



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CAMPUS REITOR JOÃO DAVID FERREIRA LIMA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL CASSIMIRO BARBOSA

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO COM GEOPOLÍMERO PARA APLICAÇÃO
EM CAMADAS DE PAVIMENTOS SEMIRRÍGIDOS**

FLORIANÓPOLIS

2021

Rafael Cassimiro Barbosa

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO COM GEOPOLÍMERO PARA APLICAÇÃO
EM CAMADAS DE PAVIMENTOS SEMIRRÍGIDOS**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Glicério Trichês, Dr.

Florianópolis

2021

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Barbosa, Rafael Cassimiro

Estabilização de um solo com geopolímero para
aplicação em camadas de pavimentos semirrígidos / Rafael
Cassimiro Barbosa ; orientador, Glicério Trichês, 2021.
141 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de
Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2021.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Pavimentação. 3. Geopolímero.
4. Solo estabilizado com geopolímero. 5. Fadiga. I.
Trichês, Glicério. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
III. Título.

Rafael Cassimiro Barbosa

Estabilização de um solo com geopolímero para aplicação em camadas de pavimentos semirrígidos

O presente trabalho em nível de mestrado foi avaliado e aprovado por banca examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof.(a) Liseane Padilha Thives, Dr.(a)
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito, Dr.
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof.(a) Elaine Guglielmi Pavei Antunes, Dr.(a)
Universidade do Extremo Sul Catarinense

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi julgado adequado para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil.

Prof. Dr.(a) Poliana Dias de Moraes
Coordenador(a) do Programa

Prof. Dr. Glicério Trichês
Orientador

Florianópolis, 2021.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus acima de tudo, por tudo que Ele tem me propiciado, em especial nos últimos anos.

Ao meu amigo e orientador, professor Glicério Trichês, por todo conhecimento compartilhado, mas principalmente por toda paciência, compreensão e apoio nos inconvenientes que surgiram ao longo do desenvolvimento desta pesquisa.

Ao professor Fernando Pelisser pelas orientações dadas na banca de qualificação.

Aos professores Lélío Antônio Teixeira Brito, Elaine Guglielmi Pavei Antunes e, novamente, Liseane Padilha Thives, por fazerem parte da banca de defesa desta dissertação, compartilhando conhecimento e orientações para melhoria da pesquisa.

Ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFSC e todo o seu corpo docente, em especial a professora Gracieli Dienstmann, por todo carinho e apoio no desenvolvimento dos ensaios no Laboratório de Solos.

A Metacaulim do Brasil S. A., pelo fornecimento do metacaulim utilizado no desenvolvimento desta pesquisa.

Aos meus pais, Walter Cassimiro Barbosa e Maria Angélica Pasti Barbosa pelo apoio incondicional para que eu mudasse de cidade e enfrentasse mais este desafio, sem vocês eu não teria conseguido.

Aos meus irmãos Leonardo Cassimiro Barbosa e Priscila Pasti Barbosa, por todas as dicas e apoio em todos os momentos.

A minha sogra Jaqueline Aparecida de Almeida Nakazima, e ao meu cunhado Antonio Shigueo Nakazima Junior, pelo apoio e incentivo em todos os momentos.

Aos amigos do laboratório de pavimentação da UFSC que compartilharam experiências e conhecimentos ao longo destes últimos anos, em especial Fernanda Deucher, Emmanuelle Garcia, Kátia Bohn e Gislaine Luvisão.

Aos amigos Larissa, Natália e William do LAPAV da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela ajuda no desenvolvimento dos ensaios de fadiga. Agradeço também o professor Lélío Antônio Teixeira Brito por ceder os equipamentos e estrutura para que estes pudessem ser desenvolvidos na UFRGS.

O mais especial agradecimento a minha esposa Leticia Lumi Nakazima, por todo apoio, carinho e ajuda para que esta pesquisa fosse desenvolvida. Obrigado por me apoiar nos momentos mais difíceis e estar comigo colaborando diretamente em todas as etapas desta pesquisa, dentro e fora dos laboratórios, em prol de cumprirmos mais um de nossos objetivos.

O mais profundo e sincero agradecimento a minha maior fonte de inspiração, meus filhos Nicolas Nakazima Barbosa, por toda compreensão e carinho ao longo destes árduos últimos anos, e a minha filha que está chegando e será recebida com todo amor e carinho pela nossa família.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

RESUMO

O tipo de pavimento mais utilizado no Brasil são os pavimentos flexíveis, em função do seu menor custo de implantação e facilidade executiva. O uso de materiais lindeiros é uma forma de reduzir o custo de implantação de estruturas de pavimentos, entretanto nem sempre estes materiais possuem parâmetros geotécnicos e mecânicos que possibilitem a sua aplicação. A estabilização química destes materiais através de aglomerantes químicos tem como objetivo melhorar estes parâmetros. Em julho de 2015, um trecho da rodovia SC-390 (km 442+336 m ao km 443+136 m) foi executada com uma estrutura de pavimento semirrígido, onde a sua camada de base é composta por um solo de uma jazida lindeira estabilizado com 3% de cimento Portland, apresentando resultados satisfatórios em termos estruturais e de desempenho, através do monitoramento do trecho entre os anos de 2016 e 2018. Este tipo de estrutura de pavimento é susceptível ao desenvolvimento de trincas na camada cimentada, causadas principalmente pela retração hidráulica ou pelo fenômeno de fadiga. O grande consumo de cimento Portland é uma preocupação mundial, em virtude de seu processo industrial ser responsável por uma parcela significativa da emissão de CO₂ na atmosfera. Neste contexto, os cimentos geopoliméricos surgem como uma alternativa ao cimento Portland, com potenciais ganhos em relação ao impacto ambiental. Nesta pesquisa, buscou-se estabilizar o mesmo solo utilizado na execução do trecho da rodovia SC-390 com um geopolímero à base de metacaulim, substituindo parcialmente o teor de cimento Portland. Ensaios laboratoriais mostraram que uma mistura de 6% de metacaulim e 1% de cimento Portland (G6C1) propiciaram uma RCS maior que o solo estabilizado com 3% de cimento Portland para todas as idades de cura estudadas (7, 14 e 28 dias), atendendo a resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de idade. Para a mesma mistura, foi obtido uma RTCD de 0,34 MPa, 0,66 MPa e 0,81 MPa aos 7, 14 e 28 dias de cura, respectivamente. Os valores de resistência à tração foram inferiores aos obtidos para 3% de cimento Portland, podendo estar associada esta diferença aos métodos de ensaio utilizados. Foi avaliado o comportamento à fadiga da mistura G6C1, comparando a curva de fadiga com a obtida para o solo estabilizado com 3% de cimento Portland por Deucher (2019), onde a mistura G6C1 apresentou uma menor vida de fadiga quando comparado ao solo estabilizado com 3% de cimento Portland, podendo estar associada tal diferença, novamente, aos métodos de ensaio utilizados. Foi feita uma previsão de vida útil da estrutura do pavimento com a camada de base executada com o solo estabilizado com a mistura G6C1, apresentado uma menor vida de fadiga quando comparado ao solo estabilizado com 3% de cimento Portland. Por fim, foi feita uma breve comparação de custos dos materiais utilizados para a estabilização do solo com a mistura G6C1 e 3% de cimento Portland, onde o primeiro apresentou um custo de implantação muito maior, em virtude da baixa oferta/demanda dos insumos utilizados para a composição da mistura G6C1.

Palavras-chave: Pavimentação; Geopolímero; Solo estabilizado com geopolímero; Fadiga.

ABSTRACT

The most used type of pavement in Brazil are flexible pavements, due to their lower cost of implementation and executive ease. The use of bordering materials is a way to reduce the cost of implanting pavement structures, however these materials do not always have geotechnical and mechanical parameters that allow their application. The chemical stabilization of these materials through chemical binders aims to improve these parameters. In July 2015, a road segment of the SC-390 highway (km 442 + 336 m to km 443 + 136 m) was executed with a semi-rigid pavement structure, where its base layer is composed of a stabilized soil with 3% Portland cement, presenting satisfactory results in structural and performance terms, by monitoring this road segment between the years 2016 and 2018. This type of pavement structure is susceptible to the development of cracks in the cemented layer, caused mainly by the retraction hydraulic or fatigue phenomenon. The large consumption of Portland cement is a worldwide concern, due to the fact that its industrial process is responsible for a significant part of the CO₂ emission in the atmosphere. In this context, geopolymers appear as an alternative to Portland cement, with potential gains in relation to the environmental impact. In this research, we sought to stabilize the same soil used in the execution of the SC-390 highway stretch with a metakaolin-based geopolymer, partially replacing the Portland cement content. Laboratory tests showed that a mixture of 6% metakaolin and 1% Portland cement (G6C1) provided an RCS greater than the soil stabilized with 3% Portland cement for all studied curing ages (7, 14 and 28 days), meeting the minimum resistance of 2.1 MPa at 7 days of age. For the same mixture, an RTCD of 0.34 MPa, 0.66 MPa and 0.81 MPa was obtained at 7, 14 and 28 days of curing, respectively. The tensile strength values were lower than those obtained for 3% Portland cement, and this difference may be associated with the test methods used. The fatigue behavior of the G6C1 mixture was evaluated, comparing the fatigue curve with that obtained for the soil stabilized with 3% Portland cement by Deucher (2019), where the G6C1 mixture had a shorter fatigue life when compared to the soil stabilized with 3% Portland cement, and this difference may be associated, again, with the test methods used. A prediction of the useful life of the pavement structure was made with the base layer executed with the soil stabilized with the G6C1 mixture, showing a shorter fatigue life when compared to the soil stabilized with 3% Portland cement. Finally, a brief comparison of the costs of the materials used for soil stabilization with the G6C1 mixture and 3% Portland cement was made, where the first presented a much higher implantation cost, due to the low supply / demand of the inputs used for the composition of the G6C1 mixture.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tipo de estruturas de pavimentos	19
Figura 2: Tipo de estrutura de pavimento semirrígido	19
Figura 3: Representação das cargas no pavimento	20
Figura 4: Comportamento dos materiais de pavimentação sujeitos ao carregamento cíclico	22
Figura 5: Comportamento mecânico e mecanismos de ruína de um pavimento semirrígido.....	24
Figura 6: Sistema aplicado no ensaio de resistência a tração na flexão	26
Figura 7: Representação do arranjo espacial da estrutura dos geopolímeros .	35
Figura 8: Tipos de sialatos	36
Figura 9: Diagrama de energia livre por cristalização	37
Figura 10: Reações de geopolimerização dos polissialatos.....	40
Figura 11: Várias estruturas geopoliméricas	40
Figura 12: Mecanismo de reação durante o processo de ativação alcalina de um aluminossilicato proposto por Glukhovsky.....	42
Figura 13: Modelo conceitual de geopolimerização	43
Figura 14: Principais componentes do caulim	45
Figura 15: Estrutura cristalina 1:1 do caulim	46
Figura 16: Estrutura da camada unitária 1:1 da caulinita (esquerda) e detalhes esquemáticos da clivagem paralela ao plano basal (direita)	46
Figura 17: Imagens obtidas em MET - Cristais de caulinita com aumento de 70.000X (esq.) e caulinita aumentada 36.300X (dir.)	46
Figura 18: Modelo proposto para a formação do gel N-A-S-H	48
Figura 19: Esquemática dos processos de reação envolvidos na geopolimerização do metacaulim.....	49
Figura 20: Emissão de CO ₂ global.....	59
Figura 21: Diagrama de emissão de CO ₂ para produção de 1 m ³ de concreto	61
Figura 22: Diagrama de emissão de CO ₂ para produção dos ativadores alcalinos	62
Figura 23: Emissão de CO ₂ (kg.) para confecção de 1 m ³ de concreto	63
Figura 24: Etapas de desenvolvimento da pesquisa	77
Figura 25: Detalhamento da 1ª Etapa – Estudo do solo.....	78

Figura 26: Detalhamento da 2ª Etapa – Estudo do geopolímero	78
Figura 27: Detalhamento da 3ª a 6ª Etapa – Estabilização do Solo	79
Figura 28: Localização e mapa de Santa Catarina.....	80
Figura 29: Trecho da Rodovia SC-390 que liga os municípios Orlenas-Pedras Grandes.....	80
Figura 30: Mapa geológico do Estado de Santa Catarina, destacando área em que se jazida	81
Figura 31: Insumos utilizados para composição da mistura	86
Figura 32: Solo natural e aglomerantes (esquerda) e mistura homogeneizada (direita)	86
Figura 33: Processo de adição da solução ativadora e homogeneização	87
Figura 34: Mistura homogeneizada	87
Figura 35: Corpos de prova (esquerda) e ensaio de RCS (direita)	88
Figura 36: Corpos de prova após realização do ensaio de RTCD	89
Figura 37: Corpos de prova utilizados no ensaio de fadiga.....	90
Figura 38: Ensaio de fadiga em andamento após a remoção do LVDT	91
Figura 39: Configurações dos carregamentos para simulação	93
Figura 40: Curva granulométrica do solo.....	94
Figura 41: Curva de compactação	95
Figura 42: Difratoograma de raios X do metacaulim	96
Figura 43: Curva de compactação do solo estabilizado	98
Figura 44: Resistência à compressão simples (RCS) aos 7 dias	100
Figura 45: Resistência à compressão simples (RCS) em função do teor de geopolímero	100
Figura 46: Resistência à compressão simples (RCS) em função da idade de cura	102
Figura 47: Resistência à compressão simples (3% cimento x G6C1)	103
Figura 48: Comparação da RCS de G6C1 com outras referências bibliográficas	104
Figura 49: Resistência à tração na compressão diametral (RTCD)	105
Figura 50: Resistência à tração (3% de cimento x G6C1).....	107
Figura 51: Curva de fadiga	111
Figura 52: Estrutura do pavimento para análise mecanicista	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valor de resistência à compressão em geopolímeros em função da fonte de aluminossilicato e temperatura.....	57
Tabela 2: Emissão de CO ₂ por unidade de atividade para produção de 1 m ³ de concreto.....	62
Tabela 3: Síntese da revisão sobre solos estabilizados com geopolímeros.....	75
Tabela 4: Propriedades físico-químicas do Metacaulim presente no FISPQ....	82
Tabela 5: Propriedades físico-químicas do Hidróxido de Sódio fornecido pela Fmaia	83
Tabela 6: Especificações e propriedades físico-químicas do Silicato de Sódio fornecido pela Manchester Chemical	83
Tabela 7: Composição do geopolímero em relações molares.....	85
Tabela 8: Composições dos teores de metacaulim e cimento Portland estudados	85
Tabela 9: Dados das camadas da estrutura analisada.....	92
Tabela 10: Modelos de ruptura adotados para verificação do trecho hipotético	93
Tabela 11: Parâmetros extraídos da curva granulométrica	94
Tabela 12: Dados obtidos no ensaio de fadiga por compressão diametral	108
Tabela 13: Revisão da literatura acerca do módulo de resiliência de materiais cimentados	114
Tabela 14: Parâmetros obtidos para o cenário 1 na análise mecanicista.....	115
Tabela 15: Parâmetros obtidos para o cenário 2 na análise mecanicista.....	116
Tabela 16: Parâmetros obtidos para o cenário 3 na análise mecanicista.....	116
Tabela 17: Preço dos materiais (cotação 2020)	118
Tabela 18: Estimativa de custos para estabilização de 1m ³ de solo natural da jazida	118

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
BGTC	Brita Graduada Tratada com Cimento
CCR	Concreto Compactado a Rolo
CAH	Aluminatos de Cálcio
CNT	Confederação Nacional de Transporte
CSH	Silicato de Cálcio Hidratado
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura
DRX	Difrat de raios X
FWD	Falling Weight Deflectometer
ICDD	International Centre for Diffraction Data
ISC	Índice de Suporte Califórnia
RCS	Resistência à Compressão Simples
RTCD	Resistência à Tração por Compressão Diametral
RTF	Resistência à Tração na Flexão
SNIC	Sindicato Nacional da Indústria do Cimento
TRB	Transportation Research Board
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
WBCSD	World Business Council for Sustainable Development

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	15
1.1.	Objetivos	17
1.1.1.	Objetivo geral	17
1.1.2.	Objetivos específicos	17
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1.	Tipos de Estruturas de Pavimentos	18
2.2.	Base e Sub-base do pavimento	20
2.3.	Caracterização das camadas de base e sub-base do pavimento	21
2.4.	Comportamento de um pavimento semirrígido	23
2.5.	Estabilização de solos	27
2.5.1.	Estabilização granulométrica e mecânica	28
2.5.2.	Estabilização química	28
2.5.3.	Estabilização de solo com cimento	29
2.6.	Geopolímero, cimento geopolimérico ou cimento álcali-ativados	33
2.6.1.	Definição e conceitos	33
2.6.2.	Geopolimerização ou síntese do geopolímero	38
2.6.3.	Metacaulim	45
2.6.3.1.	Material	45
2.6.3.2.	Ativação alcalina do metacaulim	47
2.6.4.	Fatores que influenciam na síntese dos geopolímeros	50
2.6.4.1.	Tipo e procedência do aluminossilicato	50
2.6.4.2.	Diferentes ativadores alcalinos	52
2.6.4.3.	Condições de cura	56
2.6.5.	Emissão de CO₂: Geopolímero x Cimento Portland	58
2.6.6.	Estabilização de solos com geopolímeros	64
2.6.7.	Estabilização de solos com geopolímero para fins de pavimentação	70
2.7.	Síntese da revisão	73
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	77
3.1.	Materiais	79
3.1.1.	Solo	79
3.1.2.	Metacaulim	82
3.1.3.	Ativador alcalino	82
3.2.	Métodos	83
3.2.1.	Caracterização do solo	83
3.2.1.1.	Granulometria	83
3.2.1.2.	Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP)	84
3.2.1.3.	Curva de compactação	84
3.2.2.	Composição do geopolímero	84
3.2.3.	Estabilização do solo	85
3.2.3.1.	Teores de metacaulim e cimento Portland	85
3.2.3.2.	Solução ativadora	85

3.2.3.3.	Mistura do solo, aglomerante e solução ativadora	86
3.2.4.	Ensaio de compactação.....	87
3.2.5.	Avaliação da Resistência à Compressão Simples (RCS).....	88
3.2.6.	Resistência à tração por compressão diametral (RTCD).....	88
3.2.7.	Ensaio de fadiga na compressão diametral	89
3.2.8.	Aplicação em um trecho hipotético	91
4.	RESULTADOS.....	94
4.1.	Caracterização do solo.....	94
4.2.	Identificação de fases do metacaulim.....	96
4.3.	Estabilização do solo.....	98
4.3.1.	Curva de compactação	98
4.3.2.	Resistência à compressão simples (RCS)	99
4.3.3.	Resistência à tração na compressão diametral (RTCD).....	105
4.3.4.	Comportamento à Fadiga	108
4.4.	Aplicação em um trecho hipotético.....	113
4.5.	Custos dos materiais aplicados	118
5.	CONCLUSÕES	120
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124

1. INTRODUÇÃO

O Brasil é um país em que se predomina o uso de transporte rodoviário para passageiros e cargas, mais de 60% do transporte de carga e mais de 94% do deslocamento de passageiros utilizam o modal rodoviário. Este panorama não apresenta uma tendência de mudança num futuro próximo, tendo em vista as poucas perspectivas de investimento nos outros modais de transporte. A pesquisa da CNT de Rodovias em 2019 mostra que 59% dos 108.863 km. avaliados possuem algum tipo de deficiência e a maior parte destes demandam grandes volumes de investimento. Do pouco mais de 1 milhão e 700 mil quilômetros de rodovias no país, 78,5% não são pavimentadas (CNT, 2019).

O uso predominante de pavimentos do tipo flexíveis no país se dá em virtude do seu menor custo inicial e facilidade construtiva. A camada de base deste tipo de pavimento geralmente é executada com pedra britada ou outros materiais granulares, que tem sua produção associada à elevado custo e problemas ambientais oriundos da exploração das jazidas (ROCHA e REZENDE, 2017), além de ser muito desfavorável quando solicitada por carregamentos repetitivos.

Uma das alternativas para reduzir os custos da implantação da pavimentação é a utilização de materiais lindeiros. Entretanto, nem sempre estes materiais apresentam parâmetros geotécnicos e mecânicos para atender os requisitos de desempenho à luz da mecânica dos pavimentos.

A fim de propiciar uma melhora no comportamento destes materiais, com por exemplo os solos para o seu emprego em camadas de base ou sub-base de estruturas de pavimento, opta-se, normalmente, pela estabilização deste material através do emprego de um aglomerante, sendo comumente utilizado o cimento e/ou a cal para tal finalidade.

O cimento é um material relativamente barato, de fonte de matéria-prima abundante na natureza e que apresenta, em geral, bom resultado em relação à resistência mecânica e durabilidade de suas estruturas. Isso faz com que o consumo do cimento, principalmente nos países em desenvolvimento, seja muito alto. O Brasil, por exemplo, mesmo afetado pela crise econômica nos últimos anos e pela pandemia do Covid-19 em 2020, consumiu entre janeiro e julho deste

mesmo ano mais de 33 milhões de toneladas, segundo dados do SNIC. Enquanto que, no panorama mundial, a *World Business Council for Sustainable Development* prevê que em 2050 a produção de cimento esteja entre 3,7 e 4,8 Bilhões de toneladas (acesso em março de 2021).

A produção de cimento está associada à emissão de gás carbônico (CO_2). Por mais que tenha havido um decréscimo de emissões de CO_2 nos últimos anos no Brasil, no setor industrial houve um aumento destas emissões, principalmente na produção de cimento, em que o aumento foi de 76,4% entre os anos de 2005 e 2012, sendo responsável por 29,6% do total de CO_2 emitido pelos processos industriais no ano de 2012 (BRASIL, 2014).

Além da preocupação das emissões no setor industrial, há a necessidade da gestão dos resíduos produzidos em seus processos, tendo em vista os inúmeros problemas ambientais que são causados pela disposição incorreta destes resíduos, como por exemplo, a emissão de gás metano (CH_4) oriundo da condição anaeróbica destes resíduos em sua deposição em aterros e lixões (BRASIL, 2014).

Neste contexto, a busca por materiais que demandam processos produtivos menos impactantes ambientalmente e/ou o aproveitamento de resíduos dos processos industriais tem sido foco de muitas pesquisas ao longo dos últimos anos, que no tocante de materiais cimentícios podem ser citados os cimentos álcali-ativados ou cimentos geopoliméricos.

Na pavimentação da rodovia SC-390, no trecho que liga os municípios de Orleans e Pedras Grandes, sul de Santa Catarina, foi empregada como camada de base do pavimento um solo extraído de uma jazida lindeira e estabilizado com cimento Portland (teor de 3%). O ano de abertura ao tráfego se deu em 2015, tendo apresentado resultados satisfatórios quanto ao desempenho no monitoramento do trecho (DEUCHER, 2019).

O presente trabalho avaliou em laboratório a estabilização do mesmo solo do trecho monitorado da Rodovia SC-390, utilizando-se, como aglomerante, uma mistura de cimento Portland e um geopolímero à base de metacaulim, visando atingir parâmetros mecânicos similares ao do solo estabilizado com 3%

de cimento Portland, buscando-se assim uma alternativa mais sustentável na estabilização de solos para aplicação em estruturas de pavimento.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo geral

Avaliar a estabilização de um solo com a substituição parcial ou total do teor de cimento Portland por um geopolímero à base de metacaulim para aplicação em camadas de pavimentos semirrígidos.

1.1.2. Objetivos específicos

- Avaliar o potencial de se estabilizar o solo com o geopolímero desenvolvido;
- Comparar os resultados obtidos na estabilização com a mistura adotada e cimento Portland;
- Avaliar a quantidade de geopolímero para obtenção das mesmas propriedades de resistência em relação às obtidas com o solo estabilizado com teor de 3% de cimento Portland;
- Avaliar o efeito da adição do geopolímero no comportamento à fadiga do solo estabilizado;
- Fazer uma breve análise de custo da estabilização com o geopolímero e cimento Portland.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Tipos de Estruturas de Pavimentos

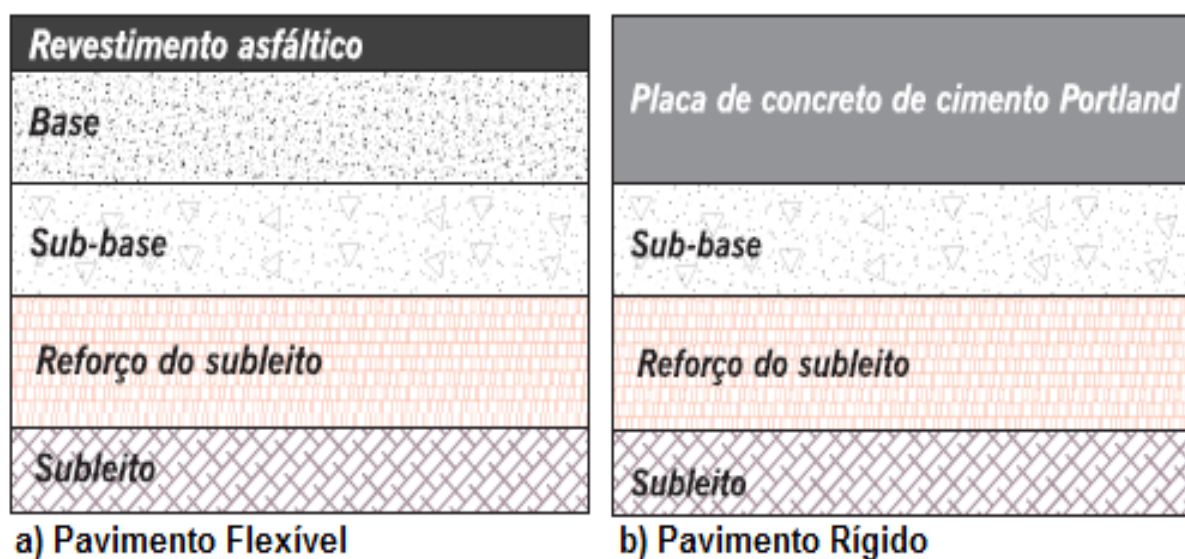
Define-se como uma estrutura de pavimento um sistema de camadas apoiados em um solo de fundação, a qual apresenta um comportamento dependente das espessuras individuais das camadas, suas respectivas rigidezes e do solo de fundação ou subleito, além da interação entre elas (BERNUCCI *et al.*, 2006). A função de uma estrutura de pavimento é a distribuição das cargas de roda impostas pelo tráfego em uma área de solo do subleito.

Estruturalmente, os pavimentos podem ser subdivididos em dois grandes grupos principais: os pavimentos rígidos e os flexíveis (Figura 1). Entre estes extremos, tem-se os ditos pavimentos semirrígidos, semi-flexíveis ou ainda, os pavimentos híbridos (Figura 2).

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), em seu Manual de Pavimentação de 2006 (Brasil, 2006), define como pavimento flexível aquele que em todas as camadas sofrem deformação elástica significativa sob o carregamento aplicado. Já o pavimento rígido é aquele em que o revestimento apresenta uma elevada rigidez em relação às camadas subjacentes, absorvendo boa parte das tensões oriundas do tráfego.

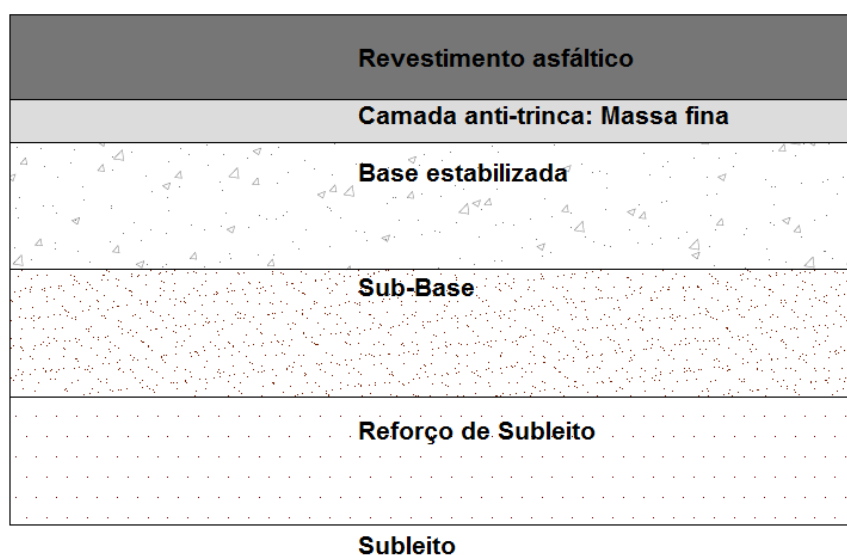
Os pavimentos semirrígidos são caracterizados pela presença de uma base estabilizada por algum aglomerante, a fim de enrijecer esta camada, destacando que entre a camada rígida e o revestimento há uma fina camada executada com material altamente deformável ou de um geossintético, o qual tem a função de evitar a propagação de trincas da camada rígida para o revestimento.

Figura 1: Tipo de estruturas de pavimentos



FONTE: Adaptado de BERNUCCI *et al.*, 2006

Figura 2: Tipo de estrutura de pavimento semirrígido



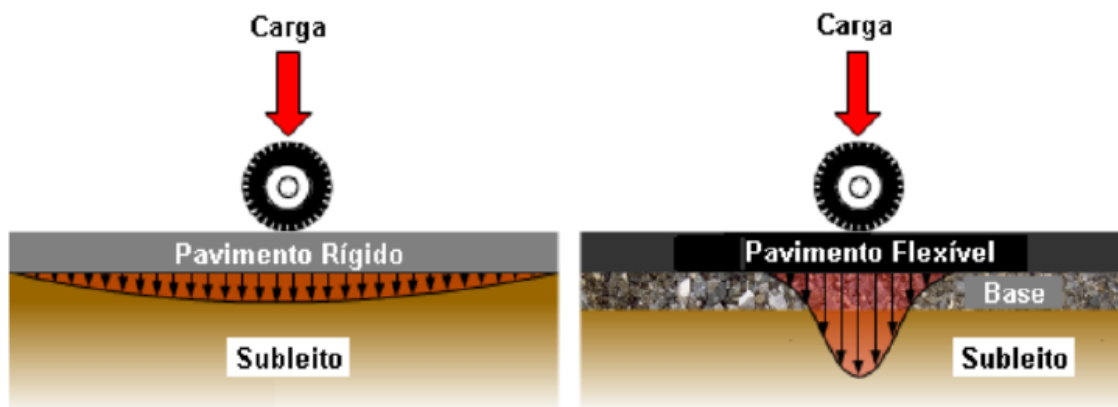
FONTE: Elaborada pelo Autor

Essa diferença de arranjo e propriedades das camadas faz com que a distribuição do carregamento e das tensões se dê de forma diferente em cada tipo de estrutura de pavimento (Figura 3).

Atkins (1983) compara a distribuição das tensões em um pavimento rígido com o de uma viga, ou seja, distribuição quase uniforme do carregamento, já para o pavimento flexível a distribuição se dá em forma de cone sob a roda, onde há um alívio das tensões com aumento da profundidade.

No caso dos pavimentos semirrígidos, a camada cimentada faz com que as tensões que chegam ao subleito sejam mais difusas do que em um pavimento flexível (BALBO e CINTRA, 1994).

Figura 3: Representação das cargas no pavimento



FONTE: ARAÚJO *et al.*, 2016

2.2. Base e Sub-base do pavimento

A camada de base do pavimento tem como função resistir aos esforços gerados pelo tráfego e distribuí-los, de forma que haja a redução ou até eliminação das deformações de consolidação e esforços cisalhantes que chegam as camadas de sub-base ou até mesmo no subleito (ANDRADE *et al.*, 2015).

O aumento da profundidade provoca um alívio das tensões, de forma que para uma determinada profundidade “z”, as tensões são tais que excederia os limites propostos pelo material do subleito. Porém, seria facilmente atendida pelo material da base, podendo então subdividir esta em 2 camadas (base e sub-base), onde a sub-base poderia, em virtude do nível de tensões, ser executada com material de menor qualidade que o da camada de base, mas de melhor qualidade que o subleito, atendendo os esforços solicitados. Na maioria dos casos, tal concepção reduz o custo da estrutura.

Geralmente as camadas de bases são executadas com materiais granulares, solo ou ainda, por material granular ou solo estabilizado com algum aglomerante, tendo que a espessura da camada de base é o fator determinante para que esta cumpra corretamente sua função (ATKINS, 1983).

Um sistema de drenagem adequado que evite a saturação da camada é imprescindível, pois caso ocorra a saturação, o atrito entre as partículas é reduzido pela presença de água nos poros da camada, levando a uma queda da resistência da camada e podendo levar até mesmo a ruptura.

Além das bases granulares, há também as bases rígidas, podendo ser de material granular com adição de cimento (Brita Graduada Tratada com Cimento – BGTC), base de concreto magro, concreto compactado a rolo (CCR) e, o objeto de estudo dessa pesquisa, solos estabilizados com agente cimentante.

Define-se a estabilização de solos como sendo “métodos de construção nos quais os solos são tratados sem aditivos ou com eles, de modo que se tenham os subleitos, sub-bases e bases, e ocasionalmente revestimentos, capazes de suportar as cargas do tráfego normalmente aplicadas sobre o pavimento, sob condições normais de umidade e tráfego, durante a vida da estrada pavimentada, sem deslocamentos apreciáveis, resistindo ao desgaste e às intempéries sem desagregação.” (Baptista, 1976).

Um aglomerante muito usado na estabilização química de solos para base de pavimentos é o cimento Portland, propiciando uma maior resistência e durabilidade para a estrutura, geralmente sendo utilizando em solos com pouca porcentagem de finos ou baixa plasticidade (SCHROEDER e DICKENSON, 1996).

As camadas de base devem ser compactadas de forma a atingir a sua maior densidade e resistência. Para tanto, no caso de solos estabilizados, conhecer as propriedades do solo é de fundamental importância, recorrendo geralmente a ensaios de laboratório para definição dos teores de ligante e umidade ótima da mistura (ensaio de compactação), além de outros parâmetros relacionados ao comportamento mecânico da camada.

2.3. Caracterização das camadas de base e sub-base do pavimento

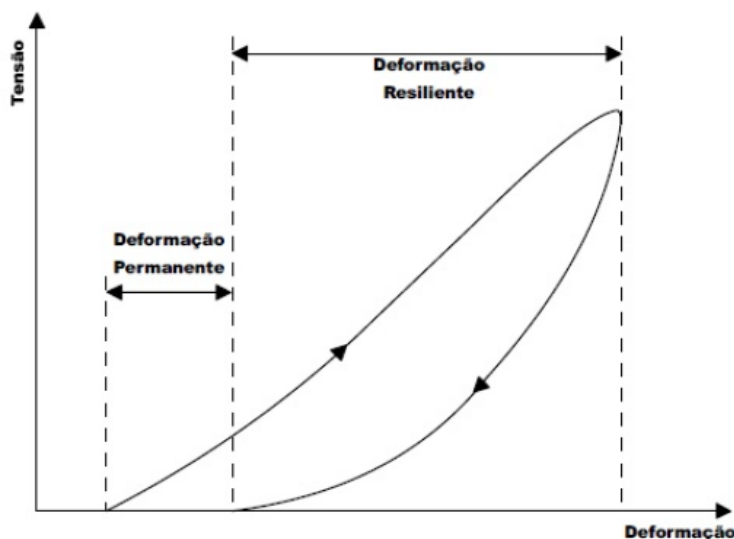
No caso de pavimentos semirrígidos considera-se a camada de base estabilizada como principal elemento estrutural da estrutura do pavimento (JIMÉNEZ e SÁNCHEZ, 2014), o que torna fundamental conhecer os esforços solicitantes e o comportamento mecânico dos materiais constituintes da camada.

