colapsíveis.

$$R = \frac{(\gamma_w / \gamma_d) - (\gamma_w / \gamma_s)}{w_L} \quad (6)$$

Onde:

γ_w é a massa específica da água

γ_d é a massa específica do solo seco

γ_s é a massa específica dos sólidos

Conforme Silva (2003), o método de Gibbs e Bara se baseia na premissa de que o solo, o qual possui suficientes espaços vazios para manter pelo menos a umidade do limite de liquidez de saturação, é suscetível ao colapso quando inundado. Esse critério deve ser usado para solos não cimentados e com limite de liquidez acima de 20% ($w_L > 20\%$).

2.2.6 CRITÉRIO DE HANDY (1973)

O critério de Handy toma como base para a determinação do potencial de colapsibilidade a presença de finos na composição do solo, conforme a Tabela 2. (GUTIERREZ, 2005)

Tabela 2 – Colapsibilidade do solo

| % de finos (< 0,002 mm) | Classificação |
|-------------------------|--------------------------------|
| < 16% | Alta probabilidade de colapso |
| De 16 a 24% | Provavelmente colapsível |
| De 24 a 32% | Probabilidade de colapsos <50% |
| >32% | Geralmente não colapsível |

2.2.7 CRITÉRIO DE JENNINGS E KNIGHT (1975)

O critério Jennings e Knight toma como base a classificação geológica-geotécnica e o grau de saturação (S_r) do solo.

Essa classificação considera que o maior percentual de cascalho fino compõe solo colapsível se $S_r < 6\%$, mas sendo $S_r > 10\%$, o solo é não colapsível. A areia é colapsível se o $S_r < 50\%$ e não é colapsível se $S_r > 60\%$. O solo siltoso ou argiloso é colapsível se $S_r < 90\%$ e não colapsível se $S_r > 95\%$.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DE CASCAVEL

A caracterização do solo do CEEF foi realizada por Zen (2016). Segundo a autora, a classificação do solo, conforme especificado na ABNT (2016) e de acordo com a curva granulométrica, é de uma argila silto arenosa. Em relação ao sistema unificado (SUCS), foi classificado como solo argiloso muito compressível (CH) e pelo sistema rodoviário (T.R.B) como A-7-6, correspondendo a argila siltosa medianamente plástica, classificada com regular a mau para utilização como subleito.

Na Tabela 3, são apresentados os valores médios dos principais índices físicos determinados para as duas camadas de solo identificadas no CEEF.

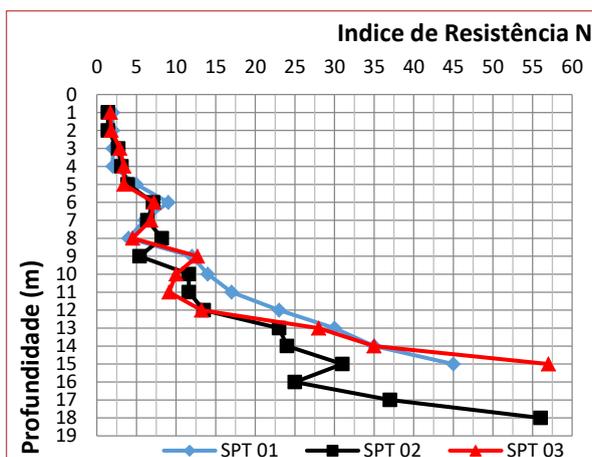
Tabela 3 – Índices físicos das camadas de solo do CEEF

| VALORES MÉDIOS | CAMADA 1 1 a 9 metros | CAMADA 2 10 a 15 metros |
|-------------------------------------|--------------------------|----------------------------|
| w (%) | 34 | 53 |
| wL (%) | 53 | 59 |
| wP (%) | 38 | 42 |
| IP (%) | 15 | 17 |
| γ_d (kN/m ³) | 12 | 12 |
| γ_s (kN/m ³) | 27 | 27 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | 17 | 16 |
| S_r (%) | 55 | 60 |
| Argila (%) | 70 | 56 |
| Silte (%) | 25 | 35 |
| Areia (%) | 5 | 9 |
| Consistência | Muito mole a média | Rija a dura |
| Índice de vazios (e) | 1,22 | 1,55 |

As amostras ensaiadas no laboratório de mecânica dos solos foram retiradas de um poço de inspeção com 1,00 metro de diâmetro e 15 metros de profundidade, a partir do qual se observou a presença de nível d'água.

Zen (2016) apresentou também em seu trabalho resultados de ensaios de penetração do tipo Standard Penetration Test (SPT), realizados no CEEF e seguindo a ABNT (2001). A variação da resistência observada no solo ensaiado ao longo da profundidade do poço, conforme apresentado na Figura 1, se deve ao fato de ser solo residual e, por tal, apresenta comportamento de resistência crescente conforme aumenta a profundidade.

Figura 1 – Índice de resistência a penetração SPT, no solo do CEEF



Com fundamento nos resultados dos ensaios laboratoriais realizados por Zen (2016), Vieira et al. (2017) comprovaram através de ensaios de prova de carga em placa superficial, com e sem inundação prévia por 24 horas, que o solo do CEEF apresenta comportamento colapsível, constando redução acentuada da capacidade de carga e deformações excessivas quando o solo apresenta pré-inundação.

A partir do exposto e com base nos índices físicos determinados por Zen (2016) ao longo da profundidade, pretendeu-se com este artigo determinar o potencial de colapso do solo do CEEF aplicando-se os métodos-critérios de Denisov (1951), Prikloński (1952), Gibbs e Bara (1962), Handy (1973), Jennings e Knight (1975), Código de Construção (1962) e Obras (1977), sendo os 2 últimos desenvolvidos na antiga União das Repúblicas Socialistas Soviéticas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CRITÉRIO DE DENISOV (1951)

Para as duas camadas de solo analisadas, verificou-se que o solo é classificado como não colapsível, com valores de K entre 0,75 e 1,50, conforme Tabela 4.

Tabela 4 – Resultados das verificações Denisov (1951)

| Camada | w | K | Classificação |
|--------|-----|------|----------------------|
| 1 | 34% | 1,17 | Marga não colapsível |
| 2 | 53% | 1,02 | Marga não colapsível |

É oportuno mencionar que a geologia define marga como um tipo de solo cimentado que resulta da mistura de argila com carbonato de cálcio (CaCO₃), sendo usado em olaria na fabricação de telhas e outros artefatos, e em corretivos de áreas degradadas por conter índices consideráveis de cal e potássio.

Conforme Sousa e Lobato (2000), o solo margalítico revela características hidromecânicas suscetíveis à degradação pela ação do tempo, tem considerável potencial expansivo devido à diminuição de sua resistência e aumento da compressibilidade.

4.2 CRITÉRIO DE PRIKLONSKIJ (1952)

Segundo esse critério e diante dos cálculos do coeficiente de colapsibilidade (K_d), verificou-se que o critério para os primeiros metros é extremamente variável devido a facilidade da água em penetrar os vazios do solo variando a umidade, retornando assim, ora valores inferiores a 0 (solo altamente colapsível) em épocas mais chuvosas, ora valores superiores a 0,50 (solos não colapsíveis) em épocas de estiagem, onde o solo encontra-se menos úmido, como pode ser visto na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultados das verificações Priklonskij (1952)

| Camada | eL | Kd | Classificação |
|--------|------|------|----------------------------|
| 1 | 1,43 | 1,26 | Colapsível |
| 2 | 1,58 | 0,35 | Não colapsível/colapsível* |

*somente abaixo do lençol freático, após 12 metros

Já em profundidades superiores a 4 metros, onde a umidade já não varia com facilidade, o solo apresenta-se como não colapsível ou como expansivo. Em profundidades próximas ao nível d'água (11/12 metros), já é possível verificar valores de K_d inferiores a 0, indicando a característica colapsível do solo.

4.3 CÓDIGO DE CONSTRUÇÃO DA URSS (1962)

No conjunto da análise sobre esse critério, percebeu-se que o solo analisado revela características de solo colapsível ou expansivo, apresentando valores de λ superiores a - 0,1. Profundidades superiores a 12 metros apresentaram grau de saturação de 60% ou superior, devido a presença de lençol freático, impossibilitando a utilização do método. Os resultados podem ser verificados na Tabela 6.

Tabela 6 – Resultados das verificações URSS (1962)

| Camada | eL | λ | Classificação |
|--------|------|-----------|---------------|
| 1 | 1,43 | -0,09 | Colapsível |
| 2 | 1,58 | -0,01 | Colapsível |

4.4 CÓDIGO DE OBRAS DA URSS (1977)

Observou-se que o grau de saturação das amostras da profundidade de 15 metros se estabeleceu acima de 60%, devido a condição saturada do solo (presença de nível d'água), o que indica que o cálculo desse coeficiente não se mostra adequado para tais profundidades.

No conjunto da análise sobre esse critério, percebeu-se que o solo analisado revela características de solo colapsível ou expansivo para todas as profundidades, visto que o coeficiente de colapsibilidade apresenta o mesmo valor numérico que o coeficiente λ , visto no método anterior.

4.5 CRITÉRIO DE GIBBS E BARA (1962)

Como esperado, a maioria dos valores apresentou valores muito baixos, confirmando sua não aplicabilidade para solos que apresentam cimentações entre suas partículas, como apresentado na Tabela 7, onde é possível verificar todos os valores do coeficiente de subsidência (R) inferiores a 1.

Tabela 7 – Resultados verificações Gibbs e Bara (1962)

| Camada | R | Classificação |
|--------|------|------------------------------|
| 1 | 0,01 | Não colapsível ($R < 1,0$) |
| 2 | 0,01 | Não colapsível ($R < 1,0$) |

4.6 CRITÉRIO DE HANDY (1973)

Verificando os dados granulométricos do solo ao longo da profundidade e determinados em laboratório por Zen (2016), verifica-se que levando em consideração a execução do ensaio de granulometria conjunta para todos os metros, sem a utilização de agente defloculante, tem-se um solo com alta probabilidade de colapso (menos de 16% de finos) ou provavelmente colapsível (entre 16 e 24% de finos), conforme apresenta a Tabela 4.

Tabela 8 – Porcentagem de finos (Zen, 2016)

| Prof. | Com defloculante | Sem Defloculante |
|-------|------------------|------------------|
| 1 m | 71,86% | 1,88% |
| 2 m | 64,59% | 26,67% |
| 3 m | 62,04% | 36,69% |
| 4 m | 72,55% | 22,62% |
| 5 m | 74,98% | 17,92% |
| 6 m | 71,53% | 22,60% |
| 7 m | 73,29% | 36,84% |
| 8 m | 69,63% | 2,66% |
| 9 m | 70,18% | 0,95% |
| 10 m | 65,34% | 1,01% |
| 11 m | 64,80% | 14,84% |
| 12 m | 50,44% | 4,55% |
| 13 m | 45,61% | 23,17% |
| 14 m | 62,39% | 18,56% |
| 15 m | 50,22% | 29,62% |

Já considerando a utilização do defloculante durante o ensaio de granulometria, o método apresentou o solo como não colapsível, indicando que o presente método não considera características lateríticas de solos de áreas tropicais.

4.7 CRITÉRIO DE JENNINGS E KNIGHT (1975)

No solo em estudo, observou-se predomínio de argila nas camadas 1 e 2, em média de 70,07% e 56,47%, respectivamente. O grau de saturação desse solo apresentou acentuada variação percentual, sendo menor aos 3 m de profundidade do poço de inspeção, e maior aos 14 m, estabelecendo com média sempre inferior a 80%. Diante da composição de finos e estabelecendo-se $S_r < 80\%$, ao se aplicar o critério de Jennings e Knight (1975) pode-se afirmar que o solo em estudo revela potencial colapsível.

5 CONCLUSÕES

Na análise comparativa de resultados gerados pela aplicação dos métodos-critérios do estudo, observa-se que o critério de Denisov (1951) e o critério de Gibbs e Bara (1962) indicam que o solo estudado e analisado caracteriza-se como não colapsível.

De igual maneira, o Critério de Priklonskij (1952) não se mostrou eficiente para ser aplicado ao solo, devido à variabilidade que o teor de umidade apresenta, constantemente apresentando variação em seus valores nos primeiros metros, devido ao excesso de chuvas que normalmente ocorrem em regiões de clima tropical, como o solo da região estudada.

O Código de Construção da URSS (1962) se mostrou aplicável para classificar o solo estudado, porém em algumas profundidades não foi possível sua aplicação devido ao grau de saturação determinado estar acima do definido para aplicação desse critério ($S_r \leq 60\%$).

O critério de Handy (1973) para identificação do potencial de colapsibilidade de solos lateríticos, somente apresentou resultado satisfatório quando realizado ensaio de granulometria conjunta com o solo in natura, ou seja, sem utilização de defloculante. Isso explica-se devido a peculiaridade que solos lateríticos apresentam em possuir as partículas aglomeradas, devido a ação de água e minerais com propriedades cimentantes cuja análise revela granulometria mais grossa.

Em comum, os critérios do Código de Construção (1962) e Código de Obras (1977) da URSS, e o critério de Jennings e Knight (1975) apontaram que o subsolo do CEEF é colapsível ou expansivo. Os resultados apresentados por estes métodos corroboram com os verificados por Vieira et al. (2017) através de provas de carga em placa feitas com o solo superficial do CEEF, em condições naturais e pré-inundação por 24 horas.

Em comum, os métodos aplicados revelaram alta colapsibilidade nas duas camadas avaliadas até uma profundidade de 14 metros, devido a presença de nível d'água na cota seguinte.

Os resultados apresentados sugerem que, métodos que empregam critérios qualitativos com base na comparação de índices do solo no estado natural e no limite de liquidez, parecem menos sujeitos à influência da origem dos solos e podem ser aplicados em estudos de solos que revelem alguma plasticidade.

Ainda que cada método selecionado e aplicado nesse estudo tenha sido elaborado com base em determinada realidade, a análise do conjunto desses métodos revelou a existência de solo com suscetibilidade ao colapso, o que pode justificar danos observados em edificações assentadas sobre o solo do município de Cascavel.

Contudo, embora tais métodos tenham apresentado coerência nos resultados em alguns pontos de análise, alerta-se que esses devem ser aplicados com cautela para a análise da colapsibilidade dos solos, especialmente devido à grande divergência dos dados e à dificuldade de interpretação. Além disso, há divergência na literatura sobre a aplicação de métodos indiretos baseados em índices físicos para classificação dos solos, alegando-se que tais métodos não revelam claramente o potencial de colapso do solo nas camadas mais superficiais, principalmente devido à grande variabilidade da umidade (GUTIERREZ, 2005).

REFERÊNCIAS

- [1] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181 (2016). Análise Granulométrica. Rio de Janeiro.
- [2] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484 (2001). Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- [3] Caputo, H. P. (1987). Mecânica dos Solos e suas aplicações. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, v. 3.
- [4] Carvalho, J. C. et al. (2015) Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo, SP: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- [5] Collares, A. C. Z. B. (1997) A influência de características químicas do fluido de saturação no colapso dos solos. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP: USP.
- [6] Dudley, J. H. (1970) Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 96, n. SM3, p. 925-47.
- [7] Denisov, N. Y. (1951) The engineering properties of loess and loess Loans. Gosstroirzdat, Moscow, 136 p.
- [8] Fedá, J. (1966) Structural stability of subsident loess soil from praha-dejvice. Engineering geology. Amsterdam, v.1, n. 3, p.201-19.
- [9] Gibbs, H. J.; Holland, W. Y. (1960) Petrographic and engineering properties of loess. Technical Information Branch, Denver Federal Center.
- [10] Gibbs, H. J.; Bara, J. P. (1967) Stability problems of collapsing soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, v.3, n. SM4, p. 577-94.
- [11] Gutierrez, N. H. M. (2005) Influências de aspectos estruturais no colapso de solos no norte do Paraná. Tese (Doutorado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Paulo, SP: USP.

- [12] Handy, R. L. (1973) Collapsible loess in Iowa. Soil Science Society of America Journal, SSSAJ, v. 37, n. 2, p. 281-4.
- [13] Jennings, J. E.; Knight, K. (1975) A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. In: Regional Conference for African on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Durban.
- [14] Lollo, J. A. (2008) (Org.) Solos colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas. Ilha Solteira, SP: Cultura Acadêmica, UNESP.
- [15] Lollo, J. A. (2012). Revisão dos métodos de cartografia geotécnica de materiais geológicos colapsíveis. Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (RBGEA), v. 2, n. 1, p. 99-115.
- [16] Parsons, R. L. et al. (2009). Characterization of loess for deep foundations. DFI Journal-The Journal of the Deep Foundations Institute, v. 3, n. 2, 14-24.
- [17] Prikhonski, V. A. (1988). Gruntovedinich-vtoraic chast, Moscow, 1952. In: Lutenecker, A. J.; Saber, R. T. Determination of collapse potential of soils. Geotechnical Testing Journal, ASTM, v. 11, n. 3, p. 173-8.
- [18] Reginatto, A. R.; Ferrero, J. C. (1973). Collapse potencial of soils and soil water chemistry. Moscow: 8th International Conference On Soils Mechanics And Foundation Engineering. , v. 2.2.
- [19] Silva, M. J. R. (2003). Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina – PE: Cartas de Suscetibilidade. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Centro de Tecnologia e Geociências Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, PE.
- [20] Sousa, D. M. G. e Lobato, E. (2000). Latossolos. In: Agência de Informação Embrapa: bioma Cerrado. Brasília, DF: Mapa/ Embrapa.
- [21] Vieira, M. K.; Radoll, J.; Almeida, M. A. (2017). Análise da aplicação de fundações rasas a partir de resultados de provas de carga em solo de Cascavel-pr. GEOCENTRO, Goiânia, GO, Brasil.
- [22] Zen, B. A. B. (2016). Caracterização geotécnica do subsolo do campo experimental do Centro Acadêmico da FAG em Cascavel/PR. Trabalho de Conclusão de Curso. Centro Universitário Assis Gurgacz. Cascavel, PR: FAG.

Capítulo 17

Análise da variabilidade do solo para aplicação de fundações em estacas de baixa capacidade de carga na cidade de Cascavel - PR

Maycon André de Almeida

Diorgenes Vinicius Calegari

Amer Fouad Ali

Resumo: Na atualidade, apesar da baixa representatividade do custo das sondagens SPT com relação ao custo total de uma obra, várias fundações de edificações ainda são dimensionadas sem o conhecimento dos índices sobre o solo do local, ficando assim suscetíveis a problemas estruturais que poderão comprometer a estrutura, ou ainda levar a um consumo exagerado de insumos nos elementos de fundação, tornando assim uma obra com baixa economia e pouca segurança. Através de um banco de dados de sondagens em toda a região de Cascavel-PR, foi realizado o dimensionamento de fundações em estacas para baixa capacidade de carga em obras de pequeno porte utilizando os métodos de previsão de capacidade de carga de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Através do software Surfer13, as capacidades de carga das estacas foram submetidas à análise estatística através do método de krigagem ordinária, sendo possível gerar mapas geoestatísticos para as diversas regiões da cidade. Verificou-se que os mapas apresentados podem servir de referência para a previsão da capacidade de carga de fundações de pequeno porte na cidade, e assim dar subsídio para projetos de fundação de melhor qualidade.

Palavras-chave: Geoestatística; Fundações de Pequeno Porte; Sondagem SPT

1. INTRODUÇÃO

A sondagem a percussão do tipo Standard Penetration Test (SPT) é o ensaio mais comum de investigação geotécnica e análise de solos no Brasil. Através dela é possível determinar o perfil com a descrição das camadas do solo e o índice de resistência oferecida por elas à penetração de um amostrador normatizado, além de possibilitar também a determinação do nível de água e do topo rochoso do local.

A escolha do tipo de fundação é responsabilidade do engenheiro, e é feita baseada nas informações geológicas e geotécnicas disponibilizadas pela sondagem SPT ou outro tipo de investigação geotécnica realizada no terreno (MACIEL FILHO, 1997).

Fundações são elementos que têm por finalidade transmitir as cargas de uma edificação para as camadas resistentes do solo sem provocar ruptura do terreno de fundação. Podem ser divididas em diretas ou indiretas, de acordo com a distribuição da carga no solo.

As fundações rasas ou diretas são assim denominadas por se apoiarem sobre o solo em uma pequena profundidade (inferior a 3 metros), em relação ao solo circundante, e por possuírem como característica principal a distribuição do carregamento no solo através de uma área de base.

Fundações indiretas ou profundas apresentam profundidades superiores a 3 metros, e distribuem a carga no solo através de atrito lateral e de ponta. Podem ser divididas em de deslocamento e escavadas, sendo as primeiras aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova retirada do solo. Já as estacas escavadas são aquelas executadas in loco através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, sendo com ou sem revestimento, e ainda podendo ser utilizado lama bentonítica ou polímero (NIYAMA et al., 1999).

De acordo com Maciel Filho (1997), grande parte dos métodos de dimensionamento de fundações rasas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT para seu dimensionamento, especialmente no Brasil. Observa-se que nos dias de hoje, apesar da baixa representatividade financeira do custo deste tipo de ensaio com relação a uma obra, várias edificações ainda apresentam suas fundações dimensionadas sem o conhecimento dos índices do solo, ficando assim, suscetíveis a problemas estruturais que poderão comprometer a estrutura, ou ainda, levar a um consumo exagerado de insumos nos elementos de fundações.

Visando contribuir com o meio técnico, de maneira a desenvolver projetos de fundações mais seguros e econômicos para obras de pequeno porte, considerando a variabilidade do solo, porém nunca dispensando a investigação adequada feita por um profissional, este trabalho apresenta mapas geotécnicos relacionando as capacidades de carga previstas, para estacas escavadas com trado mecânico de pequeno diâmetro e baixa profundidade, nas diversas regiões da cidade de Cascavel/PR, utilizando os métodos de dimensionamento de estacas de Décourt e Quaresma (1978) e Aoki e Velloso (1975).

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO CASCAVEL/PR

Cascavel é um município brasileiro localizado na região Oeste do estado do Paraná, no terceiro Planalto ou Planalto de Guarapuava, com altitude média de 800 metros. Com área de 2.100,831 km², faz parte de três bacias hidrográficas (Iguaçu, Piquiri e Paraná).