No âmbito do dimensionamento de pavimentos no Brasil, utilizam-se principalmente dois parâmetros de caracterização mecânica: o Índice de Suporte Califórnia (ISC), que é usado na normativa vigente brasileira do DNER de 1981, e o Módulo de Resiliência usado na mecânica dos pavimentos (BERNUCCI, *et al.*, 2006), sendo o principal parâmetro em modelos empíricos mais atuais como o Guia empírico da AASHTO de 1993, assim como nos modelos empírico-mecanicistas, como no caso do método MeDiNa (DNIT, 2018).

Os materiais empregados na pavimentação, quando submetidos ao carregamento repetitivo, apresentam uma deformação que, parte é recuperável ou resiliente, e parte é plástica ou permanente (Figura 4).

O termo resiliente é aplicado quando um material é solicitado por cargas repetidas aplicadas em frações de segundos que provocam estes deslocamentos (RIBEIRO, 2016).

Figura 4: Comportamento dos materiais de pavimentação sujeitos ao carregamento cíclico



FONTE: FRANCO, 2007

Para os solos, o módulo de resiliência varia muito em função da coesão do material. Bernucci *et al.* (2006) destacam que em solos coesivos a deformação resiliente depende muito da tensão desvio aplicada. Já em solos não coesivos o módulo aumenta muito em função da tensão confinante, sendo menos influenciada pela tensão desvio. Isto é fundamental, uma vez que, em função da espessura das camadas, há a dissipação das tensões, em maior ou menor módulo, podendo submeter o material a alto ou baixos níveis de tensões

e, conseqüentemente, variar consideravelmente o seu módulo de resiliência, influenciando diretamente no comportamento da estrutura como um todo e na sua vida útil.

No Brasil, o módulo resiliente de solos e materiais granulares é realizado segundo o método de ensaio DNIT 134/2018 – ME.

As caracterizações de outras propriedades dos materiais empregados nas camadas de base e sub-base variam, principalmente, em função do tipo do pavimento, tendo em vista a influência que a espessura e rigidez das camadas propiciam na distribuição e diluição das tensões.

Uma vez definido os materiais a serem utilizados e as espessuras das camadas, pode-se prever o comportamento da estrutura do pavimento, identificando as principais propriedades a serem caracterizadas para previsão do desempenho e vida útil do pavimento.

2.4. Comportamento de um pavimento semirrígido

Em pavimentos semirrígidos, devido à presença de uma camada mais rígida em sua estrutura, há um abalo no bulbo de tensões, fazendo com que a camada de base, devido a sua elevada rigidez em relação as outras camadas inferiores, absorva ou resista a maior parte dos esforços solicitantes, diminuindo significativamente as tensões transmitidas para as camadas subjacentes.

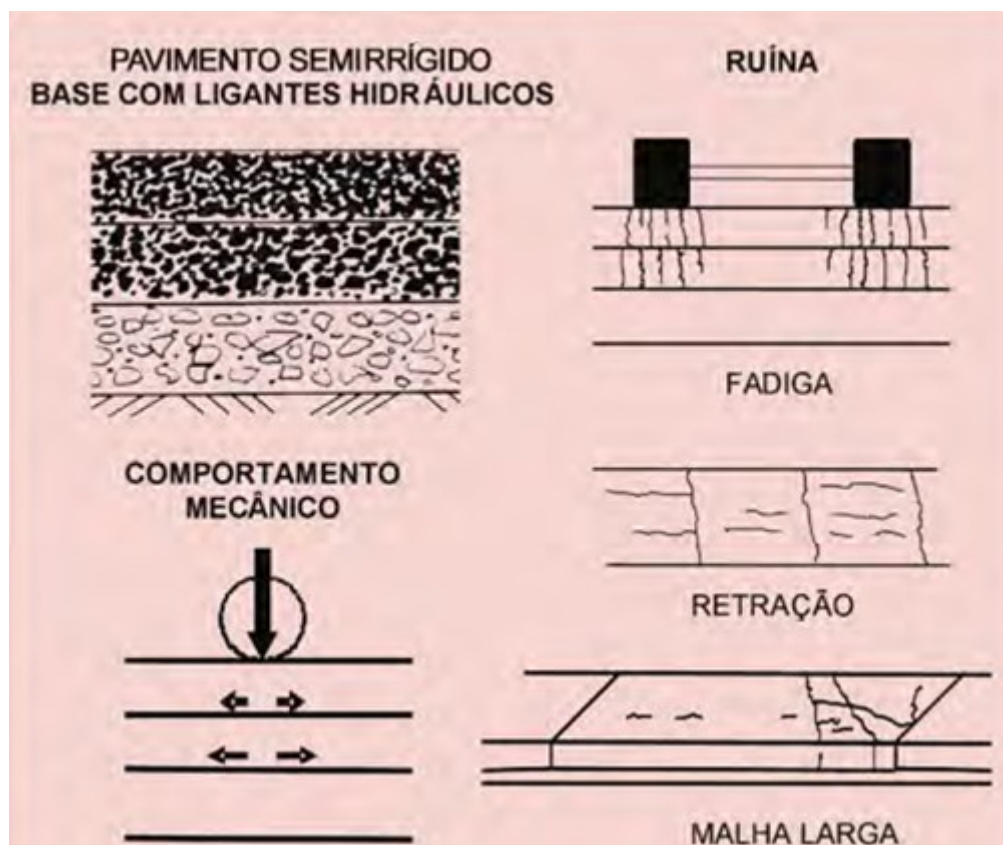
Aranha (2013) afirma que a camada cimentada faz com que a camada de revestimento asfáltico possa ter sua espessura reduzida, em virtude desta estar sujeita principalmente a esforços de compressão.

O principal mecanismo de ruína neste tipo de pavimento é a formação de trincas na camada cimentada, podendo estas ser causadas pelos esforços de tração na flexão que está submetida a camada de base, cujo o carregamento repetido pode levar ao trincamento por fadiga. Podem surgir, também, trincas por retração hidráulica da camada estabilizada, onde a propagação destas trincas para o revestimento ocorre pelas variações na temperatura, que provocam a abertura/fechamento das trincas das camadas inferiores, induzindo esforços de tração nas camadas superiores. Podem também se propagarem pela ação dos esforços solicitantes, que provocam tensões cisalhantes e de

tração nas camadas betuminosas nas proximidades das trincas (JIMÉNEZ e SÁNCHEZ, 2014).

A Figura 5 demonstra como é a estrutura de um pavimento semirrígido, seu comportamento mecânico e seu mecanismo de ruína.

Figura 5: Comportamento mecânico e mecanismos de ruína de um pavimento semirrígido



FONTE: Adaptado de JIMÉNEZ e SÁNCHEZ, 2014

Jiménez e Sánchez (2014) citam, ainda, a possibilidade de trincamento em malha larga das camadas betuminosas, associando este tipo de mecanismo à falta de coesão do material tratado, seja por má qualidade, ou ainda, por problemas executivos, que levaria a um comportamento da camada tratada semelhante ao de um material granular, o que eleva as tensões de tração na camada de revestimento e favorece a propagação de trincas.

A propagação das trincas leva ao trincamento das camadas superficiais, permitindo a penetração de água na estrutura do pavimento. A excessiva quantidade de água na estrutura do pavimento é uma das principais causas da sua deterioração precoce, pois leva a redução do módulo elástico, perda de

resistência e rigidez das camadas (CHIARI *et al.*, 2009; SUZUKI *et al.*, 2013), induzindo ao surgimento de diversos defeitos como afundamentos, trincas, desgastes, panelas ou buracos (SILVA, 2005).

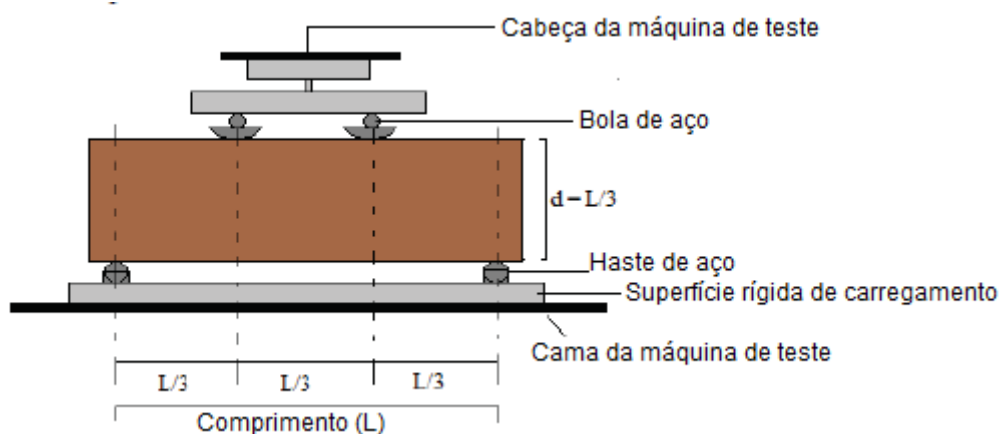
Em virtude do mecanismo de ruptura deste tipo de pavimento, Bernucci *et al.* (2006) salientam a importância da execução de ensaios tecnológicos principalmente com o objetivo de caracterizar o comportamento à tração dos materiais empregados na camada.

Ensaio laboratoriais para o estabelecimento de critérios de controle tecnológico durante a execução (TRICHÊS, 1993) e outros devido à simplicidade de execução devem ser feitos, como por exemplo, ensaios para determinação de resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão simples.

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral é um ensaio simples e essencial para qualquer material estabilizado quimicamente (FEDRIGO, 2015). Devido à falta de normativa para os materiais estabilizados quimicamente, geralmente recorre-se aos métodos de ensaios daquelas aplicadas em concretos e argamassas (ABNT NBR 7222) ou àquelas aplicadas a misturas asfálticas (NORMA DNIT 136/2010-ME). No caso da normativa do DNIT, a aplicação da carga se dá por deformação controlada até a ruptura do material. Com o valor da força aplicada na ruptura, obtém-se o valor da resistência a tração do material.

O ensaio de resistência à tração na flexão consiste em aplicar duas forças concentradas nos terços do vão de uma viga simplesmente apoiada (Figura 6). Bittencourt (2017) destaca a importância da verificação do posicionamento da viga em relação aos apoios equidistantes, ortogonalidade entre os eixos da máquina e do corpo de prova e observar a disposição dos elementos de apoio articulados. Este ensaio tem sido desenvolvido exclusivamente para avaliação da resistência de ruptura dos materiais, tanto em concretos, quanto para misturas cimentadas (LÓPEZ, 2016). Os procedimentos de ensaio são normatizados na ASTM D1635:2012 e a moldagem dos corpos de prova no protocolo NCHRP-789 e ASTM D1632:2017.

Figura 6: Sistema aplicado no ensaio de resistência a tração na flexão



FONTE: Adaptado de NCHRP-789, 2014

A natureza frágil da camada cimentada a deixa mais susceptível ao trincamento por fadiga. De acordo com Medina (1997), carregamento cíclico produzem danos intermitentes, ou seja, o dano cresce na fase de carregamento e se mantém constante na fase de descarregamento.

Trichês (1993) aponta que a vida de fadiga de um material cimentado é influenciada por diversos fatores, sendo eles: fatores de carga (magnitude, tipo, forma, frequência, e duração do carregamento), da mistura (tipo do solo, granulometria, teor de cimento, fator água/cimento e rigidez da mistura) e condições de cura.

Ceratti (1991) define fadiga como “um processo de mudança estrutural progressiva localizada no material sujeito a tensões cíclicas que diminuem a resistência do material às forças aplicadas.”, em outras palavras, o tipo de carregamento repetido faz com que os materiais sofram falhas para valores de tensão inferiores àqueles obtidos na ruptura em ensaios estáticos.

A vida de fadiga de uma camada cimentada é definida em termos do número total de aplicações de uma determinada carga, necessária para ruptura do material ou redução da rigidez inicial da amostra a um nível pré-estabelecido.

Trichês (1993) afirma que os resultados dos ensaios de fadiga são apresentados através de equações que relacionam a vida de fadiga (N) com parâmetros relacionados ao estado de tensão/deformação na tração atuante no material, sendo eles: tensão máxima de tração, relação SR (tensão máxima de

tração/resistência à tração) para ensaios à tração controlada, ou ainda, a máxima deformação de tração inicial, para ensaios à deformação controlada.

Há diversos métodos para se avaliar a fadiga de materiais cimentados, sendo eles: ensaios de compressão uniaxial, tração indireta (compressão diametral), tração direta e tração de flexão.

Disfani *et al.* (2014) destacam que os ensaios por compressão uniaxial não representam adequadamente o comportamento a fadiga dos materiais cimentados. Geralmente emprega-se ensaios de tração indireta e tração na flexão simples

Segundo Ceratti (1991), o modo de carregamento à flexão simples é o que simula melhor o estado de tensões atuante em uma camada cimentada, além de que estas camadas se comportam como se estivessem sendo solicitadas quase que no estado de tensões controladas.

O carregamento no ensaio de fadiga a quatro pontos possui configuração similar ao de tração na flexão. Durante o ensaio, inicialmente surgem várias microfissuras que se interligam, formando uma única trinca que se propaga ao longo da altura do corpo de prova. Quando esta trinca atinge a região da linha neutra a ruptura do corpo de prova é iminente. Geralmente esta única trinca se desenvolve dentro do terço médio central, zona esta caracterizada por estar sujeita ao momento fletor máximo e constante, além da nulidade dos esforços cortantes, reduzindo assim a dispersão dos resultados dos ensaios. Caso a trinca ocorra fora do terço médio central, o ensaio deve ser abandonado.

2.5. Estabilização de solos

No âmbito da engenharia, o solo é definido como todo material não consolidado acima do leito de rochas, incluindo partículas minerais e materiais orgânicos encontrados em depósitos de solo, juntamente com sua composição de ar e água (ATKINS, 1983) ou ainda, Baptista (1976) define o solo como sendo um material constituído de rochas desintegradas e matéria orgânica formado por um conjunto de partículas de diferentes diâmetros e encontrado na superfície terrestre.

Entende-se por estabilização de um solo o uso de um processo de qualquer natureza física, físico-química, química ou mecânica, com intuito de promover melhoria em suas propriedades para determinada utilização (BAPTISTA, 1976). No caso de rodovias, suportar as cargas de tráfego sob as condições climáticas susceptíveis e reduzir a deformação recuperável da estrutura durante a vida útil da estrutura do pavimento.

2.5.1. Estabilização granulométrica e mecânica

A estabilização granulométrica consiste na adição de um ou mais materiais ao solo, com o objetivo da correção granulométrica com intuito de garantir o contato grão-grão e, preferencialmente, de forma que a mistura possua uma distribuição granulométrica bem graduada, ou seja, com finos preenchendo os vazios (BERNUCCI *et al.*, 2006).

A estabilização mecânica é um complemento de outras formas de estabilizações (granulométrica ou química). Ela, tem como objetivo garantir a densidade máxima da mistura para uma dada energia de compactação e umidade ótima (BUENO, 2011).

A correção granulométrica, seguida da estabilização mecânica ou compactação é a forma mais comum para melhorar solos que apresentam baixa resistência e/ou alta deformabilidade. Porém, outros processos também podem preferir aumento da resistência e redução da deformabilidade, como por exemplo, a estabilização química (CORRÊA, 2008).

2.5.2. Estabilização química

Consiste na adição de um material químico no solo, de ação cimentante ou não, melhorando uma ou mais de suas propriedades no âmbito da aplicação em engenharia (PATRICIO, 2015). É um procedimento baseado nas reações químicas que ocorrem entre o agente estabilizador e os minerais presentes no solo (MACHADO *et al.*, 2017; SOLIZ, 2007). Segundo Rocha e Rezende (2017), as estruturas dos solos naturais são muito variáveis e podem influenciar os resultados da estabilização.

Os agentes ou estabilizadores podem agir como impermeabilizantes, dispersantes ou, agregantes. O primeiro, induz a formação de partículas hidrofóbicas, ou seja, retira a água adsorvida e elimina a carga superficial dos solos. Já o segundo, aumenta a eletronegatividade da partícula, induzindo a uma maior repulsão entre elas. O terceiro, elimina estas forças de repulsão eletrostática, facilitando a coesão entre as partículas (LAMBE e MICHAELS, 1954 *apud* EMMERT, 2010).

Dentre as propriedades de interesse da engenharia que são focos de melhoria na estabilização de solos, destacam-se aquelas relacionadas à mudança de seu comportamento quanto à resistência e estabilidade e, conseqüentemente, podendo também influenciar nos parâmetros permeabilidade e deformabilidade do solo, de modo a atingir os requisitos desejados (PEREIRA, 2012).

Para escolha do estabilizante devem ser levadas em conta as características do solo natural, as quais conforme já mencionado, influenciam nos resultados da estabilização. Sendo assim, solos com tendência expansiva como os solos podzólicos, que geralmente possuem alto teor de argila, o uso da cal tem se mostrado mais eficiente que outros estabilizantes. Já para solos com baixo teor de argila, como os solos granulares, o cimento tem-se mostrado mais eficiente que a cal (ROCHA e REZENDE, 2017).

Os estabilizantes químicos mais tradicionalmente empregados em obras rodoviárias são o cimento Portland, a cal e a emulsão asfáltica. Mais recentemente, têm sido desenvolvidos estudos sobre estabilizações com polímeros e com geopolímeros.

2.5.3. Estabilização de solo com cimento

O termo solo-cimento é utilizado quando objetiva-se uma melhoria significativa das propriedades do solo em termos de resistência e rigidez, exigindo altos teores de cimento, em geral acima de 5%. Quando o objetivo é uma melhoria parcial das propriedades, como aumento da trabalhabilidade e capacidade de suporte, por exemplo, adotam-se teores mais baixos, variando de

2 a 4% e denominando-se a mistura, então, de solo melhorado com cimento (BERNUCCI *et al.*, 2006; BRASIL, 2006).

Venkatarama Reddy e Latha (2014a) afirmam que a estabilização de solo com cimento é ideal para solos arenosos de granulometria grossa e com argilominerais não expansivos. Para que haja uma estabilização econômica com cimento, o solo deve ser constituído majoritariamente por fração de areia, pois solos com alto teor de material fino requerem grandes teores de cimento, o que torna a mistura onerosa e favorecem problemas de retração (BERNUCCI *et al.*, 2006; MARTINS, 2014).

Lima *et al.* (1993) *apud* Arrivabeni (2017) citam que o principal efeito do cimento em solos granulares é a criação de ligações nos contatos intergranulares. Em outras palavras, conceber uma certa parcela de coesão. Em solos mais finos, os grãos de cimento aderem-se às partículas de solo, formando um material floculado com ligações oriundas do fenômeno da cimentação.

O critério para definição do teor de cimento para estabilização do solo é, acima de tudo, o econômico (LOPES, 2002). O teor de cimento empregado é influenciado, principalmente, pela composição granulométrica e mineralógica do solo, forma da curva granulométrica, teor de umidade e grau de compactação (BARBOSA e GHAVAMI, 2010 *apud* MARTINS, 2014).

Bernucci *et al.* (2006) citam que as bases de solo estabilizados com cimento têm-se mostrado bastante eficientes em termos de resistência e durabilidade, desde que a mistura seja bem projetada, minimize-se a ocorrência de trincas por retração e o subleito tenha boa capacidade de suporte para que haja a compactação adequada da camada.

Arrivabeni (2017) afirma que o endurecimento das partículas de cimento em virtude da hidratação e os produtos das reações pozolânicas ocorridas entre as partículas do solo promovem a cimentação da mistura. Entretanto, o principal contribuinte em termos de resistência final são as reações de hidratação do cimento.

A hidratação do cimento gera C-S-H e aluminatos de cálcio (C-A-H), além da formação de C-H. Estes produtos formam ligações insolúveis em água que

ligam as partículas granulares. O C-S-H e C-A-H não reagem com as partículas de argila, já a parcela de C-H reage com estes argilominerais (natureza pozolânica) formando um gel cimentício insolúvel em água de silicatos e aluminossilicatos que cristalizam em C-S-H, aluminatos de cálcio, etc. com o tempo, em função da temperatura ambiente e condições de cura. Portanto, a formação de C-S-H e C-A-H são os principais contribuintes para o desenvolvimento de resistência de solos estabilizados com cimento (VENKATARAMA REDDY e LATHA, 2014^b).

As camadas cimentadas estão sujeitas ao fissuramento por dessecação superficial, retração volumétrica e por fadiga.

As fissuras por dessecação superficial surgem, geralmente, nas primeiras idades e aparecem distribuídas quase uniformemente na superfície da camada, causadas pela rápida perda de umidade e fortemente influenciadas pelas condições de curas nas primeiras idades (KUHLMAN, 1994 *apud* SPECHT, 2000).

A retração é um fenômeno natural das camadas cimentadas e que evidencia o enrijecimento desta, com um conseqüente aumento da resistência à tração e à flexão (KUHLMAN, 1994 *apud* SPECHT, 2000). Trichês (1995) cita que as fissuras por retração volumétricas são causadas pela interação entre o solo, cimento Portland e a água e, em sua maioria, se desenvolvem rapidamente após a construção e têm como causas principais as condições climáticas adversas, características da mistura e deficiências no processo de construção e cura.

Tratamentos superficiais com aplicação de emulsão asfáltica ou concretos asfálticos com alto teor de ligante, assim como geomembranas, têm-se demonstrado bastante eficientes no que diz respeito ao retardo da reflexão das trincas para o revestimento betuminoso (KUHLMAN, 1994 *apud* SPECHT, 2000).

As trincas por fadiga estão associadas à deterioração sob carregamento repetido, podendo até levar ao colapso da estrutura. Ao contrário da fissuração por dessecação superficial e por retração volumétrica, as trincas por fadiga têm sua propagação na parte inferior da camada, onde a ruptura desta se desenvolve

em duas etapas segundo Trichês (1995): a primeira é o fissuramento resultante da quebra da cimentação entre as partículas, e a segunda é a propagação das trincas.

Os ensaios laboratoriais para comportamento na fadiga sofrem críticas por não simularem o verdadeiro estado de tensões a que são submetidos os materiais no campo. Porém, admite-se que “ocorra a fadiga sob o estado de tensões de campo, quando a deformação em qualquer direção atingir o valor de deformação obtido em um ensaio uniaxial de fadiga” (TRICHÊS, 1993).

O DNIT (BRASIL, 2006) exige a RCS de 2,1 MPa em 7 dias de cura para os materiais cimentados aplicados como base de pavimento. Os teores para atingir esta resistência é muito dependente do tipo de solo e energia de compactação. Teixeira (2014), por exemplo, precisou de um teor de 10% de cimento Portland para atingir 2,28 MPa de RCS em um solo siltoso, enquanto Sanbonsuge *et al.* (2017), atingiram esta resistência para uma areia siltosa com teor de, aproximadamente, 4%. Macêdo (2004) precisou de 7,9% de cimento para atingir a exigência de resistência em um solo argiloso e, para um solo de areia siltosa, precisou de menos de 5%. Cancian (2013), utilizando areia siltosa, obteve 2,18 MPa com 6% de cimento para energia normal, e 2,41 MPa para o mesmo teor de cimento, porém na energia modificada.

Macêdo (2004) estudou o comportamento resiliente de solos estabilizados com cimento. Para um solo argiloso, sem e com teor de 1% de cimento, o módulo de resiliência alcançado foi inferior a 700 MPa. Para os teores de 3%, 5% e 7% os módulos variam de 1000 a 2600 MPa. O autor verificou que o ganho de rigidez não é linear e que, de 5% para 7% o ganho foi mínimo, não justificando, portanto, o maior custo com a adição do cimento. Entre 3% e 5% foram obtidos módulos variando de 1100 e 2100 MPa. Para uma areia siltosa, o autor obteve o módulo de resiliência aos 7 dias de 2000 MPa, chegando a 3236 MPa aos 28 dias.

Sanbonsuge *et al.* (2017) citam a influência do fator campo-laboratório nos parâmetros de resistência mecânica. Os autores avaliaram o módulo de resiliência de uma mistura de solo-cimento por meio de ensaios laboratoriais e de campo por retroanálise, chegando a valores de 3 a 4 vezes menores para os ensaios de campo. Associaram essa diferença ao início do processo de

microfissuração da base cimentada, possível falha construtiva e diferença na forma de ajuste da umidade em campo e em laboratório.

Referente ao comportamento a fadiga, Ceratti (1991) verificou que a resistência à fadiga de misturas com solos finos é superior às misturas com solos granulares e que, solos de origem laterítica tem um melhor comportamento em relação aos solos de origem residual.

Davies e Fendukly (1994), por meio de ensaios triaxiais cíclicos, demonstram que a taxa de redução da tensão de ruptura dos solos estabilizados com cimento é mais rápida de acordo com o aumento do teor de cimento. Justificam a afirmativa pelo fato de que o aumento do teor de cimento leva, também, ao aumento da fragilidade do material. Em outras palavras, materiais cimentados muito rígidos estão mais susceptíveis ao dano por fadiga.

Fonseca *et al.* (2013) destacam a importância em se atualizar as normas europeias de ensaio de fadiga, uma vez que estas sugerem até 10 mil ciclos de carregamento e, no trabalho desenvolvido pelos autores, a deformação permanente acumulada alcançou valores significativos para materiais cimentados (teor de 2 e 7% para baixo nível de tensão; 3, 5 e 7% para alto nível de tensão) após os 10 mil ciclos, destacando a necessidade de mais estudos acerca dos materiais cimentados, em virtude do comportamento muito diferente em relação aos solos granulares não cimentados.

2.6. Geopolímero, cimento geopolimérico ou cimento álcali-ativados

2.6.1. Definição e conceitos

Peçanha (2012) destaca alguns pontos negativos do concreto de cimento Portland, como a susceptibilidade à carbonatação, despassivação das armaduras com a redução do pH, reação álcali-agregado, ataques por ácidos e sulfatos e baixo desempenho quando expostos a altas temperaturas. Para o autor, estas limitações impulsionaram o desenvolvimento de pesquisas de aglomerantes alternativos, visando o bom desempenho da estrutura aliada a preocupações ambientais.

Severo *et al.* (2013a) relatam que, em virtude dos incêndios catastróficos na França na década de 70, aliado ao baixo desempenho do concreto de cimento

Portland quando expostos a altas temperaturas, Davidovits em 1972 começou a investigar novos materiais resistentes ao calor, chegando em um material silico-aluminoso ativado alcalinamente, o qual foi denominado pelo pesquisador como geopolímero, dando início a um aumento exponencial de pesquisas acerca destes materiais.

Na bibliografia, há diversos nomes para os materiais ativados alcalinamente, como por exemplo: cimento ativado alcalinamente, geopolímeros, cerâmica alcalina, cimento alcalino, geocimento e concreto de polímero inorgânico (SEVERO *et al.*, 2013a; Duxson *et al.*, 2007).

Polímeros são moléculas de cadeia longa e alto peso molecular, sendo comum o uso do termo “macromoléculas” para se referir a materiais poliméricos (SPERLING, 2006).

Embora as estruturas dos polímeros sejam muito variáveis, quase todas elas podem ser expressas como combinações de um número limitado de diferentes unidades estruturais, conhecidas como unidades monoméricas, sendo a característica de geração de toda a estrutura através da repetição de uma ou mais destas unidades a característica básica dos polímeros (FLORY, 1953).

Os geopolímeros podem ser classificados em dois grupos principais, sendo eles: inorgânicos puros e contendo orgânicos. A definição de geopolímero proposta por Davidovits se refere apenas aos geopolímeros inorgânicos puros (KIM *et al.*, 2006).

Davidovits batizou de geopolímero as estruturas silico-aluminato tridimensionais amorfas a semi-cristalinas, sugerindo como sua designação química o termo poli(sialato), sendo “sialato” a abreviação para silico-óxido-aluminato, a qual consiste de rede tetraédrica tridimensional de SiO_4 e AlO_4 ligadas alternadamente compartilhando todos os oxigênios, com íons positivos (Na^+ , K^+ , Li^+ , Ca^{2+} , Ba^{2+} , NH_3^+ e H_3O^+) presentes nas cavidades da estrutura para equilibrar a carga negativa do Al^{3+} em número de coordenação IV com o oxigênio (DAVIDOVITS, 1989), conforme mostrado na Figura 7.

A fórmula empírica do poli(sialato) é dado pela Equação 01.

$$M_n [-(SiO_2)_z - Al_2O_3]_n \cdot wH_2O \quad \text{Equação (01)}$$

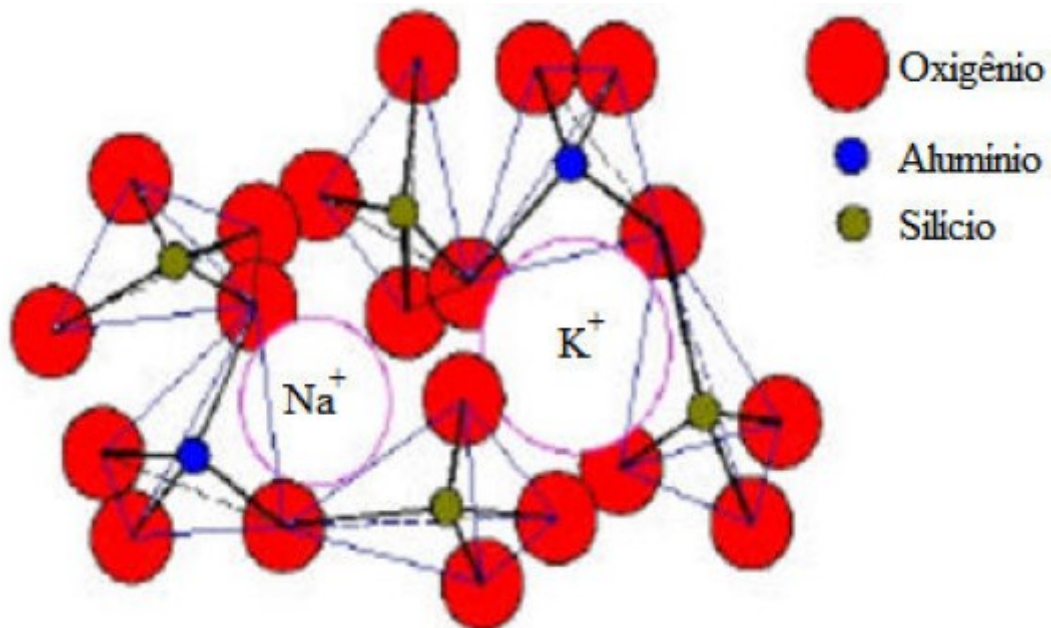
Onde,

$z = 1, 2$ ou 3 ;

M = cátion monovalente (como potássio ou sódio);

n = grau de policondensação;

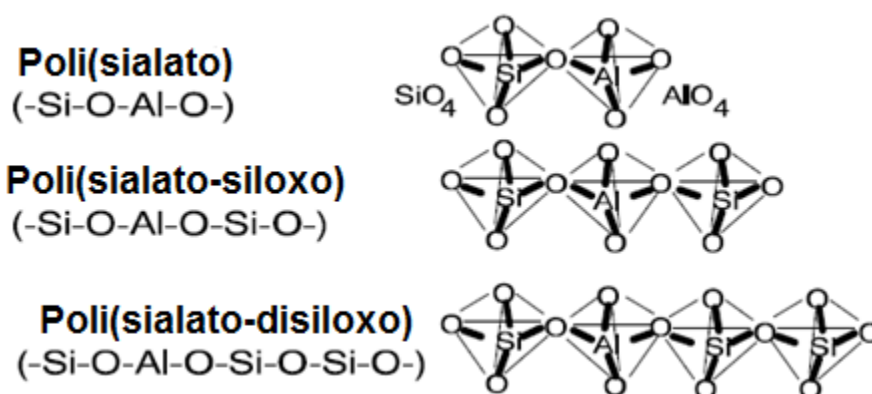
Figura 7: Representação do arranjo espacial da estrutura dos geopolímeros



FONTE: PINTO, 2006 *apud* RAMOS, 2017

Davidovits (1989) classifica os poli(sialato) em três tipos, sendo eles: poli(sialato), poli(sialato-siloxo) e poli(sialato-disiloxo), que podem ser melhor visualizados na Figura 8, classificados pela razão atômica Si/Al, onde para Si/Al igual a 1 tem-se o poli(sialato), igual a 2 o poli(sialato-siloxo) e igual a 3 o poli(sialato-disiloxo).

Figura 8: Tipos de sialatos



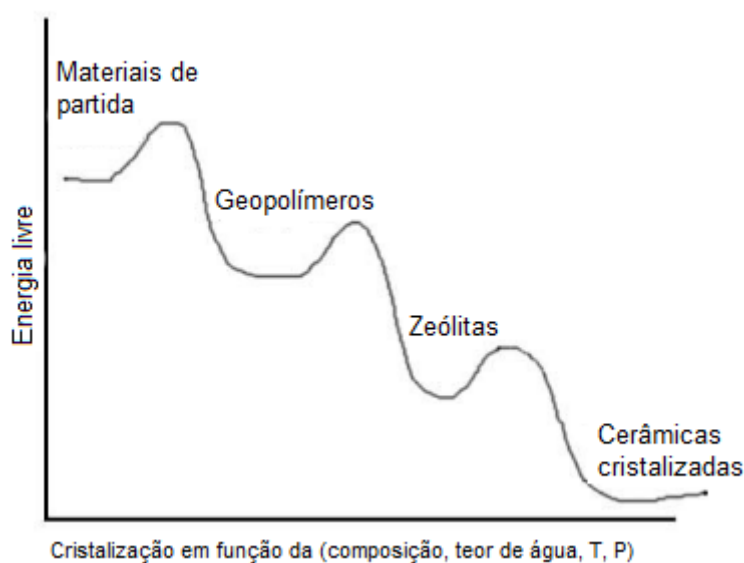
FONTE: DAVIDOVITS, 1994

Davidovits (1989) cita que durante sua procura por tecnologias de polímeros inorgânicos em 1978, ficou impressionado com as condições hidrotermais similares que controlavam a síntese de plásticos fenólicos orgânicos e, da mesma forma, feldspatóides minerais e zeólitos, requerendo em ambos os casos altos valores de pH, álcali-concentrado, pressão atmosférica e temperaturas fixas abaixo de 150°C.

Pinto (2006) define as zeólitas como um “grupo de aluminossilicatos cristalinos hidratados de metais alcalinos ou alcalino-terrosos (principalmente sódio, potássio, magnésio ou cálcio), caracterizados por uma elevada superfície interna de contato e enorme capacidade de permuta de íons (cátions)”, enquanto tem-se a ligação destes silicatos e aluminossilicatos feitas por átomos de oxigênio em redes tetraédricas tridimensionais, de forma muito similar aos geopolímeros, diferenciando-se pelo tipo de estrutura atômica (MEIER e OLSON, 1992 *apud* RAMOS, 2017).

Em contrapartida, a maior velocidade de formação dos cimentos geopoliméricos em relação às reações de síntese das zeólitas faz com que não haja tempo suficiente para a cristalização do gel do geopolímero, ao contrário dos minerais zeolíticos, resultando em uma estrutura amorfa a semi-cristalina para os cimentos geopoliméricos (DAVIDOVITS, 1984 *apud* RAMOS, 2017).

Figura 9: Diagrama de energia livre por cristalização



FONTE: KRIVEN *et al.*, 2004

Davidovits (2015) se refere aos geopolímeros como sendo um novo material ou um novo cimento. Porém, faria mais sentido usar a afirmação de Verdolotti *et al.* (2008), os quais afirmam que a geopolimerização é uma técnica relativamente nova, porém baseada em um princípio muito antigo, tendo nos últimos anos surgido como uma possível solução para resolver diferentes problemas ambientais. Isso porque, conforme mostrada por Škvára *et al.* (2008), estudos do próprio Davidovits apontam a hipótese sobre o uso de geopolímeros em monumentos antigos no Egito há mais de 4 mil anos.

Muito antes dos estudos de Davidovits da década de 70, foram desenvolvidos materiais semelhantes ao geopolímero na antiga União Soviética na década de 50 por Glukhovski, que os denominou “cimentos de solo”, nomenclatura esta justificada pelo uso de “cimento” como ligante e o “solo” pelo fato de usarem para sua produção materiais naturais. Estes “cimentos de solo” eram obtidos a partir de aluminossilicatos minerais moídos, misturados com resíduos industriais ricos em álcalis (SEVERO *et al.*, 2013a).

Os geopolímeros vêm chamando atenção da comunidade científica por se tratar de um material de baixo custo, excelentes propriedades físicas e mecânicas, baixo consumo energético e reduzida emissão de gases do efeito estufa durante a sua síntese (MARÍN-LÓPEZ *et al.*, 2009).

Há a necessidade de três componentes para obtenção de um geopolímero, sendo eles: um material aluminossilicato, por exemplo, argilas calcinadas (argila caulínica e/ou laterítica, rochas vulcânicas, rejeitos de minas e subprodutos industriais); reagentes alcalinos (os mais comuns são hidróxidos de metais alcalinos ou alcalinos terrosos, sais de ácidos fracos ou fortes e sais silicatos do tipo $R_2O(n)SiO_2$, onde R é um íon alcalino); e água para dissolução de todos estes componentes (SAMPAIO, 2017).

Shi *et al.* (2011) classificam os cimentos álcali-ativados em cinco categorias com base na fonte de aluminossilicatos:

- Cimento álcali-ativado à base de escória de alto forno;
- Cimento álcali-ativado pozolânico;
- Cimento álcali-ativado à base de cal-pozolana/escória;
- Cimento álcali-ativado contendo aluminato de cálcio;
- Cimento álcali-ativado contendo cimento Portland ou cimento híbrido;

2.6.2. Geopolimerização ou síntese do geopolímero

Na década de 40 um pesquisador chamado Arthur Oscar Purdon acidentalmente descobriu a ativação alcalina de ligantes inorgânicos. Segundo o pesquisador, a ativação se resumia em dois passos: liberação da sílica, alumina e cal; formação de C-S-H, aluminatos e a regeneração da solução cáustica, propondo um mecanismo de endurecimento do material ativado que envolvia a dissolução de Si e Al na presença de hidróxido de cálcio e a precipitação de silicato de cálcio ou hidrato de alumínio com a geração de hidróxido de sódio (KHALE e CHAUDHARY, 2007).

Glukhovsky na década de 50 identificou C-S-H, CH e aluminossilicato como produto de solidificação na ativação alcalina de ligantes de escória, concluindo que o mineral de argila reage durante a ativação alcalina para formar aluminossilicatos hidratados. Então, já na década de 70, Davidovits desenvolveu um tipo de material polimérico mineral com cadeia de polissilato reticulado

tridimensional, oriundo da reação de hidroxilação e policondensação¹ de minerais naturais como argila, escória, cinza volante e pozolana em ativação alcalina sob temperaturas inferiores à 160°C, denominando este polímero inorgânico de geopolímero (KHALE e CHAUDHARY, 2007).

Os geopolímeros podem ser obtidos de qualquer fonte de aluminossilicatos, sendo esta muito abundante na natureza (aproximadamente 65% da crosta terrestre consiste basicamente de alumínio e silício), porém a presença de impurezas pode afetar a síntese e, conseqüentemente, as propriedades finais do geopolímero (AREDES, 2012).

A reação química que faz com que ocorra a geopolimerização baseia-se na capacidade do alumínio induzir, via ativação alcalina, as alterações químicas e cristalográficas numa estrutura de matriz siliciosa. Em outras palavras, a geossíntese consiste na transformação de uma estrutura plana (como da caulinita) em uma estrutura reticulada espacial característica dos tectossilicatos, fazendo com que os tetraedros de Si e Al da fonte de aluminossilicatos se liguem alternadamente, compartilhando todos os oxigênios (PINTO, 2006).

Davidovits (1989) descreve a geopolimerização como um processo exotérmico resultante da policondensação de monômeros ainda hipotéticos, os íons ortossilatos, conforme as equações de reação mostradas na Figura 10. O autor ressalta, também, que a síntese descrita depende dos oligômeros² (dímero, trímero) que fornecem as unidades estruturais tridimensionais da macromolécula (Figura 11).

Para Boca Santa (2016), os mecanismos que envolvem a geopolimerização e as razões pelas quais se formam os polímeros inorgânicos não são muito esclarecidas, sendo objetos de muitos estudos. Sampaio (2017) justifica esta dificuldade em se entender as etapas precisamente pelo fato de

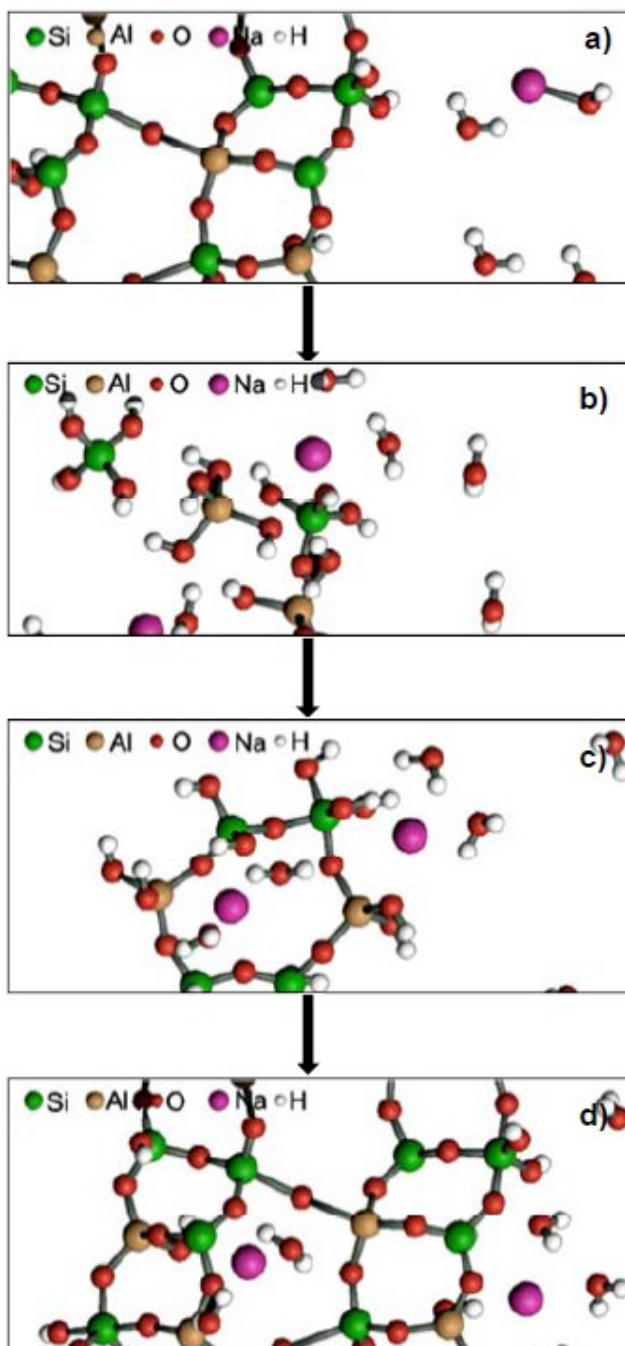
¹ Reação entre dois monômeros, com eliminação de uma substância mais simples (como água, ácido clorídrico, amônia, entre outros) e, às vezes, por rearranjos entre as moléculas dos monômeros (FELTRE, 2004).

² Polímero com apenas algumas unidades de repetição, com grau de polimerização não maiores que 10 à 100 (SPERLING, 2006)

- 1ª Etapa: conjunto de reações de dissolução, quebrando as ligações covalentes Si-O-Si e Al-O-Si através do elevado pH da solução alcalina, transformando estes grupos em uma fase coloidal (Figura 12b);
- 2ª Etapa: coagulação dos produtos das quebras de ligações e, ao mesmo tempo, interação entre eles para formar uma estrutura coagulada (Figura 12c);
- 3ª Etapa: condensação das estruturas coaguladas (Figura 12d);
- 4ª Etapa: cristalização da estrutura em função do tempo e temperatura;

Estas quatro etapas formam os três estágios descritos no modelo de Glukhovsky, que são: destruição-coagulação, coagulação-condensação e condensação-cristalização.

Figura 12: Mecanismo de reação durante o processo de ativação alcalina de um aluminossilicato proposto por Glukhovsky

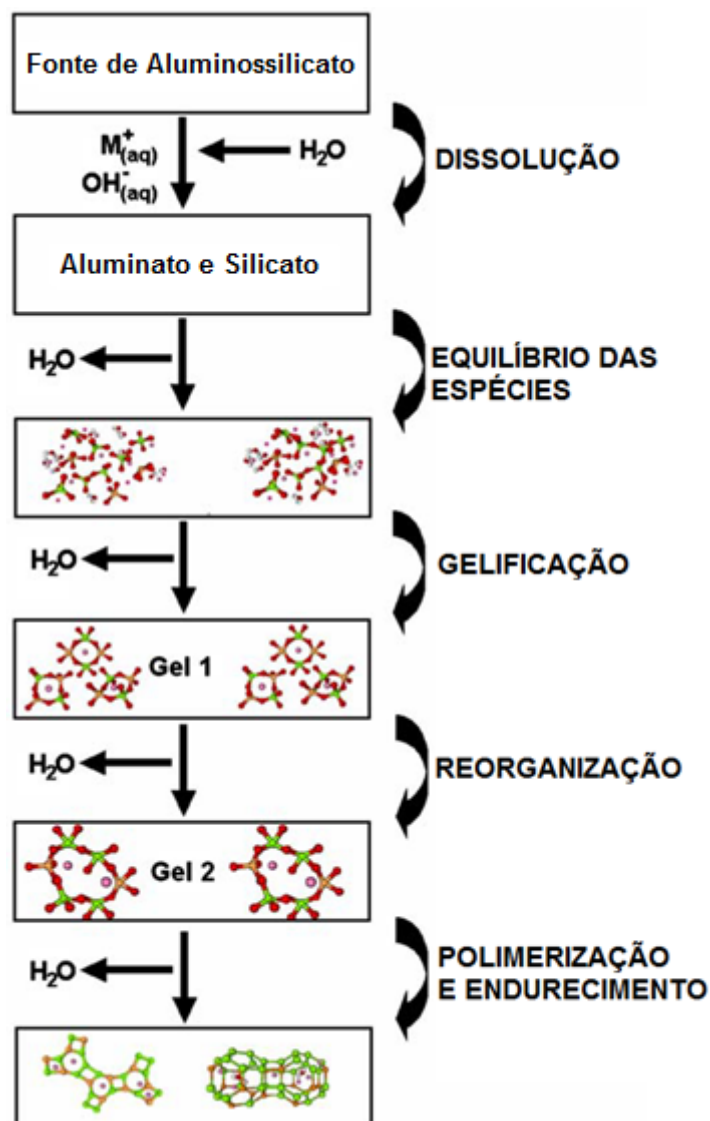


FONTE: Severo *et al.* (2013a)

Recentemente, outros autores elaboraram uma espécie de modelo de Glukhovsky estendido e aplicado junto aos conhecimentos sobre a síntese das zeólitas para explicar a geopolimerização, demonstrado simplificada na Figura 13. Nesta, nota-se a ausência de potenciais requisitos para o processamento das fontes de aluminossilicatos (como moagem, tratamento térmico/calцинаção, entre outros) em prol do aumento da reatividade do produto

e, embora esteja bem dividido em etapas na imagem, vários autores salientam que estes processos são amplamente acoplados e ocorrem simultaneamente (Duxson *et al.*, 2007; PANAGIOTOPOULOU *et al.*, 2007).

Figura 13: Modelo conceitual de geopolimerização



FONTE: Adaptado de Duxson *et al.* (2007)

De acordo com a Figura 13, a única etapa em que há o consumo de água é a obtenção de espécies de aluminatos e silicatos, provavelmente na forma monomérica, em que se assume que este mecanismo de dissolução das partículas sólidas na superfície seja responsável pela conversão das partículas sólidas durante a geopolimerização, sem nenhum comprovamento científico acerca do real processo de conversão da partícula (Duxson *et al.*, 2007).

O modelo conceitual de geopolimerização de Duxson *et al.* (2007) demonstrado, descreve a reação de ativação como um resultado de dois estágios sucessivos e controladores, sendo eles:

- Nucleação ou dissolução da fonte de aluminossilicato para formação de espécies poliméricas: altamente dependente dos parâmetros termodinâmicos e cinéticos. Corrobora com as primeiras etapas do modelo proposto por Glukhovsky;
- O crescimento dos núcleos até um tamanho crítico e o início da formação de cristais: processos de reorganização estrutural como ponto determinante na microestrutura e distribuição de poros do material, influenciando nas múltiplas propriedades físicas do geopolímero.

O processo descrito acima coincide principalmente nas etapas finais com as equações propostas por Davidovits (Figura 10), onde há a liberação de água no desenvolvimento das reações. Esta é uma das principais diferenças da geopolimerização em relação à hidratação do cimento Portland, na qual a água exerce um papel fundamental na hidratação dos grãos de cimento para formação dos C-S-H, enquanto que no geopolímero a água não desempenha papel nas reações químicas, atuando apenas como um meio para que ocorra a dissolução dos aluminossilicatos em contato com o ativador alcalino (SAMPAIO, 2017).

Khale e Chaudhary (2007) apontam que para o ganho de resistência o cimento Portland depende da presença de C-S-H para formação da matriz, enquanto os geopolímeros utilizam-se da formação de aluminossilicato hidratado, obtido pela policondensação das fontes de aluminossilicatos e um alto teor de álcali.

A fonte de matéria-prima que sofre a ativação alcalina é, fundamentalmente, a variável que determinará as propriedades físicas, mecânicas, químicas e térmicas dos geopolímeros (DUXSON *et al.*, 2007).

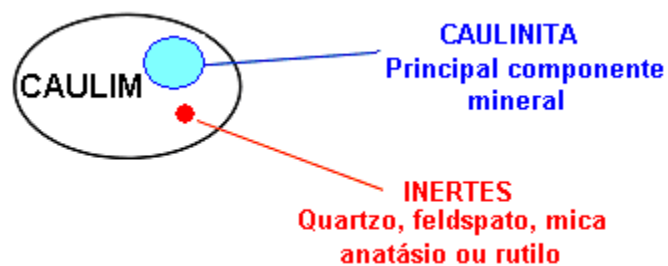
2.6.3. Metacaulim

2.6.3.1. Material

O metacaulim é um aluminossilicato anidro obtido através da caulinita, cuja constituição química é próxima de $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ e é um argilomineral presente no caulim, a qual é uma argila formada pela alteração de uma variedade de rochas amorfas e cristalinas (FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ *et al.*, 2008; BIGNO, 2008).

O caulim é constituído por aproximadamente 45% de SiO_2 , 40% de Al_2O_3 , 14% de H_2O e outros elementos em menor quantidade, como ferro, titânio, magnésio, potássio e sódio, além de ser abundante na natureza, tendo no mundo cerca de 14,2 bilhões de toneladas, das quais 28% se encontra em reservas brasileiras (RAMOS, 2017).

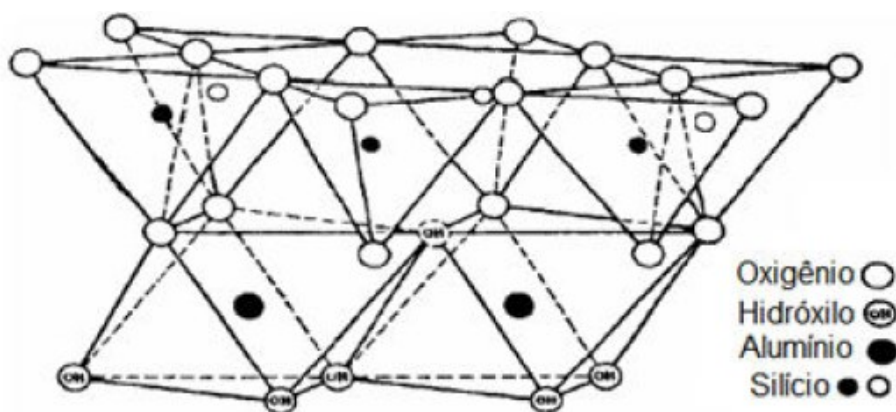
Figura 14: Principais componentes do caulim



FONTE: BIGNO, 2008

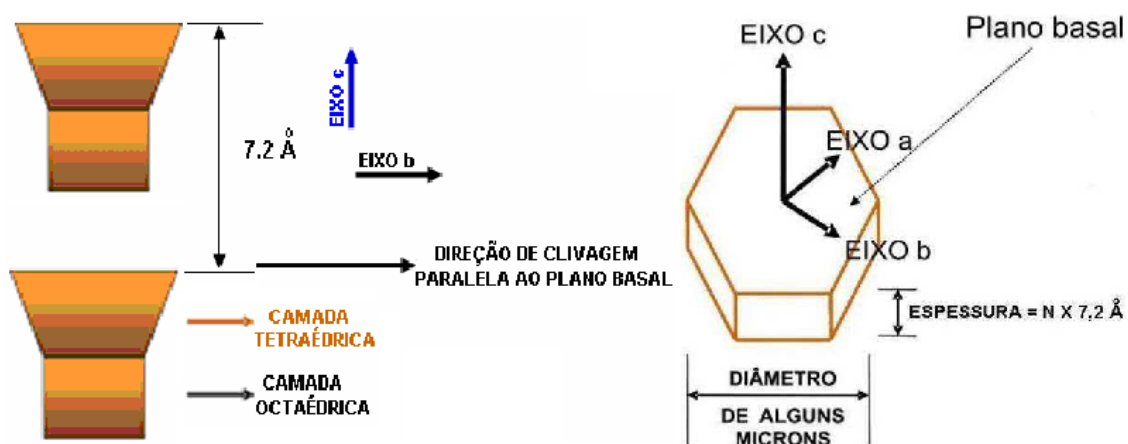
A estrutura cristalina do caulim é demonstrada na Figura 15. A caulinita tem sua estrutura cristalina formada pelo empilhamento regular de camadas formadas por uma folha tetraédrica de SiO_2 e uma folha octaédrica de Al_2O_3 , onde as imagens da Microscopia Eletrônica de Transmissão (MET) evidenciam o arranjo hexagonal propiciado pelas ligações dos tetraedros e octaedros, como visto nas Figuras 16 e 17 (BIGNO, 2008).

Figura 15: Estrutura cristalina 1:1 do caulim



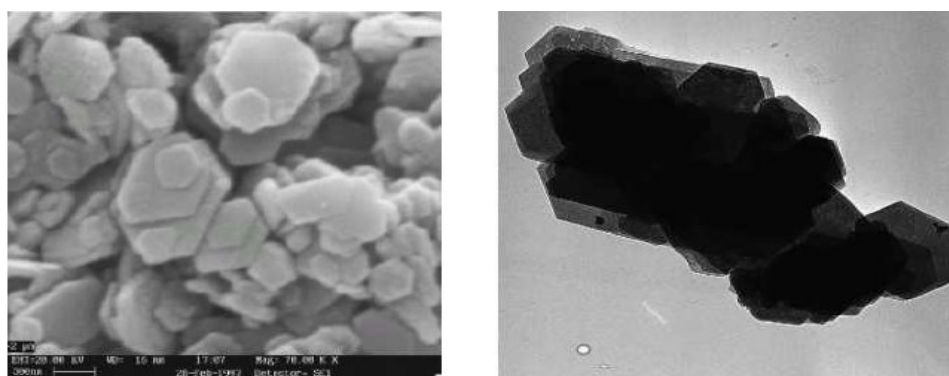
FONTE: RAMOS, 2017

Figura 16: Estrutura da camada unitária 1:1 da caulinita (esquerda) e detalhes esquemáticos da clivagem paralela ao plano basal (direita)



FONTE: Adaptado de BIGNO, 2008

Figura 17: Imagens obtidas em MET - Cristais de caulinita com aumento de 70.000X (esq.) e caulinita aumentada 36.300X (dir.)



FONTE: BIGNO, 2008

O metacaulim é muito popular dentre os grupos de pesquisas devido à sua alta taxa de dissolução no meio reagente, facilidade de controle da relação Si/Al e a sua coloração branca (SAMPAIO, 2017).

2.6.3.2. Ativação alcalina do metacaulim

Diversas técnicas em experimentos e modelagens têm sido desenvolvidas para estudar a ativação alcalina do metacaulim mais a fundo.

Provis e Van Deventer (2009) resumem o processo da seguinte forma:

- Ataque alcalino na estrutura do metacaulim libera espécies de aluminato e silicatos na solução, com número de coordenação V e VI do Alumínio sendo convertido para coordenação IV após a dissolução. A liberação de Al pode ser mais rápida do que a de Si, provavelmente devido à tensão adicional na rede de camadas de Al do metacaulim em comparação com as de Si. Modelagens por ressonância magnética nuclear (NMR) confirmaram a presença de partículas de metacaulim remanescentes parcialmente dealuminadas dentro da estrutura do geopolímero endurecido;
- Interações entre as pequenas espécies dissolvidas, envolvendo também qualquer silicato que possa estar presente na solução ativadora, levam a formação de oligômeros de aluminossilicato;
- Prossegue a dissolução até que a concentração de aluminato dissolvido é suficientemente alta para desestabilizar a solução de silicato, então se inicia a formação de um gel, segundo Li, Sun e Li (2010), denominado gel N-A-S-H³. Para Duxson *et al.* (2007), o tempo para que a solução de aluminossilicato supersaturado forme o gel varia consideravelmente com as condições de processamento da fonte de aluminossilicato, composição da solução e condições de síntese. A dissolução continua ocorrendo simultaneamente a gelificação;

³ Terminologia análoga ao C-S-H dos cimentos Portland, com composição real de aluminossilicato de sódio hidratado ($\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O} \cdot \text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$), sendo fisicamente semelhante ao C-S-H e ambos são cimentícios (PROVIS e VAN DEVENTER, 2009). Sua formação está descrita na Figura 18.

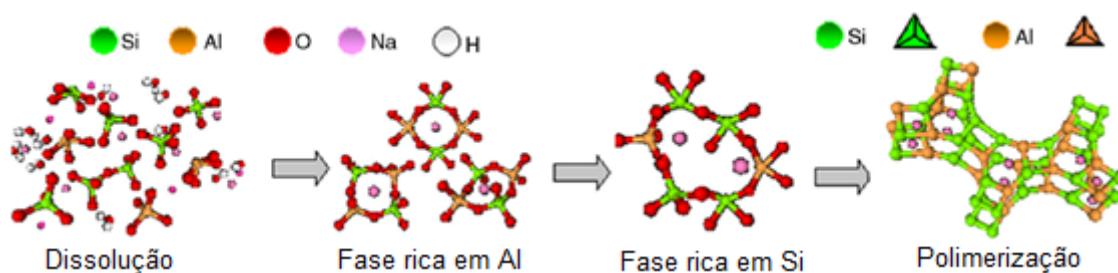
- Crescimento do gel de geopolímero até que a suspensão reagente se solidifique. O tempo para que isto ocorra depende fortemente do preparo da mistura e temperatura de cura, além da presença de impurezas, podendo ser quase instantânea dependendo destes fatores. Mesmo após o ponto de ajuste, os processos de reação continuam ocorrendo por algum tempo, evidenciado pelo contínuo ganho de resistência e crescimento de cristalitos zeolíticos já observados em algumas amostras;

Li, Sun e Li (2010) utilizam o modelo de Provis e Van Deventer (2007) para demonstrar como se dá ativação do metacaulim (Figura 18). De acordo com este modelo, uma vez que a fonte de aluminossilicato esteja em solução, ocorre a liberação de aluminato e silicatos (dissolução), formando uma mistura complexa de silicatos, aluminatos e espécies de aluminossilicatos que, em virtude do elevado pH, faz com que a dissolução destes ocorram rapidamente, criando uma solução de aluminossilicato supersaturada.

Então, dá-se início a formação do gel N-A-S-H através da condensação dos oligômeros na fase aquosa, liberando-se a água anteriormente consumida (na dissolução), a qual estava retida dentro dos poros do gel.

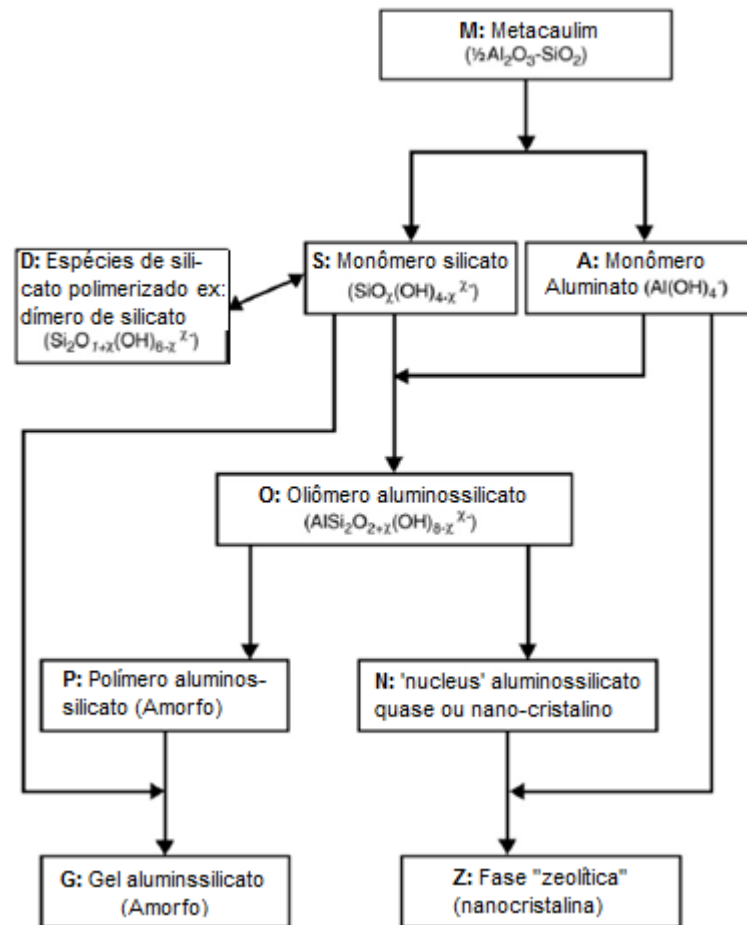
Após a gelificação, o rearranjo do sistema segue ocorrendo à medida que se aumenta a conectividade da rede de gel, resultando então em uma rede de aluminossilicato tridimensional.

Figura 18: Modelo proposto para a formação do gel N-A-S-H



FONTE: Adaptado de PALOMO *et al.*, 2014

Figura 19: Esquemática dos processos de reação envolvidos na geopolimerização do metacaulim



FONTE: Adaptado de LI, SUN e LI, 2010

Duxson et al. (2007) relata alguns estudos acerca do metacaulim e aponta, por exemplo, que a redução do tamanho dos poros e a melhor homogeneidade da microestrutura foram obtidas com o aumento da relação Si/Al, tendo que estas propriedades são fortemente correlacionadas ao Módulo de Young e aumento da resistência mecânica.

Pelisser et al. (2013) avaliaram as propriedades mecânicas de geopolímeros a base de metacaulim, utilizando como ativador alcalino à mistura de silicato e hidróxido de sódio, onde obtiveram os melhores resultados em termos de resistência à compressão, módulo de elasticidade, rigidez e resistência na flexão para a relação molar $\text{Na}_2\text{OSiO}_2/\text{NaOH}$ de 1,6. Os autores destacam que o aumento dessa relação molar para 2,2 implicou em resultados muito similares, enquanto para redução da mesma para 1,0 os resultados obtidos foram bem abaixo, confirmando a tendência do aumento da resistência à

compressão com o aumento da relação molar $\text{Na}_2\text{OSiO}_2/\text{NaOH}$. Além disso, a mistura ativadora era produzida preliminarmente, com a adição do hidróxido de sódio no silicato de sódio, para posterior adição do metacaulim e a produção da pasta.

2.6.4. Fatores que influenciam na síntese dos geopolímeros

Há diversos fatores que influenciam na obtenção do geopolímero e em suas propriedades. Sendo assim, a geopolimerização deve ser, de certa forma, projetada a fim de otimizar a reação dos materiais para que se atinjam as exigências normativas dos fins de aplicação. Dentre estes fatores que influenciam na síntese dos geopolímeros, Boca Santa (2016) cita como principais:

- Tipo e procedência da fonte de aluminossilicato;
- Proporções de aluminossilicatos e material amorfo;
- Metal alcalino;
- Molaridade da solução ativadora;
- Proporções entre o sólido e o ativador, assim como de água;
- Tamanho da partícula;
- Tempo e temperatura de cura.

A seguir, serão brevemente discutidas alguns destes fatores.

2.6.4.1. Tipo e procedência do aluminossilicato

Embora qualquer material que contenha sistemas de aluminossilicatos, como resíduos de construção, cinzas volantes, entre outros, podem ser sujeitos à geopolimerização (PINTO, 2006; PACHECO-TORGAL *et al.*, 2008), alguns materiais podem conter quantidades de estruturas cristalinas que dificilmente são dissolvidas durante a ativação, implicando em pontos sem a ocorrência da geopolimerização em virtude da presença destes cristais (BOCA SANTA, 2016). Isto não necessariamente compromete o produto final, pois dependendo da aplicação, por exemplo, o uso de materiais geopoliméricos para imobilizar metais tóxicos, apenas uma pequena quantidade de sílica e alumina presente na superfície das partículas precisam se dissolver e tomar parte na reação para a

mistura como um todo se solidifique e imobilize qualquer metal pesado contido no sistema (VAN JAARSVELD *et al.*, 1997).

Dentre as fontes de aluminossilicatos, estas podem ser de origem natural (xistos, argilas, feldspatos, plagioclásio, materiais feldspáticos, zeólito, piroxênio e anfibólio) ou subprodutos industriais (rejeitos de minas, cinzas, escórias, lama vermelha, resíduos de vidro e rejeitos da mineração de carvão ou minério), tendo sua disponibilidade local como um dos fatores para escolha adequada na obtenção do geopolímero (LUUKKONEN *et al.*, 2018), embora deva-se priorizar o uso de materiais contaminantes do meio ambiente (FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ *et al.*, 2005).

Pacheco-Torgal *et al.* (2008) fizeram uma revisão da literatura sobre a fabricação de materiais e ligantes geopoliméricos, citando que as fontes de aluminossilicatos mais comuns nas pesquisas são as argilas caulinitas, metacaulim, cinzas volantes, escórias de alto forno, cinzas pesadas e algumas composições com a mistura destas matérias-primas.

Boca Santa (2016) afirma que a preferência para a ativação está relacionada com materiais calcinados. No entanto, muitas vezes há a necessidade de um tratamento térmico antes do processo de geopolimerização do material, a fim de aumentar sua reatividade. Segundo Pacheco-torgal *et al.* (2008), o tratamento térmico causa mudanças na estrutura e aumenta a fase amorfa do material, aumentando a potencialidade de sua reatividade pozolânica.

A composição da fonte de aluminossilicato tem grande importância nas características conferidas ao geopolímero, tendo Davidovits (1999) *apud* Pacheco-Torgal *et al.* (2008) recomendado as seguintes relações molares para obtenção de materiais mais resistentes e duráveis:

- Para o ativador alcalino: $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O} = 1,85$;
- Para o metacaulim: $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3 = 3,50$ à $4,50$;
 $\text{Na}_2\text{O}/\text{SiO}_2 = 0,20$ à $0,48$;
 $\text{Na}_2\text{O}/\text{Al}_2\text{O}_3 = 0,80$ à $1,60$;
- Entre o ativador e o metacaulim: $\text{H}_2\text{O}/\text{Na}_2\text{O} = 10,0$ à $25,0$.

Pacheco-Torgal *et al.* (2008) afirmam que outros autores mostraram que estas relações molares aplicadas em outras fontes de aluminossilicatos não foram efetivas, devido ao fato de que nem toda a sílica e alumina eram reativos, salientando ainda que Davidovits utilizou materiais com alto grau de pureza, denominado Kandoxi, obtido da calcinação do caulim à 750°C por 6 horas. Os autores concluem, então, que o fator mais importante é a relação Si/Al da fase reativa, e nem tanto esta do material principal original, com base em diversos estudos que divergem consideravelmente em apontar relações Si/Al para os melhores resultados mecânicos dos materiais estudados.

Em termos das composições de óxidos dos materiais, Reddy, Dinakar e Rao (2016) analisaram a influência destas, presentes na fonte mineral, na resistência à compressão de concretos geopoliméricos concluindo que os teores de óxidos da fonte mineral influenciam consideravelmente na resistência à compressão e, com base nos maiores valores obtidos para o parâmetro avaliado, a faixa de óxidos ficaria entre 45 à 55% de SiO₂, 22 à 28% de Al₂O₃ e CaO+Fe₂O₃ menores que 15 à 20%.

Portanto, é de suma importância a caracterização da matéria-prima antes de sua utilização, tendo em vista que, em função da sua procedência, estas podem apresentar composições muito diferentes e diversos estudos já apontaram que estas variações podem influenciar significativamente os resultados.

2.6.4.2. Diferentes ativadores alcalinos

O ativador alcalino pode ser qualquer substância que contenha cátions alcalinos, aumente o pH da mistura em reação e facilite a dissolução (PROVIS, 2014 *apud* Luukkonen *et al.*, 2018).

Os ativadores alcalinos mais comumente utilizados são os hidróxidos de sódio (NaOH) e potássio (KOH), podendo ser composta ainda com silicatos de sódio, a qual na concentração molar correta, pode favorecer a resistência à compressão (PACHECO-TORGAL *et al.*, 2008; MAJIDI, 2009).

A escolha do ativador alcalino leva-se em conta diversos fatores, principalmente o tipo de matérias-primas e aplicação prevista do geopolímero, além da disponibilidade e custo (SEVERO *et al.*, 2013a; SILVA, 2016).

A produção de hidróxido de sódio é de aproximadamente 60 milhões de toneladas por ano por meio do processo de cloro-álcalis, e o aumento desta produção não é direto, porque o cloro (Cl_2) possui uma demanda mundial de mercado limitado e trata-se de produto secundário (LUUKKONEN *et al.*, 2018).

A produção de silicatos alcalinos sintéticos é caracterizada por um alto uso de energia, pois são oriundos da fusão direta de areia e carbonato de sódio, que requerem temperaturas entre 850-1088°C, ou ainda da evaporação da solução metassilicato, o que implica na importante substituição de silicatos alcalinos sintéticos por outras fontes de álcalis e sílica (LUUKKONEN *et al.*, 2018).

Durante a ativação alcalina, o íon OH^- age como um catalisador da reação. Já os íons Na^+ e K^+ (ou outros cátions) remanescentes da reação de dissolução, agem como uma espécie de estabilizante para a estrutura, ficando inseridos nas cavidades da rede para balancear as cargas negativas de Al (BOCA SANTA, 2016; Duxson *et al.*, 2007).

Para as fontes de aluminossilicatos tipo escória de alto forno e metacaulim, alguns estudos tem mostrado que o aumento do ativador alcalino favoreceu os resultados mecânicos, enquanto para as cinzas volantes tem-se o efeito contrário (PACHECO-TORGAL *et al.*, 2008).

O uso de ativadores compostos com silicatos de sódio tem-se mostrado mais eficiente em termos de resistência mecânica, pois estes compostos favorecem o processo de polimerização (PACHECO-TORGAL *et al.*, 2008), pelo fato de a sílica presente iniciar a reação com a alumina livre na solução (Severo *et al.*, 2013a). Porém, em altas concentrações pode desfavorecer a geopolimerização e, conseqüentemente, a resistência do geopolímero, pois o excesso de componentes alcalinos tende a redissolver os produtos recém-formados, causando o enfraquecimento da matriz polimérica, além da

possibilidade de afetar a trabalhabilidade da amostra (RAMOS, 2017; PACHECO-TORGAL *et al.*, 2008; BOCA SANTA, 2016).