O solo de Cascavel é formado a partir do intemperismo do basalto, sua coloração escurase dá devido à presença de óxido de ferro, apresentando solos espessos com boa capacidade de retenção de água, aeração e baixa permeabilidade. A cidade possui um solo residual, laterítico e colapsível. Ao norte é ondulado, constituído por colinas amplas e baixas declividades e onde o relevo apresenta-se acidentado.

A caracterização do solo do CEEF foi realizada por Zen (2016). Segundo a autora, a classificação do solo, conforme especificado na ABNT (2016) e de acordo com a curva granulométrica, é de uma argila silto arenosa. Em relação ao sistema unificado (SUCS), é classificado como um solo argiloso muito compressível (CH), e no sistema rodoviário (T.R.B), foi identificado como A-7-6, correspondendo a uma argila siltosa medianamente plástica, classificada com regular a mau para utilização como subleito.

Devido à região estar em uma área de intemperismo muito forte e acelerado devido ao clima tropical, há a formação de solos muito finos e extremamente porosos, devido a liberação de óxido de ferro na constituição do solo. Em termos de textura, o solo de Cascavel/PR apresenta-se fino e floculado, com granulometria semelhante a de areia e boa resistência no estado natural devido a forte coesão entre as

partículas. Já em condições umedecidas, apresenta baixa capacidade de carga devido a quebra das ligações entre grãos. Na Tabela 1, pode-se observar os principais índices físicos médios determinados para a primeira camada de solo identificada no CEEF.

Tabela 1. Índices Físicos do subsolo do CEEF

| VALORES MÉDIOS | CAMADA 1 1 a 9 metros | CAMADA 2 10 a 15 metros |
|-------------------------------------|--------------------------|----------------------------|
| w (%) | 34 | 53 |
| LL (%) | 53 | 59 |
| LP (%) | 38 | 42 |
| IP (%) | 15 | 17 |
| γ_d (KN/m ³) | 12 | 12 |
| γ_s (KN/m ³) | 27 | 27 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | 17 | 16 |
| Sr (%) | 55 | 60 |
| Argila (%) | 70 | 56 |
| Silte (%) | 25 | 35 |
| Areia (%) | 5 | 9 |
| Consistência | Muito mole a média | Rija a dura |
| Índice de vazios (e) | 1,22 | 1,55 |

2.2 CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA

Através de cerca de 142 laudos de sondagem SPT coletados e utilizados na pesquisa, foi possível determinar a capacidade de carga de fundações de pequeno porte em estacas, e através de interpolação, pelo método de krigagem ordinária, obter tais estimativas para o perímetro da cidade, em diversas profundidades.

Nesse trabalho, optou-se pela krigagem ordinária, pois ela considera a média flutuante ou móvel por toda a área. De acordo com Ferreira (2006), ela é indicada para modelar fenômenos onde não se possui total conhecimento das variáveis envolvidas e seus comportamentos.

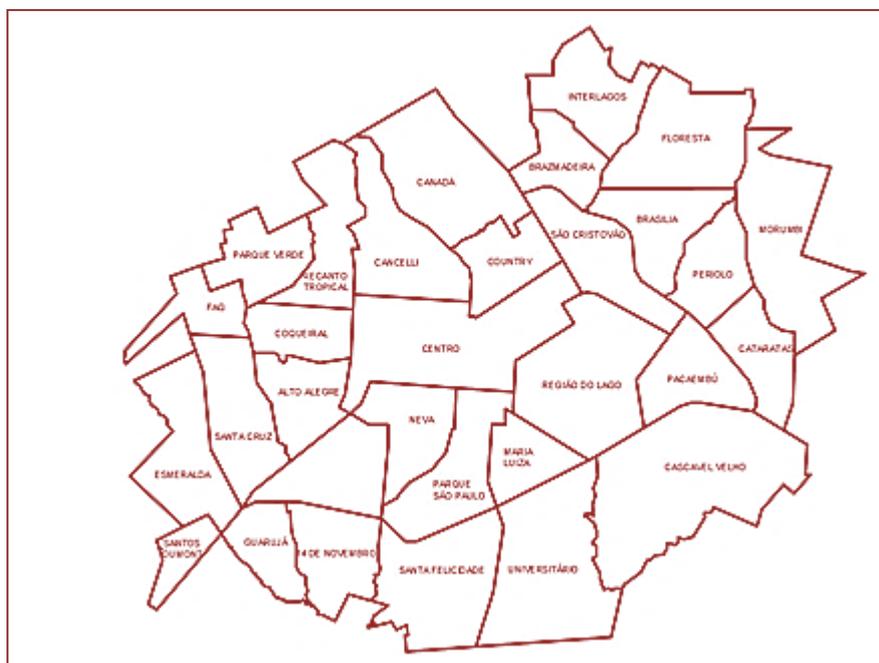
Apesar de ter um terreno extenso, a cidade possui considerável uniformidade no seu solo, porém tem variação no nível do lençol freático, altura da camada de rocha e ainda na espessura das camadas do solo, acarretando assim em diferentes resistências ao longo de uma determinada área.

A seguir foram determinadas as capacidades de carga das estacas de 25 cm de diâmetro para três diferentes profundidades (3, 4 e 5 metros), pelos métodos de dimensionamento Decourt e Quaresma (1978) e Aoki e Velloso (1975). Após inserção em software dos dados e delimitação da área interpolada, foi feita a geração final dos mapas, para análise da variabilidade da capacidade de carga.

2.3 MAPA COM A LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS

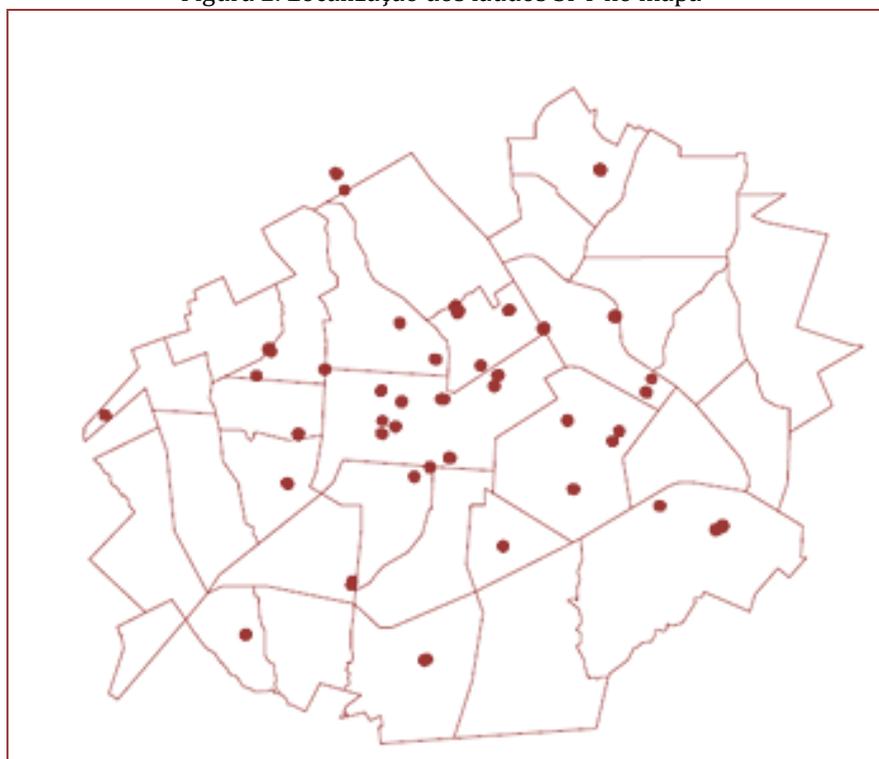
O mapa utilizado como base foi fornecido pelo órgão público SEPLAN (Secretaria de Planejamento), e mostra o traçado do perímetro urbano e bairros do município de Cascavel, conforme demonstrado na Figura 1.

Figura 1. Mapa cidade Cascavel/PR



Através do software Surfer 15, foi gerado um mapa com todos os pontos de sondagens SPT utilizadas, devidamente georreferenciadas, conforme representado na Figura 2.

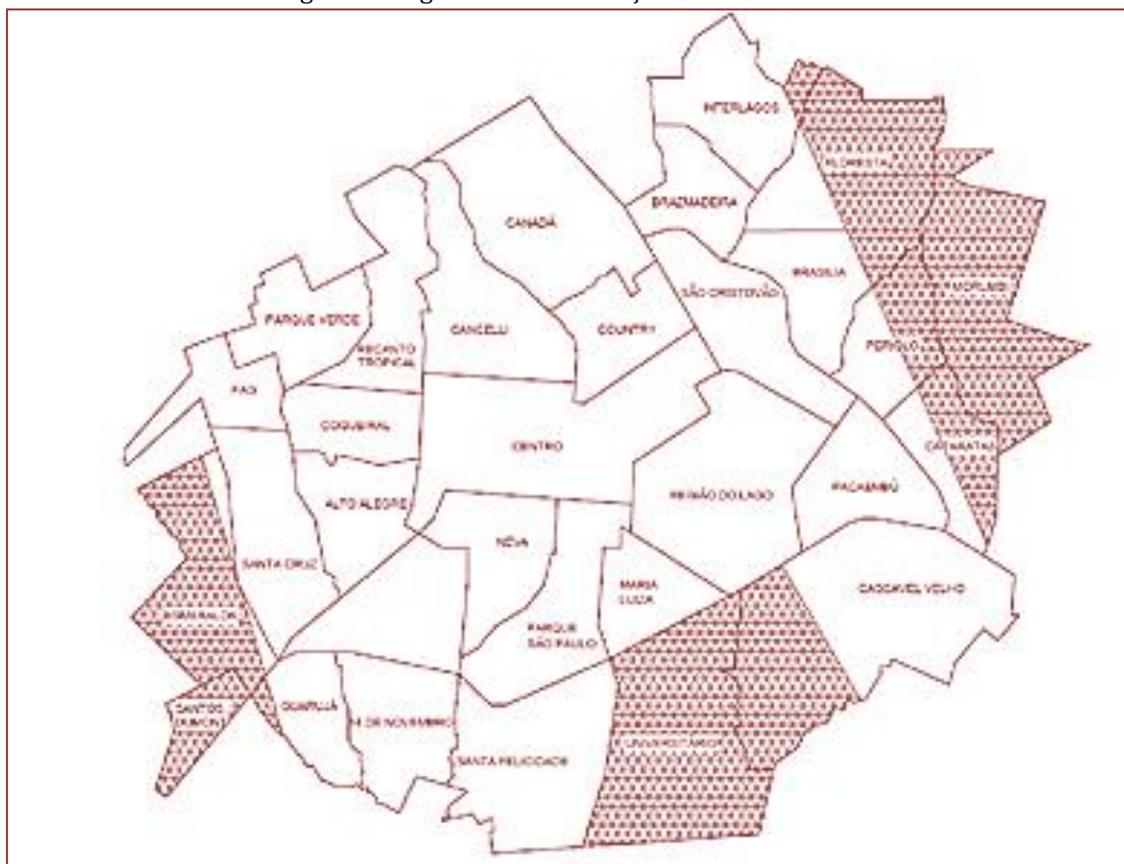
Figura 2. Localização dos laudos SPT no mapa



2.4 REGIÕES COM INFORMAÇÕES NÃO CONFIÁVEIS.

Em áreas onde foram obtidos os dados, os resultados mostram-se satisfatórios. Porém vale ressaltar que, devido à distribuição espacial dos dados coletados, as zonas periféricas da cidade, que são locais em que não foram coletados dados, apesar de terem apresentado continuidade espacial, não são informações confiáveis. Na Figura 3 destacam-se as regiões com informações não confiáveis devido à falta de dados.

Figura 3. Regiões com informações não confiáveis.

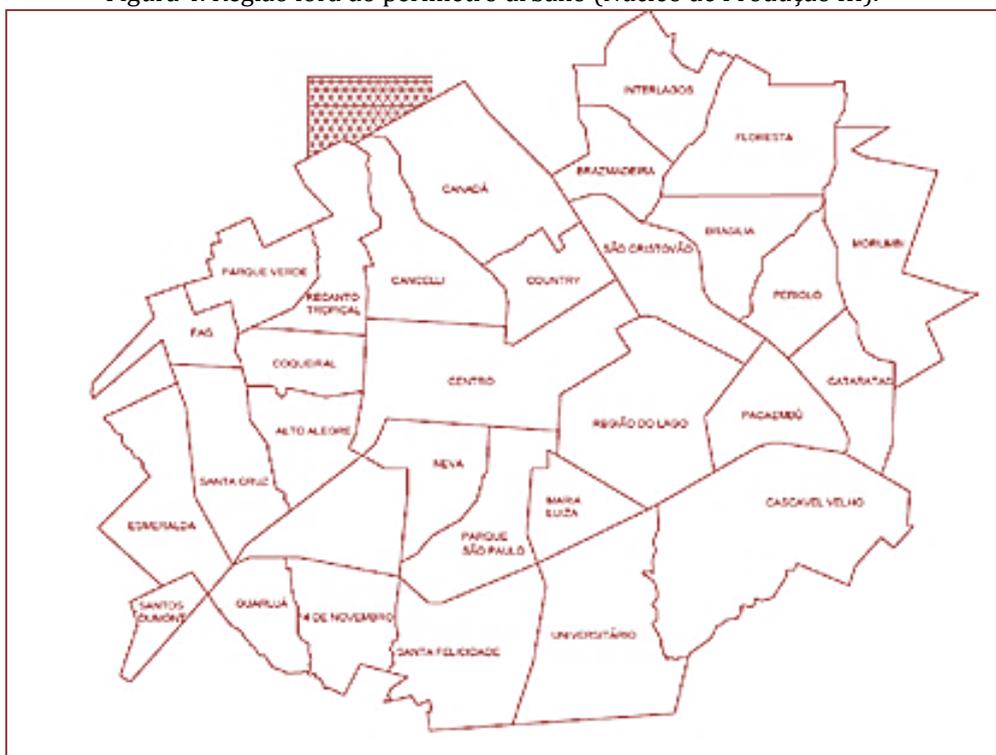


Nas áreas periféricas marcadas acima, não foram obtidos laudos de sondagem SPT, por se tratarem de zonas menos atrativas para investimentos de maior porte, seja pelo afastamento da região central da cidade ou pelo zoneamento estipulado pelo plano diretor, ou ainda a simples falta de investigação geotécnica por parte das construtoras.

2.5 REGIÃO FORA DO PERÍMETRO URBANO

A região destacada na Figura 4 teve sua interpolação apresentada por se tratar de uma região onde há uma aglomeração fora do perímetro urbano, devido implantação do Núcleo de Produção III, localizado em uma região que ainda não estava atualizada no mapa base utilizado, que leva em consideração o perímetro urbano, fazendo com que na apresentação dos mapas, tivessem informações fora do contorno do perímetro.

Figura 4. Região fora do perímetro urbano (Núcleo de Produção III).



3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS

Através de relatórios com análise estatística clássica emitidos pelo Surfer 13, foi possível verificar a falta de dados em alguma variável ou presença de valores discrepantes em outras, permitindo compreender algumas características dos dados coletados, conforme demonstra a Tabela 2.

Tabela 2. Dados estatísticos de capacidade de carga.

| $\phi = 25\text{ cm}$ | 3 metros | 4 metros | 5 metros |
|-----------------------------|----------|----------|----------|
| P _{adm} (min.) kN | 11,71 | 15,06 | 25,10 |
| P _{adm} (max.) kN | 99,87 | 111,42 | 149,87 |
| P _{adm} (média) kN | 32,98 | 43,28 | 54,19 |
| Desvio padrão | 0,47 | 0,40 | 0,36 |
| Skewness | 1,55 | 1,32 | 1,42 |
| Curtose | 5,38 | 4,55 | 5,87 |
| Mediana (kN) | 27,03 | 36,96 | 47,13 |
| Alcance (kN) | 88,16 | 96,35 | 124,77 |

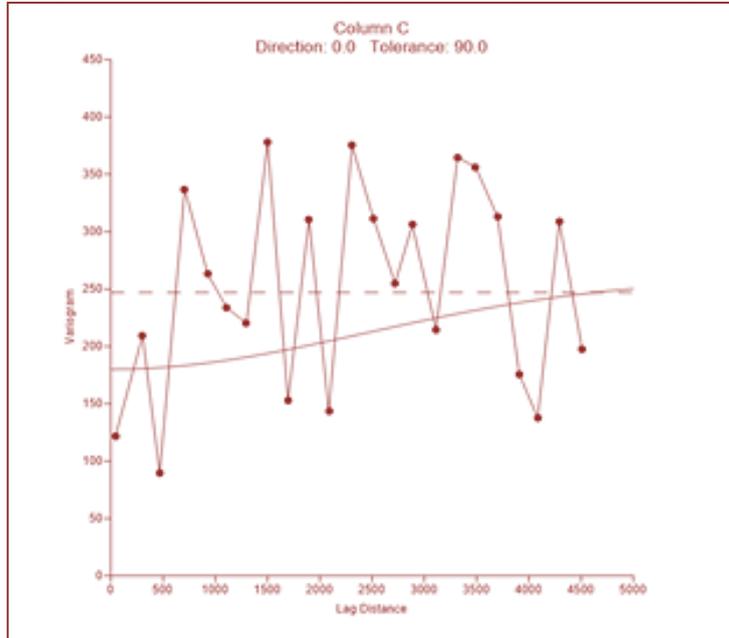
A análise estatística dos dados foi realizada considerando 142 pontos com dados conhecidos do solo, e foi dividida por profundidade, incluindo capacidade de carga mínima, máxima e média obtidas para cada ponto, desvio padrão, Skewness (medida da assimetria de uma determinada distribuição de frequência), curtose (medida de dispersão que caracteriza o pico ou "achatamento" da curva da função de distribuição de probabilidade), mediana e, por fim, o alcance.

Como esperado, devido à característica do solo residual local, a resistência do solo em geral aumenta em profundidade, aumentando também sua capacidade de carga das estacas. A diferença entre mínimos e máximos pode ser verificada pelo alcance.

Os dados de Skewness expressam uma medida de assimetria das amostras, onde valores mais próximos a zero referem-se à uma maior homogeneidade na distribuição espacial das amostras. Já com a Curtose, pode-se proceder a análise de como o pico de uma distribuição difere da distribuição normal. Analisando este dois itens constata-se a variabilidade da distribuição espacial das amostras, bem como suas propriedades.

Os mapas possuem variogramas que representam seu modelo teórico, sendo ajustados para melhor representação e análise dos dados, como mostra a Figura 5.

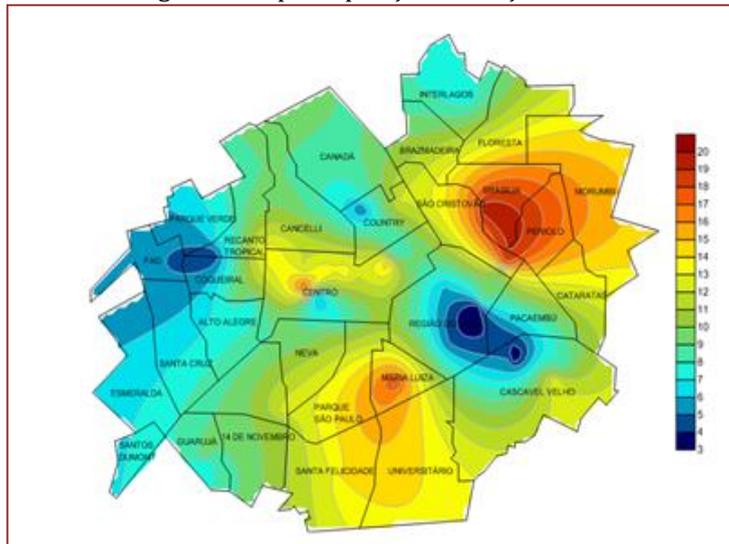
Figura 5. Variograma do mapa de nível d'água de Cascavel/PR.



3.2 VARIABILIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA

Para melhor compreensão das condições do solo de Cascavel, para facilitar a escolha do tipo de fundações, foi gerado um mapa de posição de nível d'água, através das informações contidas nos laudos de sondagem, representado na Figura 6.

Figura 6. Mapa de posição de lençol freático



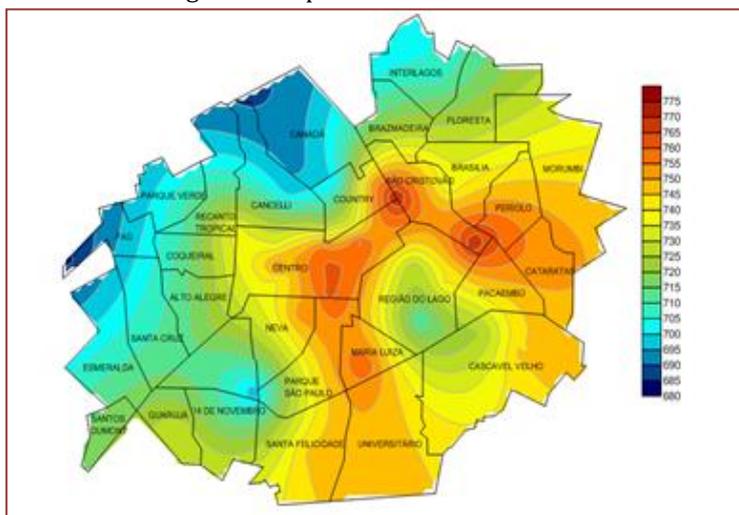
A legenda representa a variação do nível d'água em relação à superfície, em metros. É possível observar o valor mínimo onde o mesmo se encontra, a 3 metros de profundidade, na Região do Lago. Já a profundidade máxima se encontra à 19 metros, no Bairro Brasília. Deve-se atentar ao fato de que esses

dados podem variar em função da época do ano em que foram realizadas as sondagens, podendo apresentar dispersões sazonais.

3.3 CURVAS DE NÍVEL

Como os dados de sondagem possuem localização, é possível identificar a altura com relação ao nível do mar, sendo assim gerado mapa altimétrico de Cascavel/PR, conforme mostra a Figura 7.