Weerdt (2011) aponta que o sódio é menos expansivo que o potássio. No entanto, o NaOH tem algumas desvantagens quando comparado ao KOH, por exemplo, a sua perda considerável de solubilidade com temperaturas decrescentes (30% em peso à 0°C e 50% em peso à 25°C), podendo levar a precipitação do NaOH quando utilizado em temperaturas mais baixas, enquanto o KOH não tem sua solubilidade influenciada pela temperatura. Além disso, tem-se o aspecto reológico, onde as soluções de NaOH tendem a ser mais viscosas que as de KOH para concentrações semelhantes. O autor ainda ressalta que ambos ativadores dão origem a formação de estruturas zeolíticas cristalinas, que está associada à perda de resistência em alguns estudos, e esta cristalização se dá mais rapidamente para o NaOH.

Boca Santa (2016) afirma que alguns autores defendem que o NaOH exhibe uma maior dissolução inicial em comparação com o KOH, enquanto outros acreditam que o KOH se movimenta na solução em maior extensão devido ao tamanho do cátion (maior que o do sódio), o que levaria o K^+ a produzir maior grau de condensação, embora os resultados sejam muito semelhantes.

Duxson *et al.* (2007) afirmam que apesar do KOH apresentar nível mais alto de alcalinidade que o NaOH, na prática o NaOH possui maior capacidade de liberar monômeros de silicato e aluminatos, provavelmente devido à influência do tamanho dos íons na cinética das reações, que no caso o K^+ favoreceria a formação de oligômeros de silicato maiores, enquanto os Na^+ seriam mais capazes de migrar através da rede de gel úmido, estabilizando novas ligações, devido ao seu menor tamanho ou ainda sua maior densidade de carga.

Severo *et al.* (2013a) afirmam que as matrizes contendo K^+ exibem maiores valores de resistência à compressão, área superficial específica e menor grau de cristalização, uma vez que o íon K^+ é mais básico, permitindo taxas mais elevadas de dissolução do silicato. O fato de K^+ ter uma menor esfera de hidratação do que o Na^+ permite reações de policondensação mais densas e íntimas, aumentando a resistência mecânica final da matriz. Além disso, os autores apontam que a adição de KOH tende a aumentar o grau de

policondensação em soluções de silicato de metal alcalino, enquanto que a adição de NaOH pode aumentar a quantidade de monômeros de silicato, onde o fato do Na⁺ e K⁺ afetarem o grau de policondensação de maneiras diferentes é justificado pelas reações de dissolução e ionização ocorrem em taxas diferentes.

O ganho de resistência mecânica quando usado ativadores compostos em comparação com os ativadores simples é notável. Pinto (2004) obteve um ganho de 100% na resistência à compressão e 40% na resistência à tração em metacaulim ativado com hidróxido de sódio e silicato de sódio em relação aos parâmetros obtidos pelo material ativado somente com NaOH. Severo *et al.* (2013a) justificam este ganho pelo do grau de reações em soluções de metacaulim ativadas com NaOH e silicato de sódio serem maiores do que nas ativadas somente por NaOH. Em outras palavras, o NaOH puro forma uma razão menor entre Si/Al e Na/Al (BOCA SANTA, 2016).

Outro fator relevante relacionado aos ativadores alcalinos é a molaridade da solução. No caso dos metacaulim ativados com NaOH e silicato de sódio, a resistência mecânica aumenta quando a relação molar Na₂O/SiO₂ diminui (Severo *et al.*, 2013a). Davidovits (1982) aponta que elevadas proporções molares acarretam na migração do silicato alcalino e interfere nas propriedades físicas e químicas do mineral formado.

Em termos de valores ideais, parece não haver um consenso na literatura. Davidovits (1982) em sua patente aponta faixas de relações molares ideais, entretanto, Pacheco-Torgal *et al.* (2008) apresentam em sua revisão diversas pesquisas que apontaram diferentes relações molares para os melhores resultados mecânicos, variando principalmente com o tipo de matéria-prima utilizada, o que destaca a escolha do ativador em função do tipo de fonte de aluminossilicato.

A relação entre silicato de sódio e hidróxido de sódio (Na₂O/SiO₂) é determinante no desenvolvimento da resistência à compressão. No aumento do álcali Na₂O ou na diminuição do SiO₂, o ganho de resistência é o resultado esperado, fato este decorrente da dificuldade de evaporação da água e formação da estrutura em função do excesso de silicato. Relações de SiO₂/Na₂O na

solução de silicato de sódio igual ou maiores que 0,80, produzem um aluminossilicato amorfo ou “polímero inorgânico vítreo”, enquanto que para valores menores que 0,80, os silicatos de sódio são parcialmente cristalinos. (KHALE e CHAUDHARY, 2007).

Davidovits (2013) cita os cuidados no manuseio dos ativadores alcalinos, que são classificados em corrosivos e irritantes, sendo o segundo denominado por ele como “*user-friendly*”. Os ativadores alcalinos classificados como corrosivos devem ser manuseados com luvas, óculos e máscaras. Os hidróxidos de sódio e potássio se enquadram como ativadores corrosivos, devendo-se levar em consideração os devidos procedimentos com a segurança do usuário, principalmente para produções em grande escala.

2.6.4.3. Condições de cura

As condições de cura do geopolímero são de fundamental importância na obtenção de suas propriedades mecânicas, variando significativamente em função da temperatura e tempo de cura do material.

Severo *et al.* (2013a) afirmam que geralmente os geopolímeros são curados à temperatura ambiente, mas o aumento da temperatura pode conduzir a grandes melhorias nas propriedades. Boca Santa (2016) afirma que é importante manter a temperatura de cura em condições que permitam a estabilização do teor de umidade próximo da saturação, a fim de garantir a hidratação de forma homogênea. A desidratação resulta na eflorescência, microtrincamento e conseqüente diminuição da resistência à compressão, tendo a escolha da temperatura dependente da fonte de aluminossilicato e composições da mistura (LUUKKONEN *et al.*, 2018).

Para Khale e Chaudhary (2007), as reações pozolânicas são aceleradas pelo aumento da temperatura. Entretanto, este aumento deve ser cauteloso, pois para temperaturas muito elevadas as amostras não apresentam umidade suficiente, podendo comprometer a resistência, aumentando a quantidade de material não reagido (SEVERO *et al.*, 2013a; SILVA, 1998 *apud* PACHECO-TORGAL *et al.*, 2008).

Em geral, a cura térmica acelera o desenvolvimento de resistências dos geopolímeros nas primeiras idades (LUUKKONEN *et al.*, 2018), podendo até diminuir para idades mais avançadas, como o caso da escória álcali-ativada (PACHECO-TORGAL *et al.*, 2008). Temperaturas elevadas por longos períodos de tempo podem distorcer as reações de geopolimerização, fazendo com que haja a evaporação parcial de água e conseqüente formação de microcavidades que, ao passar do tempo, conduzem a formação de fissuras (SEVERO *et al.*, 2013a).

Sendo assim, há uma faixa de temperatura que os autores apontam como sendo efetivo na geopolimerização, a qual varia principalmente em função da fonte de aluminossilicato (Tabela 1). Khale e Chaudhary (2007) e Hardjito *et al.* (2004) afirmam que a cura na faixa de 30 à 90°C melhora significativamente as reações de geopolimerização e a resistência à compressão. Já Boca Santa (2016) afirma que os materiais geopoliméricos podem ser produzidos em temperaturas entre 25 e 120°C.

Tabela 1: Valor de resistência à compressão em geopolímeros em função da fonte de aluminossilicato e temperatura

Fonte de aluminossilicato	Temperatura de cura (°C)	Resistência a compressão (MPa)
Cinzas volantes	25	22,90
	60	67,04
Metacaulim	25	7,03
	60	17,87
	90	13,13
Cinzas volantes + argila caulínica	30	15,00
	50	26,00
	70	34,00
Cinzas vulcânicas	40	23,00
	90	49,00

FONTE: SEVERO *et al.*, 2013a

A perda da resistência para longos períodos de cura sugere que pode haver água no estado endurecido do aglutinante (PACHECO-TORGAL *et al.*,

2008), Collins e Sanjayan (2001) investigaram o nível de microfissuramento no concreto de escória álcali-ativado em diferentes regimes de cura no desenvolvimento da sua resistência à compressão, apontando que a falta de cura úmida aumentou o nível de microfissuramento, comprometendo o desenvolvimento da sua resistência, tendo Davidovits (1982) salientado que a evaporação da água durante a policondensação é indesejável, recomendando o uso de filmes plásticos ou recobrimento com uma fina camada de um líquido hidrofóbico.

Para Severo *et al.* (2013a), o comportamento mecânico de geopolímeros feitos com metacaulim tem comportamento semelhante aos obtidos a base de cinzas volantes, apontando que quando se utiliza misturas de hidróxido e silicato de sódio como solução ativadora, tem-se a temperatura de 60°C como ideal. Porém, Palomo *et al.* (1999) obteve resistência a compressão maior curando por 2 horas à 85°C. Aredes (2012) estudou a influência do tratamento térmico em um geopolímero comercial à base de metacaulinita, comparando cura a temperatura ambiente e curas de 55, 65 e 80°C por 1h, obtendo os melhores resultados para as amostras curadas a 65°C em termos de resistência a compressão, extensão de cura e porosidade.

Em relação ao tempo de cura, vários autores apontam que os ganhos de resistência por cura térmica após 48 horas não são significativos (KHALE e CHAUDHARY, 2007). Como exemplo, Puertas *et al.* (2000) trabalharam com um cimento álcali-ativado composto de cinzas volantes e escória, monitorando o ganho de resistência do material nas idades de 1, 7, 28 e 90 dias, variando a concentração do ativador e a temperatura de cura, concluindo que o tratamento térmico melhorou a resistência a compressão para um dia, mas para idades de 7 ou mais dias, as amostras curadas à temperatura ambiente apresentaram maiores valores na grande maioria das composições cinza/escória.

2.6.5. Emissão de CO₂: Geopolímero x Cimento Portland

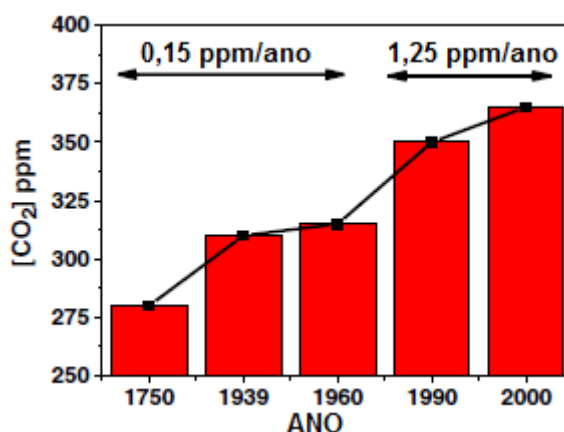
É inquestionável que o desenvolvimento do cimento Portland pode ser considerado um dos mais importantes avanços na história da humanidade, o mesmo permitiu a consolidação e aceleração da reconstrução e redefinição de muitas das maiores cidades do mundo no século XX, além de que estudos

científicos acerca deste material contribuíram significativamente para o progresso da ciência dos materiais como um todo (SHI *et al.*, 2011).

Da mesma forma, é inquestionável também que a produção do cimento Portland é responsável por grande parte da emissão de dióxido de carbono (CO₂) na atmosfera, principalmente em sua etapa da produção do clínquer, que pode gerar de 0,66 a 0,82 toneladas de CO₂ (XU *et al.*, 2013).

A concentração do nível de CO₂ na atmosfera vem crescendo ano a ano, e a taxa vem aumentando consideravelmente (de 0,15 ppm/ano para 1,25 ppm/ano), conforme Figura 20 (SHI *et al.*, 2011). Ramos (2017) destaca que nos anos 80, o nível de CO₂ era de 280 ppm. e atualmente, está próximo de 450 ppm, podendo chegar a 731 ppm até o ano de 2130.

Figura 20: Emissão de CO₂ global



FONTE: Adaptado de SHI *et al.*, 2011

Shi *et al.* (2011) afirmam que para contribuir com o desenvolvimento sustentável, as indústrias do cimento em geral assumiram dois compromissos, sendo a redução das emissões de partículas e gases, e a concordância em assumir os compromissos do Protocolo de Quioto, estabelecendo medidas no estágio de processamento e implementando mecanismos de desenvolvimento mais limpos.

A comunidade científica tem voltado os olhos para este nicho acerca do desenvolvimento sustentável, que independente do grande aumento na quantidade e qualidade dos artigos publicados tenha coincidido com um período de força excepcional da indústria do cimento, pesquisadores de todo o mundo

começaram a abordar os problemas ambientais associados à fabricação de cimento Portland há algum tempo, desenvolvendo pesquisas com outros materiais, dentre eles os cimentos geopoliméricos (SHI *et al.*, 2011).

Boca Santa (2016) destaca que a aceitação dos cimentos geopoliméricos para produção em escala industrial seria a solução para alguns problemas ambientais, em virtude de sua matéria-prima (fonte de aluminossilicatos), a qual abrange uma vasta gama de materiais, inclusive resíduos, podendo auxiliar na diminuição do passivo industrial acumulado em aterros industriais, além de evitar o uso de recursos naturais finitos como o cimento Portland.

Owaid *et al.* (2012) ressaltam a importância do uso de materiais cimentícios complementares (MCS) na confecção dos concretos, não só pela melhoria do desempenho proporcionado por estes materiais, mas principalmente pelo fato de que grande parte destes são subprodutos, protegendo assim recursos naturais. Além disso, quanto mais MCS incorporado ao concreto, menor o consumo de cimento, podendo levar aos benefícios ambientais da menor emissão de CO₂.

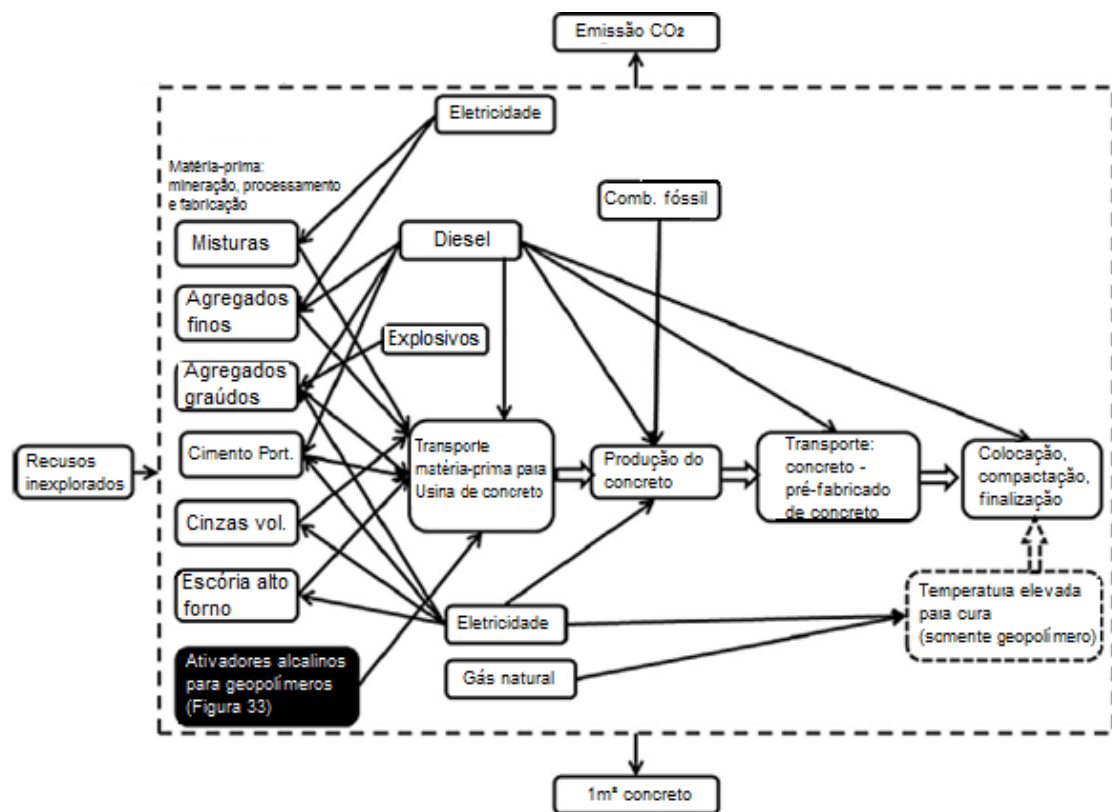
Li *et al.* (2004) afirmam que os geopolímeros requerem muito menos gastos energéticos em sua produção que o cimento Portland, já que o processamento térmico das fontes de aluminossilicatos ocorre a temperaturas relativamente baixa (600 à 800°C), resultando em menos de 60% da energia gasta no cimento Portland e menor emissão de CO₂, apontando que a emissão do gás na produção de geopolímero é quase nula quando comparada ao do cimento Portland. Davidovits *et al.* (1990) *apud* Ramos (2017) citam que os geopolímeros geram apenas 0,184 toneladas de CO₂ por tonelada de pasta, embora este número surpreendente não tenha sido confirmado por outros autores.

Há na literatura diversos estudos relatando a redução da emissão de CO₂ dos geopolímeros em relação ao cimento Portland, apontando significativos ganhos (80 a 90%, por exemplo). Com intuito de investigar o assunto, a fim de encontrar uma pesquisa que não abrangesse somente no ligante em si, mas também na solução ativadora, transporte, entre outros, encontrou-se o estudo de Turner e Collins (2013), os quais fizeram uma análise abrangente da emissão

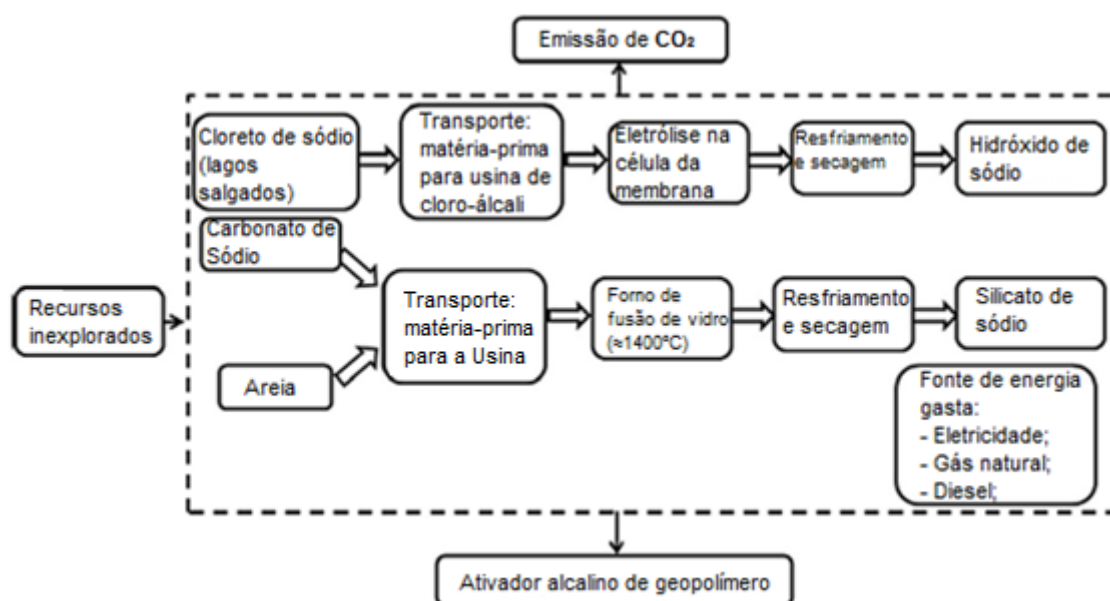
de CO₂ por unidade de atividade, considerando desde o fornecimento/fabricação de matérias-primas até as atividades de construção relacionadas à produção de 1 m³ de concreto, com resistência a compressão de 40 MPa, comparando o concreto geopolimérico e o de cimento Portland, estudo este que será brevemente discutido abaixo.

A Figura 21 demonstra um diagrama de variáveis consideradas no estudo de Turner e Collins (2013), enquanto a Figura 22 demonstra um fluxograma da produção dos ativadores alcalinos.

Figura 21: Diagrama de emissão de CO₂ para produção de 1 m³ de concreto



FONTE: Adaptado de TURNER e COLLINS, 2013

Figura 22: Diagrama de emissão de CO₂ para produção dos ativadores alcalinos

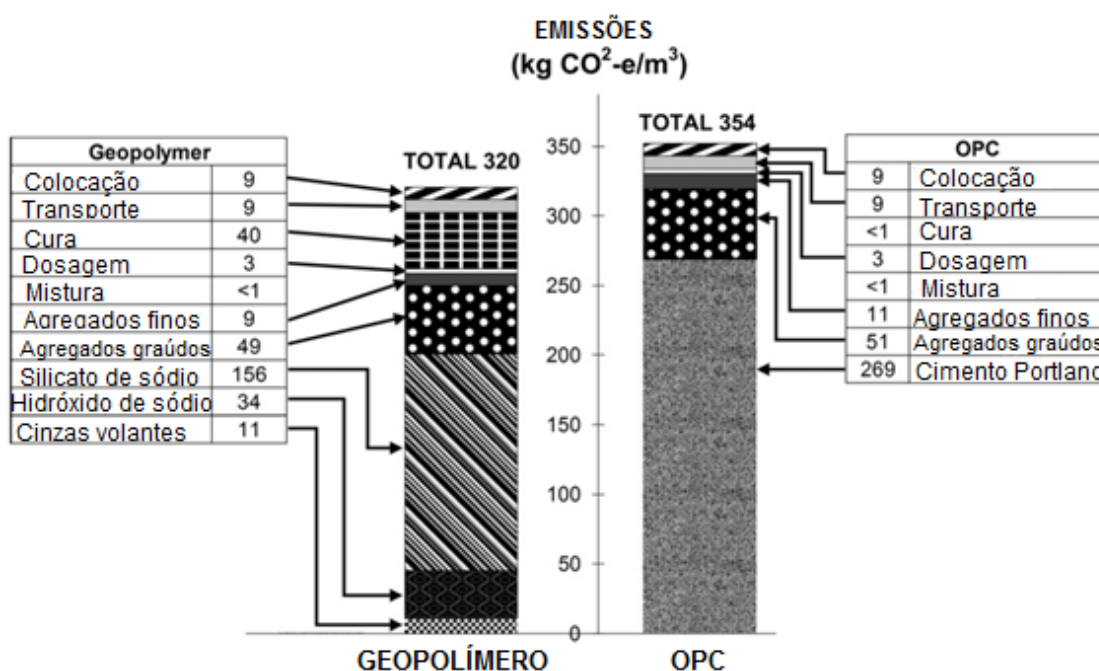
FONTE: Adaptado de TURNER e COLLINS, 2013

A Tabela 2 demonstra o resultado em kg. de CO₂ emitidos por unidade de atividade na produção de 1 m³ de concreto geopolimérico e de cimento Portland, enquanto a Figura 23 compara a emissão total de CO₂.

Tabela 2: Emissão de CO₂ por unidade de atividade para produção de 1 m³ de concreto

Atividade	Emissão de CO ₂ para 1 m ³ de concreto(kg)	
	Geopolímero	Cimento Portland
Colocação	9	9
Transporte	9	9
Cura	40	< 1
Dosagem	3	3
Mistura	< 1	< 1
Agregados finos	9	11
Agregados graúdos	49	51
Cimento Portland	-	269
Cinzas Volantes	11	-
Silicato de Sódio	156	-
Hidróxido de Sódio	34	-

FONTE: Adaptado de Turner e Collins, 2013

Figura 23: Emissão de CO₂ (kg.) para confecção de 1 m³ de concreto

FONTE: Adaptado de TURNER e COLLINS, 2013

Analisando-se a Tabela 2, pode-se confirmar os números surpreendentes de redução de emissão de CO₂ se levar em conta somente o ligante geopolimérico (no caso a cinza volante) e o cimento Portland, neste caso, uma redução de mais de 95%. Porém ao levar em consideração a cura térmica (neste estudo, 60°C por 24h) do geopolímero e a produção de seus ativadores alcalinos (hidróxido e silicato de sódio), a redução da emissão de CO₂ cai drasticamente (menos de 10%), o que poderia ter sido vencida com o uso de materiais cimentícios suplementares na composição do concreto de cimento Portland, por exemplo.

Por outro lado, McLellan et al. (2011) avaliaram o custo do ciclo de vida e impacto na emissão de gás carbônico do cimento Portland e de geopolímeros dentro do contexto australiano, em que destacam a possibilidade de uma redução de 44 a 64% na emissão dos gases do efeito estufa com o uso de cimentos geopoliméricos, além de uma variabilidade de custo que variam de uma redução de 7% a um aumento de 39% quando comparados aos concretos de cimento Portland. Os autores destacam ainda que os ganhos ou perdas no ponto de vista financeiro e ambiental calculado dos geopolímeros depende da localização da fonte do aluminossilicato, fonte de energia e modo de transporte.

Phetchuay *et al.* (2016) afirmam que, para o caso de solos estabilizados, a diferença de CO₂ emitido pela estabilização com geopolímero quando comparado ao cimento Portland aumenta quanto maior for a RCS.

Portanto, é inquestionável que é possível a redução de emissão de CO₂ com o uso de ligantes geopoliméricos, mas para fins de seu uso em concreto, dependendo do cenário, estes podem ser ainda mais impactantes no quesito do que os confeccionados com cimento Portland. Para tanto, deve-se levar em conta uma alternativa para os ativadores alcalinos (responsáveis por mais de 50% da emissão de CO₂ na produção do concreto geopolimérico) que, segundo Phummiphan *et al.* (2018), a produção de uma tonelada de silicato de sódio gera aproximadamente 1,5 toneladas de CO₂, recorrendo a outros ativadores como óxido de cálcio, carbonato de sódio, hidróxido de cálcio, entre outros.

Luukkonen *et al.* (2018) ressaltam a importância da substituição de silicatos alcalinos sintéticos por outras fontes de álcalis e sílica, como o carbonato de sódio (Na₂CO₃), disponíveis em minérios de trona e tão eficientes quanto o hidróxido de sódio na ativação térmica de caulim, ainda com algumas ressalvas quanto à emissão de CO₂ se usados com calcinação de alta temperatura de fontes de aluminossilicatos. Os autores citam ainda que tal ativador no estado sólido combinado com hidróxido de cálcio (sem calcinação) obtiveram bons resultados mecânicos na ativação de escória de alto forno e sílica ativa.

2.6.6. Estabilização de solos com geopolímeros

Os agentes químicos mais utilizados na estabilização de solos são o cimento Portland e a cal, os quais possuem mecanismos bem compreendidos, tendo a produção de ambos estabilizantes ligada à intensiva emissão de CO₂, o que vai contra a busca de alternativas sustentáveis na indústria da engenharia civil.

Os geopolímeros podem ser sintetizados a partir de uma ampla gama de fontes de aluminossilicatos, inclusive resíduos industriais e matéria-prima de baixo custo, o que associado a suas propriedades mecânicas, aliado a baixa contração e excelente adesão aos agregados, sugere a potencialidade de seu

uso como estabilizador de solo (ZHANG *et al.*, 2013) e tal técnica vem sendo considerada inovadora nesta área, com poucas publicações acerca do tema (JAVDANIAN e LEE, 2018).

A estabilização de solos ricos em minerais como sulfato tem-se mostrado um problema quando executada com estabilizantes a base de cálcio, como a cal e o cimento. Nestes casos, os cátions Ca^{2+} reage formando minerais expansivos como a etringita, ao invés de materiais cimentícios, que ao expandir devido ao crescimento de cristais e/ou reações de hidratação, podem gerar esforços e causar danos nas estruturas de pavimentos. O uso de cimentos resistente a sulfato, tecnologia borracha-solo e estabilização com polímeros são algumas das soluções propostas, mas esbarram no alto custo ou complexidade executiva. Então, o uso de geolímico na estabilização destes solos, devido o baixo teor e, em alguns casos, ausência de Ca^{2+} na estrutura geopolimérica, diminui o risco de formação de etringita e suas consequências (ZHANG *et al.*, 2015).

A substituição parcial de cal ou cimento por escória de alto forno é uma das maneiras de reduzir a formação de etringita em solos ricos em sulfato, onde a composição química da escória (rica em sílica e alumínio) reage rapidamente com o cálcio disponível, formando géis cimentícios. Porém, esta técnica requer altas taxas de substituição, além de que ela não elimina necessariamente o sulfato, deixando todos os óxidos necessários para a formação da etringita disponíveis ainda no material estabilizado. Portanto, Seco *et al.* (2017) propõe o uso de aditivos a base de magnésio para estabilização de solos ricos em sulfato, combinado ou não com escória de alto forno, os quais resultaram em ganhos na resistência em todas as idades, superando as amostras estabilizadas com cal em uma série de solos argilosos.

Zhang *et al.* (2015) produziram um solo rico em sulfato através da mistura de um solo arenoso, argila de caulim, sulfato de cálcio di-hidratado e gesso. Estabilizaram o solo com 4% de cal, 5% de cimento Portland, 8 e 13% de geopolímico à base de Metacaulim, ativados com mistura de hidróxido de sódio a 50%, silicato de sódio e água desionizada, onde a mistura de metacaulim com o ativador foi predeterminada em uma proporção de relação molar Si/Al e Na/Al de 1,7 e 1,0. A resistência à compressão não confinada (RCS), deformação na

ruptura (ϵ_f) e módulo de Young (E) são melhorados significativamente com a estabilização com geopolímero. Notou-se o ganho de resistência com o tempo e aumento do teor de geopolímero. Por fim, os autores destacam a formação de etringita nos solos estabilizados com cal identificados no MEV e a sua ausência nos com geopolímero, justificando a redução da expansão do solo estabilizado com geopolímero observada, o que o torna uma solução tecnicamente viável para ganhos significativos de resistência mecânica sem introduzir expansão excessiva.

A presença de cálcio no solo ou em outro componente da estabilização pode influenciar o mecanismo em que esta ocorre. No caso de estabilizações com geopolímeros, a presença de cálcio em grandes quantidades faz com que o complexo de Al-Si dissolvido se difunda da superfície sólida e forme predominantemente gel C-S-H, caso contrário, ocorre a policondensação e as estruturas do geopolímero são formadas.

Cristelo *et al.* (2012) estudaram a estabilização de um solo rico em cálcio com o uso de cinzas volantes, ativadas com hidróxido e silicato de sódio, com relação de $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ próximo de 2:1 em massa. Os teores utilizados de cinza volante classe C, classe F e cimento Portland foram 10 e 20%, para cal, 6 e 12%. Os resultados de RCS mostraram o aumento da RCS com o aumento do teor de cinza volante em todas as idades de cura estudadas, tendo para 7 dias de cura os solos estabilizados com geopolímero apresentado RCS inferior aos estabilizados com cal e cimento, porém para 12 semanas de cura superaram em até 75% ao do solo estabilizado com cimento. Então, os autores concluem que a presença de cálcio nas fontes de aluminossilicato melhora a resistência mecânica nas primeiras idades (cinzas volantes C, cimento e cal), porém em longo prazo a menor porcentagem de cálcio presente favorece significativamente o desenvolvimento da resistência mecânica (cinzas volantes F).

Zhang *et al.* (2013) sintetizaram um geopolímero a base de metacaulim com razões molares de Si/Al de 1,6, 1,7 e 1,8 e Na/Al de 1:1, ambas considerando a composição do metacaulim e do ativador, composto de hidróxido e silicato de sódio (NaOH próximo de 50%). Utilizaram teores de 3, 5, 8, 11 e 15% de geopolímero e 5% de cimento Portland para estabilizar um solo. Ensaios

de RCS mostraram o aumento da resistência com o aumento do teor, onde a estabilização com 15% de geopolímero superou a com 5% de cimento para 7 e 28 dias de cura, atingindo aproximadamente 3,5 e 3,8 MPa, respectivamente. Uma análise estatística mostrou que o ganho na RCS para teores entre 3-5% e 11-15% não são significativos, além de que as amostras estabilizadas com geopolímeros são mais dúcteis do que as com cimento. Os autores concluem que o ganho da ductilidade e a menor retração medida em relação a estabilização com cimento, aumenta a potencialidade do uso de geopolímero como estabilizador de solo para aplicação em estruturas de pavimentos.

Mozumder *et al.* (2017) analisaram através de Máquina de Vetores de Suporte⁴ (SVR), um banco de dados abrangente de 213 amostras de solo estabilizadas com geopolímero a base de escória de alto forno ativada com hidróxido de sódio, desenvolvendo um modelo SVR para previsão de resistência de solos argilosos estabilizados com o aglomerante proposto. O modelo aponta: que o aumento do teor de geopolímero incrementa a RCS; aumento do Limite de Líquidez (LL) e Índice de Plasticidade (IP) reduz a RCS; a tendência das proporções Na/Al e Si/Al na RCS não é simples, porém estão em concordância com a literatura.

Javdanian e Lee (2017) reuniram 283 amostras de dados da literatura para estimar a RCS aos 28 dias de solos coesivos estabilizados com geopolímeros, considerando como fonte de aluminossilicato cinzas volantes, escória de alto forno e a combinação destas. Utilizaram como dados de entrada a proporção álcali/ligante, concentração molar alcalina, IP, Si/Al e Na/Al, desenvolvendo um modelo de manipulação de dados *neuro-fuzzy* empregando o algoritmo de otimização de enxame de partículas com precisão aceitável ($R^2 = 0,94$, erro absoluto médio de 0,83 e erro quadrático médio de 1,51, mas para $RCS < 10$ MPa, obtiveram $R^2 = 0,97$, EAM = 0,23 e EQM = 0,40), mostrando a redução da RCS com aumento de LL, IP e teor de cinza volantes, porém aumenta com o incremento do teor de escória de alto forno e concentração dos álcalis.

⁴ Método computacional para analisar dados e reconhecer padrões, usado para classificação e análise de regressão.

O modelo desenvolvido por Javdanian e Lee (2018), por mais que demonstre boa acurácia estatística, contradiz os experimentos desenvolvidos por Singhi, Laskar e Ahmed (2016), onde com o aumento do teor de cinzas volantes, por mais que não muito significativo, houve um aumento da RCS. Talvez essa diferença possa ser justificada pelo solo avaliado, por mais que ambos avaliaram solos argilosos, Javdanian e Lee (2018) utilizaram dados de três tipos de solos argilosos, que podem ter composições químicas diferentes do avaliado por Singhi, Laskar e Ahmed (2016) e, conseqüentemente, acusando valores ou comportamento diferente em função da interferência na geopolimerização pela composição química do solo.

Na pesquisa de Singhi, Laskar e Ahmed (2016) foram investigados a estabilização de um solo argiloso com geopolímero a base de cinzas volantes, escória de alto forno e a mistura destas, ativadas alcalinamente com hidróxido e silicato de sódio ($\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ igual a 0,97). Os autores destacam o aumento da RCS com o incremento do teor de escória (insignificante para teores menores que 8%). A RCS obtida para ativação da escória é muito maior do que com uso de cinzas volantes. A RCS é eventualmente controlada pelas proporções Na/Al e Si/Al, não sendo simples apontar uma tendência e, na mistura de escória e cinzas, o efeito do teor da primeira é mais dominante do que a relação Na/Al da mistura, devido a diferentes potenciais de dissolução das fontes de aluminossilicatos.

Verdolotti *et al.* (2007) se basearam na problemática de solos colapsíveis pozolânicos muito presentes no sul da Itália, através da ativação alcalina da própria pozolana com hidróxido de sódio isolado e mistura deste com aluminato de sódio (NaAlO_2). As curas foram executadas em temperatura ambiente e os resultados demonstram que a geopolimerização foi efetiva para consolidação de solos colapsíveis de pozolana. O aluminato de sódio foi mais capaz de desencadear a formação de novas fases (principalmente estruturas amorfas e cristalinas) que outros ativadores, observados no teste de resistência a compressão. Entretanto, a técnica utilizada está estritamente ligada à permeabilidade do solo e pode ser limitada pelo alto custo das matérias-primas, podendo substituí-las por resíduos ricos em aluminato de sódio.

Singhi, Laskar e Ahmed (2017) estabilizaram um solo argiloso de baixa plasticidade com escória de alto forno e mistura de cinzas volantes com escória, ativados com hidróxido e silicato de sódio, com relação $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ de 0,97, variando a concentração molar do ativador. O incremento do teor de escória promoveu aumento do pico de tensão, deformação de ruptura e módulo de Young. A maior parte da resistência foi desenvolvida em até 7 dias de cura. A adição de cinzas volantes na composição com escória reduziu o pico de tensão, deformação de ruptura e módulo de Young. Pode-se apontar que a relação Na/Al e Si/Al da mistura influenciam muito na RCS e módulo de Young. A variação destas relações pode ser controlada com a adição de silicato de sódio. A durabilidade das misturas expostas ao sulfato e retração das amostras estabilizadas com ambos os geopolímeros foi melhor que a das tratadas com cimento Portland.

Phetchuay *et al.* (2016) investigaram o desenvolvimento da resistência em argila marinha macia estabilizada geopolímero à base de cinzas volantes e resíduos de carboneto de cálcio, usando como líquido ativador uma mistura de silicato de sódio (Na_2SiO_3), com concentração de NaOH variável. Os teores de cinzas volantes avaliados foram de 25, 35 e 45%. Relação $\text{Na}_2\text{SiO}_3/\text{NaOH}$ 90:10, 80:20, 70:30 e 60:40. Concentração de NaOH de 3 a 18 Mols e relação ativador/cinza de 0,5, 1,0, 1,5 e 2,0. A temperatura de cura adotada foi 25 e 40°C. Os resultados apontam que a relação ótima $\text{Na}_2\text{SiO}_3/\text{NaOH}$ diminui com o aumento do teor de cinzas volantes, pois o aumento do teor de cinzas requer maior concentração de NaOH para dissolver a sílica e alumina. O aumento da relação ativador/cinza aumenta a RCS até certo ponto, depois diminui em função da precipitação muito precoce, antes da policondensação. Já os resíduos de carboneto de cálcio favoreceram a RCS em teores entre 7 e 12%. Para teores maiores que 12% houve a redução da RCS.

Leong *et al.* (2018) ao estudarem solos residuais estabilizados com geopolímero a base de cinzas volantes, usando como ativador silicato de sódio, hidróxido de sódio e potássio, demonstraram que a resistência à compressão ótima se deu para relação ativador/cinza, silicato/hidróxido e água adicional foram 0,6, 0,5 e 10%. O solo residual exigiu maior concentração de ativadores alcalinos do que os geopolímeros de cinzas volantes convencionais. A

resistência a compressão diminuiu quando a água adicional era aumentada. Temperatura elevada e períodos longos de cura diminuíram a resistência da mistura.

Kim *et al.* (2016) avaliaram a resistência à compressão utilizando cinza de fundo moídas para estabilizar misturas de areia, na proporção 3:1 (areia:cinza), ativadas com hidróxido e silicato de sódio e curadas em temperatura ambiente. Os autores demonstraram que menores concentrações de NaOH foram favoráveis para cura de 7 dias, enquanto maiores concentrações favoreceram idades mais avançadas (14 e 28 dias). Houve redução da resistência à compressão com a adição de água (relação água/cinza). O aumento da relação silicato/hidróxido dentro da faixa de 0,5 a 2,0 favorece a resistência. Porém, relação silicato/hidróxido de 2,5 começou a desfavorecer a resistência, provavelmente devido a maior quantidade de sílica solúvel na solução de silicato de sódio ter diminuído as reações de geopolimerização.

2.6.7. Estabilização de solos com geopolímero para fins de pavimentação

Pesquisas com o uso de geopolímeros como estabilizador de evidenciaram ganhos de resistência a compressão (ZHANG *et al.*, 2013^a; CRISTELO *et al.*, 2012), resistência a exposição a sulfato (SINGHI, LASKAR e AHMED, 2017), melhor relação de RCS por CO₂ emitido (PHETCHUAY *et al.*, 2016), ductilidade (ZHANG *et al.*, 2013), expansibilidade do solo (ZHANG *et al.*, 2015) e retração (ZHANG *et al.*, 2013; SINGHI, LASKAR e AHMED 2017) quando comparados aos estabilizantes químicos mais utilizados nas estruturas de pavimentos (cimento Portland e/ou cal).

Mesmo tendo melhorias em parâmetros fundamentais para estruturas de pavimentos, como a ductilidade, expansibilidade do solo e, no caso dos pavimentos semirrígidos, principalmente a retração, há poucas pesquisas na área de estabilização de solo para fins de pavimentação publicadas. Talvez o motivo para essa lacuna a ser preenchida seja a falta de entendimento claro do mecanismo da estabilização de solos devido à ação geopolimérica, ao contrário do cimento Portland e da cal.

Entende-se que o desenvolvimento da resistência mecânica está ligado a formação do gel geopolimérico (gel N-A-S-H) através da policondensação dos aluminossilicatos, efeito este observado em análises microestruturais e caracterização mineralógicas de solos estabilizados com geopolímeros (CRISTELO *et al.*, 2012; ZHANG *et al.*, 2013; PHUMMIPHAN *et al.*, 2018).

O gel geopolimérico disperso recobre e colam as partículas do solo em uma matriz mais compacta, aumentando sua rigidez e resistência (ZHANG *et al.*, 2015; CRUZ *et al.*, 2016; RIOS *et al.*, 2016; LEONG *et al.*, 2018), onde o solo é distribuído principalmente como material de enchimento (SINGHI, LASKAR e AHMED, 2017), sendo possível associar a velocidade de ganho de resistência com a velocidade de formação do gel (CRISTELO *et al.*, 2012).

Rios *et al.* (2016) avaliaram a possibilidade de aplicação de solo estabilizado com geopolímero como camada superficial para uma estrada não pavimentada, utilizando um solo não plástico do sul de Bogotá e cinzas volantes ativadas com uma solução composta de hidróxido e silicato de sódio. Os autores variaram a concentração silicato/hidróxido em 0,50 e 1,0, teor de cinzas volantes de 10 e 20% e concentração molar de NaOH de 5, 7,5, 10 e 12,5. Os ensaios mostraram que as amostras relação silicato/hidróxido de 1,0 se mostrou mais rígida (RCS próximo de 4400 kPa para 0,5% de deformação, no pico) e a outra mais dúctil (RCS próximo de 2300 kPa para 1,0% de deformação, no pico). A RCS aos 7 dias e resistência a imersão atenderam as exigências normativas ($RC_7 > 1$ MPa e $R_{Cimersão}/R_c > 0,80$) e apresentaram resultados satisfatórios nos testes de umedecimento e secagem. Sendo assim, concluem que a estabilização com geopolímero para fins de camada superficial de uma estrada não pavimentada é uma solução tecnicamente viável.

Cruz *et al.* (2016) realizaram um estudo similar ao de Rios *et al.* (2016), com as mesmas composições estudadas, porém tentaram expandir para escala industrial, a fim de avaliar as dificuldades da execução e compactação da mistura em volumes mais significativos, grau de homogeneidade, evolução do comportamento ao longo do tempo em condições ambientais variáveis, entre outros, para isso foi realizado ensaios em “macro-provetes”. Os corpos de prova foram curados simulando o clima local (Bogotá) em termos de temperatura e

umidade máximas e mínimas. Ensaios de RCS ao longo de 1 ano mostraram um ganho de resistência significativo ao longo do tempo, ao contrário do cimento que praticamente estabiliza aos 28 dias. As resistências a tração por compressão diametral obtida ficaram entre 0,20 e 0,35 MPa (cerca de 7,5% da resistência a compressão), atendendo as exigências normativas. A cura sob as condições climáticas variáveis reduziu a resistência a compressão, comparada aos resultados laboratoriais com controle sobre as condições de cura. Análise química da água recolhida no ensaio de permeabilidade apontou valores não permitidos em alguns parâmetros físico-químicos.

Os ensaios de Cruz *et al.* (2016), em relação ao processo executivo, apontaram que a dificuldade maior seria a necessidade dos cuidados com o manuseio dos produtos químicos em termos de equipamentos de proteção e isolamento da zona de obra. Já a preparação, espalhamento e compactação da mistura, notaram-se complexidade e tempos de execução semelhantes aos processos de tratamento de solos com cal e/ou cimento. Entretanto, avaliando a eficiência da solução, os ensaios mostraram a evolução da resistência à taxa mais modesta do que o programa laboratorial previu, com a existência de uma quebra acentuada nos módulos de deformabilidade após um período chuvoso aos 28 dias de cura.

Em relação ao ensaio de fadiga, foram executadas duas faixas: uma com solo não tratado e outra com a mistura, sujeitos as mesmas solicitações, onde os resultados foram idênticos. Segundo os autores, justifica-se o ocorrido pelas baixas temperaturas durante toda a experiência, aliada a chuva constante. Os autores concluem que esta técnica está limitada nos seguintes fatores de grande impacto: efeito da embebição do solo tratado, poluição ambiental deixada pelos elementos químicos que constituem as cinzas e a solução ativadora e as condições de cura.

Phummiphan *et al.* (2018) avaliaram o uso de cinzas volantes classe C e escória de alto forno como fontes de aluminossilicatos para estabilizar um solo laterítico e aplicar em camadas de base de pavimento, utilizando como ativador alcalino a mistura de hidróxido e silicato de sódio. As relações solo:cinza:escória foram de 60:30:10, 50:30:20 e 40:30:30. A relação silicato/hidróxido (SS/HS) foi

variada. Os autores mediram o tempo de endurecimento do solo estabilizado (aproximadamente 30 minutos), destacando que o método pode ser utilizado em campo, desde que a compactação de cada seção seja executada dentro do tempo de endurecimento. Os ensaios mostram que o hidróxido de sódio melhora a trabalhabilidade da mistura. A RCS de todas as misturas aos 7 dias atendeu as exigências normativas tailandesas (1,72 e 2,41 MPa para tráfego leve e pesado, respectivamente) e australianas (maior que 3,5 MPa). Ainda sobre a RCS, o teor de escória ideal diminuiu com a redução da relação SS/HS. O maior resultado aos 7 dias se deu para 20% de escória e relação SS/HS 100:00, atingindo 10,46 MPa. Para 28 e 60 dias de cura, notaram-se dois comportamentos. Para alta relação SS/HS (100-80:0-20) o teor de 10% de escória foi tido como ideal e apresentou RCS aos 60 dias de 20,21 MPa. Já para baixa relação SS/HS, o teor de escória não afetou a RCS, tornando inviável altos teores de escória. Os autores apontam como proporção ideal a relação 60:30:10 (solo:cinza:escória) e SS/HS igual 90:10, recomendando a técnica para uso em base de pavimentos.

2.7. Síntese da revisão

Para ativação das fontes de aluminossilicatos, estudos mostraram que o uso de soluções alcalinas compostas de hidróxido e silicato de sódio ou potássio é mais eficiente do que aquelas ativadas somente por hidróxidos. Em contrapartida, a alta concentração de silicatos na solução ativadora pode prejudicar as propriedades do geopolímero, ressaltando a necessidade do cuidado no balanceamento da relação silicato/hidróxido.

As condições de cura são fundamentais na obtenção das propriedades dos cimentos geopoliméricos. Alguns estudos mostraram ganhos significativos na resistência à compressão em pastas geopoliméricas à base de metacaulim para cura em temperaturas elevadas. Entretanto, outras pesquisas mostraram que a cura em temperatura ambiente obteve maiores valores, principalmente em longos períodos de cura. Isto foi de fundamental importância, uma vez que seria inviável, ou até impossível promover uma cura térmica em uma estabilização de solo para fins rodoviários no campo.

O mecanismo da síntese do geopolímero não é completamente esclarecido, havendo uma vacuidade em certos pontos do tema não esclarecidos, diferente do cimento Portland, o qual mesmo que não por completo, há um entendimento muito maior sobre a sua hidratação.

Essa falta de entendimento acerca do mecanismo de reações na síntese de geopolímeros pode justificar o pouco acervo bibliográfico do seu uso aplicado em certas áreas, como a estabilização de solos. A Tabela 3 mostra a influência da estabilização de solos com geopolímeros em algumas propriedades físico-químicas e mecânicas, potencializando a viabilidade do uso de geopolímero como estabilizador de solos.

Tabela 3: Síntese da revisão sobre solos estabilizados com geopolímeros

Resistência à compressão simples (RCS)	<ul style="list-style-type: none"> - Aumento com o tempo, não estabilizando aos 28 dias; - Aumento com o incremento do teor de geopolímero; - Incremento de teores de 3-5% e 11-15% não demonstraram ganhos significativos em solos estabilizados com geopolímeros à base de metacaulim; - RCS aos 7 e 28 dias de cura para um solo estabilizado com 15% de geopolímero à base de metacaulim apresentou resultados superiores ao mesmo solo estabilizado com 3% de cimento Portland; - Relação Na/Al e Si/Al influencia na RCS, porém não é simples apontar uma tendência; - Temperatura elevada na cura e por longos períodos diminuiu a RCS;
Módulo de Young (E)	<ul style="list-style-type: none"> - Seguem as mesmas tendências da RCS, porém em nenhuma publicação o módulo de Young dos solos estabilizados com geopolímeros superou ao obtido para o mesmo solo estabilizado com cimento Portland;
Ductilidade (ϵ)	<ul style="list-style-type: none"> - Melhorada significativamente com a adição de geopolímero; - Maior em solos estabilizados com geopolímeros quando comparados aos mesmos solos estabilizados com cimento Portland; - Menor relação silicato/hidróxido de sódio favoreceu a ductilidade;
Resistência à exposição ao sulfato	<ul style="list-style-type: none"> - Maior durabilidade dos solos estabilizados com geopolímeros quando comparado ao mesmo solo estabilizado com cimento Portland;
Expansibilidade	<ul style="list-style-type: none"> - Menor para os solos estabilizados com geopolímeros quando comparados ao mesmo solo estabilizado com cimento Portland ou cal; - Ausência da formação de etringita em solos estabilizados com geopolímero à base de metacaulim;
Retração	<ul style="list-style-type: none"> - Significativamente menor em solos estabilizados com geopolímero quando comparados aos solos estabilizados com cimento Portland;

FONTE: Autoria própria

O principal mecanismo de dano/ruptura em pavimentos do tipo semirrígidos está associado, principalmente, às tensões de tração e fadiga do

material. Entretanto, no tocante dos solos estabilizados com geopolímeros, poucas publicações abrangem a resistência à tração e, somente Cruz *et al.* (2016) avaliaram a fadiga do material, porém não apresentaram a curva ou dados exatos do comportamento do material estudado.

Sendo assim, a investigação acerca de parâmetros de suma importância no âmbito da avaliação do desempenho de pavimentos, com uso de um material que possui um grande potencial em termos ambientais quando comparados ao cimento Portland, faz com que a pesquisa seja desafiadora, mas com um grande potencial de contribuição científica.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Para alcançar os objetivos propostos, a pesquisa foi dividida em seis etapas (Figura 24).

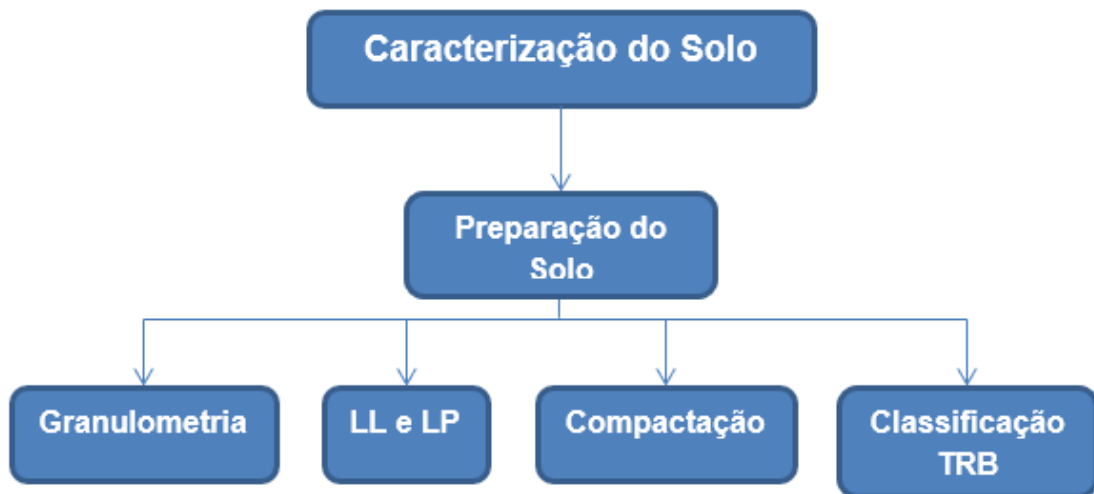
Figura 24: Etapas de desenvolvimento da pesquisa



FONTE: Autoria própria

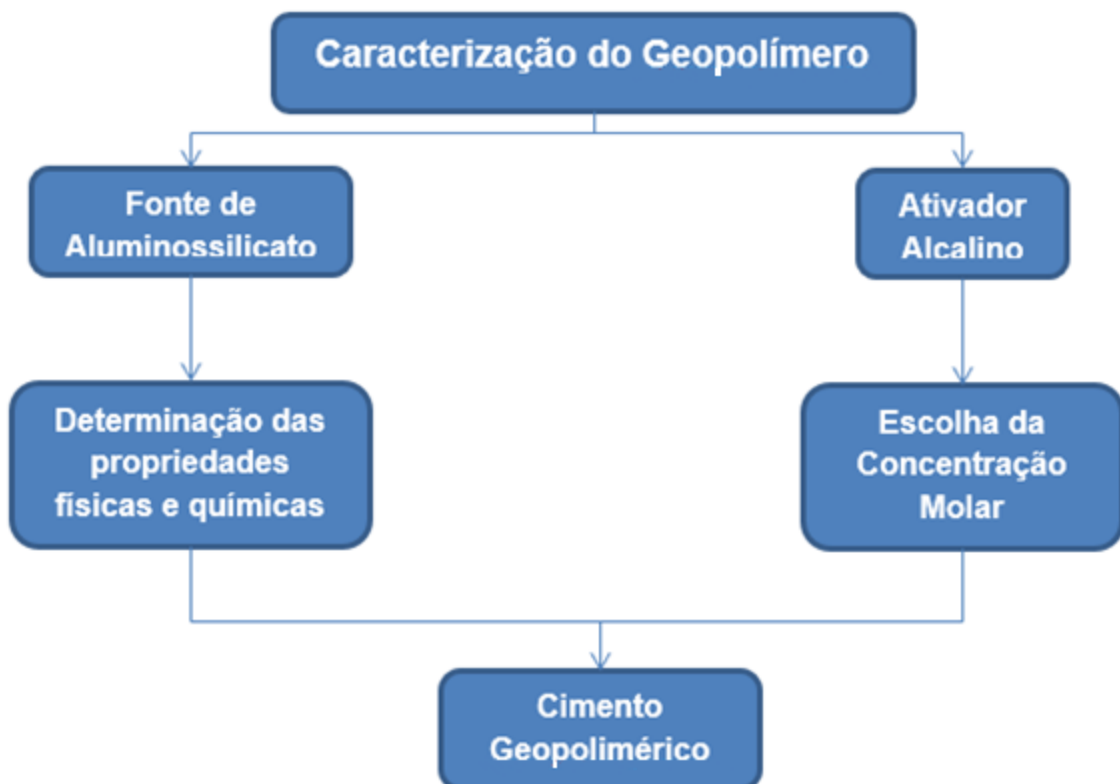
As etapas serão descritas nas Figuras 25, 26 e 27.

Figura 25: Detalhamento da 1ª Etapa – Estudo do solo



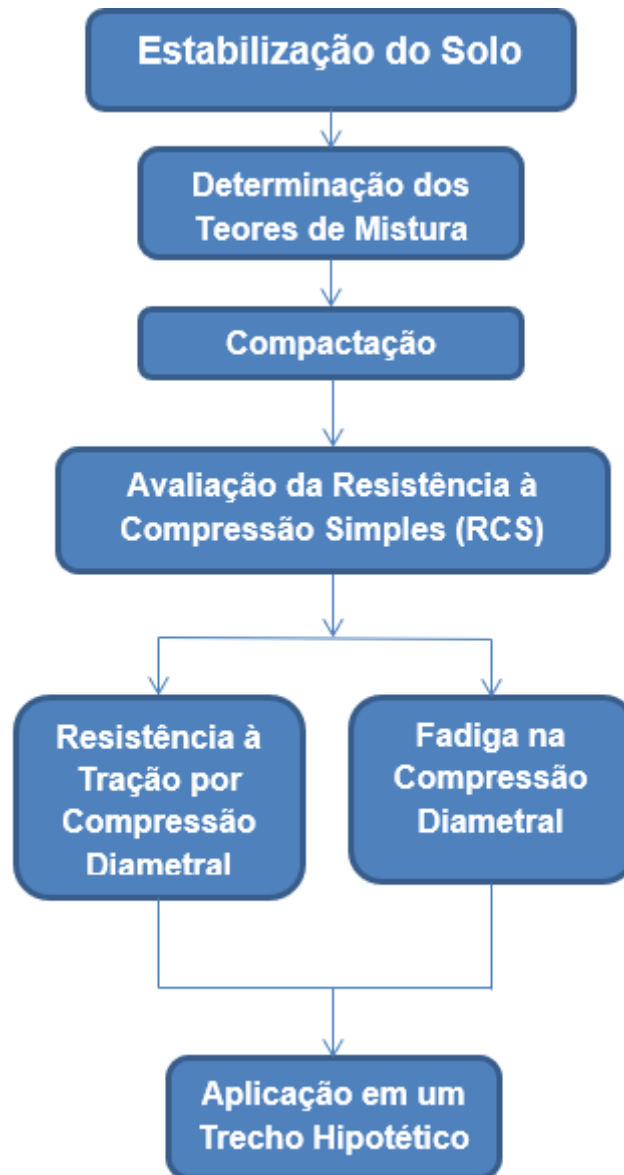
FONTE: Autoria própria

Figura 26: Detalhamento da 2ª Etapa – Estudo do geopolímero



FONTE: Autoria própria

Figura 27: Detalhamento da 3ª a 6ª Etapa – Estabilização do Solo



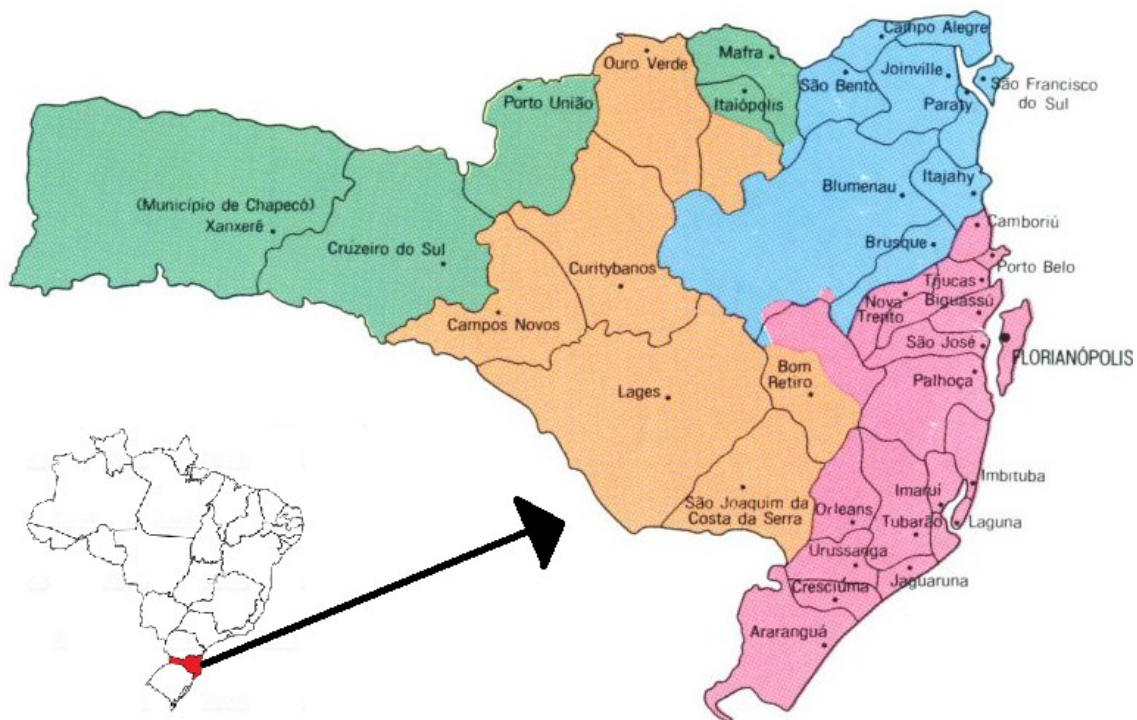
FONTE: Autoria própria

3.1. Materiais

3.1.1. Solo

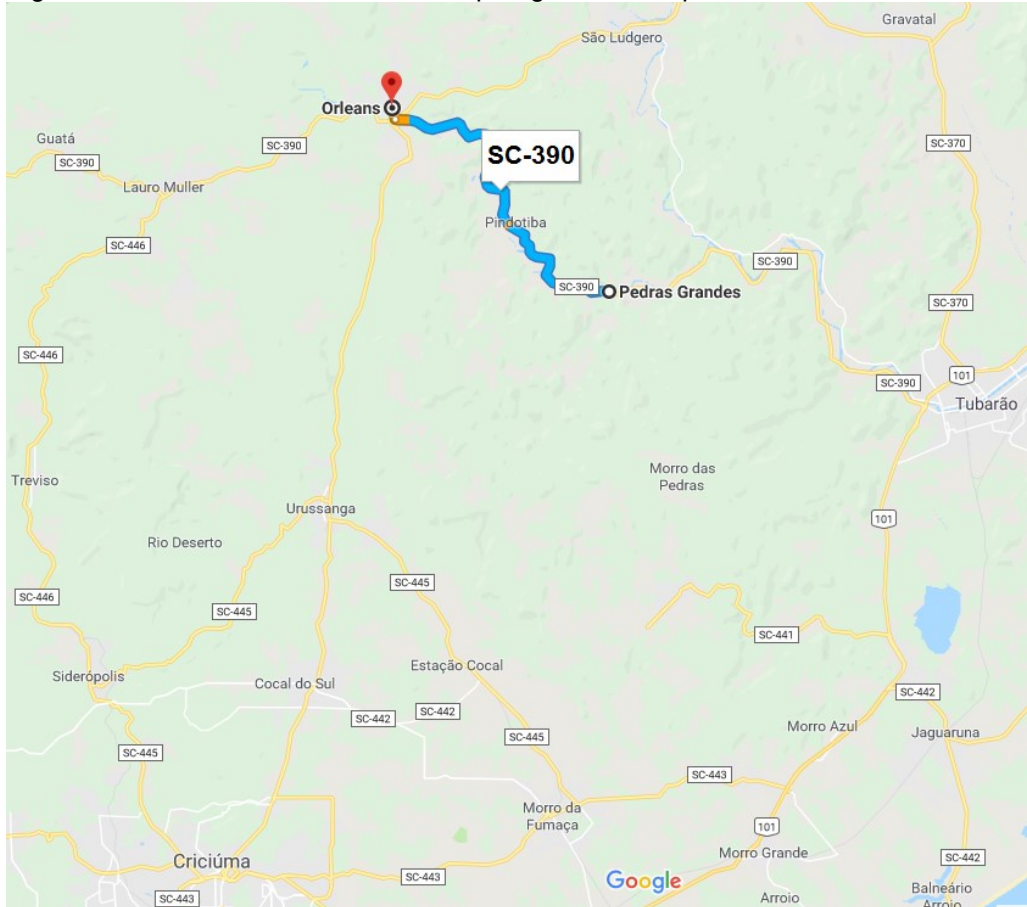
O solo é o mesmo utilizado para execução da base de solo melhorado com cimento da Rodovia SC-390 no trecho que liga os municípios de Orleans e Pedras Grandes. A Figura 28 e 29 mostram a localização da rodovia. O solo foi extraído de uma jazida localizada no KM4+200.

Figura 28: Localização e mapa de Santa Catarina



FONTE: Autoria própria

Figura 29: Trecho da Rodovia SC-390 que liga os municípios Orleans-Pedras Grandes

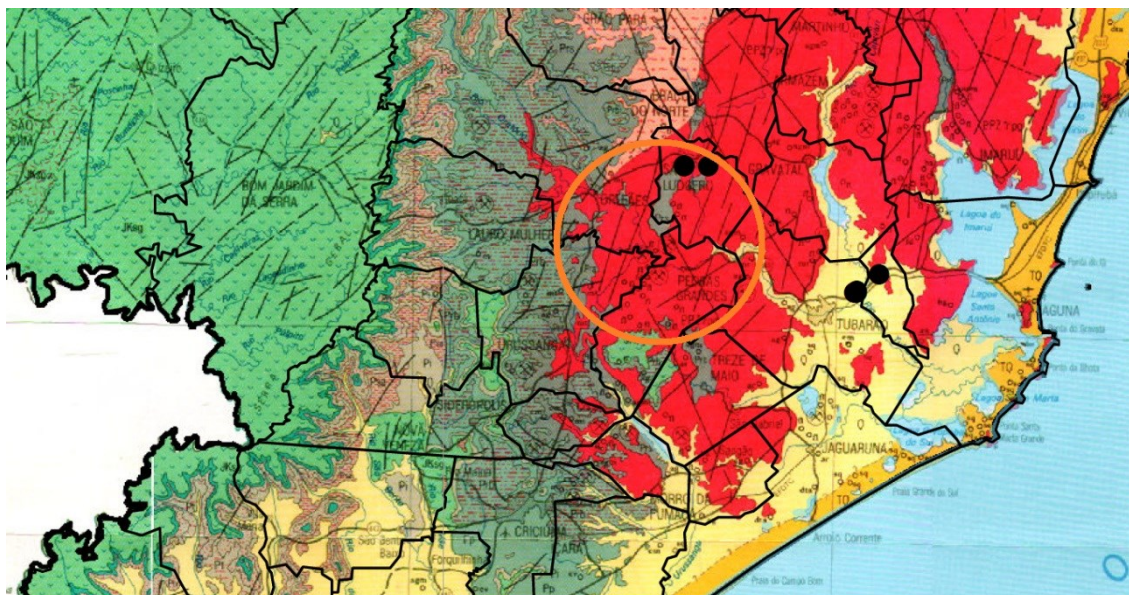


FONTE: Autoria própria

A região da jazida localiza-se na unidade geomorfológica Depressão da Zona Carbonífera. Seus solos mais representativos são o Podzólico Vermelho-Amarelo, o Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico e o Cambissolo (BRASIL, 2004).

Pelo mapa geológico de Santa Catarina disponibilizado pelo Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres (CEPED) da Universidade Federal de Santa Catarina (Figura 30), o solo é do início do fanerozoico, mais especificamente do período EO-Paleozóico Cambriano, fazendo parte da suíte intrusiva Pedras Grandes⁵.

Figura 30: Mapa geológico do Estado de Santa Catarina, destacando área em que se jazida



FONTE: CEPED UFSC (2014)

O solo extraído foi armazenado em sacos plásticos, seguindo as orientações da normativa ABNT NBR 6457:2016, foram distribuídos em padiolas e secas ao livre, até atingir valores de umidade próxima a higroscópica. Após isso, foram destorroados com uso de almofariz, com cuidado para evitar a quebra dos grãos. Então, todo o solo seco ao ar e destorroado foi espalhado em uma lona, onde com auxílio de enxadas e pás foi feita a homogeneização do material, seguido da determinação da umidade higroscópica e o ensacamento do material.

⁵ Suíte intrusiva composto por granitoides predominantemente de granulação grossa a porfiróides, com megacristais brancos e rosados. Trata-se de granitos, granodioritos e quartzomonzonitos (TEIXEIRA KAUL, FERNANDES e SANTOS NETO, 2002)

3.1.2. Metacaulim

Foi escolhido como fonte principal de aluminossilicato o metacaulim, sendo solicitado para a empresa Metacaulim do Brasil o fornecimento do material para o desenvolvimento da pesquisa. A Ficha de Informação de Segurança de Produtos Químicos (FISPQ) do produto metacaulim HP Ultra da empresa citada, com última revisão em 04 de junho de 2016, detalha algumas informações do produto, dentre elas as propriedades físico-químicas descritas na Tabela 4.

Tabela 4: Propriedades físico-químicas do Metacaulim presente no FISPQ

PROPRIEDADES FÍSICAS			
Estado Físico	Sólido		
Forma	Pó seco ou torrão úmido		
Massa específica (Média)	2,60 g/cm ³		
Massa unitária (efeito de estocagem)	300 a 1000 kg/m ³		
Cor	Branco, rosa, laranja ou avermelhado		
COMPOSIÇÃO QUÍMICA			
SiO₂	50,0 - 65,0%	Al₂O₃	27,0 - 44,5%
Fe₂O₃	< 5,0%	MgO	< 0,5%
CaO	< 0,5%	SO₃	< 0,1%
Álcalis totais	< 3,0%	P.F.	≤ 14,0%

FONTES: Metacaulim do Brasil®, 2016

3.1.3. Ativador alcalino

Os ativadores alcalinos para o desenvolvimento desta pesquisa foi o hidróxido de sódio (HS) e silicato de sódio (SS). Levou-se em conta como critério para escolha o custo e usabilidade do material em outras pesquisas. Foi solicitado à empresa Fmaia o fornecimento do HS e à empresa Manchester Chemical Produtos Químicos Ltda. o SS.

Na Tabela 5 constam as propriedades físico-químicas do HS de acordo com a Ficha de Informação de Segurança de Produtos Químicos (FISPQ) da empresa citada, com última revisão datada em 16 de junho de 2015. Já a Tabela

6 ilustra os dados do Silicato de Sódio C-325, de acordo com o boletim técnico e especificações disponibilizadas pela empresa responsável.

Tabela 5: Propriedades físico-químicas do Hidróxido de Sódio fornecido pela Fmaia

PROPRIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS	
Forma	Sólido
Cor	Incolor
Odor	Inodoro
Valor de pH (50g/l em H₂O à 20°C)	≈14
Temperatura de fusão	323°C
Temperatura de ebulição	1390°C
Densidade à 20°C	2,13 g/cm ³
Solubilidade em H₂O à 20°C	1090 g/l

FONTE: FMAIA®, 2015

Tabela 6: Especificações e propriedades físico-químicas do Silicato de Sódio fornecido pela Manchester Chemical

PROPRIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS	
Aspecto	Líquido viscoso, incolor e levemente opalescente
Fórmula	Na ₂ O·SiO ₂ ·nH ₂ O
Relação (SiO₂/Na₂O) Ponderal	3,20
Álcalis (Na₂O)	8,60%
Sílica (SiO₂)	27,7%
Umidade	63,7%

FONTE: MANCHESTER CHEMICAL®, 2016

3.2. Métodos

3.2.1. Caracterização do solo

3.2.1.1. Granulometria

Seguindo as recomendações da normativa ABNT NBR 6457:2016 para tomar a quantidade de solo de amostragem, seguiu-se para as orientações da normativa ABNT NBR 7181:2018.

3.2.1.2. Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP)

Para a determinação do Limite de Liquidez (LL) seguiu as recomendações da normativa ABNT NBR 6459:2017, enquanto para o Limite de Plasticidade (LP) seguiu-se a ABNT NBR 7180:2016.

3.2.1.3. Curva de compactação

Foi separada a amostragem conforme a ABNT NBR 6457:2016, onde de acordo com a umidade higroscópica determinada no ensaio de granulometria, calculou-se a quantidade de água necessária para que o solo atingisse o teor de umidade de 6%, adicionando esta água e homogeneizando o solo. Foi separado 5 amostras com 6% e se iniciou os ensaios de compactação conforme as orientações da ABNT NBR 7182:2016.