Figura 7. Mapa altimétrico da cidade



A legenda representa em metros a altitude dos pontos em relação ao nível do mar. Observa-se a região mais baixa à 695 metros, nas periferias dos bairros Canadá e FAG, na região noroeste da cidade.

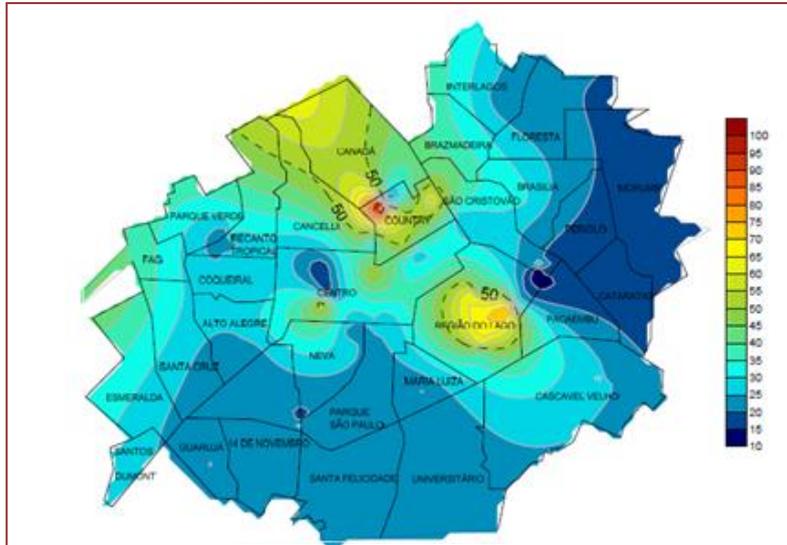
3.4 VARIABILIDADE DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS - MÉTODO DE DECOURT E QUARESMA (1978)

Os mapas a seguir apresentam a máxima capacidade de carga admissível das estacas, no diâmetro e na profundidade simulada. Vale ressaltar que foram considerados no dimensionamento das estacas, a resistência de ponta e os coeficientes padrões dos métodos para o sistema de fundações escolhido (estacas escavadas com trado mecânico). Também foram considerados no dimensionamento os valores de NSPT sem eventuais correções para N60, contrariando a sugestão de alguns autores (BERBERIAN, 2015).

O mapa geotécnico da Figura 8 apresenta as capacidades de carga para estacas escavadas com 25 cm de diâmetro e 3 metros de profundidade, e foi obtido pelo software Surfer15.

É possível verificar que o bairro Country, próximo ao bairro Canadá, apresenta maior capacidade de carga para as estacas nos primeiros metros, entre 90 e 100 kN, provavelmente devido a topografia da região.

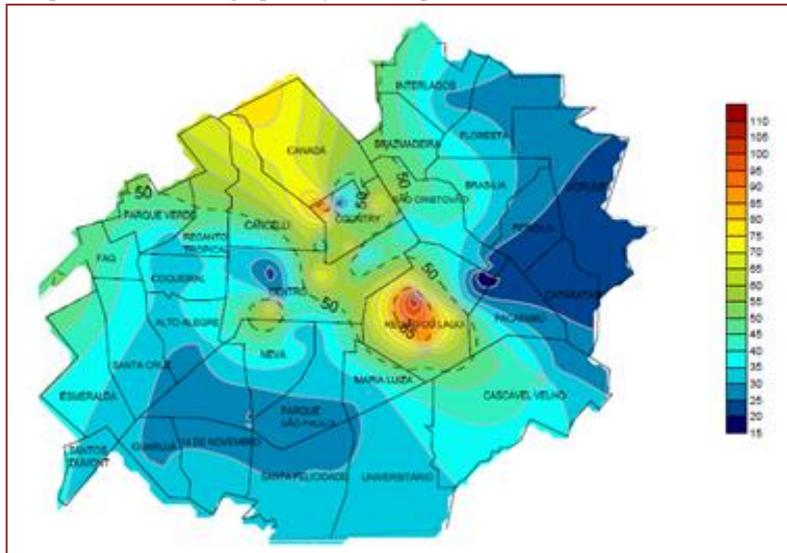
Figura 8. Mapa de capacidade de carga para $\phi 25\text{cm}$ e profundidade 3m, através de Decourt & Quaresma.



Já na região leste da cidade, à direita do mapa, as estacas de 3 metros apresentam resistências muito baixas, entre 10 e 20 kN. Como nestes locais não foram obtidos laudos de sondagem (bairros residenciais), a interpolação pode não ter sido adequada, assim como a influência da topografia e do nível d'água sobre a capacidade de carga.

Conforme apresentado na Figura 9, para profundidades de 4 metros, mantendo o diâmetro, a maior capacidade de carga chega a 100 kN na região do lago, mantendo uma baixa capacidade (15 kN) na região próximo ao Pacaembú.

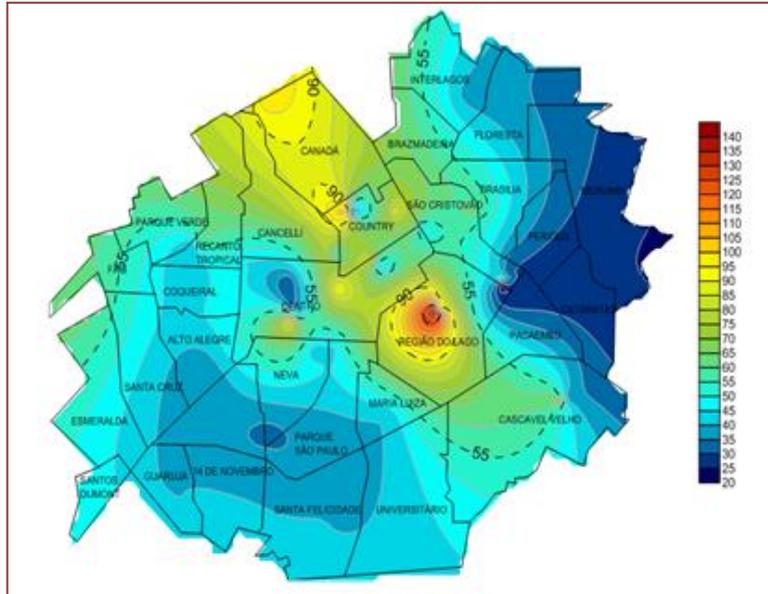
Figura 9. Mapa de capacidade de carga para $\phi 25\text{cm}$ e profundidade 4m, através de Decourt & Quaresma.



Também é importante reforçar que, embora esteja sendo considerada a resistência de ponta na capacidade de carga das estacas, alguns profissionais não a consideram no dimensionamento de estacas escavadas a trado, devido a presença de solo amolgado no fundo do furo após a execução da escavação. Tal problema pode ser resolvido mediante compactação de fundo com soquete antes da concretagem.

Com profundidade total de 5 metros e mesmo diâmetro, a Figura 10 demonstra que a resistência começa a crescer consideravelmente, e deixa nítido alguns picos de capacidade de carga como é o caso da região do Lago, picos estes que não eram consideravelmente aparentes.

Figura 10. Mapa de capacidade de carga para $\phi 25\text{cm}$ e profundidade 5m, através de Decourt & Quaresma.

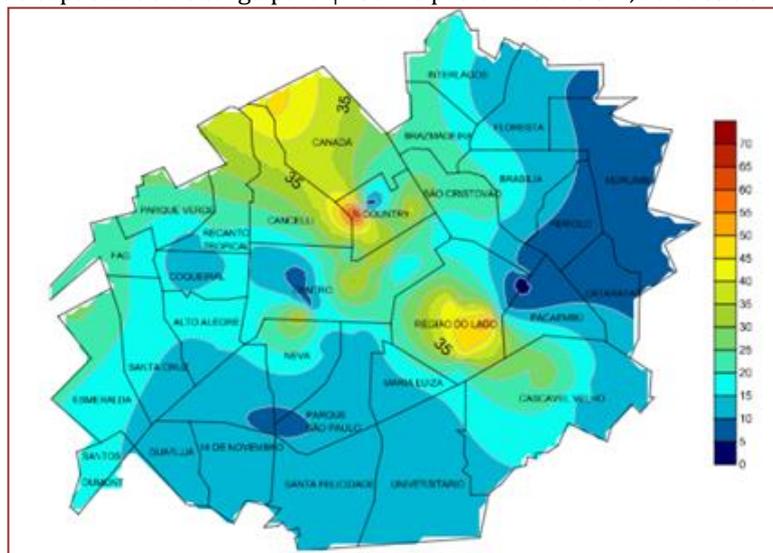


3.5 VARIABILIDADE DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS - MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)

O mapa da Figura 11 representa capacidade de carga de estacas de 25 cm de diâmetro com profundidade de 3 metros, dimensionadas através do método de Aoki e Velloso (1975).

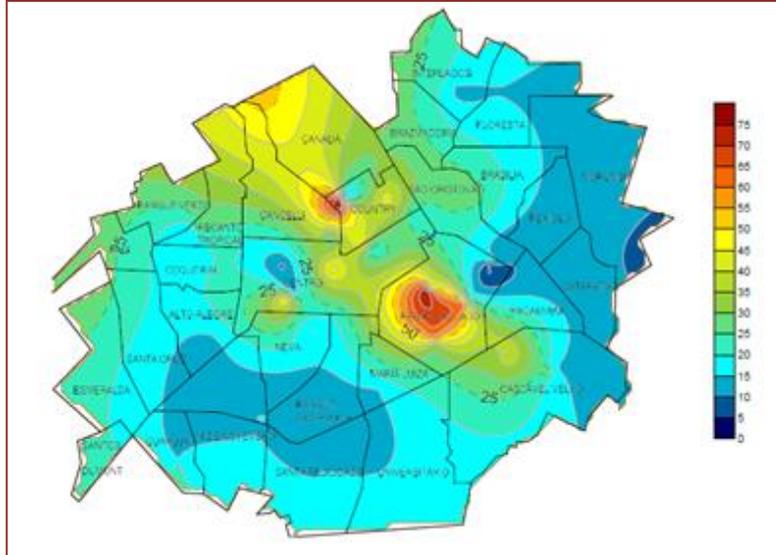
As capacidades de carga admissíveis apresentaram-se inferiores às determinadas por Decourt e Quaresma (1978), sendo notável na região leste da cidade, a capacidade de carga das estacas de apenas 5 kN, que podem ter sofrido influência da falta de informações mais detalhadas da região.

Figura 11. Mapa de capacidade de carga para $\phi 25\text{cm}$ e profundidade 3m, através de Aoki & Velloso.



A Figura 12 demonstra um aumento na capacidade de carga na região do lago e no Country, já no centro é notável um acréscimo mais significativo. Obteve-se uma variação de capacidade de carga de aproximadamente 70 kN. As maiores capacidades de carga foram verificadas próximas à região do lago.

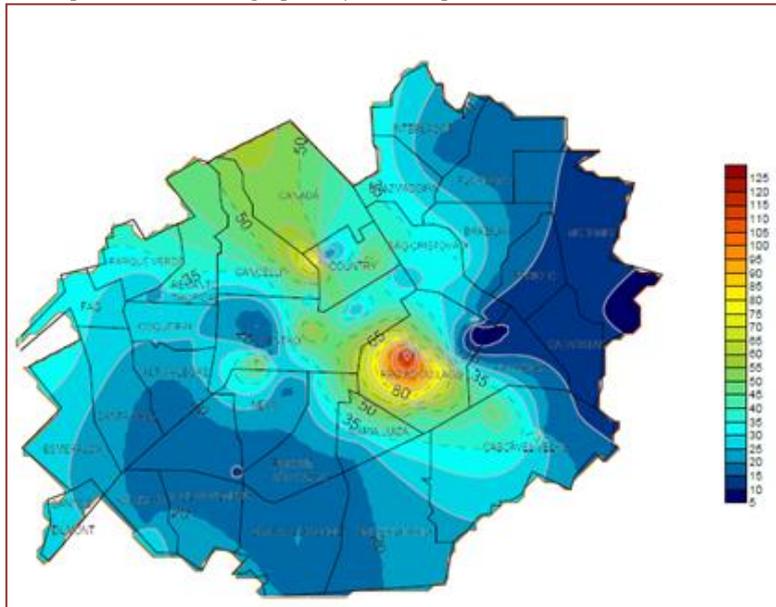
Figura 12. Mapa de capacidade de carga para $\phi 25\text{cm}$ e profundidade 4m, através de Aoki & Velloso.



As estacas com mesmo diâmetro e profundidade de 5 metros possuem uma capacidade de carga superior, demonstrada na Figura 13, tendo como valor máximo a carga de 125 kN e mínimo de 10 kN, à leste da cidade.

A região do lago possui uma capacidade de carga de 125 kN sendo uma das maiores, já na região do Country e no Centro a capacidade de carga chega a 90 kN.

Figura 13. Mapa de capacidade de carga para $\phi 25\text{cm}$ e profundidade 5m, através de Aoki & Velloso.



3.6 DISCUSSÕES

Ao final da análise de todos os mapas com diferentes profundidades, percebe-se que as regiões vermelhas, ressaltadas na Figura 14, apresentam em todos os resultados picos significativamente mais altos de capacidade de carga do solo quando comparados às demais regiões. Isso se explica pelo fato desta região ser um dos pontos mais baixos da cidade, possuindo uma altitude de 700 metros e nível d'água com altura de 3 metros, apresentando assim camadas de maior resistência próximas a superfície, devido à pequenas espessuras de solo presentes nessa região e proximidade com o topo rochoso.

REFERÊNCIAS

- [1] Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181 (2016). Análise Granulométrica. Rio de Janeiro.
- [2] Berberian, D. (2015). Engenharia de Fundações, 2. ed. Editora Infracolo, Brasília.
- [3] Ferreira, C.N. (2006) Apostila de Sistema de Informações Geográficas. Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás, Goiânia.
- [4] Maciel, F. (1997). Introdução à geologia de engenharia, 2. ed. Santa Maria, Brasília, 284 p.
- [5] Miguel, et al. (2005). Adaptação de métodos semi-empíricos para estimar capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro no solo de Londrina, Estado do Paraná, Acta Scientiarum Technology. Maringá, v.27, n.2, p.155-165, Julho-Dezembro.
- [6] Niyama, S. et al. (1998). Desempenho de Fundações. In: Hachich, W.; Falconi, F.F.; Saes, J.L.; Frota, R.G.Q.; Carvalho, C.S.; Niyama, S. (Org.). Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: PINI.
- [7] Nogami, J.S. e Villibor, D.F. (1995). Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos, São Paulo, São Paulo, Volume único, p.18-21.
- [8] Zen, B.A.B. (2016). Caracterização geotécnica do subsolo do campo experimental do centro acadêmico da FAG em Cascavel/PR. Trabalho de Conclusão de Curso. Engenharia Civil. Centro Universitário Assis Gurgacz, Cascavel, 109 p.

Capítulo 18

Aplicação da realidade aumentada em projetos de pontes ferroviárias

*Maria Rafaela Bezerra de Macedo Ribeiro
Nívea Gabriela Benevides de Albuquerque*

Resumo. A sociedade atual está se tornando cada vez mais familiarizada com as tecnologias Virtual e com a Realidade Aumentada (VR e AR) e esses últimos desenvolvimentos particularmente continuam a se expandir em ritmo acelerado, já que os usuários podem interagir com o objeto virtual em um ambiente real, que permite antecipar cenários futuros ou fornecer otimização de processos. Nesse contexto, o AR emergiu como uma área de estudo reconhecível e está desempenhando um papel influente na evolução do campo da engenharia, pois está relacionado a aumentar a produtividade e a aprendizagem, bem como auxiliar na transição entre a documentação "bidimensional" e informação espacial interativa para processos BIM. Considerando a importância do AR para a engenharia estrutural, este trabalho explora uma aplicação de recursos de AR cujo objetivo é criar uma cartilha de marcadores utilizando os softwares Unity® e Vuforia®, investigando os resultados analíticos da ponte ferroviária metálica de Mearim, situada na Estrada de Ferro Carajás, para apresentar os resultados ao usuário de um modelo manipulável em tempo real, além de informações numéricas-experimentais, uma vez que permite o desenvolvimento de um banco de dados baseado em ferrovias para desenvolver novas pesquisas e aplicações.

Palavras-Chave. Realidade Aumentada, Pontes Ferroviárias, Análise Estrutural.

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de realidade aumentada ainda é complexo devido à dificuldade de produzir-se as partes necessárias para uma aplicação, incluindo os objetos escolhidos para interação, o tipo de infraestrutura, bem como os modelos 3D. No desenvolvimento da tecnologia até o usuário final, várias camadas de encapsulamento ocorrem, reduzindo a complexidade de desenvolvimento e separando as atividades de cada grupo de atuação.

A Realidade Aumentada também conhecida como Augmented Reality (AR), caracteriza-se por incluir objetos virtuais (imagens, textos, animações, etc.) ao mundo real, o que permite que o usuário visualize e explore cenários reais enriquecidos e atraentes. Do ponto de vista tecnológico, as aplicações de AR devem atender a três requisitos básicos: combinação do mundo real com o mundo virtual; interação em tempo real; e registro tridimensional dos objetos reais e virtuais que povoam o ambiente, segundo Azuma [4]. As aplicações de AR vêm se disseminando e tornando-se cada vez mais disponíveis em notebooks e equipamentos móveis. Apesar da maioria destas aplicações ocorrerem em áreas como entretenimento, exploração de espaços urbanos e marketing, os sistemas de AR estão se tornando cada vez mais uma promessa tanto na indústria como para ensino-aprendizagem.

Neste contexto, torna-se viável a aplicação de AR no modal ferroviário, que desponta como solução para o transporte sob o ponto de vista de desenvolvimento nacional, podendo adotá-la desde o planejamento até o projeto, assim como após construção, para avaliação das instalações e operação da via, uma vez que contribui com a visualização e simulação prévias de decisões a serem tomadas, inclusive inspirando inovações e insights. Entre as tecnologias que vem sendo fortemente utilizadas no desenvolvimento de aplicações, com possibilidade de implementação tridimensional e integração com ferramentas de AR, destaca-se a engine Unity 3D (Leitão [7]), que foi utilizada neste trabalho. O desenvolvimento de aplicações com AR na Unity 3D pode ser realizado com a utilização da ferramenta Vuforia, considerada facilmente integrável com a engine, possuindo rápida detecção dos locais de objetos, amplo reconhecimento de marcadores, bem como a qualidade de renderização (Vuforia, [9]).

2. REVISÃO LITERÁRIA DOS CONCEITOS, LINGUAGENS E FERRAMENTAS AR

Realidade Virtual e Aumentada são tecnologias dependentes de processamento em tempo real e, por isso, são influenciadas pela evolução da computação, tanto do ponto de vista do hardware quanto do software. Li et al. [10] listam diversas aplicações onde AR pode ser combinado às habilidades humanas como uma ferramenta eficiente e complementar para melhorar a qualidade da análise de engenharia, tais como em simulações arquitetônicas, cirurgias através de equipamentos biomédicos, operações por maquinários, etc. Além disso, pelo fato de terem sido criadas há várias décadas, suas definições acabaram sendo modernizadas, em função de fatores mais recentes, como a multiplicidade de plataformas e a viabilização de softwares capazes de relacionar objetos virtuais a elementos reais, através de rastreamento por sensores de uma câmera conectada a uma tela de computador ou smartphone, que procede ao gerenciamento de informações de simulação e renderização da imagem, após sua captura e processamento. Neste contexto, o estudo da aplicação da Realidade Aumentada (AR) no campo da Engenharia Ferroviária e Logística, mostra-se como um potencial tanto para o ensino da Análise Estrutural, como para atividades profissionais (Fernandes [1]) tais como montagem, inspeção, manutenção e treinamento, em função da maior interatividade que o usuário tem em manipular esses elementos, tornando o processo mais dinâmico, como é exemplificado na Figura 1.

Figura 2: Usuário em interação com o projeto em tempo real.



Fonte: Pauley.co.uk.

3. DESENVOLVIMENTO DE MODELOS AR COM UNITY 3D E VUFORIA

Unity 3D é uma engine de desenvolvimento de jogos 2D/3D, desenvolvida pela Unity Technologies. Com ela, podem ser desenvolvidos diversos gêneros de jogos, sendo eles: educacionais, fps, de plataforma, RPGs, entre outros (Unity [7]). O grande crescimento da Unity 3D ocorreu pela aceitação do uso da ferramenta que possui suporte com as linguagens mais utilizadas no mercado de desenvolvimento de jogos, tais como C#, Javascript e Boo; outro aspecto facilitador da sua popularização foi a capacidade de desenvolver para as plataformas: Windows, Linux, Mac, IOS, Wii, Playstation 3 e 4, Xbox 360 e One e Web (através do Unity Web Player) (Unity 3D [8]).

Para desenvolver o modelo da ponte com Realidade Aumentada, utilizou-se o SDK (Software Development Kit) Vuforia, desenvolvido pela Qualcomm 3D (Vuforia [9]), que consiste em uma extensão para leitura de marcações 2D através de dispositivos que possuem câmera.

Dentro do pacote do Vuforia, quando importado para o Unity 3D, existe uma estrutura de pasta que é considerada importante, pois é nela onde estão armazenados todos os arquivos para trabalhar com a RA, bem como para identificar onde ficam os marcadores que são essenciais para a aplicação, pois, conforme Rekimoto [3], são os marcadores que vão gerar os objetos virtuais no mundo real. De acordo com Leitão [6], o Vuforia possui uma documentação completa, além de reconhecer qualquer tipo de imagem, não somente marcadores 2D, sendo ágil no reconhecimento de imagens e marcadores.

4. CRIAÇÃO DO BANCO DE DADOS FÍSICOS E GEOMÉTRICOS DA PONTE

Este trabalho teve como foco principal promover a qualidade do ensino no campo da análise estrutural a partir da visualização tridimensional de estruturas físicas em sistemas de AR, com vistas ao refinamento sucessivo dos protótipos. A proposta para a geração de modelos foi introduzir a AR no estudo de cargas móveis para pontes ferroviárias, a fim de facilitar a interpretação da simulação disponível, dado que a tecnologia já vem se firmando como uma importante técnica educacional. Com o uso simultâneo de objetos reais e virtuais com vistas à interação da realidade à renderização tridimensional, acredita-se que tal ferramenta levará a um novo patamar de aquisição do conhecimento, uma vez que o torna mais interessante e potencializa a percepção do aluno.

4.1. BREVE DESCRIÇÃO DA OBRA

O estudo piloto partiu de exemplo da OAE – 13 da Estrada de Ferro de Carajás – Estrutura Metálica Trelaçada – Ponte de Mearim. Como é mostrado nas Figuras 2 e 3. Ela está assentada em aparelhos de apoio metálicos dos pilares P5 e P6 com 70 metros de vão.

Figura 3: Vista lateral.



Fonte: Relatório Técnico [4]

Figura 4: Vista frontal.



Fonte: Relatório Técnico [4].

4.2. MODELAGEM DA PONTE

As informações quanto aos tipos de perfis foram categorizadas conforme os elementos estruturais que a constituem nas plantas originais do projeto. A superestrutura da ferrovia foi modelada considerando uma laje de concreto onde seria disposto o lastro de brita, dormentes de madeira e trilho TR-68.

As linguagens e ferramentas para o processo de análise gráfica, foram obtidas com a modelagem da ponte em formato .dwg (Autocad 3D), figuras 3 e 4 – que foi exportado para o formato .skp (Google SketchUp) para a criação de um banco de texturas para tornar a estrutura mais próxima da realidade (renderização), conforme mostra a Figura 5. Parte das informações se encontram no relatório técnico feito no projeto para Desenvolvimento de Metodologia para Avaliação da Integridade de Pontes e Viadutos ao Longo da Estrada de Ferro Carajás e em plantas originais da ponte de Mearim.

Figura 3: Vista 3D da ponte considerando a disposição dos perfis.

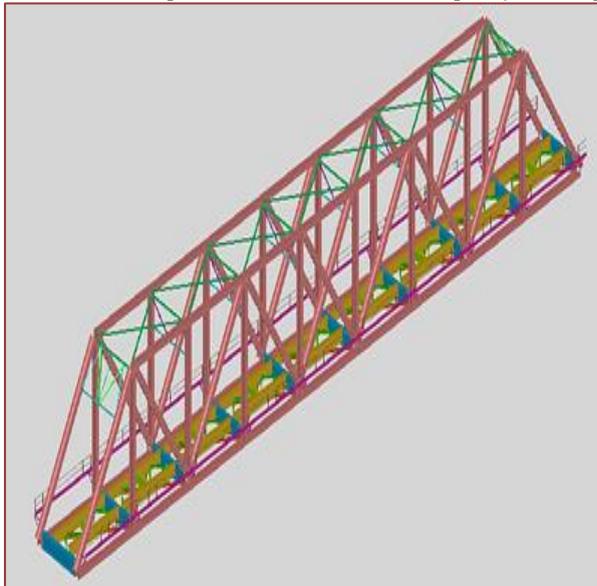


Figura 4: Vista 3D da ponte considerando a superestrutura da via permanente.

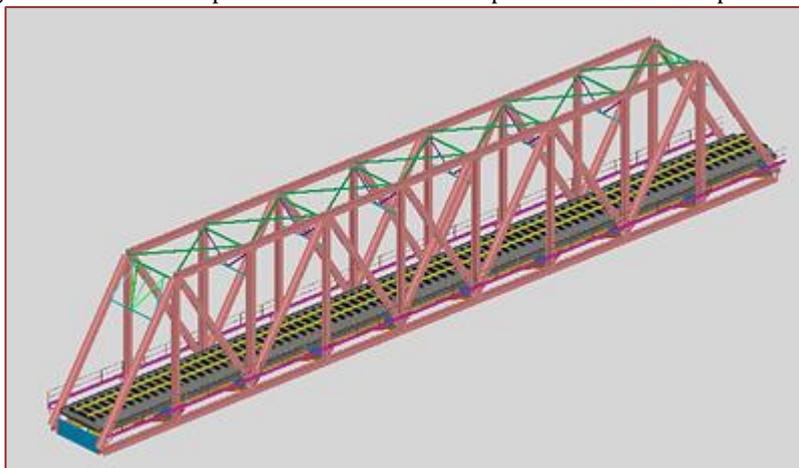
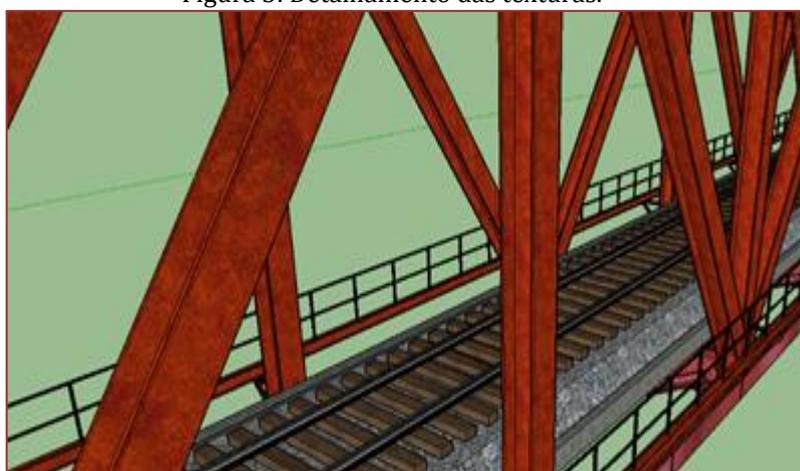


Figura 5: Detalhamento das texturas.



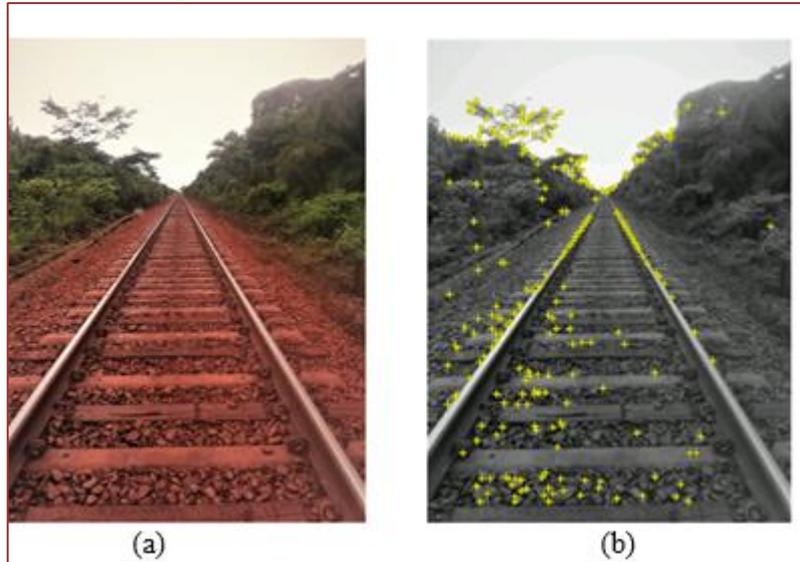
5. ELABORAÇÃO DA CARTILHA

A elaboração da cartilha intitulada “Conhecendo a Ponte Ferroviária de Mearim” foi feita abordando uma introdução do que seria a via permanente e as cargas móveis, seguida pela apresentação das considerações de projeto da ponte em si, bem como dados numérico-experimentais do estudo em questão. Em termos de modelagem numérica feita no programa SAP2000® a carga móvel adotada para a avaliação da estrutura foi o Cooper E-80, trem-tipo americano que segue o padrão da norma AREMA [1] utilizado para transporte de cargas pesadas.

5.1 ESCOLHA DOS MARCADORES

A escolha dos marcadores para serem utilizados em AR pelo programa Vuforia® seguem alguns requisitos necessários para uma boa detecção de alvo e rastreamento de pontos do modelo a ser correlacionado nele. Dentre os requisitos podem se destacar que as imagens devem possuir um bom contraste, riqueza em detalhes e possuir formato JPG ou PNG de 24 ou 8 bits. Devem ser evitadas formas orgânicas, além de padrões repetitivos. A seguir nas figuras 6.a à 13.b são mostradas as imagens utilizadas para serem utilizadas como marcadores e os pontos de captura de alvos rastreados pelo programa a ser utilizadas pelo reconhecimento na câmera.

Figura 6: Marcador da via permanente. Em (a): Foto real; (b): Pontos de reconhecimento.



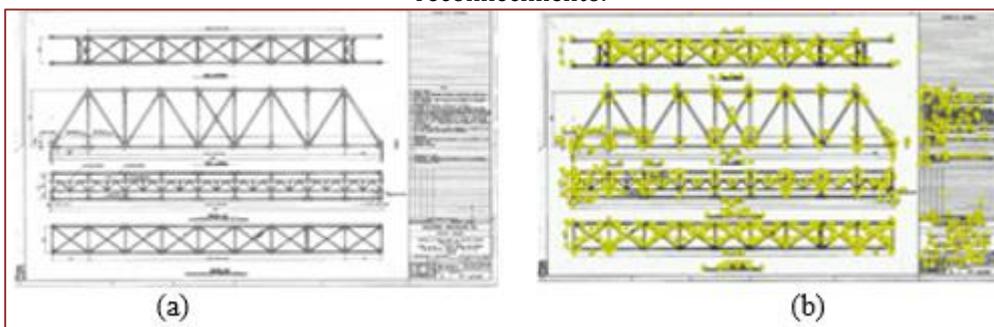
Fonte: Autoras.

Figura 7: Marcador trem tipo ferroviário. Em (a): Foto real; (b): Pontos de reconhecimento.



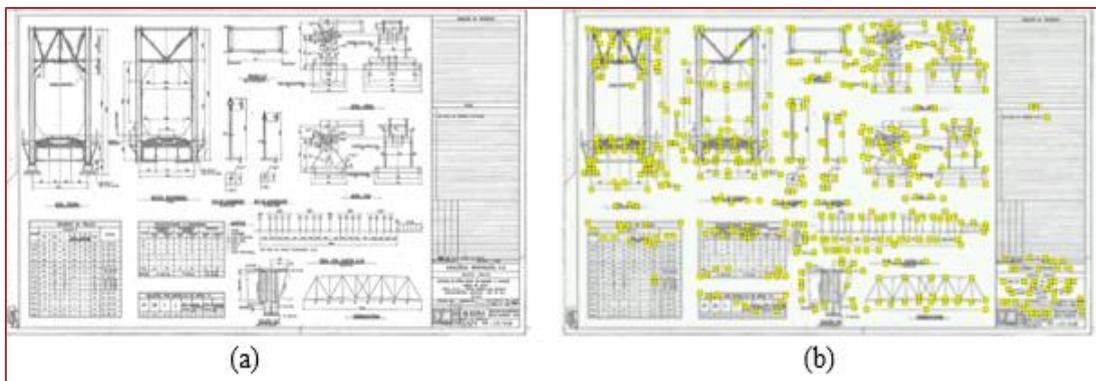
Fonte: Flickr.com.

Figura 8: Marcador planta de detalhamento seção longitudinal. Em (a): Foto real; (b): Pontos de reconhecimento.



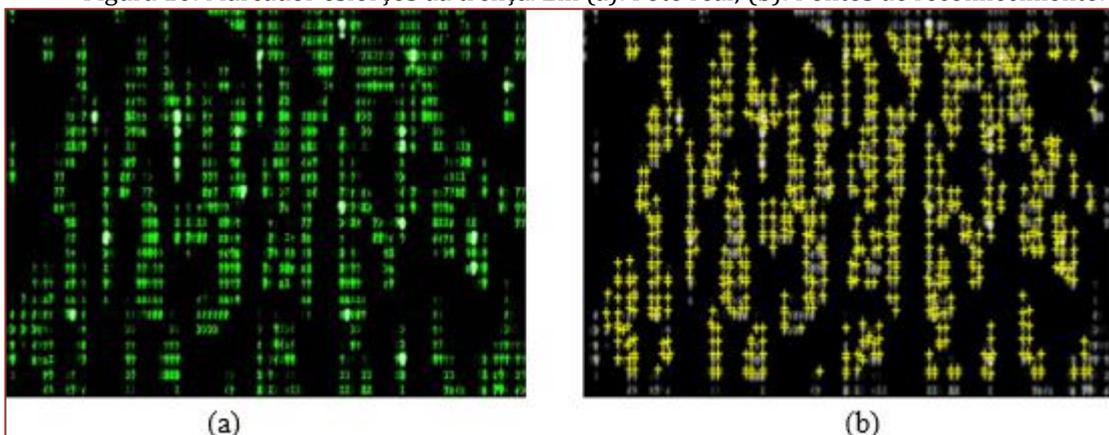
Fonte: Seebla Engenharia.

Figura 9: Marcador planta de detalhamento seção transversal. Em (a): Foto real; (b): Pontos de reconhecimento.



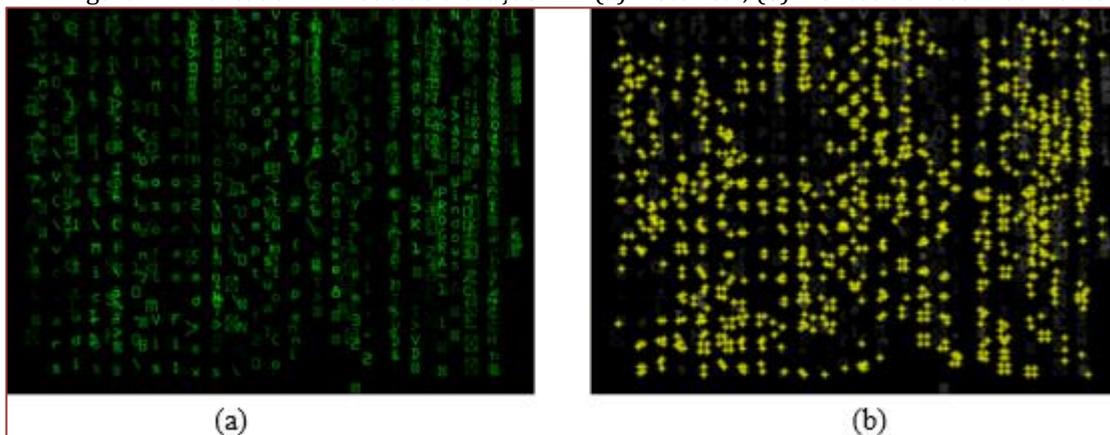
Fonte: Seebla Engenharia.

Figura 10: Marcador esforços da treliça. Em (a): Foto real; (b): Pontos de reconhecimento.



Fonte: Google Images.

Figura 11: Marcador 1º modo de vibração. Em (a): Foto real; (b): Pontos de reconhecimento.



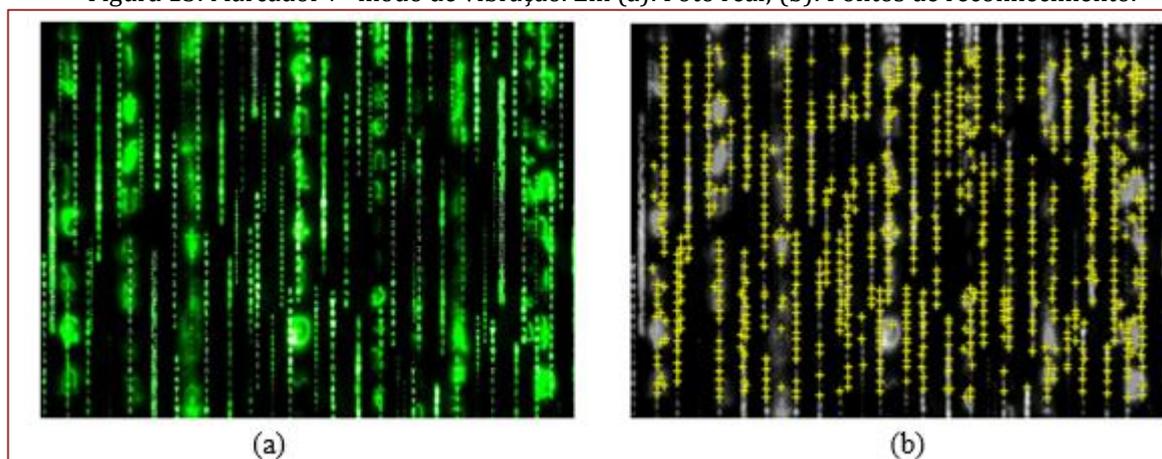
Fonte: Google Images.

Figura 12: Marcador 4º modo de vibração. Em (a): Foto real; (b): Pontos de reconhecimento.



Fonte: Google Images.

Figura 13: Marcador 7º modo de vibração. Em (a): Foto real; (b): Pontos de reconhecimento.



Fonte: Google Images.

5.2. RECONHECIMENTO AR

Com base nos pontos coletados e armazenados no banco de dados do Vuforia® para a implementação de AR da ponte, a seguir das figuras 14 à 21 serão mostradas imagens com a implementação dos marcadores na cartilha.

Figura 14: Modelo AR 1 referente ao marcador da via permanente.



Figura 15: Modelo AR 2 referente à Cargas Móveis.

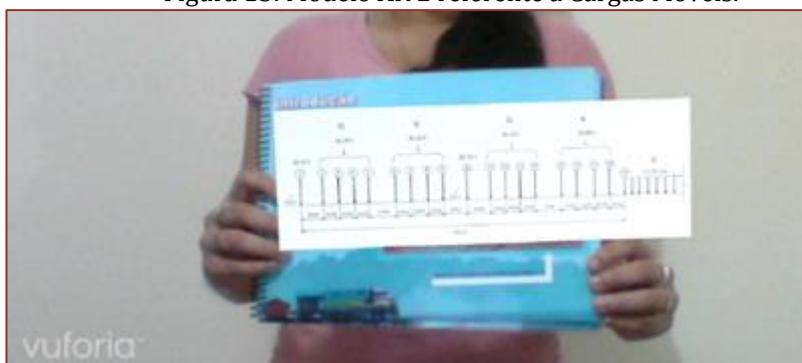


Figura 16: Modelo AR 3 referente ao projeto da estrutura metálica.



Figura 17: Modelo AR 4 referente ao detalhamento com a via permanente.



Figura 18: Modelo AR 5 referente aos esforços da treliça. Onde: Vermelho (Barras comprimidas), Amarelo (Barras Tracionadas), Azul (Barras Neutras).

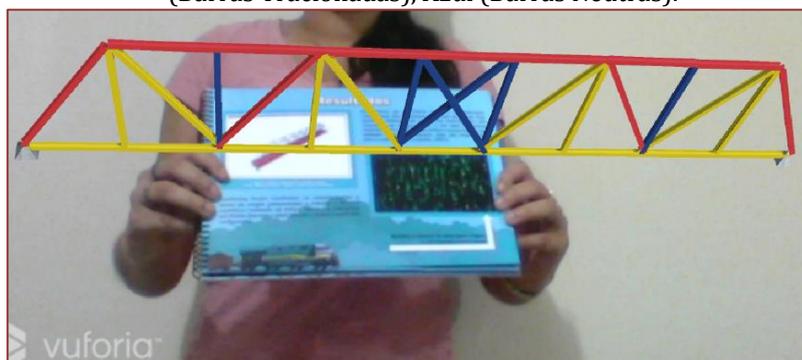


Figura 19: Modelo AR 6 referente ao 1º modo (1º lateral).

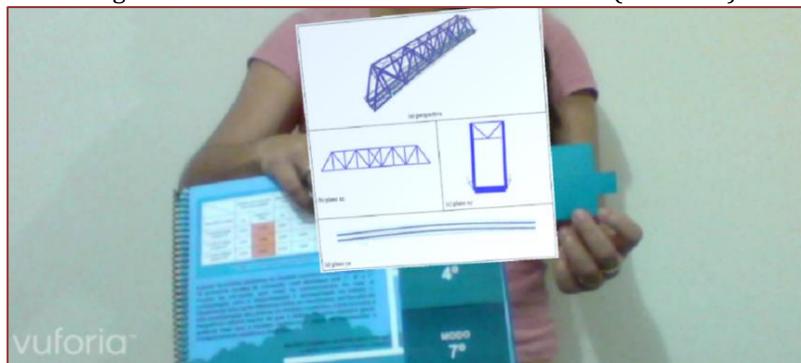


Figura 20: Modelo AR 7 referente ao 4º modo (1º transversal).

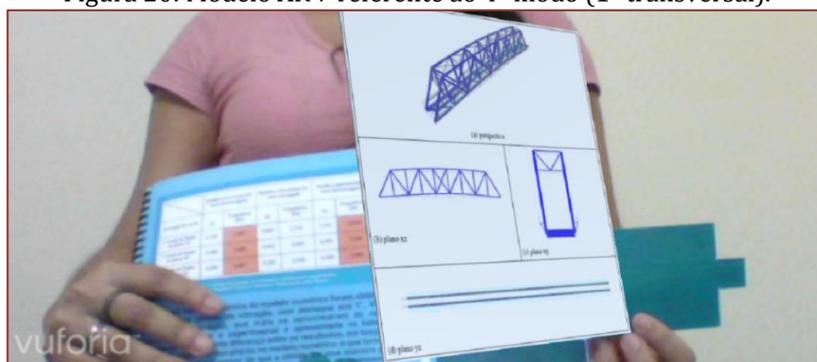
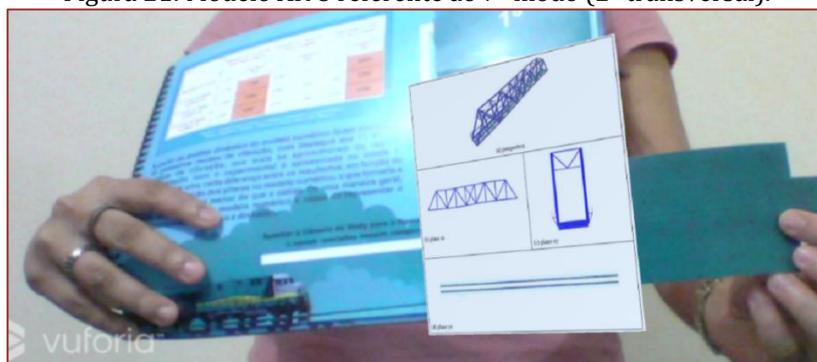


Figura 21: Modelo AR 8 referente ao 7º modo (2º transversal).