3.2.2. Composição do geopolímero

Foi realizado um difratograma de raios X para uma análise qualitativa da identificação das fases do metacaulim. Para tanto, foram identificados somente os principais minerais de fase cristalina, através da comparação dos picos presentes dos ângulos 2-Teta (2Θ) com os padrões ICDD (*International Centre for Diffraction Data*).

A composição química da fonte de aluminossilicato utilizado nesta pesquisa é muito similar ao metacaulim utilizado por Pelisser *et al.* (2013), assim como o silicato de sódio e o hidróxido de sódio, componentes da solução ativadora.

Sendo assim, optou-se por utilizar a composição de Pelisser *et al.* (2013) com melhores resultados nos ensaios mecânicos, tendo a composição do geopolímero sendo detalhada na Tabela 7.

Tabela 7: Composição do geopolímero em relações molares

Composição	Relação molar
SiO ₂ /Na ₂ O	6,94
SiO ₂ /Al ₂ O ₃	3,20
Na ₂ O/Al ₂ O ₃	0,46
Na ₂ OSiO ₂ /NaOH	1,60

FONTE: Autoria própria

3.2.3. Estabilização do solo

3.2.3.1. Teores de metacaulim e cimento Portland

Os teores de metacaulim e cimento Portland são em relação à massa seca do solo, tendo os teores adotados e as composições das misturas descritas na Tabela 8.

Tabela 8: Composições dos teores de metacaulim e cimento Portland estudados

Identificação da mistura	Metacaulim (%)	Cimento Portland (%)
G6	6,0	0,0
G8	8,0	0,0
G10	10,0	0,0
G4C1	4,0	1,0
G5C1	5,0	1,0
G6C1	6,0	1,0

FONTE: Autoria própria

3.2.3.2. Solução ativadora

Com base no teor de metacaulim da amostra e as relações molares para composição do geopolímero explícitas na Tabela 7, calculava-se a quantidade em massa de silicato e hidróxido de sódio para produção da solução ativadora.

A solução ativadora era preparada antes de iniciar a moldagem dos corpos de prova, através da adição do hidróxido de sódio no silicato de sódio e agitação até que houvesse a dissolução do primeiro na solução de silicato de sódio.

3.2.3.3. Mistura do solo, aglomerante e solução ativadora

O processo de produção da mistura foi elaborado de forma que se possibilitasse a execução da mesma em campo, de maneira similar a estabilização de solo com cimento. Para isso, foram adotadas as seguintes etapas:

- Adição dos teores de metacaulim e/ou cimento Portland na amostra de solo;

Figura 31: Insumos utilizados para composição da mistura



FONTE: Autoria própria

- Homogeneização da mistura solo e aglomerantes;

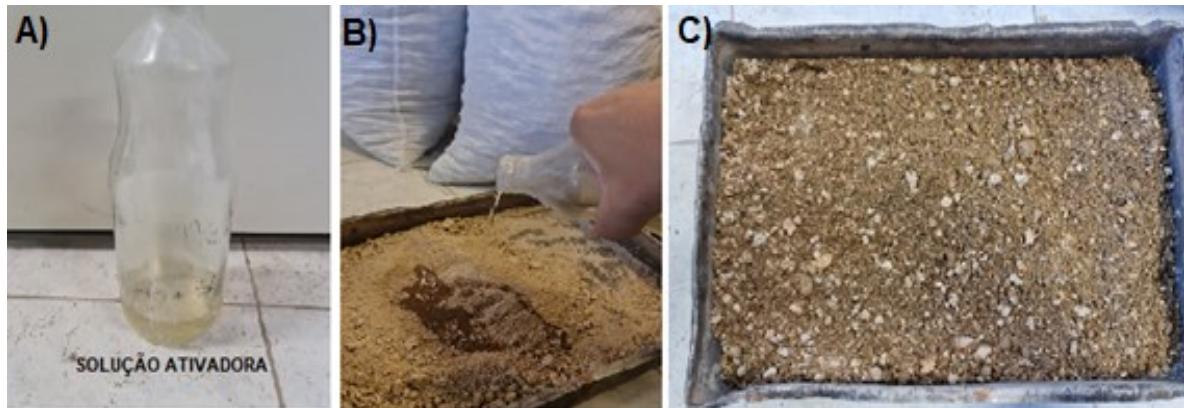
Figura 32: Solo natural e aglomerantes (esquerda) e mistura homogeneizada (direita)



FONTE: Autoria própria

- Adição da solução ativadora na mistura (Figura 33b), seguido de um novo processo de homogeneização (Figura 33c);

Figura 33: Processo de adição da solução ativadora e homogeneização



FONTE: Autoria própria

- Adição de água destilada para atingir a umidade ótima, homogeneizando a mistura solo, aglomerantes, solução ativadora e água destilada (Figura 34);

Figura 34: Mistura homogeneizada



FONTE: Autoria própria

- Separação da amostra para moldagem;

3.2.4. Ensaio de compactação

Com os teores de geopolímero e as devidas composições, realizou-se o ensaio de compactação para os teores G6 e G10, a fim de obter a umidade ótima na energia modificada, de forma a verificar se há grande variabilidade deste

parâmetro em função do teor de geopolímero. Também foi realizado o ensaio de compactação para o teor G6C1, com intuito de verificar a influência da adição do cimento Portland na umidade ótima.

3.2.5. Avaliação da Resistência à Compressão Simples (RCS)

A resistência à compressão foi determinada em corpos de prova de 5x10 cm. (diâmetro x altura), moldados nas condições de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima obtidas no ensaio de compactação. Após a moldagem, os corpos de prova foram colocados em uma câmara úmida. Eles foram rompidos aos 7, 14 e 28 dias de cura, em tréplica.

Figura 35: Corpos de prova (esquerda) e ensaio de RCS (direita)



FONTE: Autoria própria

O ensaio foi conduzido segundo o método de ensaio DNER-ME 201/94.

3.2.6. Resistência à tração por compressão diametral (RTCD)

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RTCD) é essencial para qualquer material estabilizado quimicamente (FEDRIGO, 2015), até mesmo devido à mecânica de fratura em estruturas de pavimento com camadas cimentadas estar totalmente relacionada à resistência a tração do material, conforme já discutido no capítulo 2.

Os corpos de prova foram moldados em molde de 6,4 cm. de altura por 10,16 cm. de diâmetro, utilizando 45 golpes cada face do corpo de prova para

compactação, número de golpes este obtido através de testes a fim de se obter valores próximos da massa específica aparente seca máxima do ensaio de compactação, de acordo com a metodologia Marshall. Os corpos de prova passaram por processo de cura semelhante aos do ensaio de RCS, sendo adotado como idades para rompimento 7, 14 e 28 dias de cura, também em tréplicas.

Adotou-se como referência normativa para o método de ensaio a DNIT 136/2018 - ME.

Figura 36: Corpos de prova após realização do ensaio de RTCD



FONTE: Autoria própria

3.2.7. Ensaio de fadiga na compressão diametral

Para determinação do comportamento à fadiga foram moldados corpos de prova de 10,16 cm. de diâmetro por 6,4 cm. de altura, com os mesmos procedimentos adotados para determinação da RTCD.

Figura 37: Corpos de prova utilizados no ensaio de fadiga



FONTE: Aatoria própria

Os corpos de prova foram moldados em conjuntos de 4 a 5 unidades, das quais 2 corpos de prova foram rompidos a tração, admitindo-se que a média da resistência destes dois corpos de prova fossem representativas para os demais do conjunto.

O ensaio foi conduzido à tensão controlada, sendo submetidos a um carregamento cíclico com um nível de tensão correspondente a uma parcela da resistência à tração da mistura (SR) até a sua ruptura, sob uma frequência de 2 Hz.

A temperatura do ensaio foi mantida constante em torno de 20°C, sendo utilizado LVDT's para monitoramento das deformações horizontais no corpo de prova somente nos primeiros 100 ciclos, um pouco mais que o recomendado pela norma DNIT 183/2018-ME. Após estes ciclos, era removido o LVDT e o ensaio prosseguia até a ruptura do corpo de prova.

Figura 38: Ensaio de fadiga em andamento após a remoção do LVDT



FONTE: Autoria própria

3.2.8. Aplicação em um trecho hipotético

O trecho hipotético adotado possui a mesma geometria e materiais da estrutura executada na SC-390, com base em solo melhorado com cimento. Exceto o material da camada de base, que foi substituído pelo solo estabilizado com geopolímero e cimento Portland, tendo suas propriedades obtidas nos ensaios laboratoriais desenvolvidos nesta pesquisa.

A estrutura do pavimento é composta pelas seguintes camadas: regularização, sub-base, base, camada de proteção mecânica e intermediária, camada de revestimento.

A Tabela 9 mostra as espessuras das camadas da estrutura, bem como o material aplicado e suas propriedades mecânicas. Os dados foram retirados de Deucher (2019), sendo obtidos através de uma retroanálise das bacias de deflexão medidas em 2017, exceto para o revestimento, cujo módulo resiliente foi obtido através de ensaios em laboratório e os valores de coeficiente de Poisson, adotados de acordo com a *Transportation Research Board (TRB) apud Bezerra Neto (2004)*.

Tabela 9: Dados das camadas da estrutura analisada

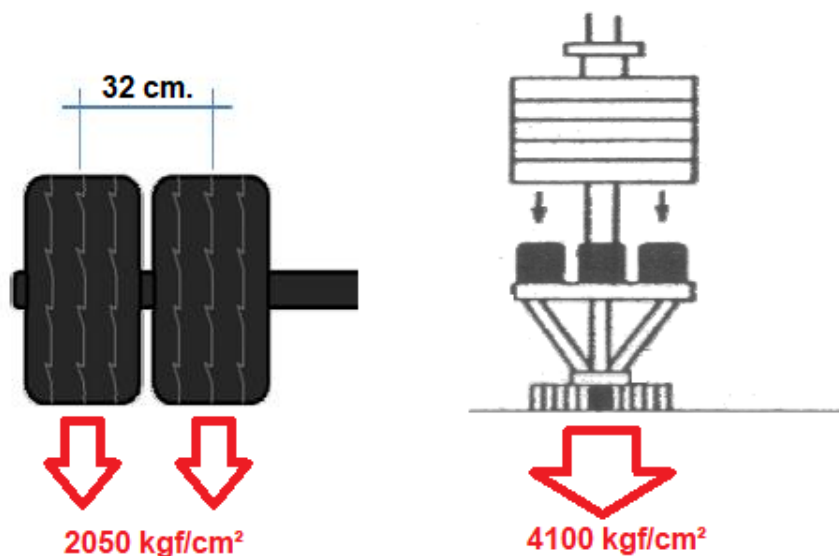
Camada	Material	h (cm.)	MR (MPa)	RT (MPa)	v
Subleito	Solo da jazida (Proctor Normal)	-	118,0	-	0,45
Sub-base	Solo da Jazida (Proctor Intermediária)	15,0	133,0	-	0,35
Base	Solo estabilizado com geopolímero	18,0	Ensaios/ Literatura	Ensaios	0,25
	Solo melhorado com cimento (teor 3%)	18,0	970,0	-	0,25
Revestimento	C.A.U.Q – Faixa “D” DEINFRA com asfalto borracha	6,0	4598,0	1,06	0,30

Fonte: Autoria própria

Para o cálculo de tensões e deformações na estrutura do pavimento, utilizou-se o programa ELSYM5, que é um *software* de código aberto que utiliza o cálculo analítico com base na teoria de Burmister (FRANCO, 2007).

A Figura 39 mostra as configurações dos carregamentos utilizados para análise mecanicista da estrutura do pavimento. A primeira representa o carregamento do eixo padrão de 8,2 toneladas, a segunda a carga aplicada pelo *Falling Weight Deflectometer* (FWD) em um levantamento de deflexões no campo. A pressão de enchimento dos pneus adotada foi de 5,6 kgf/cm² e 8,4 kgf/cm², a última representando o valor médio utilizado no Brasil segundo Fernandes Júnior *et al.* (2007 *apud* RÉUS, JUNIOR e FONTENELE, 2014).

Figura 39: Configurações dos carregamentos para simulação



FONTE: Autoria própria

Para análise mecanicista do pavimento, recorreu-se aos modelos de ruptura desenvolvidos por diversos autores, adotando como critérios de ruptura aqueles aplicados ao dimensionamento de pavimentos semirrígidos, que são: deflexão total da estrutura avaliada no topo da camada de revestimento, deformação específica horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico, tensão de tração na base inferior da camada cimentada e deformação vertical no topo do subleito.

A Tabela 10 relaciona os critérios de ruptura e os modelos adotados para a verificação do trecho hipotético.

Tabela 10: Modelos de ruptura adotados para verificação do trecho hipotético

Critério de ruptura	Modelo de ruptura	
Deformação de tração no revestimento	Fontes (2009) para asfalto borracha	$Nf = 6,98 \times 10^{18} \times \left(\frac{1}{\varepsilon t}\right)^{5,16}$
Tensão de tração na camada cimentada	Ensaio de fadiga para o solo estabilizado com geopolímero e cimento Portland	
Deformação vertical no topo do subleito	Asphalt Institute	$N = 1,365 \times 10^{-9} \times \varepsilon_v^{-4,477}$

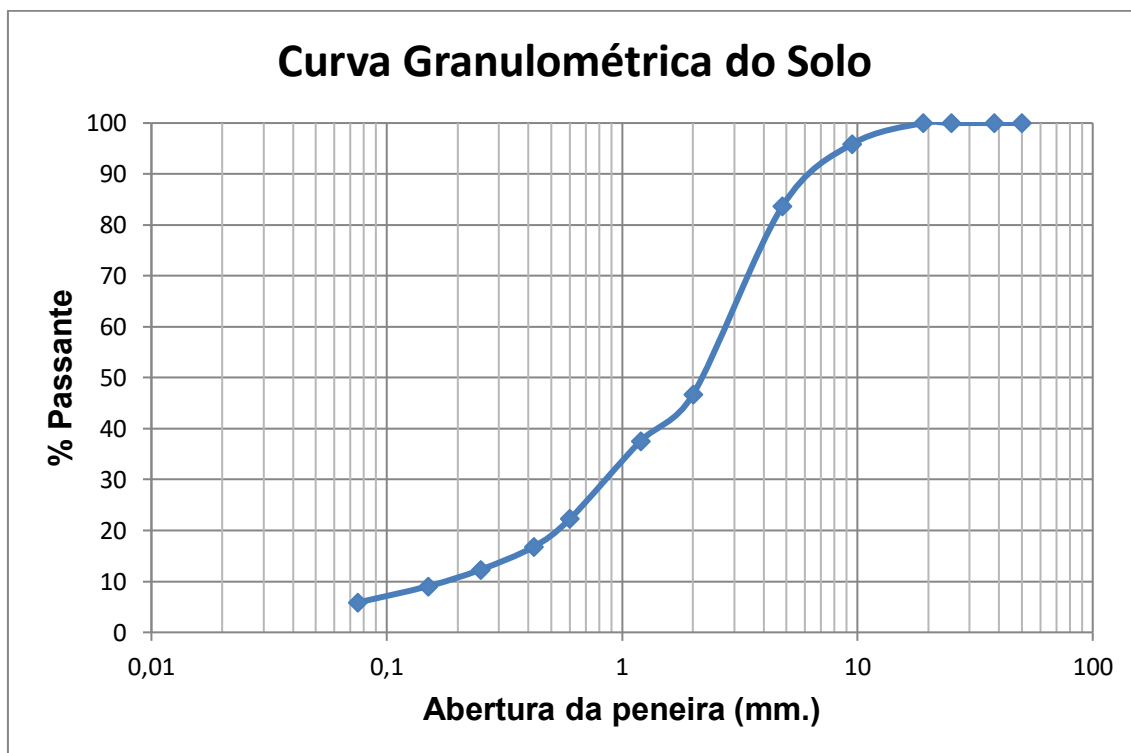
Fonte: Autoria própria

4. RESULTADOS

4.1. Caracterização do solo

A Figura 40 ilustra a curva granulométrica do solo. Como pode ser observado, trata-se de um solo arenoso, com uma pequena parcela de finos, muito propício para ser estabilizado com cimento.

Figura 40: Curva granulométrica do solo



Fonte: Autoria própria

Com a curva granulométrica é possível extrair alguns parâmetros de caracterização do solo, tais como os descritos na Tabela 11.

Tabela 11: Parâmetros extraídos da curva granulométrica

Diâmetro efetivo (D_{10})	0,17 mm.
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	15,88
Coefficiente de Curvatura (C_c)	1,57

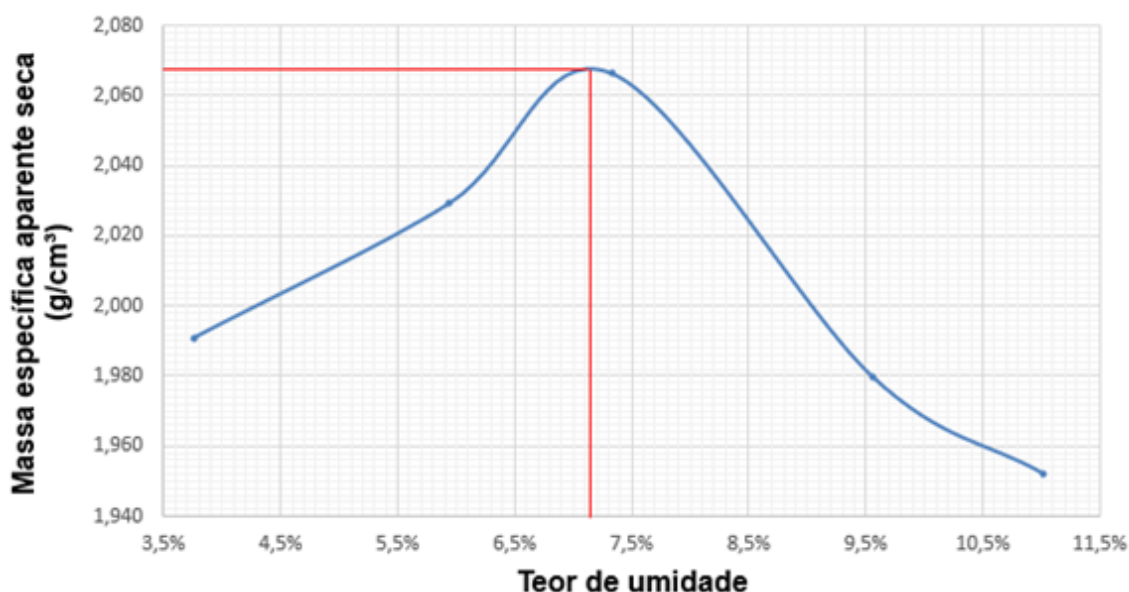
FONTE: Autoria própria

Os ensaios realizados de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) apontaram que se trata de um solo não plástico (NP) e com LL igual a zero,

obtendo um Índice de Plasticidade (IP) igual a zero também, o que já era esperado.

A Figura 41 mostra a curva de compactação. Os ensaios foram realizados sequencialmente, a fim de diminuir ou eliminar qualquer possibilidade de mudança das condições dos solos preparados para o ensaio. Antes da realização do ensaio, foi medida novamente a umidade higroscópica das amostragens separadas com um dia de antecedência, para não haver erro no cálculo da água a ser adicionada.

Figura 41: Curva de compactação



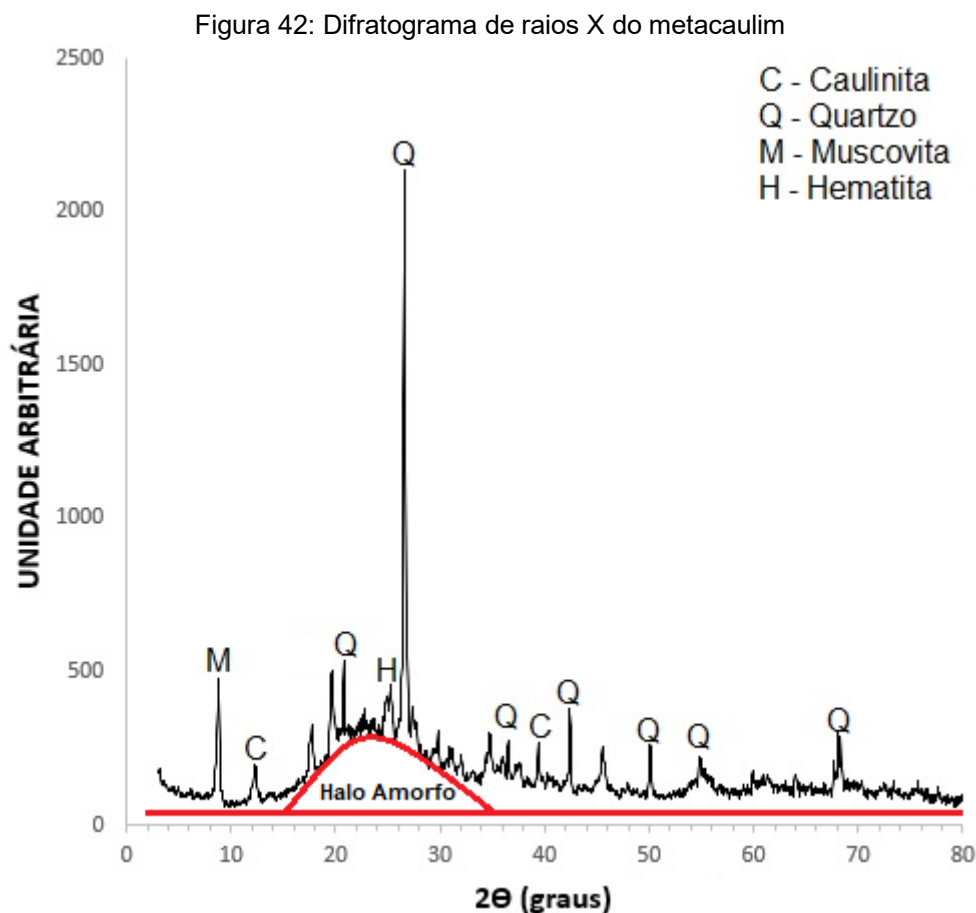
Fonte: Autoria própria

Pela Figura 41, pode-se apontar que o teor de umidade ótimo do solo estaria em torno de 7,2% e a sua massa específica aparente seca máxima é 2,068 g/cm³.

Através dos dados obtidos no ensaio de granulometria e os resultados dos ensaios de limites de consistência, foi obtido um valor de IG igual a zero. Segundo a classificação TRB, trata-se de um solo A-1-A, com materiais constituintes de fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia e de excelente a bom comportamento como subleito, segundo a ASTM D3282:2015.

4.2. Identificação de fases do metacaulim

A Figura 42 mostra o difratograma de raios X da amostra do metacaulim utilizado como fonte de aluminossilicato na composição do geopolímero para estabilização do solo desta pesquisa.



FONTE: Autoria própria

Para um melhor potencial de geopolimerização da fonte de aluminossilicato, é desejado que este esteja na fase totalmente amorfa (FERNÁNDEZ-JIMENEZ *et al.*, 2006), apresentando poucos ou nenhum pico bem definido no difratograma, sendo representado por uma curva suave e com alto teor de “ruído” (ROCHA, 2005).

O DRX do metacaulim mostra que o material é majoritariamente amorfo, corroborando com a literatura, contendo ainda assim elementos cristalinos, tais como o quartzo, caulinita, muscovita e hematita. A presença de picos bem definidos na amostra estudada não invalida sua utilização, porém são indícios da existência de pequenos teores de contaminação e/ou impurezas. Severo *et*

al (2013b) afirmam que estes picos podem ser encontrados devido aos resíduos presentes no caulim utilizado na fabricação do metacaulim.

A presença de caulinita (representado pela letra “C”) no DRX era esperado, uma vez que este é o principal composto utilizado na fabricação do metacaulim. Sua presença no DRX da amostra indica que há caulinita insuficientemente calcinadas, o que era de se esperar considerando a perda ao fogo residual em um processo industrial de larga escala (ROCHA, 2005).

O alto teor de quartzo livre (representado pela letra “Q”) identificado no DRX pode ser um indício de um menor percentual de alumina na composição química do metacaulim quando comparado ao percentual teórico, fato este constatado por Rocha (2005). Para tanto, seria necessária uma análise química do material para identificação da relação sílica/alumina, comparando os resultados com o percentual teórico do material com 100% de pureza.

Os picos relativos à hematita e muscovita são indicativos da presença de pequenos teores de impurezas, porém seria necessária uma análise química para confirmar a presença destes minerais.

O ápice do halo amorfo do metacaulim encontra-se, aproximadamente, entre os ângulos 23° e $24^\circ 2\theta$, semelhante ao identificado por Medina (2011) e Silva (2019). De acordo com a literatura, a banda difusa que indica a presença de materiais amorfos situa-se na faixa de 20° a $30^\circ 2\theta$ (MEDINA, 2011), corroborando com o identificado para o metacaulim utilizado neste estudo.

Destaca-se que o DRX do metacaulim representado na Figura 42 foi realizado de forma qualitativa, com intuito apenas de identificar os principais minerais presentes, e não os quantificar.

Portanto, para uma identificação mais precisa da fase amorfa do material, seria necessária uma análise química aliada a uma difratometria quantitativa de raios X, sendo assim possível quantificar a fase amorfa do material, bem como identificar e quantificar as impurezas e demais fases do material.

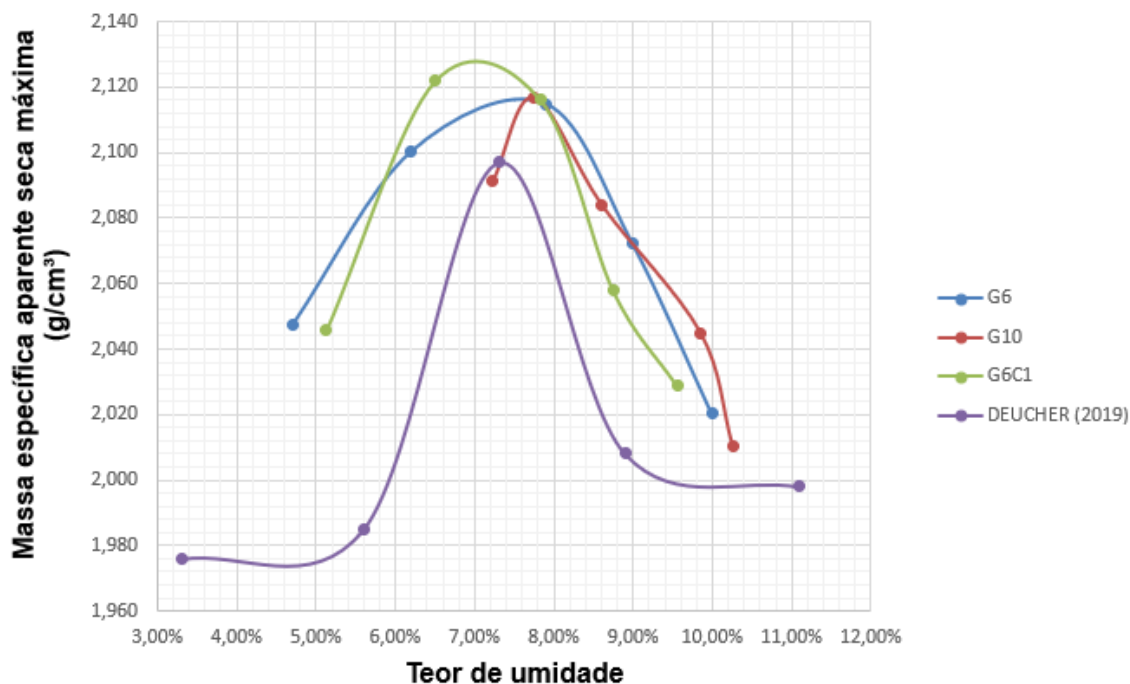
4.3. Estabilização do solo

4.3.1. Curva de compactação

Seguindo a mesma metodologia do ensaio de compactação na caracterização do solo, foram realizados os ensaios para as amostras G6 (6% de geopolímero), G10 (10% de geopolímero) e G6C1 (6% de geopolímero e 1% de cimento), com intuito de analisar a variabilidade da massa específica aparente seca máxima e o teor de umidade ótimo em função dos teores de aglomerantes estudados.

As curvas de compactação estão plotadas na Figura 43, sendo a de Deucher (2019) referente ao solo estabilizado com 3% de cimento Portland.

Figura 43: Curva de compactação do solo estabilizado



Fonte: Autoria própria

Conforme demonstrado na curva de compactação do solo estabilizado, a variação do teor de metacaulim não influenciou o teor de umidade ótimo e a massa específica aparente seca máxima para o solo estabilizado somente com geopolímero, ficando em torno de 7,7% e 2,116 g/cm³, respectivamente. Já a adição de cimento Portland fez com que houvesse uma pequena redução no teor de umidade ótimo (aproximadamente 7,0%) e uma elevação na massa específica aparente seca máxima (aproximadamente 2,128 g/cm³).

O aumento da massa específica aparente seca do solo estabilizado somente com geopolímero ($2,116 \text{ g/cm}^3$) e com a mistura de geopolímero e cimento Portland ($2,128 \text{ g/cm}^3$), em relação ao solo natural ($2,068 \text{ g/cm}^3$), corresponde a um grau de compactação de 102,3% e 102,9%, respectivamente.

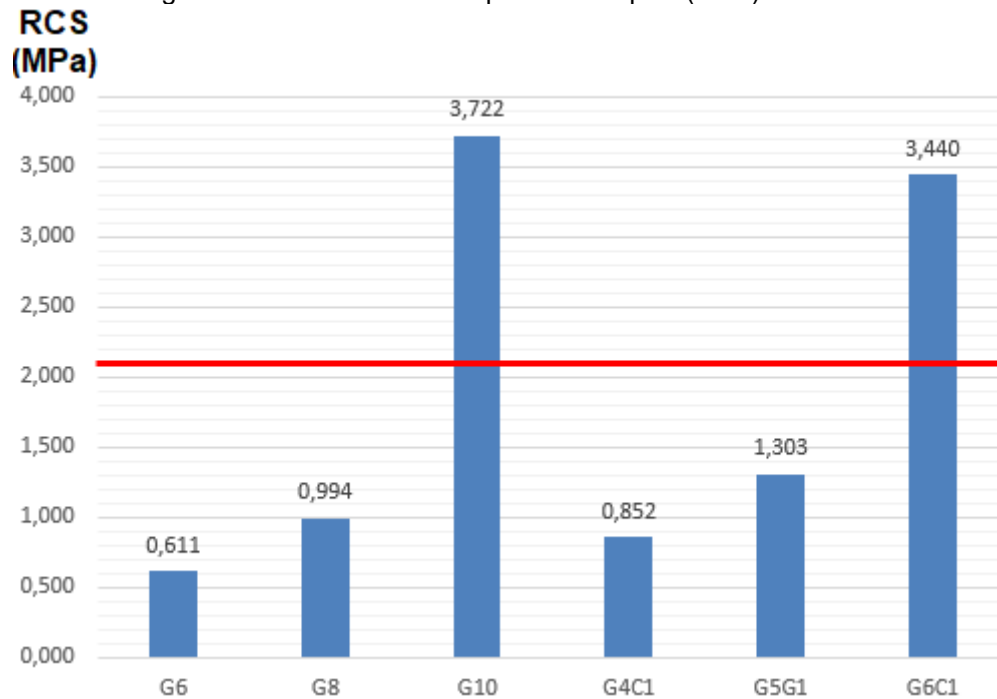
Deucher (2019) obteve para este mesmo solo estabilizado com 3% de cimento Portland uma massa específica aparente seca e umidade ótima de $2,098 \text{ g/cm}^3$ e 7,4%, respectivamente. Neste âmbito, o solo estabilizado somente com geopolímero e com mistura de geopolímero e cimento Portland apresentaram uma massa específica um pouco mais elevada ($0,018 \text{ g/cm}^3$ e $0,030 \text{ g/cm}^3$, respectivamente). Entretanto, valores correspondentes a uma diferença de até 30 kg/m^3 na massa específica estariam dentro da própria variabilidade do ensaio.

Desta forma, foi adotado para moldagem dos corpos de prova cilíndricos os valores de massa específica aparente seca e umidade ótima de: $2,116 \text{ g/cm}^3$ e 7,7% (para os corpos de prova estabilizados somente com geopolímero) e $2,128 \text{ g/cm}^3$ e 7,0% (para os corpos de prova estabilizados com a mistura de geopolímero e cimento Portland).

4.3.2. Resistência à compressão simples (RCS)

A norma DNIT 143:2010 exige que materiais estabilizados com cimento atinjam a resistência de 2,1 MPa aos 7 dias de cura para uso em camadas de base de pavimentos. Foram moldados corpos de prova, em tréplica, com os teores para que fossem ensaiados aos 7 dias de idade. A Figura 44 mostra os resultados obtidos.

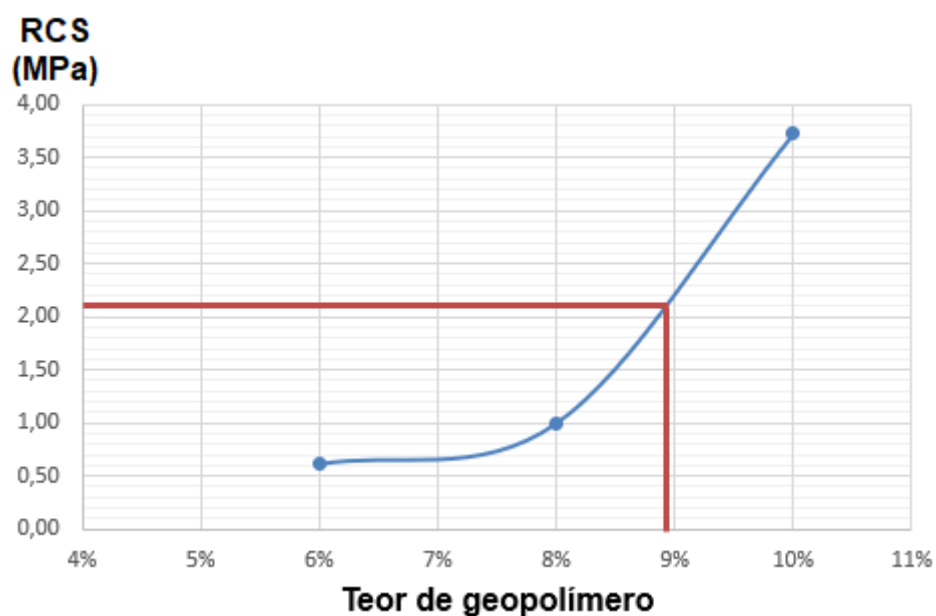
Figura 44: Resistência à compressão simples (RCS) aos 7 dias



Fonte: Autoria própria

A figura mostra que as misturas que atenderam a exigência normativa do DNIT (2006) foram a G10 e G6C1, as quais atingiram 3,72 MPa e 3,44 MPa aos 7 dias de cura, respectivamente. Nota-se também um aumento da RCS com o incremento do teor de geopolímero em todas as amostras, como ilustra a Figura 45.

Figura 45: Resistência à compressão simples (RCS) em função do teor de geopolímero



FONTE: Autoria própria

Vale destacar um ganho significativo na RCS com um incremento de apenas 2% de metacaulim entre as misturas G8 e G10, fato este também observado em Zhang *et al.* (2015). Os autores destacam, também, que o baixo valor de módulo de Young para teores de até 8% de metacaulim está associado à não homogeneidade da mistura na adição do metacaulim ao solo e à formação inadequada do gel N-A-S-H no solo estabilizado.

Para atingir a exigência normativa do DNIT (2006) em relação à RCS aos 7 dias (2,1 MPa), segundo o gráfico disposto na Figura 45, seria necessário um teor de geopolímero de, aproximadamente, 9%.