Os modelos de AR implementados apresentaram boa manipulação e estabilidade, isso se deve ao fato da câmera em conjunto com o programa possuir um bom posicionamento do objeto para orientação de rastreamento. Com isso busca-se facilitar a especificação das relações espaciais conhecidas e mesmo a dedução de outras que envolvam as entidades presente na cena. Isso reduz drasticamente o escopo de conhecimentos especializados requeridos para administrar e configurar rastreamentos. Tal simplificação pode tornar a proposta mais imersiva na medida em que fornece uma visualização 3D mais realista do ponto de vista da coerência espacial.

6. CONCLUSÕES

A Realidade Aumentada vem revolucionando a criação de soluções interativas ao modificar a relação do usuário com o objeto virtual que é manipulado no mundo real. Este trabalho abordou o uso da AR como tecnologia capaz de contribuir para a criação de sistemas aplicativos e como uma poderosa ferramenta que pode tanto ser utilizada para o processo de ensino aprendizagem, como para concepção de projetos.

Com esta pesquisa espera-se a possibilidade de aferir qualitativamente e quantitativamente o acréscimo da inserção da tecnologia de AR voltado à projetos de pontes ferroviárias, uma vez que poderá indicar a elaboração e apresentação de novos meios para execução destas avaliações, implicando em possíveis mudanças nas decisões em projetos de construções futuras. De imediato, já se observa que o aumento da interação do sistema com o usuário tem tornado o aprendizado mais dinâmico, tratando-se, portanto, de uma ferramenta promissora, particularmente se voltada ao ensino.

7. AGRADECIMENTOS

Em especial ao professor Dr. Remo Magalhães de Souza que tão gentilmente nos concedeu o acervo técnico necessário para que fosse possível a modelagem da Estrutura Metálica Treliçada de Mearim. Ao Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica (PIBIC) pelo investimento no projeto. A Huna Produções pelo auxílio para que fosse elaborada a arte da cartilha.

REFERENCES

- [1] Arema – American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (2013). “Manual for Railway Engineering”. Lanham, v. 2.
- [2] G. A. Fernandes. Realidade Aumentada Aplicada a Atividades de Inspeção e Manutenção em Engenharia Civil. Tese (Tese de Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.
- [3] J. Rekimoto. Matrix: a real-time object identification and registration method for augmented reality. Proceedings. 3rd Asia Pacific Computer Human Interaction. 1998.
- [4] R. Azuma. A Survey of Augmented Reality. Teleoperators and Virtual Environments, vol. 6, n. 4, pp. 355-385, 1997.
- [5] [5] Relatório Técnico. Primeira Etapa – Volume 2: Obra de Arte Especial nº 13 – Ponte sobre o Rio Mearim – Parte 2: Estrutura Metálica Treliçada. Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Faculdade de Engenharia Civil. Belém, Pará, 111p, 2008.
- [6] [6] R. M. V. Leitão. Aprendizagem baseada em jogos: realidade aumentada no ensino de sólidos geométricos. Universidade Aberta, Programa de Pós-Graduação em Expressão Gráfica e Audiovisual. Dissertação de Mestrado, 2013.
- [7] [7] Unity 3D, Technologies. (2015.a). Unity 3D User Manual. Disponível em: <http://docs.unity3d.com/Manual/>, Acesso em Abril de 2018.
- [8] [8] Unity 3D, Technologies. (2015.b). Unity 3D Public Relations. Disponível em: <https://unity3d.com/pt/public-relations>, Acesso em Abril de 2018.
- [9] [9] Vuforia, Qualcomm. (2015). Manual Vuforia Developer. Disponível em: <http://developer.vuforia.com/resouces/tutorials/>, Acesso em Março de 2018.
- [10] [10] W. Li., A. Y. C. Nee and Ong, S. K. A State-of-the-Art Review of Augmented Reality in Engineering Analysis and Simulation. Multimodal Technologies and Interact, 2017.

Capítulo 19

Acidentes de trânsito no Ceará e o papel da perícia: Uma análise descritiva a partir de dados oficiais

Bruno Vinícius de Menezes Barros

Diogenes Linard Aquino Freitas

Cicero Cezar Ferreira Dantas

Raquel Colares Abreu

Hícaro Sales de Oliveira Torres

Jacieli Martins Teles da Silva Morais

Resumo: Este trabalho teve como objetivo realizar uma pesquisa sobre acidentes de trânsito e sobre a aplicação da perícia de trânsito, bem como tratar e analisar dados cearenses sobre acidentes de trânsito e suas vítimas, buscando estudar descritivamente tais acidentes e definir um perfil para as vítimas. Para tal, foram utilizados dados secundários, coletados dos Anuários Estatísticos do Ceará, dos anos de 2010 a 2016, produzidos pelo Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará (IPECE). Concluiu-se, dentre outras, que colisão/abalroamento foi o tipo mais comum de acidente; acidentes que geraram danos materiais foram os mais frequentes; as vítimas do sexo masculino foram as que mais se envolveram em acidentes de trânsito; o perfil médio das vítimas não fatais é um indivíduo do sexo masculino, motociclista, com idade de 34,4 anos; e o perfil médio das vítimas fatais é um indivíduo do sexo masculino, motociclista, com idade de 37,8 anos.

Palavras-chave: Acidentes de trânsito, Perícia, Perfil das vítimas, Ceará.

1. INTRODUÇÃO

De acordo com Ministério da Saúde, os acidentes de transporte terrestre no Brasil foram responsáveis pelo óbito de cerca de 43 mil pessoas em 2013, com aproximadamente 170 mil internações custeadas pelo Sistema Único de Saúde (SUS) (Ipea, 2016). Isso faz com que esses acidentes sejam uma das principais causas de morte no país. Nesse aspecto, levando em conta o crescimento acelerado da frota de veículos automotores, que vem ocorrendo desde o estabelecimento da indústria automobilística no país, e mais recentemente com as políticas que favoreceram a ampliação da capacidade produtiva desse setor, essa situação tende a se agravar ainda mais (Carvalho, 2016).

Segundo o Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (Ipea), as vendas de motocicletas tiveram crescimento cerca de três vezes superior ao crescimento do produto interno bruto (PIB) do Brasil nos últimos quinze anos (Ipea, 2016). As motocicletas, por suas características particulares, apresentam baixa proteção aos usuários em caso de colisão e queda, elevando os índices de mortalidade no trânsito. Em uma intensidade menor, as vendas de automóveis tiveram crescimento cerca de duas vezes maior do que o crescimento do PIB no mesmo período. Com maior quantidade de veículos nas vias, elevam-se o número de acidentes com vítimas, principalmente nas rodovias brasileiras, onde ocorre a maior parte de acidentes com vítimas fatais.

Comparando os números envolvendo acidentes de carro e de motocicletas, estes representam quase um terço das mortes. Na última década, as mortes de usuários de carro subiram 32%, enquanto que para usuários de motocicleta aumentaram em 130%. Fatos que constituem em verdadeira agravação da epidemia nacional (Fukassawa, 2015).

Os casos de acidente de trânsito ocupam enormes espaços dos escaninhos policiais e forenses, convertendo-se numa verdadeira epidemia e prejudicando milhares de famílias brasileiras. O país ocupa o primeiro lugar no planeta em taxa de mortes no trânsito. Notícia-se que em média 60 mil pessoas morrem por ano no Brasil, e em média 300 mil ficam com invalidez permanente (Fukassawa, 2015).

Apesar de ter sido apresentada uma análise nacional, os índices cearenses seguem proporções similares. E, diante da relevância do tema para o país, bem como para o estado do Ceará, o presente trabalho objetivou realizar uma pesquisa sobre acidentes de trânsito e sobre a aplicação da perícia nesse contexto, bem como tratar e analisar dados cearenses sobre acidentes de trânsito e suas vítimas, produzidos pelo Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará (IPECE), de 2010 a 2016, buscando estudar descritivamente tais acidentes e definir um perfil para as vítimas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, em sua NBR 10697, define acidente de trânsito como:

Acidente de trânsito é todo evento não premeditado de que resulte dano em veículo ou na sua carga e/ou lesões em pessoas e/ou animais, em que pelo menos uma das partes está em movimento nas vias terrestres ou áreas abertas ao público. Pode originar-se, terminar ou envolver veículo parcialmente na via pública (ABNT, 2018).

De acordo com Paula e Régio (2008), a ocorrência de um acidente de trânsito é resultado da interação de fatores adversos expostos na via pública (sítio do acidente). Tais fatores podem estar associados com a via propriamente dita, com o ambiente, com os veículos e, também, ao próprio comportamento perigoso dos indivíduos, na direção dos veículos ou locomovendo-se a pé. Dessa forma, um cenário de risco resultará em um acidente de trânsito caso exista uma relação perversa de alguns desses fatores.

Segundo Akishino (2004), os fatores que contribuem para os acidentes são classificados em quatro grupos: humanos, da via e/ou meio ambiente, veiculares e institucional/social.

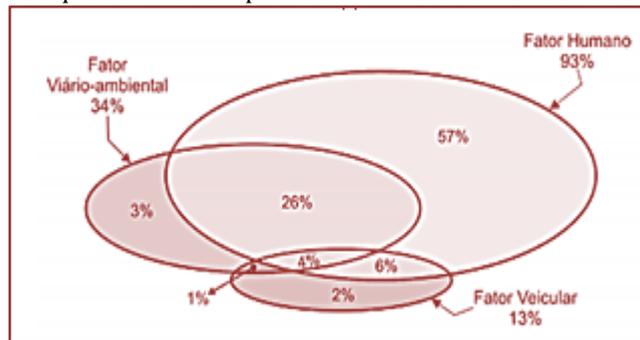
Fatores humanos são ações imprudentes do indivíduo no trânsito, seja na condição de condutor de veículo, que pode se envolver em um acidente, seja na de pedestre, arriscando-se a ser atropelado. Estes comportamentos inadequados acarretam, sozinhos ou juntamente com outros fatores, favorecendo a ocorrência do acidente (ANDRADE, 2009).

Já os fatores da via e/ou meio ambiente são aspectos inseguros da via e/ou do ambiente no instante do acidente, podendo ter cooperado para sua ocorrência. Os aspectos inseguros podem estar ligados às falhas de projeto da via, à falta de manutenção da sinalização, às condições do pavimento, às condições do clima etc. (ANDRADE, 2009).

Quanto aos fatores veiculares, são aqueles provocados por defeitos no funcionamento dos veículos envolvidos no acidente, normalmente ocasionados pela má conservação. Farol descalibrado causando ofuscamento, estouro de pneu e dano no freio são exemplos de fatores contribuintes para o acidente, de ordem veicular. Por fim, os fatores institucionais/sociais são todos os fatores relacionados à regulamentação e fiscalização (ANDRADE, 2009).

A Figura 1 abaixo, produzida por Piarc (2013), apresenta uma estimativa internacional a respeito do envolvimento dos fatores que contribuem para os acidentes.

Figura 1 – Fatores que Contribuem para os Acidentes de Trânsito e suas Inter-Relações



Fonte: PIARC, 2013.

Conforme a NBR 10697 (ABNT, 2018), os acidentes podem ser classificados em colisões, abalroamentos, choques, acidentes com pedestres, tombamentos, capotagens, engavetamentos, quedas e outros. Ainda, cada tipo de acidente pode ser subdividido, com a intenção de favorecer o entendimento sobre a cinemática do acontecimento.

Pela norma supracitada, pode-se definir:

- Colisão/Abalroamento: acidentes no qual um veículo que está em movimento impacta-se com outro veículo também em movimento;
- Choque: definido como o impacto de um veículo movimentando-se na via de trânsito contra qualquer objeto fixo ou móvel, parado, podendo este objeto ser outro veículo, barreira de concreto, postes, árvores etc.;
- Acidentes com pedestres: são subdivididos em: atropelamento, o acidente no qual o pedestre ou um animal sofre um impacto de um veículo; e acidente pessoal de trânsito, que é qualquer evento no qual o pedestre sofre danos físicos ou materiais, sem haver participação de um veículo ou uma ação criminosa;
- Capotamento: acidente em que o veículo rotaciona 180° sobre seu próprio eixo, independentemente do sentido, findando, em repouso, com as rodas voltadas para cima. Ficando, assim, imobilizado;
- Tombamentos: semelhante ao capotamento, mas o veículo não chega a girar 180°, ele imobiliza-se em uma de suas laterais, traseira ou frente;
- Engavetamentos: aqui há o envolvimento de três ou mais veículos. Há o impacto entre os veículos envolvidos, estando todos num mesmo sentido de circulação;
- Queda: acidente onde o impacto tem origem na queda livre do veículo, bem como da queda de pessoas ou cargas que estão sendo por ele transportadas;
- Outros tipos de acidentes: acidentes que não se enquadrem em nenhum dos tipos anteriores.

Coca et al. (2012) afirmam que alguns acidentes podem ocorrer da combinação de dois ou mais tipos de acidentes. Por exemplo, um veículo pode estar trafegando quando sofre o impacto com um animal atravessando a rodovia (caracterizando um atropelamento), em seguida o condutor perde o controle do carro, chocando-se com a defesa metálica ao lado da pista (caracterizando um choque).

Esses acidentes são definidos como acidentes complexos.

A Polícia Militar brasileira adota também a classificação de acidentes de trânsito quanto à gravidade em três categorias: acidentes de trânsito sem vítimas (apenas com danos materiais), com vítimas não fatais (vítimas feridas) e com vítimas fatais (COCA et al., 2012).

A NBR 12898 (ABNT, 1993) classifica as vítimas de acidentes de trânsito de acordo com seus ferimentos no momento do acidente, ou em até 30 dias após sua ocorrência, em três tipos: vítima fatal de acidente de trânsito, se a vítima não resistir aos ferimentos sofridos no acidente e vem a falecer no momento do mesmo ou em até 30 dias depois; vítima de acidente de trânsito com ferimento grave, no qual a vítima sofreu lesões que necessitam de tratamento médico por um período maior de tempo, causando-a incapacidade temporária ou permanente para ocupações rotineiras; e vítima de acidente de trânsito com natureza leve, se a vítima sofreu lesões que não a impedem de exercer suas ocupações rotineiras.

No que diz respeito à perícia de trânsito, alguns aspectos devem ser discutidos. O primeiro é o local de acidente. Esse local pode ser definido, em geral, como a área onde aconteceu o fato propriamente dito, bem como seus arredores, até onde se observa características do acidente (DOREA, 2010).

Segundo a **Secretaria de Estado de Justiça e Segurança Pública do Mato Grosso** (SEJUSP/MT, 2005), o levantamento do local de acidente pode ser separado em três fases. A primeira compreende o levantamento de dados da via, da posição dos veículos e de elementos relacionados ao acidente em questão. Já a segunda, diz respeito ao levantamento de dados do veículo. Por fim, a terceira, corresponde à busca de dados sobre os condutores e proprietários dos veículos, com a respectiva oitiva das versões de cada envolvido, caso possível.

Cada ambiente é singular e exige do perito um conjunto de cuidados na sua preparação e na organização de suas funções, buscando alcançar a autenticidade dos eventos ocorridos. No decorrer do exame pericial, os requisitos podem mudar conforme novos indícios sejam reconhecidos, e o perito terá que se adaptar ao novo cenário (DOREA, 2010).

Em geral, quem primeiro chega ao local do acidente é a Polícia Militar, seguida por equipes do Corpo de Bombeiros ou da Defesa Civil e, posteriormente, a Polícia Civil. Por último, a equipe da Perícia Oficial. Nas rodovias federais, quem primeiro atende as ocorrências são os policiais rodoviários federais. Nessas condições é imprescindível garantir a preservação do local, seguido de um bom isolamento. O responsável direto pela preservação do local é a autoridade policial (Delegado de Polícia) que deverá estar presente no local para que sejam feitas as devidas correções quanto ao isolamento. Segundo Ludwig (1995, p 32):

Isso significa que, para preservar os vestígios da infração, o local deve ser isolado, isto é, separado da interferência de pessoas não-credenciadas, de animais e de fenômenos naturais. É uma medida muito importante, pois a autoridade encarregada das investigações, e os técnicos por ela requisitados, precisam do local tal como foi deixado após a ocorrência delituosa. Caso contrário, terá que ser declarado inidôneo o local, embora não seja motivo para o não exame Ludwig (1995, p 32).

Quanto a requisição da perícia, feito o isolamento, a autoridade policial poderá requerer, se necessário, a requisição da perícia para o local de acidente de trânsito, seguindo o critério abaixo, como exposto pela **SEJUSP/MT (2005)**:

- a. Perícia de acidentes com vítima fatal: nesse caso a perícia é indiscutível e imprescindível;
- b. Perícia de acidentes com vítima – lesão grave: já possuindo, a autoridade policial, informações das condições da vítima, coletadas do Pronto Socorro, de relatos de testemunhas etc., levando a crer que a vítima se encontra em condições graves, entende-se que a autoridade policial deve requisitar a perícia de trânsito;
- c. Perícia de acidentes envolvendo veículos oficiais: os critérios de requisição nesse caso são definidos de formas diferentes por cada estado. No estado do Ceará há a obrigatoriedade;
- d. Perícia de danos em veículo, caracterizando apenas crime contra o patrimônio: a requisição não se faz necessária. No entanto, caso haja a constatação, posteriormente, que tal local foi alterado, tendo ocorrido vítima fatal ou com grave lesão, a autoridade policial poderá requisitar a perícia oficial;
- e. Perícia de danos em veículo, caracterizando apenas crime contra o patrimônio público: nesse caso, há a obrigatoriedade.

De acordo com **Mallmith (2007)**, os acidentes de trânsito deixam vestígios no local do ocorrido. O autor define vestígio como qualquer marca, objeto ou sinal sensível que sugira relação com o fato investigado. A sua existência pressupõe a existência de um agente causador e de um suporte adequado para a sua execução.

Os principais vestígios, segundo a **SEJUSP/MT (2005)**, são:

- a. **Fricção:** se caracteriza por marcas de contato entre as partes metálicas de um veículo e uma superfície dura, asfalto ou concreto;
- b. **Marcas pneumáticas de frenagem, derrapagem ou rolamento:** produzidas, respectivamente, pelo veículos que se encontra com os pneumáticos travados; quando o veículo se desloca em processo de rodagem, em curva, deslocando-se transversalmente; e quando o veículo se desloca em terra mole, imprimindo as marcas dos pneumáticos ou depositando algum material sobre o percurso, definindo sua trajetória;
- c. **Sulcagem:** é decorrente do contato violento entre as partes metálicas de uma unidade veicular e a superfície asfáltica ou de concreto, caracterizada pela retirada de parte da camada da superficial da pista. A sulcagem demarca na pista um sulco, bem característico, o que a diferencia das marcas de fricção;
- d. **Fragments:** são as peças desprendidas dos veículos quando de uma colisão. Definir as posições de tais fragmentos auxiliam na definição da trajetória dos veículos envolvidos, bem como são elementos que auxiliam no cálculo da velocidade dos veículos pela projeção dos fragmentos;
- e. **Líquidos:** após a colisão, devido aos danos, os veículos podem derramar óleo, combustível ou mesmo água, que ficam depositados na pista. Os vestígios como os líquidos auxiliam na definição da trajetória dos veículos envolvidos.
- f. **Material orgânico:** manchas de sangue, pelos, fragmentos de pele e até mesmo ossos são encontrados em locais de acidentes de trânsito. Tais elementos devem ser catalogados, identificados e localizados nos croquis;
- g. **Cargas:** veículos que portam carga, após um acidente, podem ter seu conteúdo espalhado pela pista, ou ainda ter todo ou parte do mesmo dentro do compartimento de carga. Em tais condições, a carga de um veículo é importante para análise de um acidente.

Tendo analisado o local do acidente de trânsito e seus vestígios, o Perito passa para o levantamento das provas. A prova pericial em acidentes de trânsito tem por intenção reconstruir o acidente e identificar o causador, motivo e razões. Sem ela, pode-se utilizar da prova oral, que também é um meio de prova com a intenção de convencer o juiz, se a situação requerer, perante o fato típico, ilícito e culpável do acidente ocorrido (NETO, et. al., 2018).

De acordo com Neto et. al (2018), ao se utilizar provas produzidas pela perícia, o acidente de trânsito passa a ser visto não só como um fato técnico e humano, mas também como mecânico, psicológico, fisiológico, ambiental e emocional. Assim, destaca-se um outro tipo de prova utilizada nos delitos de trânsito: a prova oral, que pode ser considerada complemento da prova pericial, quando compatíveis. Havendo contradição entre essas provas, a prova oral é rejeitada prontamente, pois frequentemente as partes envolvidas e as testemunhas não se mantêm imparciais. Porém, caso as provas periciais não sejam suficientes, o uso da prova oral pode se tornar uma solução para o julgador do fato.

3. METODOLOGIA

A produção deste trabalho teve início com a seleção de artigos e um posterior estudo sobre acidentes de trânsito, bem como sobre a aplicação da perícia forense nesses acidentes.

Para Treinta (2001), o estudo literário prévio busca identificar o que foi produzido de conhecimento pela comunidade científica sobre esse tema e, ao mesmo tempo, avaliar as principais tendências da pesquisa sobre ele. Já para Marconi & Lakatos (1996), a finalidade desse estudo é deixar o pesquisador em contato direto com o que foi escrito sobre determinado tema, com a intenção de permitir ao cientista o suporte na análise de suas pesquisas ou contextualização de suas informações.

Feitos a seleção literária e o estudo, partiu-se para a definição do método de pesquisa. Utilizou-se aqui o método quantitativo. Segundo Godoy (1995), num estudo quantitativo o pesquisador conduz sua pesquisa a partir de um plano previamente estabelecido, com variáveis operacionalmente definidas. Há clara preocupação com a medição objetiva e a quantificação dos resultados. Busca-se a precisão, evitando distorções na etapa de análise e interpretação dos dados. Garante-se, assim, segurança em relação às inferências obtidas.