Entretanto, a estabilização para este teor de 9% de metacaulim, assim como o teor G10, exige uma grande quantidade de solução ativadora, a qual apresenta uma grande parcela de água (aproximadamente 60%) em sua composição, onde somente a aplicação da solução ativadora já eleva a umidade do solo seco a ponto de quase atingir a umidade ótima.

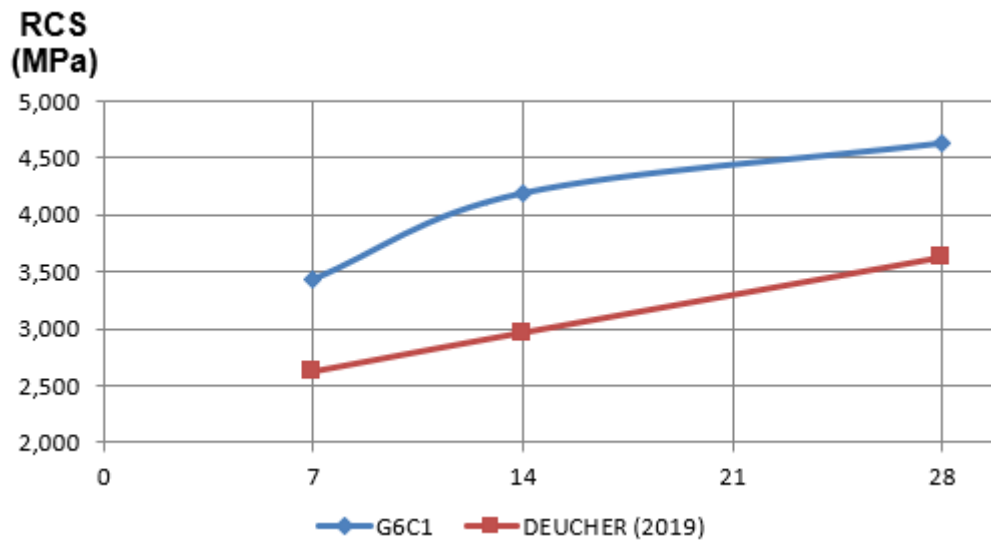
Isto faz com que ambos os teores se tornem inviáveis de serem aplicados em campo, uma vez que o solo extraído das jazidas possui uma umidade natural, a qual combinada com a água presente na solução ativadora, faria com que a mistura alcançasse valores de teor de umidade maiores que a umidade ótima, ou mesmo, até acima do intervalo de mais 2 pontos percentuais. Esta constatação não foi objeto de citação na literatura consultada, o que se revestiu num achado importante na pesquisa realizada, pois se pode inviabilizar a estabilização de alguns tipos de solos apenas com a adição do geopolímero para aplicação na pavimentação tendo-se as umidades da jazida, o intervalo de umidade ótima de compactação e o teor de geopolímero a ser adicionado para se atingir as resistências requeridas.

Assim, entre os teores em estudo, somente o G6C1 atingiu a RCS exigida na normativa vigente e, em função do baixo teor de metacaulim (o que exige a menor adição de água), a mistura torna-se apta para ser aplicada em campo, levando em consideração a umidade natural do solo da jazida.

Desta forma, foram moldados corpos de prova somente para a mistura G6C1 e ensaiados a RCS aos 14 e 28 dias de cura. Os resultados estão

mostrados na Figura 46, juntamente com a curva do solo estabilizado com 3% de cimento Portland.

Figura 46: Resistência à compressão simples (RCS) em função da idade de cura

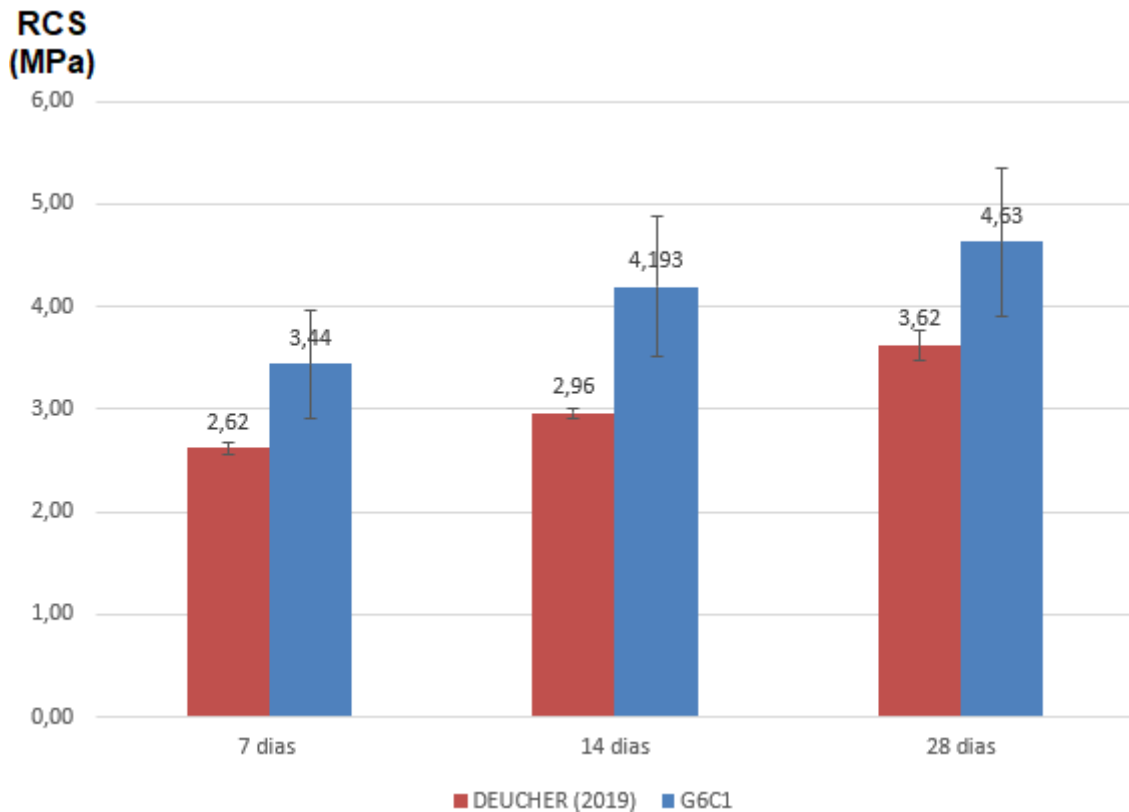


FONTE: Autoria própria

As curvas de RCS demonstram um ganho de resistência ao longo do tempo, algo esperado de acordo com a revisão bibliográfica. Pode-se afirmar também que o ganho de RCS foi mais acelerado nas primeiras idades, tendo a RCS aos 7 dias atingindo 74,3% do valor alcançado aos 28 dias de cura, similar ao comportamento notado por Singhi, Laskar e Ahmed (2017), em que a maior parte da resistência de seu solo estabilizado com geopolímero se desenvolveu nos primeiros 7 dias.

Quando comparado ao solo estabilizado com 3% de cimento (DEUCHER, 2019), nota-se um ganho de resistência significativo ao se substituir 2% de cimento por 6% de geopolímero na mistura, como mostrado na Figura 47.

Figura 47: Resistência à compressão simples (3% cimento x G6C1)

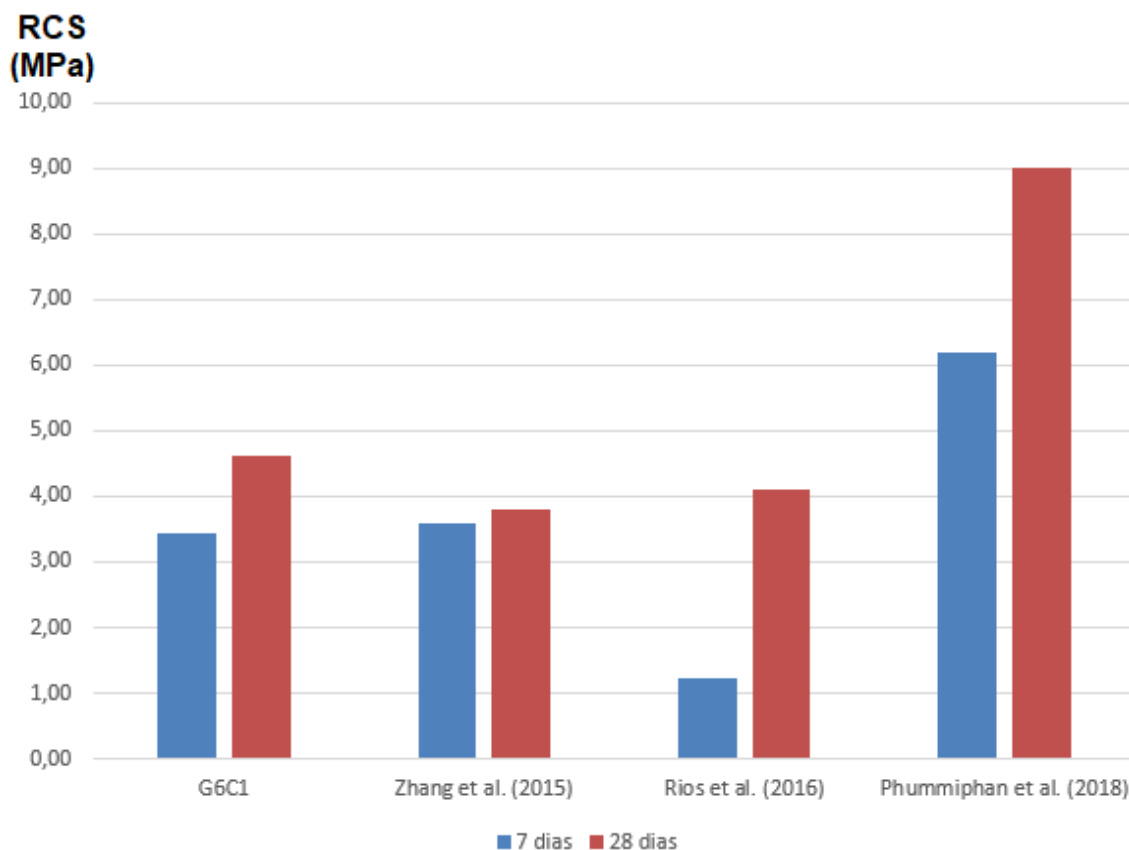


FONTE: Autoria própria

No gráfico acima nota-se que a mistura G6C1 apresentou um desvio padrão bem maior que o solo estabilizado com 3% de cimento Portland. Este alto valor de desvio padrão pode estar associado a não homogeneização da mistura do solo após a adição do metacaulim e da solução ativadora em função do baixo teor de geopolímero, propiciando uma geopolimerização deficiente em alguns corpos de prova, similar ao observado nos ensaios de RCS e Módulo de Young por Zhang *et al.* (2015). Tal constatação reforçaria a necessidade de um grande controle na moldagem dos corpos de prova e um controle rigoroso na execução em campo.

A Figura 48 representa uma comparação dos resultados da mistura G6C1 com outras pesquisas sobre a estabilização de solos com geopolímeros.

Figura 48: Comparação da RCS de G6C1 com outras referências bibliográficas



FONTE: Autoria própria

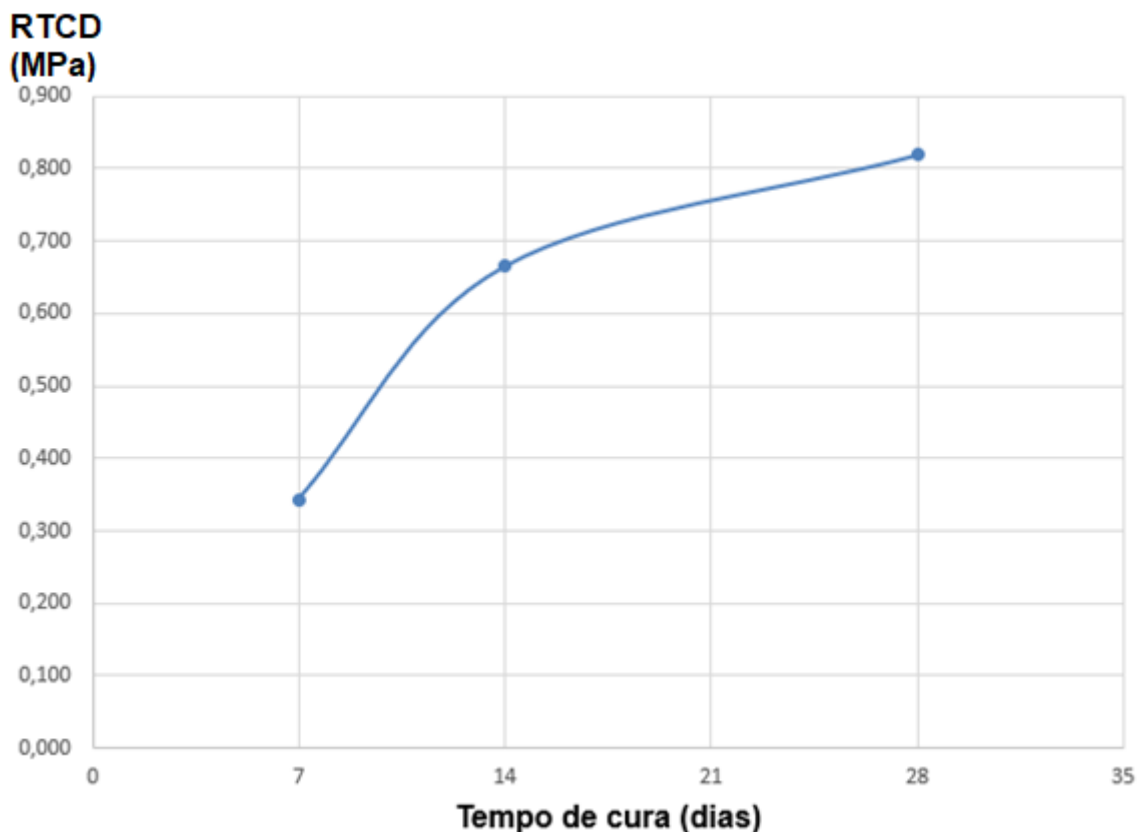
Os valores de Zhang *et al.* (2015) se assemelham ao de G6C1, onde o primeiro utilizou 15% de teor de metacaulim. Mesmo assim, a mistura G6C1 apresentou resultados superiores, podendo-se justificar tal diferença em função do tipo do solo estabilizado e da composição química do geopolímero e da adição de 1% de cimento Portland.

Já Rios *et al.* (2016) e Phummiphan *et al.* (2018) utilizaram cinzas volantes como fonte de aluminossilicato nos teores de 10% e 30%, respectivamente. O alto teor utilizado pelo segundo justifica a grande diferença na RCS quando comparada a G6C1.

4.3.3. Resistência à tração na compressão diametral (RTCD)

A curva abaixo representa a resistência à tração na compressão diametral da mistura G6C1 nas idades de 7, 14 e 28 dias.

Figura 49: Resistência à tração na compressão diametral (RTCD)



FONTE: Autoria própria

O gráfico mostra um ganho de resistência ao longo do tempo, fato este esperado de acordo com as referências bibliográficas. Nota-se também que o ganho de resistência à tração foi mais acelerado nas primeiras idades, comportamento similar ao observado nos ensaios de RCS. Em contrapartida, o valor da RTCD atingido aos 7 dias representa 41,8% do valor alcançado para o mesmo parâmetro aos 28 dias (ao contrário do notado na RCS) apontando uma certa limitação do material para abertura de tráfego precoce, sugerindo alternativas como a abertura parcial do tráfego para veículos leves ou maiores tempos de cura antes da liberação do tráfego.

A correlação encontrada entre a resistência à tração e a resistência à compressão para os 7, 14 e 28 dias de cura foram as seguintes:

$$RTCD_7 = 0,0997 \times RCS_7 \quad (\text{Equação 02})$$

$$R^2 = 0,70$$

$$RTCD_{14} = 0,1586 \times RCS_{14} \quad (\text{Equação 03})$$

$$R^2 = 0,95$$

$$RTCD_{28} = 0,1769 \times RCS_{28} \quad (\text{Equação 04})$$

$$R^2 = 0,99$$

Onde:

$RTCD_i$ = Resistência à tração a “i” dias de idade;

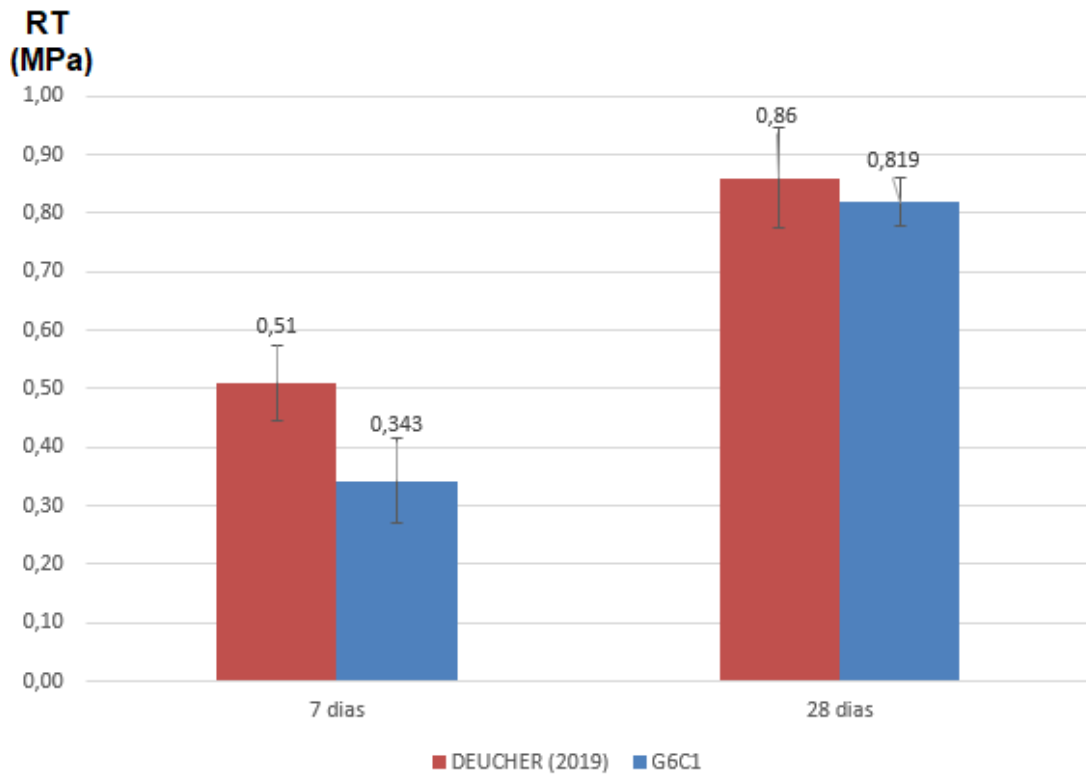
RCS_i = Resistência à compressão a “i” dias de idade;

A correlação obtida entre a resistência à tração e à compressão de G6C1 foi próxima ao encontrado em outras pesquisas com materiais cimentados: 0,15 obtido para concreto compactado a rolo (TRICHÊS, 1993); 0,14 e 0,20 para misturas reciclados com adição de agregado e cimento (TRICHÊS *et al.*, 2016); Luvisão (2014) obteve um valor de 0,12 para mistura reciclada com adição de cimento Portland e pó de pedra; Biswal *et al.* (2018) obtiveram uma relação próxima de 0,20 para estabilização de um solo granular laterítico com 3% de cimento; Cruz *et al.* (2016) obtiveram 0,07 para um solo estabilizado com geopolímero a base de cinzas volantes.

Deucher (2019) obteve uma correlação de 0,19 e 0,23 para este solo estabilizado com 3% de cimento Portland aos 7 e 28 dias de cura, respectivamente.

O gráfico da Figura 50 mostra um comparativo entre a resistência à tração obtida para a mistura G6C1 (ensaio de tração indireta) e o solo estabilizado com 3% de cimento Portland (ensaio de tração na flexão a 4 pontos).

Figura 50: Resistência à tração (3% de cimento x G6C1)



FONTE: Autoria própria

O solo estabilizado com 3% de cimento Portland possui uma resistência à tração maior que o solo estabilizado com a mistura G6C1. Porém, destaca-se que o fato dos resultados terem sido obtidos em ensaios diferentes, pode ter influenciado a diferença entre os valores obtidos.

Para encontrar uma RTCD equivalente a RTF, considerando que as tensões de tração no corpo de prova é função da sua geometria e disposição das cargas, López (2016) igualou as equações em função da força aplicada, chegando a seguinte equação que correlaciona ambas as resistências, com base na geometria dos corpos de prova adotados.

$$RTCD_{eq} = \frac{2 \times RTF \times b \times h^2}{\pi \times L_c \times D \times L} \approx 0,35368 \times RTF \quad (\text{Equação 05})$$

Minguela (2011) estabeleceu uma correlação entre a resistência à tração na flexão (RTF) e a resistência à tração por compressão diametral (RTCD) para uma mistura reciclada com adição de cimento, obtendo uma média de RTF/RTCD de, aproximadamente, 1,79 com R^2 de 0,54 para 7 dias de cura, e 1,71 com R^2 de 0,85 para 28 dias de cura.

El Euch Khay *et al.* (2014) também obtiveram diferenças de valores entre estas metodologias de ensaio, onde a RTF atingia 1,66 vezes o valor da RTCD obtidas para misturas recicladas tratadas com cimento Portland. Biswal *et al.* (2018) realizaram uma correlação entre RTCD e RTF com R^2 de 0,89 onde a RTCD obtida foi de 0,48 vezes o valor obtido para a RTF para um solo laterítico estabilizado com cimento.

Portanto, como mencionado, de fato esta diferença de resistência à tração da mistura G6C1 para o solo estabilizado com 3% de cimento Portland pode estar associado aos métodos de ensaios em que ambos parâmetros foram obtidos.

4.3.4. Comportamento à Fadiga

A Tabela 12 apresenta os resultados obtidos no ensaio de fadiga por compressão diametral para o solo estabilizado com a mistura G6C1 aos 28 dias de cura.

Tabela 12: Dados obtidos no ensaio de fadiga por compressão diametral

Corpo de prova	Idade (dias)	SR	Módulo compressão (MPa)	N ruptura
CP1	28	0,95	Sem leitura	8
CP2	28	0,85	Sem leitura	44
CP3	28	0,82	8.922	385
CP4	28	0,75	9.227	2.180
CP5	28	0,74	1.6564	372
CP6	28	0,70	5.236	554
CP7	28	0,70	10.236	10.704
CP8	28	0,67	11.832	8.821
CP9	28	0,66	9.368	47.952
CP10	28	0,62	6.082	244.668
CP11	28	0,53	6.595	1.124.213

FONTE: Autoria própria

Não há uma normativa sobre a determinação do módulo de resiliência através do ensaio de fadiga por compressão diametral para materiais cimentados. Portanto foi utilizado os procedimentos adotados para misturas asfálticas, de acordo com a DNIT 135/2018 – ME.

Não há um consenso na literatura acerca de qual o nível de tensão adequado para obtenção do módulo de resiliência durante o ensaio de fadiga, seja por compressão diametral ou flexão a quatro pontos. No caso dos ensaios de fadiga por compressão diametral, a NCHRP (2014) recomenda o uso de 50% ou menos da tensão de ruptura.

Mandal, Edil e Tinjum (2017) verificaram que quanto maior a tensão aplicada no ensaio de fadiga a quatro pontos, maiores os módulos obtidos. Porém neste estudo os resultados foram muito dispersos e não obtiveram uma boa correlação entre nível de tensão e módulo.

Nos ensaios realizados, houve uma grande variabilidade nas leituras dos módulos para a mistura G6C1, implicando em um coeficiente de variação de aproximadamente 36,8%, valor significativamente maior do que o reportado por Carteret (2009) *apud* NCHRP (2014), que foi de 20%. Esta variação pode estar associada ao posicionamento dos LVDT's, que poderia ser reduzido com o uso de LVDT's internos, colados aos corpos de prova (GNANENDRAN e PIRTHEEPAN, 2008 *apud* NCHRP, 2014).

A determinação do módulo de resiliência por meio do ensaio de fadiga por compressão diametral apresenta algumas vantagens, tais como: maior disponibilidade de equipamentos em virtude de ser um ensaio comumente utilizado para misturas asfálticas e os corpos de prova serem cilíndricos, sendo mais fácil de moldar tanto em laboratório quanto extraídos em campo (NCHRP, 2014 e ARNOLD, MORTEL e VAN DER WESHUIZEN, 2011).

O módulo médio obtido no ensaio de fadiga por compressão diametral obtidos nesta pesquisa foi de 9340 MPa com um desvio padrão de 3434 MPa. Este valor está relativamente próximo ao obtido por Paul e Gnanendran (2016) para um solo estabilizado com 3% de uma mistura de cimento e cinzas volantes (11500 MPa), porém inferior à faixa de valores obtida em uma revisão na

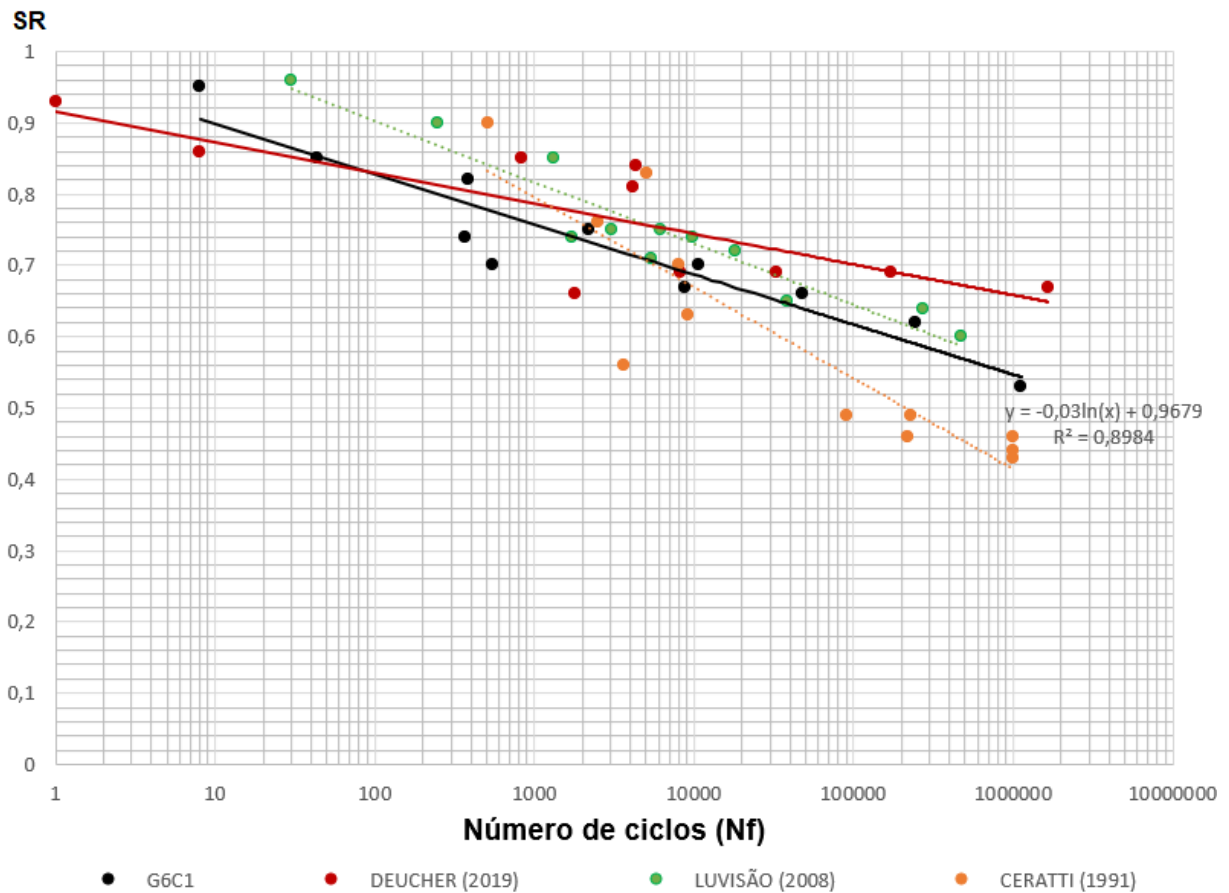
literatura de materiais granulares tratados com cimento da Austroads (2008), que foi de 14000 a 24000 MPa.

Quando comparado ao solo estabilizado com 3% de cimento Portland (4636 MPa), o valor obtido para a mistura G6C1 foi muito superior. Esta superioridade significativa no módulo para a mistura G6C1 está relacionado, principalmente, ao método de ensaio, já que os valores reportados por Deucher (2019) foram obtidos através do ensaio de fadiga a quatro pontos.

Yeo (2008) afirma que os módulos obtidos via ensaio por compressão diametral são superiores aos obtidos nos ensaios de flexão em vigotas. Fedrigo et al. (2018) estudaram o módulo obtido por ensaio triaxial, compressão diametral e flexão em vigotas. Os resultados obtidos no ensaio triaxial foram muito similares aos obtidos no ensaio por flexão em vigotas, enquanto que no ensaio de compressão diametral, este acusou valores até dez vezes maiores, concluindo que o módulo obtido por compressão diametral é superestimado.

A Figura 51 representa a curva de fadiga para a mistura G6C1, juntamente com a curva de um solo não arenoso A-1-B com 6% de cimento obtida por Ceratti (1991), de uma mistura reciclada com adição de 3% de cimento Portland e 15% de pó de pedra obtida por de Luvizão (2008) e, ao solo deste estudo estabilizado com 3% de cimento Portland obtida por Deucher (2019).

Figura 51: Curva de fadiga



FONTE: Autoria própria

A curva de fadiga da mistura G6C1 mostrou mais sensibilidade à variação dos níveis de tensões do que as de Ceratti (1991) e Luvisão (2014), indicado pela menor inclinação da reta. Porém, houve uma menor sensibilidade a este parâmetro quando comparada a curva de Deucher (2019).

A maior sensibilidade notada na curva de Deucher (2019) está relacionada ao maior teor de cimento Portland utilizado (3%), já que o aumento do teor de cimento em materiais cimentados torna a mistura mais frágil e, conseqüentemente, mais susceptíveis a retração e fissuras (PRADO *et al.*, 2020).

A sensibilidade aos níveis de tensões observada para a mistura G6C1 foi notada já durante a execução dos ensaios, sendo que era difícil de se estabelecer os níveis de tensões a serem aplicados, uma vez que pequenas variações no nível de tensão (SR), mudava significativamente o número de ciclos

até a ruptura do material, rompendo o corpo de prova, por vezes, ainda nos ciclos iniciais. Este comportamento também foi relatado por Disfani *et al.* (2014), Jistangiam *et al.* (2016) e Biswal *et al.* (2020).

Em uma comparação direta da mistura G6C1 com o solo estabilizado com 3% de cimento Portland de Deucher (2019), para altos níveis de tensões (maiores que 83%), o solo estabilizado com a mistura G6C1 apresentou um comportamento à fadiga ligeiramente melhor, enquanto para níveis de tensões menores a estabilização com 3% de cimento obteve melhor desempenho.

Mais uma vez destaca-se, todavia, que os resultados obtidos para G6C1 foram através do ensaio de fadiga por compressão diametral, já a curva de Deucher (2019) foi obtida por meio do ensaio de fadiga em viga a quatro pontos.

Di Benedetto *et al.* (2004) afirmam que, para misturas asfálticas, os ensaios de fadiga por compressão diametral acusam uma menor vida de fadiga quando comparado aos ensaios de fadiga por flexão, fato este também observado por Cocurullo *et al.* (2008) e Maggiore (2014). Este valor subestimado obtido nos ensaios por compressão diametral está relacionado ao grande acúmulo de deformação permanente, que variam em função da temperatura e níveis de tensões, levando a formação de microfissuras e redução da rigidez (BRITO *et al.*, 2008; COLPO, 2014).

Ao contrário dos materiais viscoelásticos que tendem a suportar maiores deformações sem induzir a formação de fissuras, como as misturas asfálticas, este fenômeno de acúmulo de deformações tende a ser menos impactante no âmbito dos materiais cimentados, devido ao seu comportamento de natureza frágil.

No âmbito de fator campo/laboratório, Colpo *et al.* (2020) obtiveram resultados mais próximos aos observados em campo através do ensaio de fadiga a quatro pontos.

A Equação 06 representa a vida de fadiga do solo estabilizado com a mistura G6C1 em relação aos níveis de tensões, enquanto a Equação 07 representa a vida de fadiga do solo estabilizado com 3% de cimento Portland por Deucher (2019)

$$N_f = 10^{(12,746 - 12,807SR)} \quad (\text{Equação 07})$$

$$R^2 = 0,90$$

$$N_f = 10^{(15,732 - 16,229SR)} \quad (\text{Equação 08})$$

$$R^2 = 0,66$$

4.4. Aplicação em um trecho hipotético

Para aplicação dos parâmetros obtidos na pesquisa em um trecho hipotético, foram utilizados os parâmetros apresentados na Tabela 9.

Em relação ao módulo de resiliência da mistura G6C1, conforme discutido anteriormente, os valores obtidos no ensaio de fadiga por compressão diametral são superestimados. Sendo assim, foi feita uma revisão da literatura de materiais cimentados com resistência à tração aos 28 dias de cura similar ao obtido para a mistura G6C1 (0,82 MPa), onde nestas pesquisas este parâmetro foi obtido através de ensaios triaxiais ou na tração na flexão, pois de acordo com Fedrigo *et al.* (2018), os módulos obtidos no ensaio de fadiga na flexão foram muito similares aos obtidos no triaxiais. A Tabela 13 mostra um resumo desta revisão.

Tabela 13: Revisão da literatura acerca do módulo de resiliência de materiais cimentados

Referência	Material	RTCD (MPa)	RTF (MPa)	Módulo de Resiliência (MPa)
Biswal <i>et al.</i> (2018)	Solo granular laterítico estabilizado com 10% de cimento Portland	~0,75	~1,52	2275
Deucher (2019)	Solo estabilizado com 3% de cimento Portland	-	0,86	4636
López (2016)	Mistura de material fresado, brita graduada e 4% de cimento Portland	-	0,80	4772
Luvisão (2014)	Reciclagem de pavimento com adição de 4% de cimento Portland	0,60	-	1354
Trichês <i>et al.</i> (2013)	Mistura de material fresado, brita graduada e 4% de Cimento Portland	0,84	-	2615

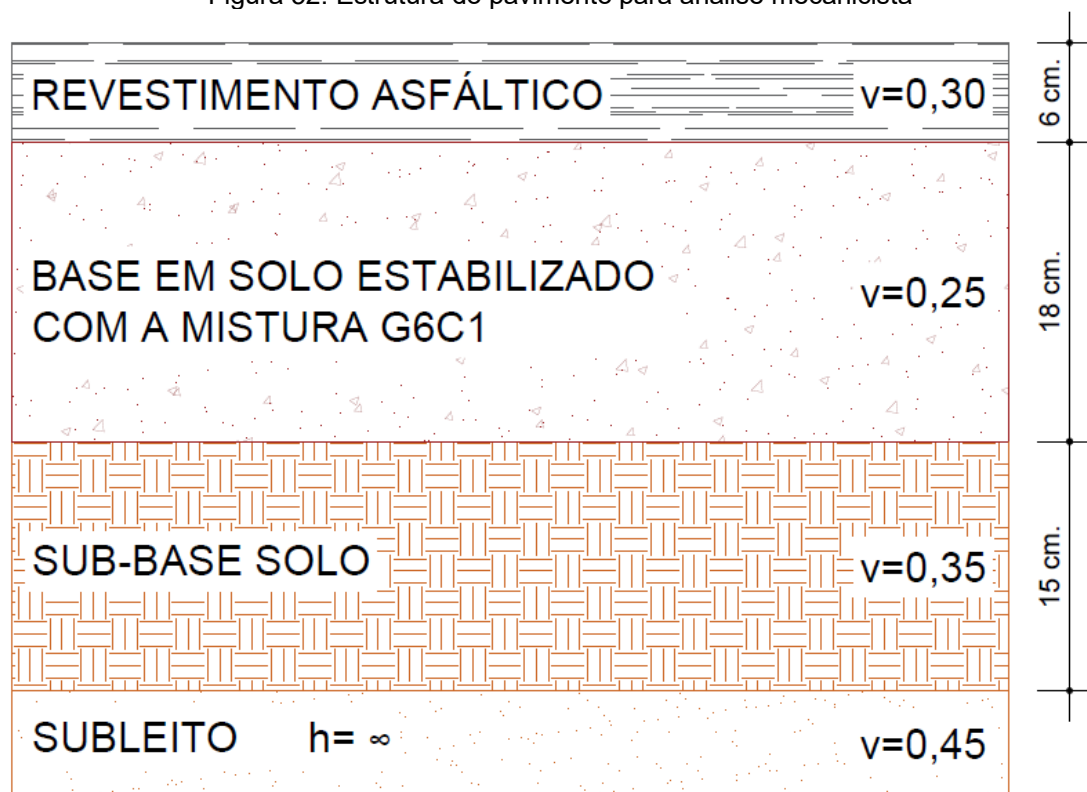
FONTE: Autoria própria

Com os dados da Tabela 13, o módulo de resiliência médio obtido é de, aproximadamente, 3130 MPa, valor este similar ao obtido por Macêdo (2004) para uma estabilização de um solo não laterítico com 3% de cimento Portland (3236 MPa).