Ainda em acordo com Godoy (1995), na defesa do método quantitativo, enquanto suficiente para explicar a realidade, está a questão da objetividade, que somente é possível se for realizada por instrumentos padronizados, pretensamente neutros, assegurando, assim, generalizações com precisão e objetividade.

Nesta pesquisa foram utilizados dados secundários, coletados dos Anuários Estatísticos do Ceará, dos anos de 2010 a 2016, produzidos pelo Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará (IPECE). Vale destacar que os dados referentes ao ano de 2016 são os mais atuais fornecidos pelo Instituto, no momento da produção desta pesquisa.

Os dados secundários são aqueles que já foram coletados, tabulados, que estão publicados à disposição dos interessados e foram produzidos para uma finalidade geralmente diferente do problema em pauta. As fontes básicas dos dados secundários são: empresas, publicações acadêmicas, governos e instituições não governamentais (MATTAR, 2008).

Para Malhotra (2001), a análise dos dados secundários pode ajudar a identificar e definir o problema, desenvolver uma abordagem do problema e formular uma concepção adequada de pesquisa. De acordo com Mattar (2008), as vantagens da utilização de dados secundários são a economia de tempo, dinheiro e esforços, pois o tempo dedicado à análise de tais dados pode favorecer uma melhor compreensão do problema em estudo, indicar a coleta de outros tipos de dados e servir como fonte comparativa e complementar para os dados primários que por ocasião venham a ser coletados.

Os dados coletados nesta pesquisa se dividem em duas categorias: acidentes e vítimas. Para os acidentes foram levantadas, anualmente, quantidades relativas às variáveis Tipo de Acidente (colisões/abalroamento, tombamento/capotagem, atropelamento, colisão com objeto fixo e outros tipos de acidentes) e Tipo de Dano (acidentes que geraram mortes, feridos e danos materiais), também por ano. Quanto aos dados relacionados às vítimas, foram levantadas, anualmente, quantidades separadas em vítimas não fatais e vítimas fatais. Para cada uma dessas foram obtidos dados para as variáveis Sexo (masculino e feminino), Faixa etária e Tipo de vítima (pedestre, passageiro, condutor, ciclista e motociclista).

Feita a coleta e a separação prévia dos dados, os mesmos foram tabulados conforme a necessidade da pesquisa, bem como utilizados para a construção de gráficos auxiliares às análises. Procedeu-se, então, com o tratamento e com a análise estatística, buscando-se a formulação de um perfil para a vítima e uma análise descritiva dos acidentes. De acordo com Merriam (1998), o processo de coleta e análise dos dados é recursivo e dinâmico, além de ser altamente intuitivo.

A fase do tratamento leva o pesquisador à *elucubração* sobre os dados, produzindo o embate entre a abordagem teórica anterior e a abordagem que a investigação de tais dados tende a contribuir.

Gil (1999) afirma que a análise tem por propósito organizar e sumariar os dados de tal maneira que permitem o fornecimento de respostas ao problema investigado. Já a interpretação tem por propósito a procura do sentido mais abrangente das respostas, o que é feito mediante sua ligação a outros conhecimentos e contextos anteriormente obtidos.

O pesquisador ainda argumenta que a análise dos dados é um processo complexo, que envolve retrocessos entre dados pouco concretos e conceitos abstratos, entre raciocínio indutivo e dedutivo, entre descrição e interpretação. Estes significados ou entendimentos constituem a constatação de um estudo.

A análise estatística, outro passo da análise e interpretação dos dados, é seguida pela tabulação dos dados e realizada em dois níveis: a descrição dos dados e a avaliação das generalizações obtidas a partir desses dados. Tal análise pode ser feita manualmente, com o auxílio de calculadoras ou de computadores eletrônicos. Assim, destaca-se que os *softwares Microsoft® Office Excel e Ibm Spss Statistics®* foram aqui utilizados. O primeiro, para a organização e tabulação dos dados. Já o segundo, para o tratamento estatístico descritivo dos mesmos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

As tabelas 1, 2 e 3 abaixo apresentam os dados utilizados na pesquisa, coletados dos Anuários Estatísticos do Ceará, dos anos de 2010 a 2016, e organizados conforme as categorias Acidentes e Vítimas.

Tabela 1 – Tipos de Acidentes e Tipos de Danos

| Tipos de Acidentes | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | Total |
|-------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| Colisão/Abalroamento | 19.986 | 20.138 | 19.390 | 20.112 | 21.963 | 24.827 | 22.778 | 149.194 |
| Tombamento/Capotagem | 873 | 1.108 | 813 | 851 | 827 | 648 | 645 | 5.765 |
| Atropelamento | 2.379 | 1.877 | 1.732 | 1.941 | 1.791 | 1.281 | 1.172 | 12.173 |
| Colisão com objeto fixo | 1.197 | 1.193 | 1.016 | 1.236 | 1.089 | 996 | 889 | 7.616 |
| Outros | 1.655 | 1.781 | 2.172 | 3.483 | 3.341 | 1.701 | 1.722 | 15.855 |
| Total | 26.090 | 26.097 | 25.123 | 27.623 | 29.011 | 29.453 | 27.206 | 190.603 |
| Tipos de Danos | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | Total |
| Com mortos | 1.558 | 1.958 | 2.672 | 2.653 | 2.876 | 2.478 | 2.088 | 1.6283 |
| Com feridos | 9.623 | 8552 | 9.902 | 9.668 | 8.536 | 8.867 | 8.043 | 6.3191 |
| Com danos materiais | 15.326 | 16.015 | 13.130 | 12.056 | 13.955 | 15.198 | 14.362 | 10.0042 |
| Total | 26.507 | 26525 | 25.704 | 24.377 | 25.367 | 26.543 | 24.493 | 17.9516 |

Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE

Na Tabela 1 foram apresentadas as quantidades para cada tipo de acidente de trânsito, organizadas por ano. Nota-se a presença de dois quantitativos totais: por ano, unindo-se todos os tipos de acidentes; e por acidente, unindo-se as quantidades anuais. Além disso, são destacadas as quantidades anuais relacionadas aos danos. Seguem a mesma organização: por ano, unindo-se os acidentes; e por dano, unindo-se as quantidades anuais. Esclarece-se que na variável “Tipos de danos” não são quantificados os danos, mas os acidentes que provocaram tais danos.

Ainda na Tabela 1, destaca-se, para cada ano, que o total de tipos de acidentes não é igual ao total de acidentes por danos. Os valores dessas variáveis não são excludentes.

Na Tabela 2 baixo foram apresentadas as quantidades de vítimas não fatais, organizadas nas variáveis Sexo, Faixa etária e Tipo de vítima, para cada ano. Nota-se a presença de dois quantitativos totais por variável: por ano, unindo-se todas as pessoas da variável; e por valor da variável, unindo-se as quantidades anuais.

Assim como discutido para a Tabela 1, destaca-se, para cada ano, que os totais para cada variável não são iguais. Isso deve-se, muitas vezes, à falta de informação sobre a idade e o sexo da vítima do acidente.

Tabela 2 – Não Fatais: Sexo, Faixa Etária e Tipo de Vítima

| Não Fatais | | | | | | | | |
|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Sexo | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | Total |
| Masculino | 10.278 | 9.328 | 9.948 | 10.108 | 8.910 | 7.981 | 6.238 | 62.791 |
| Feminino | 2.565 | 2.394 | 2.439 | 2.415 | 1.546 | 1.764 | 1.623 | 14.746 |
| Total | 12.843 | 11.722 | 12.387 | 12.523 | 10.456 | 9.745 | 7.861 | 77.537 |
| Faixa etária | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | Total |
| 0 - 9 anos | 187 | 161 | 153 | 249 | 101 | 81 | 83 | 1.015 |
| 10 - 12 anos | 124 | 81 | 76 | 72 | 53 | 41 | 43 | 490 |
| 13 - 17 anos | 426 | 349 | 399 | 400 | 318 | 250 | 229 | 2371 |
| 18 - 29 anos | 4.260 | 3.558 | 3.665 | 3.842 | 3.255 | 2.865 | 2.296 | 23.741 |
| 30 - 59 anos | 4.289 | 3.714 | 3.882 | 4.263 | 3.632 | 3.372 | 2.708 | 25.860 |
| 60 anos e mais | 516 | 464 | 419 | 452 | 375 | 328 | 288 | 2.842 |
| Total | 9.802 | 8.327 | 8.594 | 9.278 | 7.734 | 6.937 | 5.647 | 56.319 |
| Tipo | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | Total |
| Pedestre | 1.617 | 1.161 | 1.191 | 1.036 | 848 | 521 | 546 | 6.920 |
| Passageiro | 2.827 | 2.641 | 2.783 | 2.522 | 2.244 | 2.060 | 1.859 | 16.936 |
| Condutor | 2.142 | 2.220 | 2.172 | 2.590 | 2.026 | 2.068 | 1.754 | 14.972 |
| Ciclista | 649 | 436 | 425 | 482 | 326 | 294 | 304 | 2.916 |
| Motociclista | 5.971 | 5.605 | 6.327 | 6.565 | 6.171 | 6.763 | 6.184 | 43.586 |
| Total | 13.206 | 12.063 | 12.898 | 13.195 | 11.615 | 11.706 | 10.647 | 85.330 |

Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE.

Tabela 3 - Fatais: Sexo, Faixa Etária e Tipo de Vítima

| Fatais | | | | | | | | |
|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|
| Sexo | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | Total |
| Masculino | 1.417 | 1.770 | 2.004 | 2.345 | 2.582 | 2.199 | 1.863 | 14.180 |
| Feminino | 257 | 291 | 342 | 400 | 442 | 378 | 298 | 2.408 |
| Total | 1.674 | 2.061 | 2.346 | 2.745 | 3.024 | 2.577 | 2.161 | 16.588 |
| Faixa etária | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | Total |
| 0 - 9 anos | 36 | 26 | 24 | 33 | 19 | 25 | 17 | 180 |
| 10 - 12 anos | 12 | 11 | 8 | 12 | 11 | 6 | 6 | 66 |
| 13 - 17 anos | 62 | 57 | 63 | 50 | 55 | 46 | 40 | 373 |
| 18 - 29 anos | 478 | 342 | 376 | 345 | 417 | 372 | 265 | 2.595 |
| 30 - 59 anos | 680 | 556 | 566 | 531 | 577 | 568 | 480 | 3.958 |
| 60 anos e mais | 172 | 138 | 139 | 134 | 136 | 148 | 126 | 993 |
| Total | 1.440 | 1.130 | 1.176 | 1.105 | 1.215 | 1.165 | 934 | 8.165 |
| Tipo | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | Total |
| Pedestre | 314 | 457 | 413 | 530 | 483 | 425 | 327 | 2.949 |
| Passageiro | 259 | 233 | 243 | 217 | 272 | 236 | 184 | 1.644 |
| Condutor | 194 | 318 | 271 | 285 | 236 | 284 | 190 | 1.778 |
| Ciclista | 80 | 77 | 77 | 106 | 85 | 77 | 83 | 585 |
| Motociclista | 567 | 761 | 887 | 776 | 940 | 1.162 | 780 | 5.873 |
| Total | 1.414 | 1.846 | 1.891 | 1.914 | 2.016 | 2.184 | 1.564 | 12.829 |

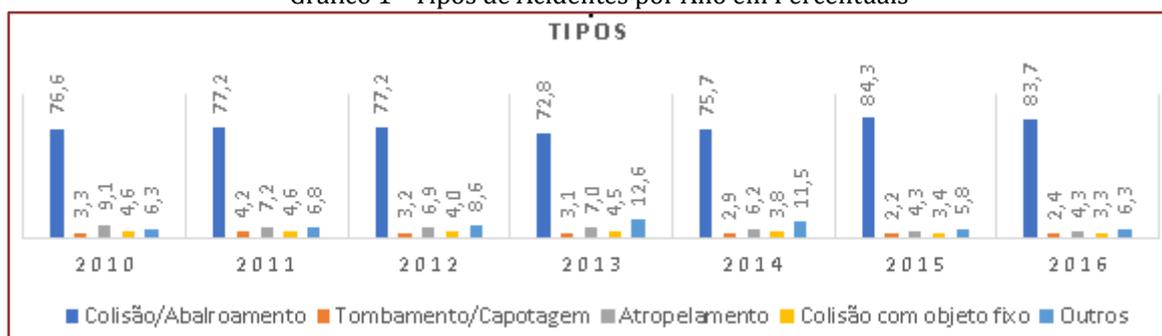
Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE.

Na Tabela 3 abaixo foram apresentadas as quantidades de vítimas fatais. As informações lá contidas devem ser interpretadas como feito para a Tabela 2.

Para uma melhor análise dos dados tabelados, foram produzidos alguns gráficos, como seguem.

Como mostrado no Gráfico 1 abaixo, colisão/abalroamento foi o tipo mais comum de acidente, tendo ultrapassado 72,0 % do total de acidentes ocorridos anualmente, de 2010 a 2016. Em média, apresentou um percentual de 78,2 % ao ano, no período em análise. Isso fez com que esse tipo de acidente ultrapassasse, em média, 75,2 % ao ano o tipo de acidente menos frequente, o tombamento. Este apresentou uma média anual de 3,0 % do total de acidentes.

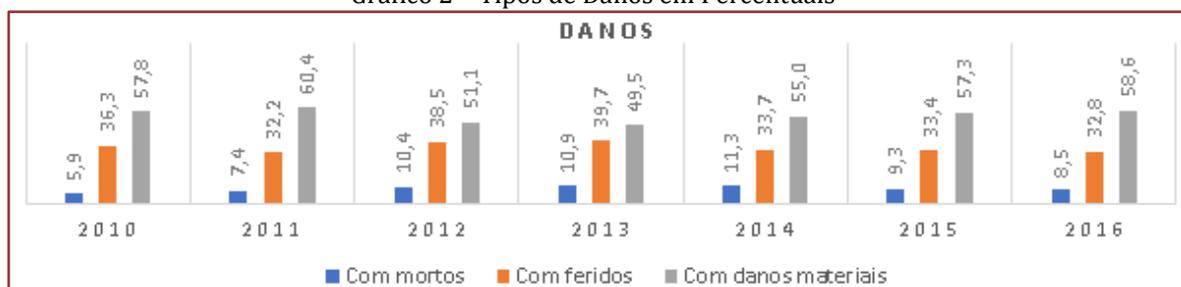
Gráfico 1 - Tipos de Acidentes por Ano em Percentuais



Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE

O Gráfico 2 mostra que os acidentes que geraram danos materiais foram os mais comuns no período, ultrapassando 49,0 % do total de acidentes em todos os anos. Apresentou uma média de 55,7 % ao ano, no período em análise. Já os acidentes que resultaram em mortes, apontaram o menor índice, tendo possuído uma média anual de 9,1 % do total de acidentes.

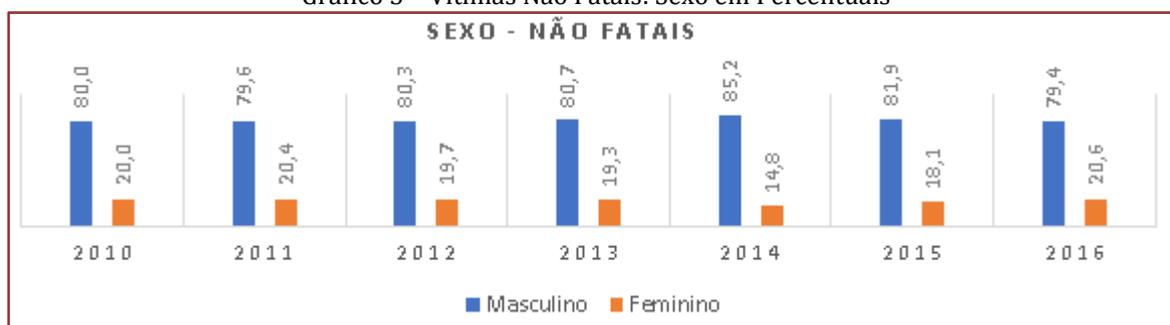
Gráfico 2 – Tipos de Danos em Percentuais



Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE

O Gráfico 3 que segue mostra que o sexo masculino foi o que mais se envolveu em acidentes de trânsito no período, atingindo anualmente mais de 79,0 % da quantidade total de vítimas não fatais. Apresentou uma média de 81,0 % ao ano, contra uma média de 19,0 % ao ano para o sexo feminino, no período.

Gráfico 3 – Vítimas Não Fatais: Sexo em Percentuais

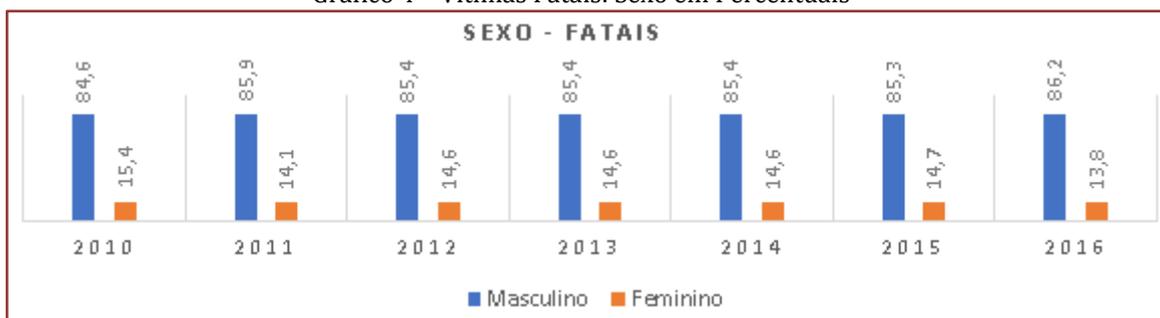


Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE.

Em valores absolutos, em média 8.970 indivíduos do sexo masculino se envolveram em acidentes não fatais, anualmente, de 2010 a 2016. O número máximo de vítimas do sexo masculino foi em 2010, de 10.278. Já o mínimo, deu-se em 2016, sendo de 6.238. As quantidades máxima e mínima para o sexo feminino foram, respectivamente, 2.565 (ano 2016) e 1.546 (ano 2014) vítimas não fatais.

O Gráfico 4 a seguir mostra que o sexo masculino foi também o que mais se envolveu em acidentes de trânsito envolvendo vítimas fatais no período, atingindo anualmente mais de 84 % da quantidade total de vítimas fatais. Apresentou uma média de 85,5 % ao ano, contra uma média de 14,5 % ao ano para o sexo feminino, no período.

Gráfico 4 – Vítimas Fatais: Sexo em Percentuais



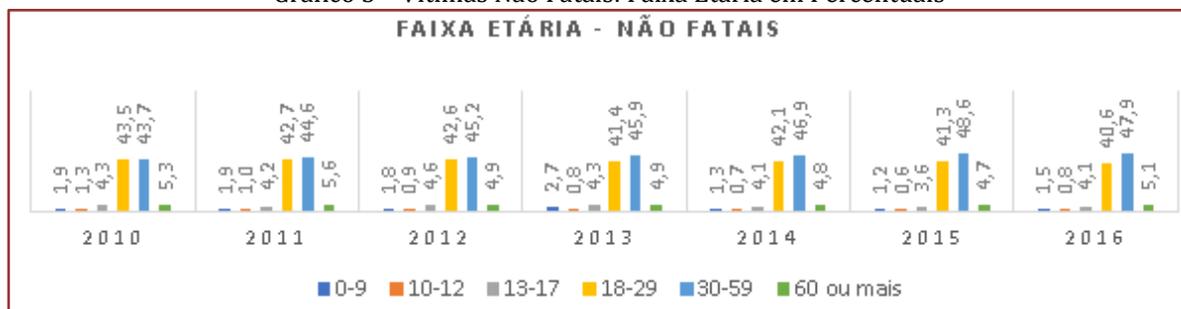
Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE.

Em valores absolutos, em média 2.026 indivíduos do sexo masculino se envolveram em acidentes fatais, anualmente, de 2010 a 2016. O número máximo de vítimas do sexo masculino foi em 2014, de 2.582. Já o mínimo, deu-se em 2010, sendo de 1.417.

As quantidades máxima e mínima para o sexo feminino foram, respectivamente, 442 (ano 2014) e 257 (ano 2010) vítimas fatais.

O Gráfico 5 abaixo mostra a faixa etária das vítimas envolvidas em acidentes não fatais. Nota-se que vítimas com idades de 30 a 59 anos foram as mais frequentes, em todos os anos de análise, tendo um máximo percentual de 48,6 % em 2015 e um mínimo de 43,7 % em 2010.

Gráfico 5 – Vítimas Não Fatais: Faixa Etária em Percentuais



Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE.

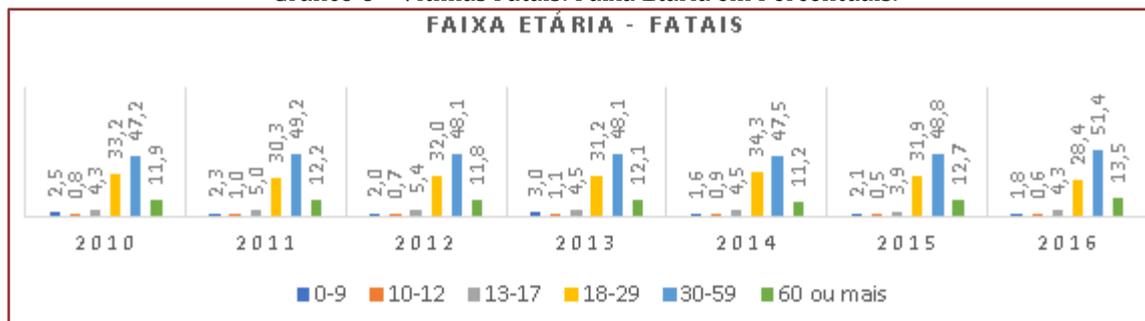
A média de idade das vítimas que se envolveram em acidentes não fatais foi de 34,4 anos. Já o desvio-padrão, de 13,4 anos. Assim, o coeficiente de variação foi de 39,0 %. Isto mostra que o desvio padrão equivale a 39,0 % da média, mostrando uma razoável variabilidade de idades para essas vítimas.

Da análise dos quartis para a idade das vítimas não fatais, observou-se que 25,0 % delas possuíam idades menores do que 22,7 anos, 50,0 % possuíam idades menores do que 30,6 anos e 75,0 %, menores do que 46,4 anos. Isso mostra que a grande maioria das vítimas foram jovens.

A idade modal, ou seja, a idade mais frequente foi de 32,4 anos.

O Gráfico 6 abaixo apresenta a faixa etária das vítimas envolvidas em acidentes fatais. Nota-se que vítimas com idades de 30 a 59 anos também foram as mais frequentes em todos os anos de análise, tendo um máximo percentual de 51,4 % em 2016 e um mínimo de 47,2 % em 2010. Além disso, observa-se que a diferença percentual entre a faixa de 30 a 59 anos e a segunda faixa de idades mais frequente, 18 a 29 anos, aumentou, comparativamente aos acidentes não fatais.

Gráfico 6 – Vítimas Fatais: Faixa Etária em Percentuais.

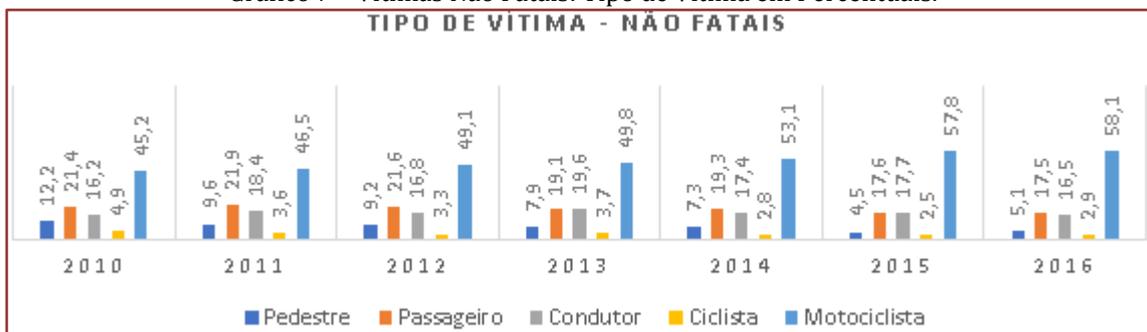


Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE.

A média de idade das vítimas que se envolveram em acidentes fatais foi de 37,8 anos. Já o desvio-padrão, de 15,2 anos. Assim, o coeficiente de variação foi de 40,2 %. Isto mostra que o desvio padrão equivale a 40,2 % da média, mostrando uma razoável variabilidade de idades para essas vítimas, e maior que a apresentada para as idades das vítimas não fatais.

Da análise dos quartis para a idade das vítimas fatais, observou-se que 25,0 % delas possuíram idades menores do que 24,0 anos, 50,0 % possuíram idades menores do que 36,4 anos e 75,0 %, menores do que 51,3 anos. Isso mostra que a grande maioria das vítimas foram jovens, mas com idades mais altas que as vítimas não fatais.

Gráfico 7 – Vítimas Não Fatais: Tipo de Vítima em Percentuais.

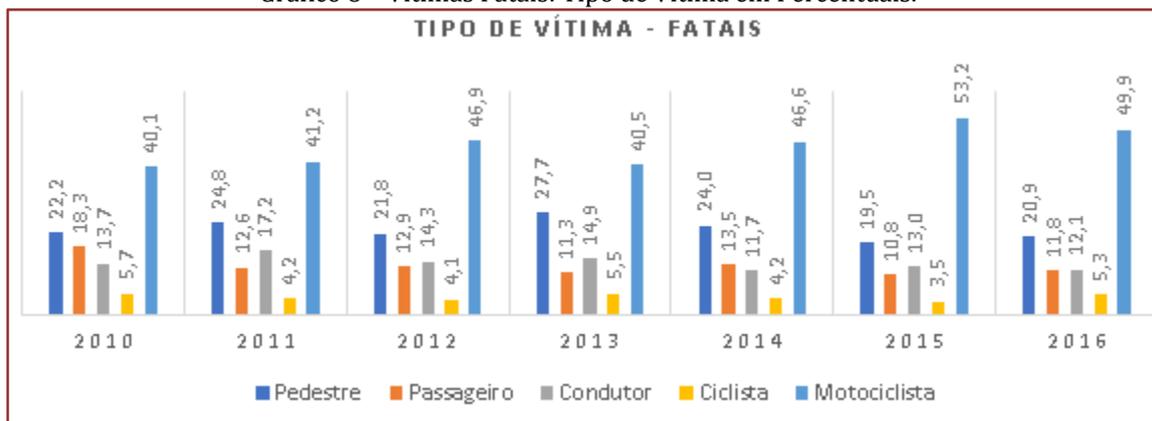


Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE.

A idade modal foi de 39,1 anos, também superior à obtida para as vítimas não fatais.

O Gráfico 7 acima apresenta os percentuais anuais para os tipos de vítimas não fatais. Nota-se que motociclista foi o tipo mais frequente, ultrapassando 45,0 % do total de vítimas em todos os anos. Apresentou uma média de 51,4 % ao ano, no período em análise. Já os ciclistas, apontaram o menor índice, tendo possuído uma média anual de 3,4 % do total de acidentes.

Gráfico 8 – Vítimas Fatais: Tipo de Vítima em Percentuais.



Fonte: Dados obtidos dos Anuários Estatísticos do Ceará, IPECE.

Por fim, o Gráfico 8 acima apresenta os percentuais anuais para os tipos de vítimas fatais. Nota-se que motociclista também foi o tipo mais frequente, ultrapassando 40,0 % do total de vítimas em todos os anos. Apresentou uma média de 45,5 % ao ano, no período em análise. Aqui, os ciclistas também apontaram o menor índice, tendo possuído uma média anual de 4,6 % do total de acidentes.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Da análise feita concluiu-se que, de 2010 a 2016, no Ceará:

- I. COLISÃO/abaloamento foi o tipo mais comum de acidente, tendo ultrapassado 72,0 % do total de acidentes ocorridos anualmente. O tipo de acidente menos frequente foi o tombamento. Apresentou uma média anual de 3,0 % do total de acidentes;
- II. Os acidentes que geraram danos materiais foram os mais comuns, ultrapassando 49,0 % do total de acidentes ocorridos anualmente. Os acidentes que resultaram em dano de morte apontaram o menor índice, tendo apresentado uma média anual de 9,1 % do total de acidentes;
- III. As vítimas do sexo masculino foram as que mais se envolveram em acidentes de trânsito, tanto não fatais quanto fatais. Atingiu anualmente mais de 79,0 % da quantidade total de vítimas não fatais. Já fatais, atingiu anualmente mais de 84,0 % da quantidade total de vítimas;
- IV. Tanto as vítimas não fatais quanto as fatais com idades de 30 a 59 anos foram as mais frequentes, em todos os anos de análise. A média de idade das vítimas não fatais foi de 34,4 anos. O desvio-padrão foi 13,4 anos. A média de idade das vítimas fatais foi de 37,8 anos. O desvio-padrão foi de 15,2 anos;
- V. Motociclista foi o tipo de vítima mais frequente, tanto de vítimas não fatais quanto de fatais. Nas não fatais, apresentou uma média de 51,4 % do total de acidentes ao ano. Já nas fatais, apresentou uma média de 45,5 % do total de acidentes ao ano. Quanto aos ciclistas, apontaram os menores índices médios anuais, tanto nas não fatais quanto nas fatais. No primeiro caso, de 3,4 %. Para o segundo, de 4,6 %.
- VI. O perfil médio das vítimas não fatais é um indivíduo do sexo masculino, motociclista, com idade de 34,4 anos e que se envolveu em uma colisão/albaroamento;
- VII. O perfil médio das vítimas fatais é um indivíduo do sexo masculino, motociclista, com idade de 37,8 anos e que se envolveu em uma colisão/albaroamento.

A partir da fundamentação e da análise desenvolvidas ficou claro também que o papel da perícia é fundamental para elucidação dos fatos que envolvem os acidentes de trânsito. A apresentação dos dados conforme feito pelo IPECE só se torna possível com a detalhada descrição pericial dos acidentes, explicitando os tipos de acidentes e os tipos de danos ocorridos, além de uma apuração criteriosa a respeito das vítimas envolvidas, destacando, como visto, o sexo, a idade e o tipo de vítima.

Por fim, anota-se que o trabalho da perícia se mostra imprescindível, também, para garantir a segurança na defesa jurídica dos envolvidos, pois ao expor de maneira mais real possível os acontecimentos que envolvem um acidente de trânsito, protegem as vítimas, atribuindo responsabilidade aos indivíduos.

REFERÊNCIAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10697: Pesquisa de Acidentes de Trânsito. Brasília, 2018.
- [2] _____. NBR 12898: Relatório de Acidentes de Trânsito (RAT), Brasília, 1993.
- [3] Andrade, E. M. Perfil dos mortos vítimas de acidentes de trânsito ocorridos na BR316 do Estado do Pará, no ano de 2008. Monografia (Especialização), Universidade Federal do Pará, 2009.
- [4] Akishino, Pedro. Curso de especialização em planejamento de transportes urbanos – Segurança viária e Meio Urbano, Departamento de Transportes – Universidade Federal do Paraná, 2004.
- [5] Brasil. Saúde Brasil 2014: uma análise da situação de saúde e das causas externas. Brasília: Ministério da Saúde, 2015.
- [6] Carvalho, C. H. R. Desafios da mobilidade urbana. Brasília: Ipea, maio 2016. (Texto para Discussão, n. 2198).
- [7] Coca, A. C. P.; Raia Junior, A. A.; Bezerra, B. S.; Bastos, J. T.; Silva, K. C. R. Segurança Viária. 1. ed. São Carlos: Suprema Gráfica e Editora, 2012. 322 p.
- [8] Dorea, Luiz Eduardo. Criminalística. 5. ed. Millemmum. 2010.
- [9] Fukassawa, F. Crimes de trânsito (Lei n. 9.503, de 23 de setembro de 1997, alterada até a Lei nº 12.971, de 09 de maio de 2014). 3 ed. São Paulo: APMP – Associação Paulista do Ministério Público, 2015.
- [10] Gil, A. C. Métodos e técnicas de pesquisa social. 5.ed. São Paulo: Atlas, 1999.

- [11] Godoy, A. S. Introdução à pesquisa qualitativa e suas possibilidades. Revista de Administração de Empresas. São Paulo, v. 35, n. 2, p. 57-63, mar./abr., 1995a.
- [12] Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (Ipea). Mortes por acidentes de transporte terrestre no Brasil: análise dos sistemas de informação do ministério da saúde. Brasília: Ipea, 2016.
- [13] Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará (IPECE). Anuário Estatístico do Ceará. IPECE, 2018. Disponível em: < <https://www.ipece.ce.gov.br/anuario-estatistico-do-ceara/>>. Acesso em: 01 de jun. de 2019.
- [14] Lakatos, E. M. E Marconi, M. A. Técnicas de pesquisa. 3 ed. São Paulo: Editora Atlas, 1996.
- [15] Mallmith, Décio de Moura. Local de crime. 3.ed. Porto Alegre: Luzes, 2007.
- [16] Malhotra, N. K. Pesquisa de marketing: uma orientação aplicada. 3.ed. Porto Alegre: Bookman, 2001.
- [17] Mattar, N. F. Pesquisa de marketing. 4. ed. Edição Compacta. São Paulo: Atlas, 2008.
- [18] Merriam, S. B. Qualitative research and case study applications in education. São Francisco (CA): Jossey-Bass, 1998.
- [19] Neto, A. F. et al. A importância das Provas Periciais e Orais nos Delitos de Trânsito. João Pessoa, 2018.
- [20] Paula, M. E. B. E Régio, M. Investigação de Acidentes de Trânsito Fatais. São Paulo: Companhia de Engenharia de Tráfego, 2008.
- [21] Piarç. Road Accident Investigation Guidelines for Road Engineers. World Road Association, 2013.
- [22] Secretaria De Estado De Justiça E Segurança Pública Do Mato Grosso (SEJUSP/MT). Levantamento De Locais De Acidentes De Trânsito. Mato Grosso, 2005. Disponível em: < http://www.sinaldetransito.com.br/artigos/levantamento_do_local_de_acidentes.pdf>. Acesso em: 17 de jun. de 2019.
- [23] Treinta, F. et al. Utilização de Métodos Multicritério para a Seleção e Priorização de Artigos Científicos. In: Simpósio de Engenharia de Produção. Bauru, 2011.

Autores

AMER FOUAD ALI

Possui graduação em Engenharia Civil pelo Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz (2017), cursando a especialização em gerenciamento e execução de obras. Sócio Proprietário da empresa Ali e Calegari Engenharia LTDA em Cascavel. Tem experiência em projetos complementares de pequeno, médio e grande porte.

ANA LUIZA MENDES HALABI

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais (2017). Atualmente cursando o Mestrado em Engenharia Civil, com ênfase em geotecnia, da Politécnica da USP. Interessa-se por Deformabilidade de Geomateriais e Barragens de Rejeitos.

ANA MARIA GONÇALVES DUARTE MENDONÇA

Possui graduação em Licenciatura Plena em Química pela Universidade Estadual da Paraíba (2000), Mestrado em Ciências e Engenharia de Materiais pela Universidade Federal de Campina Grande (2007), Doutorado em Ciências e Engenharia de Materiais pela Universidade Federal de Campina Grande (2012). Doutorado em Engenharia de Processos pela Universidade Federal de Campina Grande. Pós-doutorado - Programa Nacional de Pós-Doutorado PNPd MEC/CAPES e MCT/FINEP/CNPq - Área: Estrutura - Uso de resíduos oleosos em obras civis - Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Campina Grande (2012 - 2013). Pós-doutorado - Programa Nacional de Pós-doutorado - Área: Geotécnica - Caracterização física, química, mineralógica e microestrutural de matérias-primas convencionais e alternativas para uso em obras da construção civil - Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Campina Grande (2014 - 2017). Atualmente é professora pesquisadora da Unidade Acadêmica de Engenharia Civil da Universidade Federal de Campina Grande.

ANTONIO NOBRE RABELO

Graduado em Engenharia Civil, em 1983, pela Universidade de Fortaleza (UNIFOR) e mestre em Engenharia de Transportes pela Universidade Federal do Ceará (2006). Tem pós-graduação em Gerência de Projetos. Atuou como engenheiro residente, pela CSL Consultoria de Engenharia S/C LTDA, a serviço do DER/CE, na assessoria à gerência dos Programas Rodoviários Ceará II, III e IV, parcialmente financiados pelo BID - Banco Interamericano de Desenvolvimento. Atualmente é professor Assistente da Universidade Regional do Cariri (URCA).

ANTÔNIO ROBERTO LINS DE MACÊDO

Doutorando em Informática Aplicada (2019-), graduado em Engenharia Eletrônica (2004) e Especialista em Engenharia de Petróleo (2014) pela Universidade de Fortaleza/UNIFOR. Diplomado pela Escola Superior de Guerra em Gestão de Recursos de Defesa (2014) e Mestre em Eng. de Telecomunicações (2016) IFCE. Coordena e ou é pesquisador em projetos P,D&I nas seguintes áreas: - Robótica, IA, IoT, Redes de comunicação terrestres e aquáticas e em Defesa. Detentor de cerca de 40 prêmios e reconhecimentos em Inovação e Gestão - FINEP, PETROBRAS, CNI, SIEMENS, SEBRAE, ABIMAQ, ANPEI, IEL, entre outros. Professor da UNIFOR, e Diretor da ARMTEC, Empresa Estratégica de Defesa.

ANTONIO ROBERTO SARTOR

Engenheiro Químico formado em 1974 pela UFPR e Engenheiro Civil formado em 1984 pela PUCPR, especialista em saneamento básico, responsável técnico pela empresa PROENSI Projeto e Engenharia de Sistemas. Atua em Consultoria e Projetos de Sistemas de Abastecimento de Água e de Esgotos Sanitários.

BRUNA BUGARIN TAVARES GONÇALVES

Mestranda em Energia e Ambiente pela Universidade Federal do Maranhão. Especialista em Engenharia de Segurança do Trabalho pela Universidade CEUMA. Graduada em Engenharia Elétrica pela Universidade Federal do Maranhão. Membro do Grupo de Pesquisa - Estudos Urbanos: arquitetura, engenharia e a cidade, cadastrado no CNPQ e certificado pelo IFMA. Atuou como professora dos cursos de Engenharia Elétrica e Engenharia de Controle e Automação da Faculdade Pitágoras.

BRUNO HENRIQUE MARINHO DE LIMA

Graduando em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal de Campina Grande-PB. Intercâmbio na University of North Florida, UNF, Jacksonville, FL, Estados Unidos. Graduação Sanduíche.

BRUNO VINÍCIUS DE MENEZES BARROS

Mestre em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal da Paraíba. Especialista em Perícia Criminal e Ciências Forenses pela Universidade Regional do Cariri, tendo realizado pesquisa na área de Acidentes e Perícia de Trânsito. Graduado em Engenharia Química pela Universidade Federal de Campina Grande. Docente da Faculdade Paraíso do Ceará - FAPCE e pesquisador na área de Estatística Aplicada.

CÂNDIDA BERNARDI

Engenheira Civil pela Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ. Especialista em Infraestruturas de Transportes e Rodovias pelo INBEC, Porto Alegre-RS. Mestre em Engenharia Civil pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, com ênfase em Infraestrutura e Geotecnia.

CICERO CEZAR FERREIRA DANTAS

Mestrando em Estruturas de Concreto e Construção Civil - UFPA. Especialista em Engenharia e Gerenciamento de Manutenção - Universidade Cidade Verde. Especialista em Infraestrutura de Transportes - INBEC. Engenheiro Civil - UFC. Técnico Administrativo em Educação - Cargo Engenheiro Civil - UFRA

CLÁUDIA ÁVILA BARBOSA

Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais (PPGCEM) 2016. Graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas (1991). Pós-graduada em Engenharia de Produção (1994). Atualmente exerce o cargo de Gerente de Engenharia na Companhia de Desenvolvimento do Estado do Amazonas - CIAMA, onde trabalha desde 1995.

CONSUELO ALVES DA FROTA

Pós-Doutora em Geotecnia pela Universidade do Tennessee. Professora Titular da Faculdade de Tecnologia (FT) da Universidade Federal do Amazonas (UFAM), com atuação no âmbito da Engenharia Civil, com ênfase em Geotecnia. Desenvolve pesquisas em inovação tecnológica, na busca de novos materiais para a construção civil, notadamente para emprego em pavimentação.

DIOGENES LINARD AQUINO FREITAS

Graduação e Mestrado em Engenharia Mecânica pela UFPB. Aluno de doutorado em Engenharia Mecânica pela UFPB. Professor do IFPE Caruaru.

DIORGENES VINICIUS CALEGARI

Possui graduação em Engenharia Civil pelo Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz (2017), cursando MBA EM PLATAFORMA BIM - Modelagem, Planejamento, Orçamento. Sócio Proprietário da empresa Ali e Calegari Engenharia LTDA em Cascavel. Tem experiência execução de obras comerciais e residenciais de pequeno, médio e grande porte.

ELIZABETH BITTENCOURT DA COSTA

Engenheira Química formada no Centro Universitário FEI (2014). Atuou como Engenheira de Projetos na Jenike & Johanson (2015-2016). Possui experiência na utilização de técnicas estatísticas para otimização de sistemas multicomponentes e processos. Atualmente é Diretora de Projetos da Orthogonal Science atuando ativamente em projetos de engenharia e ciência de dados integrando, em modelos preditivos embasados em dados reais da indústria, variáveis da produção, qualidade, logística e comerciais.

FERNANDO GUIMARÃES VIANNA

Graduado em Engenharia Mecânica pela Universidade de Fortaleza (Unifor, 2018), tendo experiência em Manutenção Industrial e Projetos. É graduando no curso Pós-Graduação em Engenharia de Manutenção e Segurança pelo Instituto Brasileiro de Formação (2019-).

GABRIEL BELLINA NUNES

Engenheiro Civil com Mestrado em Engenharia Civil na área de Infraestrutura e Geotecnia pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC - conceito CAPES 6) da Universidade Federal de Santa Catarina (2014/2017). Atualmente é Doutorando em Geotecnia no Programa de Pós-Graduação em Engenharia civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (PPGEC - conceito CAPES 5).

GUILHERME PIOVEZAN OTTO

Engenheiro mecânico graduado pela Universidade Estadual de Maringá (2018). Tem experiência na área de engenharia mecânica, engenharia de materiais e automação industrial, atuando principalmente na programação e integração à indústria 4.0 no setor de produção química e alimentícia. Atualmente é engenheiro de automação e processos industriais na Alemanha.

HÍCARO SALES DE OLIVEIRA TORRES

Engenheiro Civil – UFCG. Aluno de Especialização em Engenharia de Segurança – FIP. Cargo de Engenheiro Civil - Alphaville Urbanismo

IGOR VIEIRA FERNANDES

Atualmente cursando graduação em Engenharia Civil na Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Aluno do Programa Institucional de Voluntários de Iniciação Científica, concluiu recentemente o projeto de pesquisa intitulado Aproveitamento de sobras da serragem de mármore para produção de pisos intertravados, que lhe agregou experiência na área de materiais alternativos para uso na construção civil, sob a orientação da prof^a Dr^a Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça. Possui vivência no setor de gerenciamento e acompanhamento de obras por ter atuado como estagiário de Engenharia Civil na empresa Colinas Engenharia Ltda.

INGRIDE MACEDO ALVES

Graduada em tecnologia da Construção Civil: Topografia e estradas pela Universidade Regional do Cariri. Já atual na área de planejamento de obras elétricas na empresa Consorcio CCELP5. Atualmente atua em obras de serviço de melhoria e pavimentação. Interessa-se por mestrado em Engenharia dos transportes e Geotecnia.

JEAN RODRIGO BOCCA

Possui graduação pela Universidade Estadual de Maringá (2007) e mestrado em Engenharia Mecânica pela Universidade Estadual de Maringá (2014). Atualmente é professor assistente da Universidade Estadual de Maringá. Tem experiência na área de Engenharia Mecânica, Manutenção Industrial e Projeto de Máquinas

JEFFERSON HERÁCLITO ALVES DE SOUZA

Mestre em Desenvolvimento Regional Sustentável pela Universidade Federal do Cariri - UFCA, possui graduação em Administração de Empresas pela Universidade Norte do Paraná (2008) e Engenharia Civil pela Universidade Salvador (2013), especialização em Gestão Pública pela Universidade Federal do Vale do São Francisco (2014). Na área de educação atua como professor de graduação na Universidade Regional do Cariri - URCA e como professor da especialização em Gerenciamento da Construção Civil na URCA. Atuou como professor e coordenador do curso de Engenharia Civil na Faculdade Paraíso do Ceará - FAP-CE; como professor substituto na Universidade Federal do Cariri - UFCA; como professor na Faculdade Santa Maria - FSM. Na área de Engenharia atuou como Responsável Técnico da empresa CMC Construção Civil Marmoraria e Comércio e como Engenheiro Civil na empresa Strutturart Estruturas Metálicas.

JOSE JAIME ARAUJO JUNIOR

Pós-Graduando em Engenharia de Segurança do Trabalho pela Faculdade Pitágoras. Graduado em Engenharia de Controle e Automação pela Faculdade Pitágoras e realizando Graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Maranhão.

JULIANA GOMES RABELO

Possui graduação em Geologia, em 2011, pela Universidade Federal do Ceará (UFC) e mestrado em Geodinâmica e Geofísica, em 2014, pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN). Atualmente cursa Doutorado Geodinâmica e Geofísica, pela UFRN, com ênfase na Modelagem Numérica e interpretação de imagens áreas de drones para predição de carste em rochas carbonáticas.

JÚLIO CÉSAR DAINEZI DE OLIVEIRA

Possui graduação em Engenharia Mecânica pela Universidade de Mogi das Cruzes (1992), mestrado e doutorado em Engenharia Mecânica pela Universidade Estadual de Campinas (2001 e 2007). Atua nas áreas de: combustão; incineração, resíduos sólidos, leito fluidizado, emissões atmosféricas e energias renováveis. Professor em regime de Tempo Integral e Dedicção Exclusiva do Departamento de Engenharia Mecânica na Universidade Estadual de Maringá - UEM. Membro dos grupos de pesquisa: Análise de Sistema Fluidotérmicos, com participação em projetos na área de fluidização e balanço energético. Representante da Universidade Estadual de Maringá junto ao Conselho Municipal de Defesa do Meio Ambiente-COMDEMA de Maringá.

KARLA CRISTINA ARAÚJO PIMENTEL MAIA

Possui graduação em Engenharia Civil, mestrado e doutorado em Geotecnia pela Universidade de Brasília e doutorado sanduíche na Royal Military College of Canada (RMC). Atuou em empresas de consultoria em Geotecnia no Chile, Austrália e Brasil. Atualmente é professora adjunta do Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia da Universidade Federal de Minas Gerais

(UFMG). As suas principais áreas de atuação correspondem a: gestão de riscos geotécnicos, barragens, cavas de mineração e geossintéticos.

LEVI D'ARAÚJO NOGUEIRA

Professor da Universidade Federal do Amazonas. Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas.

MAIRA RIEVRS NOGUEIRA ALVARES

Mestrado em Engenharia Metalúrgica e de Materiais na área de superfícies da COPPE/UFRJ (2017). Bacharelada em Nanotecnologia com ênfase em materiais pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (2015). Conhecimento na área de química de superfícies, minerais, materiais e física de dispositivos da spintrônica. Experiência na área de engenharia de materiais e física. Desde 2014 os principais projetos são da área de superfície de filme finos com deposição por plasma. No período entre setembro de 2017 até novembro de 2018, trabalhou no Centro de Tecnologia Mineral – CETEM como Bolsista em Desenvolvimento Tecnológico Industrial- DTI-B- Vale com o projeto "Estudo da redução da umidade do minério de ferro pela aplicação do tratamento por plasma".

MAÍSA NEGRINI ZANELLA

Formada em Engenharia Civil na Faculdade Assis Gurgacz (2017) em Cascavel, e Especializada em Estruturas de Concreto, Metálicas e Fundações (2018) pela Faculdade Assis Gurgacz. Atualmente atua como Engenheira Civil na Demag - Engenharia e Construções.

MARCOS MASSAO FUTAI

Tem pós-doutorado pela Universidade de Cambridge, é Livre Docente pela Escola Politécnica da USP, é mestre e doutor pela COPPE-UFRJ e Engenheiro Civil pela UFMT. É professor da Escola Politécnica da USP, onde leciona cursos de graduação e de Pós-graduação. Orienta alunos de mestrado, doutorado e iniciação científica. Tem vários projetos de pesquisa financiados por órgãos de fomento, projetos P&D e também assuntos de interesse da indústria. As linhas de pesquisa mais importantes são: comportamento de solos moles, solos tropicais, solos colapsíveis e não saturados, aterros sobre solos moles, estabilidade de taludes, fluxo. Foi coordenador Pós-Graduação do Programa de Engenharia Civil da EPUSP. Ex-presidente Núcleo Regional de SP da ABMS e ex-presidente da Comissão de Taludes da ABMS. Atualmente é secretário Geral da Comissão Brasileira de Mecânica das Rochas e Diretor da International In-press Association.

MARIA DAS GRAÇAS ALMEIDA GARDONI

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Ouro Preto (1980), mestrado em Geotecnia pela Universidade de Brasília (1995) e doutorado em Geotecnia pela Universidade de Brasília (2000) e École Polytechnique de Montreal, Canadá. Realizou o estágio Pós-Doutoral na Universidade Joseph Fourier, Grenoble França em 2011. É Professora Associada da Universidade Federal de Minas Gerais, desde 2002. É pesquisadora do CNPq. Em 2004 recebeu o IGS Award da IGS e a Medalha da Inconfidência do estado de Minas Gerais. Tem experiência em Engenharia Civil, na área de Geotecnia, com ênfase em Mecânica dos Solos e Geossintéticos. Atua com geossintéticos, principalmente em: barragens, obras de proteção ambiental e Geotecnia Experimental.

MARIA RAFAELA BEZERRA DE MACEDO RIBEIRO

Graduada em Engenharia Ferroviária e Logística pela Universidade Federal do Pará (2014). Atualmente, mestranda em Engenharia Civil com ênfase em Estruturas e Materiais na COPPE - UFRJ. Foi Bolsista pela Fapespa em 2015 para auxiliar nos pedidos de aquisição de materiais pelo projeto de implantação do Laboratório de Materiais Ferroviários (AMAZONFERR); voluntária no Laboratório de Misturas Asfálticas (LEMA - LEC - UFPa), com ênfase nos ensaios de metodologia MCT aplicados a solos lateríticos para uso em camada de sublastro de ferrovias; monitora das

disciplinas Mecânica Técnica e Análise Estrutural I; bolsista de Iniciação Científica - PIBIC, com planos de trabalhos relacionados ao desenvolvimento de Realidade Aumentada (RA) em pontes ferroviárias e com a aplicação de RA em estruturas de via suspensa para trens de sistema MAGLEV; estagiou em 2018 na Vale S.A, atuando na manutenção da via permanente; foi voluntária no LABINFRA para formação de banco de dados RA, com ênfase em modelagem e análise de projetos de Aparelhos de Mudança de Via (AMV); e desenvolveu estudos relacionados a curvas de resistência a fadiga em pontes ferroviárias metálicas.

MARISA BEZERRA DE MELLO MONTE

Possui graduação em Engenharia Química pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (1984) e mestrado e doutorado em Engenharia Metalúrgica e de Materiais pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (1998). Em 2008, realizou seu pós-doutorado no Instituto de Pesquisa The Wark, na Austrália. No período entre junho de 2014 e julho de 2016, trabalhou no Instituto Tecnológico Vale, ITV Mineração, sediado em Ouro Preto, como pesquisadora titular da área de metalurgia extrativa e fenômenos de superfície. Atualmente coordena os Laboratórios de Química de Superfície - LQS e de Interação de Superfícies Nanométricas - LSNano do CETEM além de atuar como Colaboradora do Programa de Pós-Graduação da Engenharia Metalúrgica e de Materiais (COPPE/UFRJ).

MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Londrina (2004) e mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento pela Universidade Estadual de Londrina (2008). Atualmente é professor de Fundações e Mecânica dos Solos do curso de Engenharia Civil da Faculdade Assis Gurgacz em Cascavel, além de coordenador de projetos de pesquisa na instituição. Tem experiência na execução de obras industriais, comerciais e residenciais de médio e grande porte, além de atuar como engenheiro geotécnico através da Solitec Fundações, da qual é sócio-proprietário, desenvolvendo projetos de fundações e pesquisas na área de geotecnia.

MURILLO PEREIRA MOISÉS

Possui graduação em Química pela Universidade Estadual de Maringá (2007), mestrado em Engenharia Urbana pela Universidade Estadual de Maringá (2011) e doutorado em Química pela Universidade Estadual de Maringá (2014). Atualmente é professor adjunto da Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Tem experiência na área de Química industrial, atua principalmente nas áreas de processos inovadores para agregar valor a resíduos industriais, fabricação e aplicação de materiais porosos (carvão, zeólitas, MOF's, argilas, HDL) e captura, armazenamento e purificação de gases.

NARAYANA SANIELE MASSOCCO

Graduada em Engenharia Civil pela UFSC (2013), possui o título de Técnico em edificações/coordenador de obras pelo Instituto Federal de Santa Catarina - IFSC (2013), e, o curso Superior em Tecnologia em Construções de Edifícios pelo IFSC. Possui Mestrado pela Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC na área de Infraestrutura e Gerência viária pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (2017), em que atuou como bolsista de mestrado no Laboratório de Geotecnia da UFSC. Trabalhou como Professora Substituta na Fundação Universidade Regional de Blumenau (FURB), e lecionou as matérias de Fundações, Obras de Terra e Mecânica dos solos. Atua em pesquisa nas seguintes áreas: Solos moles, Solos não saturados, ensaios laboratoriais e de campo.

NEY AUGUSTO NASCIMENTO

Engenheiro civil formado em 1972 pela UFPR, com mestrado e doutorado em geotecnia pela University of New Mexico, Albuquerque, EUA. Professor titular aposentado da área geotécnica da UFPR onde além de lecionar por mais de 30 anos participou de diversas atividades de pesquisa, extensão e administrativas. Atuou ainda nas universidades estaduais de Maringá e Ponta Grossa,

no Paraná. Foi coordenador do Programa de Pós-graduação em Construção Civil da UFPR durante alguns anos e diretor dos Institutos Lactec por dois mandatos consecutivos, representando a UFPR. É consultor autônomo na área de solos e fundações, tendo participado do projeto e execução de inúmeras obras, em especial na área de saneamento. A produção científica ao longo do tempo envolve artigos de congressos, revistas técnicas especializadas, palestras e capítulos de livros, além de orientação de dissertações e teses e participação em bancas de defesa.

NÍVEA GABRIELA BENEVIDES DE ALBUQUERQUE

Engenheira Civil formada pela Universidade Federal do Pará (2007); Mestre em Engenharia Civil (Área de Concentração: Estruturas e Construção Civil) pela mesma instituição (2009); Doutora em Estruturas e Construção Civil pela Universidade de Brasília (2014), com período de 1 ano no exterior no Imperial College of Science Technology and Medicine, Londres. Pós-doutorado pela Universidade de Brasília (2016). Atualmente é Professora na Universidade Federal do Pará. Atua principalmente nos seguintes temas: segurança estrutural, dimensionamento, análise numérico-experimental, concreto armado, lajes lisas, lajes nervuradas, punção, cisalhamento e novos, materiais e visualização gráfica de estruturas relacionadas às vias férreas.

ORLANDO MARTINI DE OLIVEIRA

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), mestrado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), na área de mecânica de rochas, doutorado e pós-doutorado em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo (USP/SP), na área de mecânica dos solos não saturados. Atualmente é Professor Associado 3 da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

OSMAR BORDIGNON

Técnico em Edificações formado em 1978, pelo Colégio Estadual do Paraná, Técnico em Eletrônica formado na Escola Técnica Federal (CEFET) no ano de 1980, Curso de Especialização em Pead, Tubulações de Aço e Prfv, Curso de Aperfeiçoamento em Solda e Concreto. Atuo na área de fiscalização de obras e projetos desde 1991 na Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR). Principais atividades desenvolvidas, coordenação de empresas terceirizadas na execução de diversos serviços sendo eles na área civil, mecânica e/ou elétrica. Desenvolvimento de projetos de saneamento desde sua origem e execução.

PAULO ROBERTO MULLER

Engenheiro Civil, formado em 1980 pela Universidade Federal do Paraná, trabalhando na Empresa de Saneamento do Paraná - Sanepar desde 1981, atualmente lotado na Gerência de Planejamento de Esgoto.

PAULO VICTOR DE CARVALHO FIGUEIREDO

Engenheiro Civil. Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amazonas.

PEDRO HENRIQUE ALVES MOTA DE ANDRADE

Graduado em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal de Campina Grande. Tem experiência na área de Projeto Mecânico, Energias Renováveis, Mecânica da Fratura, Petróleo e Gás. Tendo desenvolvido pesquisas pela universidade no Programa de Iniciação Científica e no Programa de Recursos Humanos da Agência Nacional de Petróleo PRH 25.

RAFAEL AUGUSTO DOS REIS HIGASHI

Engenheiro Civil com mestrado e doutorado em Engenharia Civil (Infraestrutura Viária) pela Universidade Federal de Santa Catarina (2002/2006). Atualmente é professor Adjunto DE da UFSC atuante na graduação e no Programa de Pós-graduação em Gestão Territorial e Transportes (PPGTG) e no Programa de Pós-Graduação em Desastres Naturais (PPGDN). Possui experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em geotecnia, atuando principalmente nos seguintes temas: mapeamento geotécnico, geoprocessamento, Mapeamento de áreas suscetíveis a movimentos de massa, aterro sobre solos moles, estabilização de encostas e uso de Sistemas de Informações Geográficas.

RAPHAEL LEONARDO BULLA

Graduando de engenharia mecânica pela universidade estadual de Maringá, Estagiário na empresa Tequally desenvolvendo projetos de equipamentos e estruturas metálicas para a indústria de papel e celulose.

RAQUEL COLARES ABREU

Especialista em Infraestrutura de Transportes – INBEC. Engenheira Civil – UFPA. Engenheira de Materiais – IFPA. Cargo de Engenheira Civil - SUDAM

RENATA ANTOUN SIMÃO

Possui graduação em Física pelo Instituto de Física (1985) da UFRJ, mestrado em Física pelo Departamento de Física dos Sólidos (1990) da UFRJ e doutorado em Engenharia Metalúrgica e de Materiais pela UFRJ (1995). Atualmente é professora associada no Programa de Engenharia Metalúrgica e de Materiais na COPPE - UFRJ. Tem experiência na área de Engenharia de Materiais e Física, com ênfase em Superfícies e Interfaces; atuando principalmente na modificação, estruturação e funcionalização e caracterização de superfícies. Foi a primeira coordenadora do curso de graduação em Nanotecnologia da UFRJ de 2010 a 2012. Atuou também como coordenadora dos cursos de engenharia metalúrgica e engenharia de materiais desde janeiro de 2012 a dezembro de 2015.

RENATO MARINI

Engenheiro Civil formado em 1975 pela UFPR, com especialização em Obras Hidráulicas, tendo trabalhado na Sanepar-Companhia de Saneamento do Paraná desde a formatura até o ano de 2016 em diversas áreas e funções, inclusive gerenciais, e participado de inúmeros seminários, congressos e visitas técnicas nacionais e internacionais. Principais atividades desenvolvidas: gerenciamento de obras de água, esgoto e gás metano, desde a análise dos respectivos projetos, orçamentação, planejamento das obras, fiscalização das mesmas e entrega à área operacional / desenvolvimento operacional.

RICARDO AURÉLIO DA COSTA

Graduado em Química pela Universidade Paulista Julio de Mesquita Filho (UNESP, 1984), Mestre em Química pela Universidade de Campinas (UNICAMP, 1987). Iniciou suas atividades na indústria no Centro de Pesquisa e Desenvolvimento da Pirelli Cabos S.A (1987-1997) e, posteriormente, como assessor técnico da ITATEX Indústria e Comércio de Minerais Ltda (1997-atual). No meio acadêmico, foi Professor Assistente do Centro Universitário FEI por mais de 20 anos (1997-2019). Atualmente é Responsável Técnico da Orthogonal Science

RODRIGO CONDOLTA

Graduado em Engenharia Química pela Universidade Federal de São Carlos (1999), Mestre em Engenharia Química pela Universidade Federal de São Carlos (2002) e Doutor em Génie des Procédés - Institut National Polytechnique de Toulouse-França (2005). Atualmente é professor

adjunto do Centro Universitário FEL. Tem experiência na área de Processos Químicos, com ênfase em Tecnologia de Partículas: caracterização e conformação de sólidos, processos de armazenamento, manuseio e transporte de materiais granulares, e na geração de sólidos via cristalização e precipitação química.

ROGÉRIO FRANCISCO KÜSTER PUPPI

Engenheiro civil formado em 1978 pela UFPR, com mestrado em Geotecnia pela PUC-RJ (1988) e doutorado em Métodos Numéricos pelo CESEC-UFPR (2008). Foi professor do Departamento de Transportes do curso de engenharia civil da UFPR de 1990 a 1995. É professor Associado 3 da área de Estruturas e Geotecnia da UTFPR – campus Curitiba, onde leciona desde 1995, tendo ocupado função de coordenador do curso de graduação de Engenharia de Produção Civil e de Engenharia Civil e participado do PPGEC (programa de pós-graduação em Engenharia Civil da UTFPR-campus Curitiba). Participou de diversos estudos geotécnicos aplicados às áreas de Construção Civil, Saneamento e de Estradas. A produção científica ao longo do tempo envolve artigos de congressos, revistas técnicas especializadas, capítulos de livros, além de orientação de dissertações de mestrado e participação em bancas de defesa.

SILVIA LUCIANA FAVARO

Possui graduação em Química - Bacharelado e licenciatura - Departamento de Química da Universidade Estadual de Maringá (2004) e doutorado em Química pela Universidade Estadual de Maringá (2011). Tem experiência na área de Materiais, atuando principalmente nos seguintes temas: polímeros, compósitos, reciclagem, materiais calóricos e caracterização mecânica de materiais. Atualmente é professora do Departamento de Engenharia Mecânica e do programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Estadual de Maringá.

SORAYA SALATIEL SAMPAIO

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais (2006) e mestrado em Geotecnia pela mesma instituição de ensino (2013). Atua em empresas de consultoria em Geotecnia com projetos e estudos na área de mineração e usinas: avaliação de segurança, dimensionamento, instrumentação e elaboração de documentos para atendimento à Política Nacional de Segurança de Barragens. Áreas de atuação: engenharia de barragens, avaliação de segurança e dimensionamentos geotécnicos.

SUELLY HELENA DE ARAÚJO BARROSO

Engenheira Civil pela UFC. Pós-Doutora pela NCSU/USA. Mestre e Doutora em Engenharia de Transportes pela USP. Professora Titular da UFC. Coordenadora da área de Solos do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da UFC.

VITOR CORDEIRO GALVAO PEREIRA

Graduado em Engenharia Civil pelo UniCEUB no ano de 2017. Estágio realizado no Tribunal de Contas do Distrito Federal de 2016 à 2018. Curso de AutoCAD 60 horas realizado na Kadpro. Fluente em Inglês, curso de 7 anos realizado na instituição Wizard. Atualmente Bombeiro Militar no Corpo de Bombeiros Militar do Distrito Federal.

WANDERLEY FERREIRA DE AMORIM JUNIOR

Possui graduação em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal de Campina Grande (UFCG, 1999), Mestrado sanduíche em Engenharia Mecânica (UFCG/COPPE-PEMM-UFRJ, 2002), Doutorado em Engenharia Metalúrgica e de Materiais (COPPE/UFRJ, 2007). Atualmente é Professor Adjunto da Unid. Acad. de Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Campina Grande. Temas de pesquisa: Materiais Compósitos, Blindagens para Proteção Balística, Projeto de Sistemas Mecânicos.

WANDERLEY FERREIRA DE AMORIM JÚNIOR

Possui graduação em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal de Campina Grande (UFCG,1999). Mestrado;sanduíche; em Engenharia Mecânica (UFCG, 2002) em Blindagem para Proteção Balística, realizado na COPPE/PEMM/Universidade Federal do Rio de Janeiro e em conjunto com Instituto Militar de Engenharia e Centro Tecnológico do Exército(CTEx). Doutorado em Engenharia Metalúrgica e de Materiais (COPPE/UFRJ, 2007, (Compósito Espesso para fins estruturais e balísticos por RTM)), desenvolvido em conjunto com a EQ/UFRJ e CTEx). Pós-Doutorado (Eng. Materiais/UFCG, 2009). Engenheiro de P&D da Empresa Estratégica de Defesa ARMTEC Tecnologia em Robótica (2011). Atualmente é Professor Adjunto da Unidade Acadêmica de Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Coordena pesquisa pós-doutorado em Empresa Estratégica de Defesa e de inovação e base tecnológica ARMTEC Tec. Robótica (PNPD 2010/CNPq). Pesquisador LaMMEA/UFCG (Lab. associado do INCT ? Estruturas Inteligentes em Engenharia). Coordenador do convênio da UFCG com a empresa de Blindagens Balísticas BCA Textil. Tendo participado de projetos de diversos equipamentos, máquinas e sistemas robóticos (Blindagens Balísticas Compósita, Metálica, Compósita tipo Sanduíche Nível IIA, IIIA, III), robô submarino tipo ROV, robô sob lagartas anti-bomba tipo VTNT/UGV, outros) . Temas de pesquisa: Materiais Compósitos, Blindagens para Proteção Balística, Projeto de Sistemas Mecânicos.

WENDEL SILVA CABRAL

Engenheiro agrícola pela UFCG e civil pela UFPB, especialista em auditoria, avaliação e perícia em engenharia pelo IPOG, mestre em engenharia civil e ambiental pela UFCG e doutorando em engenharia de transporte pela UFC. Professor do curso de engenharia civil da UFERSA.

Agência Brasileira do ISBN

ISBN 978-85-7042-164-7



9 788570 421647