Os modelos de ruptura utilizados são os descritos na Tabela 10, complementada pela Equação 06 para a camada de base executada com o solo estabilizado com a mistura G6C1.

A Figura 52 representa a estrutura do pavimento utilizada para análise mecanicista com o *software* ELSYM5.

Figura 52: Estrutura do pavimento para análise mecanicista



FONTE: Autoria própria

O primeiro cenário (Cenário 1) utilizado para análise mecanicista considerou a carga do eixo padrão de 8,2 toneladas, a qual se refere a um eixo simples de rodado duplo, com pressão de insuflagem dos pneus de 5,6 kgf/cm². A Tabela 14 mostra os resultados obtidos.

Tabela 14: Parâmetros obtidos para o cenário 1 na análise mecanicista

Deformação de tração na base do revestimento	Tensão de tração na base da camada cimentada		Deformação no topo do subleito
$\varepsilon_t (10^{-6})$	σ_t (MPa)	SR (calc.)	$\varepsilon_v (10^{-6})$
-17,8 (compressão)	0,43	0,53	218

FONTE: Autoria própria

Com os dados da Tabela 14, aplicou-se os modelos de ruptura já citados, para estimativa da vida útil da estrutura. O critério de ruptura mais crítico foi o trincamento por fadiga para a camada de base (solo estabilizado com a mistura G6C1), o que já era esperado devido a elevada rigidez da camada estabilizada. Para este critério, a estrutura analisada teria uma vida útil correspondente a aplicação de $1,1 \times 10^6$ solicitações do eixo padrão.

Para o mesmo cenário de carregamento, a análise mecanicista para solo estabilizado com 3% de cimento Portland aplicada em sua equação da vida de fadiga (Equação 08) resulta em uma vida útil de $2,4 \times 10^{11}$ solicitações do eixo padrão.

O segundo cenário (Cenário 2) foi alterada a pressão de enchimento dos pneus para $8,4 \text{ kgf/cm}^2$. A Tabela 15 mostra os resultados obtidos.

Tabela 15: Parâmetros obtidos para o cenário 2 na análise mecanicista

$\epsilon_t (10^{-6})$	$\sigma_t (\text{MPa})$	SR (calc.)	$\epsilon_v (10^{-6})$
+15,2 (tração)	0,43	0,53	220

FONTE: Autoria própria

Com os dados da Tabela 15, novamente o critério de ruptura mais crítico foi o trincamento por fadiga para a camada de base (solo estabilizado com a mistura G6C1). Para este critério, a vida útil obtida foi de 9×10^5 solicitações do eixo padrão.

Para este mesmo cenário, a vida útil resultante obtida para o solo estabilizado com 3% de cimento Portland foi de 2×10^{11} .

No terceiro cenário (Cenário 3) foi adotado uma carga aplicada em um único ponto (4,1 tf.) simulando a operação do FWD em campo, conforme ilustrado na Figura 39. A pressão de enchimento dos pneus foi mantida em $8,4 \text{ kgf/cm}^2$. A Tabela 16 mostra os parâmetros obtidos na análise mecanicista.

Tabela 16: Parâmetros obtidos para o cenário 3 na análise mecanicista

$\epsilon_t (10^{-6})$	$\sigma_t (\text{MPa})$	SR (calc.)	$\epsilon_v (10^{-6})$
-6,13 (compressão)	0,57	0,70	252

FONTE: Autoria própria

Conforme esperado, novamente o modelo de ruptura mais crítico após a aplicação dos parâmetros da Tabela 16 foi o trincamento por fadiga para a camada de base de solo estabilizado com a mistura G6C1. Para este critério, a vida útil da estrutura do pavimento seria de 6×10^3 solicitações do eixo padrão.

No mesmo cenário de carregamento, o solo estabilizado com 3% de cimento Portland teria uma vida útil correspondente a aplicação de $5,3 \times 10^9$ solicitações do eixo padrão.

Destaca-se que, para o Cenário 3, Deucher (2019) obteve uma tensão de tração no limite inferior da camada cimentada de 0,32 MPa, correspondente a um SR de 0,37. Enquanto que, para o solo estabilizado com a mistura G6C1, foi obtido 0,57 e 0,70, respectivamente.

Essa diferença nos níveis de tensão (33%) utilizado em ambos os modelos está relacionada ao módulo de resiliência considerado na análise mecanicista. Deucher (2019) utilizou um valor de 970 MPa, obtido por meio da retroanálise dos dados de levantamento de campo, enquanto para a mistura G6C1 foi adotado 3130 MPa. A maior rigidez da camada faz com que ela absorva uma maior parcela das tensões solicitantes. Este comportamento, aliado a natureza frágil dos materiais cimentados, faz com que ocorra uma grande variabilidade da vida de fadiga.

Como já dissertado no tópico anterior, as curvas de fadiga obtida pelo ensaio de compressão diametral acusam uma menor vida de fadiga do que as curvas obtidas para os ensaios a quatro pontos, coincidindo com os resultados da análise mecanicista.

Por fim, para uma comparação mais precisa na estimativa da vida útil dos solos estabilizados com a mistura G6C1 e 3% de cimento Portland, o ideal é que as curvas e equações de fadiga fossem obtidas seguindo a mesma metodologia de ensaio, o que não foi possível neste caso em virtude das limitações laboratoriais no decorrer desta pesquisa (laboratório de pavimentação fora de operação e, também, limitações de acesso e utilização por conta da pandemia).

4.5. Custos dos materiais aplicados

A Tabela 17 apresenta o custo unitário dos materiais utilizados para composição da mistura G6C1, exceto a água que foi considerado o preço médio do litro de água potável cotados em empresas que fornecem abastecimento com uso de caminhões pipas.

Tabela 17: Preço dos materiais (cotação 2020)

Materiais	Unidade	Custo unitário (R\$)
Cimento Portland CP-IV 32	Kg.	0,65
Metacaulim	Kg.	1,19
Silicato de Sódio	Kg.	1,88
Hidróxido de Sódio	Kg.	44,00
Água	Litro	0,13

FONTE: Autoria própria

Para o cálculo, considerou-se o valor para estabilização de 1 metro cúbico de solo, considerando uma umidade natural de jazida de 3%. A Tabela 18 mostra a quantidade de insumo e custo estimado para a estabilização do solo com a mistura G6C1 e com 3% de cimento Portland (3CP).

Tabela 18: Estimativa de custos para estabilização de 1m³ de solo natural da jazida

Mistura	Materiais	Quantidade	Custo (R\$)
G6C1	Cimento Portland CP-IV 32	21,3 kg.	13,85
	Metacaulim	127,7 kg.	151,96
	Silicato de Sódio	153,2 kg.	288,02
	Hidróxido de Sódio	11,3 kg.	497,20
Subtotal			951,03
3CP	Cimento Portland CP-IV 32	62,9 kg.	40,89
	Água	92,3 L.	12,00
Subtotal			52,89

FONTE: Autoria própria

Considerando os valores apresentados na Tabela 18, foi observado que o custo da estabilização com a mistura G6C1 é muito maior. Destaca-se neste contexto que, atualmente, a oferta dos insumos utilizados para a composição do

geopolímero é baixa, em virtude da baixa demanda, ao contrário do que se observa no âmbito do cimento Portland, fazendo com que seus preços sejam muito mais elevados.

Vale ressaltar que a fonte de aluminossilicato utilizada nesta pesquisa foi o metacaulim, porém como já explicado na revisão bibliográfica, pode ser utilizado outros materiais. Ramos *et al.* (2018) substituíram até 40% do teor de metacaulim por resíduos do polimento de placas cerâmicas, obtendo resultados satisfatórios.

A maior parte do custo da mistura G6C1 está relacionada a composição da solução ativadora (82,6%), podendo também ser explorada a possibilidade do uso de outras formas de ativação alcalina, como por exemplo, o uso de solução de aluminato de sódio.

Por fim, destaca-se que a principal razão pelo alto custo para a estabilização do solo com o uso da mistura G6C1 está relacionada a baixa oferta e demanda de mercado dos insumos utilizados. A substituição de alguns destes insumos por resíduos industriais, além de contribuir para redução dos custos, potencializa os ganhos em termos de sustentabilidade do uso da mistura.

5. CONCLUSÕES

Conforme proposto como objetivo geral, a pesquisa avaliou a estabilização do solo com a substituição parcial e total do teor de cimento Portland por um geopolímero a base de metacaulim para aplicação em camadas de base de pavimentos semirrígidos.

A substituição total do teor de cimento Portland pelo geopolímero a base de metacaulim foi eficaz no processo de estabilização do solo, obtendo um aumento significativo na massa específica aparente seca e na resistência à compressão simples (RCS).

O solo estabilizado com geopolímero superou as exigências normativas (DNIT, 2006) no âmbito de resistência à compressão aos 7 dias (2,1 MPa) com o teor de 10% de metacaulim (3,7 MPa), onde em função do gráfico de RCS em função do teor de geopolímero, seria possível atingir tal resistência com um teor de 9% de metacaulim. Tal exigência foi atingida para o mesmo solo estabilizado com 3% de cimento Portland.

Observou-se um grande aumento da RCS entre os teores de 8 e 10% de metacaulim, fato este atribuído a uma melhor homogeneização da mistura solo/fonte de aluminossilicato, otimizando a geopolimerização da mistura, corroborando com outras pesquisas de solos estabilizados com geopolímero.

Em contrapartida, para a composição química do geopolímero utilizado, estes teores (9 e 10% de metacaulim) seriam impossíveis de serem aplicados em campo, em função das alterações de umidade provocadas pela adição da solução ativadora na mistura do solo com a fonte de aluminossilicato, a qual em função da porcentagem de água em sua composição aliada a umidade natural do solo extraído da jazida, elevaria a umidade da mistura a níveis bem superiores a umidade ótima.

Neste contexto, optou-se pela substituição parcial do teor de cimento Portland por metacaulim, atendendo as exigências normativas no âmbito da RCS para uma mistura de 6% de metacaulim e 1% de cimento Portland (G6C1).

A RCS para a mistura G6C1 superou as obtidas por Deucher (2019) para o mesmo solo estabilizado com 3% de cimento Portland em todos os tempos de cura estudados (7, 14 e 28 dias), sendo notado também um ganho na RCS ao longo do tempo, principalmente para as primeiras idades, corroborando também com outras pesquisas de solo estabilizados com geopolímero.

O mesmo comportamento de ganho de resistência ao longo do tempo também foi notado no âmbito da resistência à tração por compressão diametral (RTCD).

A correlação entre a RTCD e RCS aos 28 dias de cura (0,1769 com R^2 de 0,99) foi similar a algumas obtidas para materiais cimentados encontrados nas referências bibliográficas, inclusive para o solo estabilizado com 3% de cimento Portland. Já para 7 dias de cura (0,0997 com R^2 de 0,70) ficou abaixo ao obtido para o solo estabilizado com 3% de cimento Portland (0,19).

A resistência à tração para 7 e 28 dias de cura obtidas para a mistura G6C1 (0,343 e 0,819 MPa, respectivamente) foram inferiores ao encontrado para o solo estabilizado com 3% de cimento (0,51 e 0,86 MPa, respectivamente).

Esta diferença na resistência à tração para ambos os materiais pode ser atribuída a metodologia dos ensaios, uma vez que os resultados obtidos para o solo melhorado com cimento foram através do ensaio de flexão a quatro pontos, já os relacionados a mistura G6C1 foram através do ensaio por compressão diametral. As referências apontam que o ensaio de resistência à tração por compressão diametral tende a acusar valores menores.

Foi possível avaliar o comportamento a fadiga da mistura G6C1, obtendo uma equação da viga de fadiga em função aos níveis de tensão aplicados com R^2 de 0,90.

O ensaio de fadiga acusou um comportamento de material frágil para a mistura G6C1, tendo grandes variações na vida de fadiga para pequenas variações nos níveis de tensão, similar ao notado para o solo estabilizado com 3% de cimento Portland.

O solo estabilizado com 3% de cimento Portland apresentou uma vida de fadiga superior à mistura G6C1 para níveis de tensões menores que 0,83. Esta diferença pode também ser atribuída aos métodos de ensaio, onde as referências indicam que o ensaio de fadiga por compressão diametral subestima a vida de fadiga do material.

Em contrapartida, os módulos obtidos no ensaio de fadiga por compressão diametral para a mistura G6C1 foram muito superiores aos do solo estabilizado com 3% de cimento Portland. Estas diferenças também podem ser atribuídas aos métodos de ensaio, uma vez que, de acordo com a revisão bibliográfica, os módulos obtidos no ensaio de fadiga por compressão diametral são superestimados.

A estimativa da vida útil através da análise mecanicista da estrutura do pavimento, para todos os cenários, acusou o modelo de ruptura relacionado a fadiga da camada de base como crítico, típico para estruturas de pavimentos semirrígidos.

Ao comparar a simulação da vida útil do pavimento para o solo estabilizado com a mistura G6C1 e o solo estabilizado com 3% de cimento Portland, o segundo apresentou resultados muito superiores. Tal diferença pode ser atribuído a estimativa dos módulos para a mistura G6C1, assim como aos métodos de ensaios utilizados para obtenção dos modelos de ruptura.

Foi feita uma comparação de custos para a estabilização do solo com a mistura G6C1 e com 3% de cimento Portland, evidenciando que a primeira possui um custo muito mais elevado. Esta diferença pode ser associada a baixa oferta e demanda dos insumos utilizados para a composição da mistura G6C1, principalmente aqueles relacionados à solução ativadora.

Entretanto, a possibilidade da substituição parcial da fonte de aluminossilicato por outras fontes, tais como resíduos industriais, reduziria não só os custos, mas também potencializaria o ganho ambiental da estabilização do solo com geopolímeros.

Por fim, para que seja feita uma comparação mais direta e precisa com o solo estabilizado com 3% de cimento Portland, destaca-se a necessidade de

todos os parâmetros serem obtidos seguindo os mesmos métodos de ensaio, fator este que não foi possível no decorrer desta pesquisa em virtude de limitações laboratoriais enfrentadas ao longo de seu desenvolvimento.

A partir dos resultados obtidos nesta pesquisa, recomenda-se para trabalhos futuros:

- Realizar ensaios de resistência à tração e fadiga a quatro pontos, para uma comparação mais fiel com os resultados obtidos para o solo estabilizado com 3% de cimento Portland;
- Ensaio triaxiais para obtenção dos módulos de resiliência para diferentes níveis de tensões, a fim de caracterizar melhor a mistura G6C1;
- Novas análises mecanicistas considerando os parâmetros obtidos pelos métodos de ensaio descritos acima;
- Análise do ciclo de vida dos materiais que compõe o geopolímero a base de metacaulim requeridos para estabilização do solo com a mistura G6C1, para avaliar se há a redução da emissão de CO₂ quando comparado ao mesmo solo estabilizado com 3% de cimento Portland;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL BAKRI, A. M. M.; KAMARUDIN, H.; BNHUSSAIN, M.; NIZAR, I. K.; MASTURA, W. I. W. Mechanism and Chemical Reaction of Fly Ash Geopolymer Cement – A Review. **Asian Journal of Scientific Research**, v. 1, p. 247-253, 2011;

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS (ASTM). **Standard Practice for Making and Curing Soil-Cement Compression and Flexure Test Specimens in the Laboratory**: ASTM D1632. 2017;

_____. **Standard Test Method for Flexural Strength of Soil-Cement Using Simple Beam with Third-Point Loading**: ASTM D1635/D1635M-12. 2012;

ANDRADE, L. R. de; KUCHIISHI A. K.; BESSA, I. S.; VASCONCELOS K. L.; BERNUCCI, L. L. B.; BEJA, I. A.; CHAVES, J. M. Comportamento Mecânico de Camadas de Bases Granular e Tratada com Cimento em Rodovia de Tráfego Muito Pesado. **XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET**. Ouro Preto, 2015;

ARANHA, A. L. **Avaliação Laboratorial e de Campo da Tecnologia de Reciclagem de Base com Cimento para a Reabilitação de Pavimentos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. São Paulo, p. 127, 2013;

ARAÚJO, M. A.; SANTOS, M. J. P. dos; PINHEIRO, H. P.; CRUZ, Z. V. Análise Comparativa de Métodos de Pavimentação – Pavimento Rígido (concreto) x Flexível (asfalto). **Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento**, Ano 1, vol. 10, p. 187-196, 2016;

AREDES, F. G. M. **Estudo da Influência da Temperatura na Cura de um Geopolímero à Base Metacaulinita**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Aeronáutica e Mecânica). Instituto Tecnológico da Aeronáutica. São José dos Campos, p. 80, 2012;

ARNOLD, G.; MORTEL, C.; VAN DER WESHUIZEN, G. Development of Tensile Fatigue Criteria for Bound Materials. **NZ Transport Agency Research Report 463**, p. 136, 2011;

ARRIVABENI, B. S. **Alternativas para Estabilização Granulométrica e Química de Solo de Estradas Florestais**. 2017. Dissertação (Mestrado em Ciência Florestal). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, p. 62, 2017;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6.457: Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização**. Rio de Janeiro, 2016;

_____. **NBR 6.459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 2017;

_____. **NBR 7.180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016;

_____. **NBR 7.181: Solo – Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 2018;

_____. **NBR 7.182: Solo – Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro, 2016;

ASSOCIATION OF AUSTRALASIAN ROAD TRANSPORT AND TRAFFIC AGENCIES (AUSTROADS). The Development and Evaluation of Protocols for the Laboratory Characterisation of Cemented Materials: **Austrroads Publication AP-T101/08**. Sydney, p. 109, 2008;

ATKINS, H. N. **Highway Materials, Soil and Concrete**. 2ª Edição, New Jersey: Prentice Hall Career & Technology Prentice-Hall Inc., 1983;

BAKHAREV, T. Resistance of Geopolymer Materials to Acid Attack. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 657-670, 2005;

BALBO, J. T.; CINTRA, J. P. **Fatigue Verification Criteria for Semi-Rigid Pavements**. <http://sites.poli.usp.br/ptr/lmp/artinter.htm>, último acesso: Setembro, 2018;

BAPTISTA, C. de F. N. **Pavimentação**: Tomo 2. 2ª Edição. Porto Alegre: Editora Globo, 1976;

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. M. da; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica**: Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006;

BEZERRA NETO, R. S. **Análise Comparativa de Pavimentos Dimensionados Através dos Métodos Empírico do DNER e Mecanístico e Proposta de um Catálogo Simplificado de Pavimentos para a Região de Campo Grande (MS)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos, p. 189, 2004;

BIGNO, I. C. **Geopolímeros à Base de Resíduos Agrícolas e Agro-Industriais**. 2008. Tese (Doutorado em Ciência dos Materiais). Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, p. 280, 2008;

BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C.; DASH, S. R. (2018). Mechanical Characteristics of Cement Stabilised Granular Lateritic Soils for Use as Structural Layer of Pavement. **Road Materials and Pavement Design**;

BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C.; DASH, S. R. Fatigue Characteristics of Cement-Stabilized Granular Lateritic Soils. **Journal of Transportation Engineering**, Part B: Pavements, v. 146, p. 04019038-1, 2020;

BITTENCOURT, S. V. **Estudo da Utilização de Resíduos de Pavimentos Asfálticos na Confecção de Concretos Permeáveis**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 140, 2017;

BOCA SANTA, R. A. A. **Síntese de Geopolímeros a Partir de Cinzas Pesadas e Metacaulim para Avaliação das Propriedades de Solidificação/Imobilização de Resíduos Tóxicos**. Tese (Doutorado em Engenharia Química). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p. 189, 2016;

BRASIL. Ministério da Agricultura e do Abastecimento. **Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento. Número 46: Solos do Estado de Santa Catarina.** Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2004;

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). **Manual de Pavimentação.** 3ª Edição. Rio de Janeiro, 2006;

BRASIL. Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação (MCTI). **Estimativas Anuais de Emissões de Gases de Efeito Estufa no Brasil.** 2ª Edição. Brasília, 2014;

BUENO, E. S. **Estudo de Alguns Fatores que Podem Afetar a Durabilidade de Misturas Solo-Cal.** 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRS). Porto Alegre, p. 149. 2011;

CERATTI, J. A. P. **Estudo do Comportamento a Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos.** 1991. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 314, 1991;

CHIARI, V. G.; TAFARELO, A. J.; ANANIAS, E. J. Uso de Geocomposto Drenante em Rodovias – Caso de Obra. **CONINFRA – Congresso de Infraestrutura de Transportes**, 3., 2009, São Paulo. **Anais eletrônicos...** São Paulo: ANDIT – Associação Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2009;

COCURULLO, A.; AIREY, G. D.; COLLOP, A. C.; SANGIORGI, S. Indirect Tensile versus Two-point Bending Fatigue Testing. **Transport**, v. 161, p. 207-220, 2008;

COLLINS, F.; SANJAYAN, J. G. Microcracking and Strength Development of Alkali Activated Slag Concrete. **Cement & Concrete Composites**, v. 23, p. 345-352, 2001;

COLPO, G. B. **Análise de Fadiga de Misturas Asfálticas Através do Ensaio de Flexão em Viga Quatro Pontos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 155, 2014;

COLPO, G. B.; BRITO, L. A. T.; DOERING, D.; MOCELIN, D. M.; HILGERT, A. P.; JOHNSTON, M.; CERATTI, J. A. P. Fatigue Behavior Study of a Dense Graded HMA Using the Four Point Bending Beam Test Aided by an in-situ Instrumentation at BR-116/RS, Brazil. **Transportes**, v. 28, n. 2, p. 14-28, 2020;

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTE (CNT). **Pesquisa CNT de Rodovias 2019**: Relatório gerencial. Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2019;

CORRÊA, J. F. **Avaliação das Melhorias das Propriedades Físicas e Mecânicas de Solos Originados de Rochas Sedimentares pela Adição de Cal para Fins de Pavimentação**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, p. 151, 2008;

CRISTELO, N.; GLENDINNING, S.; FERNANDES, L.; PINTO, A. T. Effect of Calcium Content on Soil Stabilisation with Alkaline Activation. **Construction and Building Materials**, v. 29, p. 167-174, 2012;

CRISTELO, N.; GLENDINNING, S.; FERNANDES, L.; PINTO, A. T. Effects of Alkaline-activated Fly Ash and Portland Cement on Soft Soil Stabilisation. **Acta Geotechnica**, v. 8, p. 395-405, 2013;

CRUZ, N.; MATEUS, C.; RIOS, S.; FONSECA, A. V. da; RAMOS, C.; RODRIGUES, C.; CAMACHO-TAUTA, J. Solos Estabilizados com Geopolímeros para Estradas de Baixo Custo. In: **8º Congresso Rodoviário Português**, v. 1, 2016;

DAVIDOVITS, J. **Mineral Polymers and Methods of Making Them**. US n. P:4349386, 1982;

_____. Geopolymers and Geopolymeric Materials. **Journal of Thermal Analysis**, v. 35, p. 429-441, 1989;

_____. **Properties of Geopolymer Cements**. In: Proceedings of the First International Conference Alkaline Cements and Concretes. Ucrânia, p. 131-149, 1994;

_____. **Geopolymer Cement: A Review**. Saint-Quentin: Institut Géopolymère, 2013;

_____. **Geopolymer Chemistry and Applications**. 4ª Edição. Saint-Quentin: Institut Géopolymère, 2015;

DAVIES, J.; FENDUKLY, L. M. Behaviour of Soil-cement Specimens in Unconfined Dynamic Compression. **Journal of Materials Science**, v. 29, p. 3255-3260, 1994;

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **DNER-ME 181/94 – Solos Estabilizados com Cinza Volante e Cal Hidratada – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral**. Rio de Janeiro, 1994;

_____. **DNER-ME 201/94 – Solo-cimento – Compressão Axial de Corpos-de-Prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994;

_____. **DNER-ME 202/94: Solo-cimento – Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994;

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **DNIT 134/2010-ME: Pavimentação – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2010;

_____. **DNIT 136/2010-ME: Pavimentação Asfáltica – Misturas Asfálticas – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, Brasil, 2010;

_____. **DNIT 183/2018-ME: Pavimentação Asfáltica – Ensaio de Fadiga por Compressão Diametral à Tensão Controlada – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, Brasil, 2018;

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTROM, R. Fatigue of Bituminous Mixtures. **Materials and Structures**, v. 37, n. 3, p. 202-216, 2004;

DISFANI, M. M.; ARULRAJAH, A.; HAGHIGHI, H.; MOHAMMADINIA, A.; HORPIBULSUK, S. Flexural Beam Fatigue Strength Evaluation of Crushed Brick

as a Supplementary Material in Cement Stabilized Recycled Concrete Aggregates. **Construction and Building Materials**, v. 68, p. 667-676, 2014;

DUXSON, P.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PROVIS, J. L.; LUKEY, G. C.; PALOMO, A.; VAN DEVENTER, J. S. J. Geopolymer Technology: The Current State of the Art. **J. Mater Sci.**, v. 42, p. 2917-2933, 2007;

EL EUCH KHAY, S.; EL EUCH BEN SAID, S.; LOULIZI, A.; NEJI, J. Laboratory Investigation of Cement-Treated Reclaimed Asphalt Pavement Material. **Journal of Materials in Civil Engineering.**, v. 27 (3), 04014192-1 – 04014192-7, 2014;

EMMERT, F. **Avaliação do Emprego da Técnica de Estabilização de Solo na Melhoria de Estradas Florestais da Região de Niquelândia-GO.** 2010. Dissertação (Mestrado em Ciências Florestais). Universidade de Brasília. Brasília, p. 116, 2010;

FEDRIGO, W. **Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland: Definição das Bases para um Método de Dosagem.** 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 163, 2015;

FEDRIGO, W.; NÚÑEZ, W. P.; LÓPEZ, M. A. C.; KLEINERT, T. R.; CERATTI, J. A. P. A Study on the Resilient Modulus of Cement-Treated Mixtures of RAP and Aggregates Using Indirect Tensile, Triaxial and Flexural Tests. **Construction and Building Materials**, v. 171, p. 161-169, 2018;

FELTRE, R. **Química – v. 3 Química Orgânica.** 6ª Edição. São Paulo: Moderna, 2004;

FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PALOMO, A.; CRIADO, M. Microstructure Development of Alkali-activated Fly Ash Cement. A Descriptive Model. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 1204-1209, 2005;

FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; TORRE, A. G. de la; PALOMO, A.; LÓPEZ-OLMO, G.; ALONSO, M. M.; ARANDA, M. A. G. Quantitative Determination of Phases in the Alkali Activation of Fly Ash. Part I. Potential Ash Reactivity. **Fuel**, v. 85, n. 5, p. 625-634, 2006;

FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; MONZÓ, M.; VICENT, M.; BARBA, A.; PALOMO, A. Alkaline Activation of metakaolin-fly ash mixtures: Obtain of Zeoceramics and Zeocements. **Microporous and Mesoporous Materials**, v. 108, p. 41-49, 2008;

FLORY, P. J. **Principles of Polymer Chemistry**. Menasha: George Banta Publishing Company, 1953;

FMAIA®. Bioquímica e Química Ltda. **Ficha de Segurança (FISPQ No. BS – 003)**. 2015. Disponível em: < <https://www.quimicabrasileira.com.br/site/wp-content/uploads/2018/06/HIDR%C3%93XIDO-DE-S%C3%93DIO-PA-ACS.pdf>>. Acesso em: 12 de janeiro de 2019;

FONSECA, A. V. da; RIOS, S.; AMARAL, M. F.; PANICO, F. Fatigue Cyclic Tests on Artificially Cemented Soil. **Geotechnical Testing Journal**, v. 36, n. 2, p. 227-235, 2013;

FONTES, L. P. T. da L. **Optimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade do Minho, Portugal, p. 541, 2009;

FRANCO, F. A. C.de P. **Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPAV**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 269, 2007;

HARDJITO, D.; WALLAH, S. E.; SUMAJOUW, D. M. J.; RANGAN, B. V. On the Development of Fly Ash-Based Geopolymer Concrete. **ACI Materials Journal**, v. 101, n. 6, p. 467-472, 2004;

JAVDANIAN, H.; LEE, S. Evaluating Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soils Stabilized with Geopolymer: A Computational Intelligence Approach. **Engineering with Computers**, p. 1-9, 2018;

JIMÉNEZ, F. E. P.; SÁNCHEZ, J. A. S. **Manual de Pavimentação**. 3ª Edição. Barcelona: CEPESA, 2014;

JISTANGIAM, P.; NUSIT, K.; CHUMMUNEERAT, S.; CHINDAPRASIRT, P.; PICHAYAPAN, P. Fatigue Assessment of Cement-treated Base for Roads: An

Examination of Beam-Fatigue Tests. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 10, p.04016095, 2016;

KHALE, D.; CHAUDHARY, R. Mechanism of Geopolymerization and Factors Influencing its Development: a Review. **J. Mater Sci.**, v. 42, p. 729-746, 2007;

KIM, D.; LAI, H.; CHILINGAR, G. V.; YEN, T. F. Geopolymer Formation and its Unique Properties. **Environ. Geol.**, v. 51, p. 103-111, 2006;

KIM, Y.; DANG, M. Q.; DO, T. M. Studies on Compressive Strength of Sand Stabilized by Alkali-activated Ground Bottom Ash and Cured at the Ambient Conditions. **International Journal of Geo-Engineering**, 7:15, 2016;

KRIVEN, W. M.; GORDON, M.; BELL, J. L. Geopolymers: Nanoparticulate, Nanoporous Ceramics Made Under Ambient Conditions. **Microscopy and Microanalysis**, v. 10, n. 2, p. 404-405, 2004;

LEONG, H. Y.; ONG, D. E. L.; ASCE, M.; SANJAYAN, J. G.; NAZARI, A. Strength Development of Soil-Fly Ash Geopolymer: Assessment of Soil, Fly Ash, Alkali Activators, and Water. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 30(8), 2018;

LI, C.; SUN, H.; LI, L.. A review: The Comparison Between Alkali-activated Slag (Si + Ca) and Metakaolin (Si + Al) Cements. **Cement and Concrete Research**, v. 40, p. 1341-1349, 2010;

LOPES, W. G. R. **Solo-Cimento Reforçado com Bambu: Características Físico-Mecânicas**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola). Universidade Estadual de Campinas. Campinas, p. 165, 2002;

LÓPEZ, M. A. C. **Reciclagem de Pavimentos Flexíveis com Adição de Cimento Portland: Estudo de Fadiga Através do Ensaio de Flexão em Viga Quatro Pontos**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 163, 2016;

LUVISÃO, G. **Avaliação do Desempenho da Reciclagem na Rodovia SC 355: Caracterização da Mistura Reciclada e Avaliação Estrutural de Segmentos Monitorados Executados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p. 413, 2014;

LUUKKONEN, T.; ABDOLLAHNEJAD, Z.; YLINIEMI, J.; KINNUNEN, P.; ILLIKAINEN, M. One-part Alkali-activated Materials: A Review. **Cement and Concrete Research**, v. 103, p. 21-34, 2018;

MACÊDO, M. M. de. **Solos Modificados com Cimento – Efeito do Módulo de Resiliência e no Dimensionamento de Pavimentos**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Pernambuco. Recife, p. 289, 2004;

MACHADO, L. F. M.; CAVALCANTE, E. H.; ALBUQUERQUE, F. S.; SALES, A. T. C. Adição de uma Associação Polimérica a um Solo Argilo-arenoso com Vistas à Estabilização Química de Materiais para Pavimentos. **Revista Matéria**, v. 22, n. 03, 2017;

MAGGIORE, C. **A Comparison of Different Test and Analysis Methods for Asphalt Fatigue**. 2014. Tese de Doutorado. University of Nottingham, p. 285, 2014;

MAJIDI, B. Geopolymer Technology, from Fundamentals to Advanced Applications: A Review. **Materials Technology**, v. 24, n. 2, p. 79-87, 2009;

MANCHESTER CHEMICAL®. **Boletim Técnico: Silicato de Sódio**. 2016. Disponível em: < http://www.manchesterchemical.com.br/produtos/_prods-s.asp> Acesso em: 12 de Janeiro de 2019;

MANCILHA, D. B. M. **Síntese e Caracterização de Materiais Geopoliméricos**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Aeronáutica e Mecânica. Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, p. 59, 2012;

MANDAL, T.; EDIL, T. B.; TINJUM, J. M. Study on Flexural Strength, Modulus, and fatigue cracking of Cementitiously Stabilised Materials. **Road Materials and Pavement Design**, p. 1-17, 2017;

MARÍN-LÓPEZ, C.; ARAIZA, J. L. R.; MANZANO-RAMÍREZ, A.; AVALOS, J. C. R.; PEREZ-BUENO, J. J.; MUÑIZ-VILLAREAL, M. S.; VENTURA-RAMOS, E.; VOROBIEV, Y. Synthesis and Characterization of a Concrete Based on Metakaolin Geopolymer. **Inorganic Materials**, v. 45, n.12, p. 1429-1432, 2009;

MARTINS, A. P. de S. **Desenvolvimento, Caracterização Mecânica e Durabilidade de Compósitos Solo-Cimento Autoadensáveis Reforçados com Fibras de Sisal**. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 297, 2014;

MCLELLAN, B. C.; WILLIAMS, R. P.; LAY, J.; RIESSEN, A. van; CORDER, G. D. Costs and Carbon Emissions for Geopolymer Pastes in Comparison to Ordinary Portland Cement. **Journal of Cleaner Production**, v. 19, p. 1080-190, 2011;

MEDINA, J. de. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1997;

MEDINA, E. A. **Pozolanicidade do Metacaulim em Sistemas Binários com Cimento Portland e Hidróxido de Cálcio**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP). São Paulo, p. 151, 2011;

METACAULIM DO BRASIL®. **Ficha de Informação de Segurança de Produtos Químicos (FISPQ)**. 2016. Disponível em: <<http://www.metacaulim.com.br/pdf/fispq.pdf>>. Acesso em: 12 de janeiro de 2019;

MINGUELA, J. D. **El Estudio del Comportamiento de los firmes reciclados in situ com cemento**. 2011. Tese de doutorado. Universidad de Burgos. Burgos, p. 572, 2011;

MOZUMDER, R. A.; LASKAR, A. I.; HUSSAIN, M. Empirical Approach for Strenght Prediction of Geopolymer Stabilized Clayey Soil Using Support Vector Machines. **Construction and Building Materials**, v. 132, p. 412-424, 2017;

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). **Characterization of Cementitious Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis**: NCHRP – Report 789. Washington, D.C., p. 82, 2014;

OWAID, H. M.; HAMID, R. B.; TAHA, M. R. A Review of Sustainable Supplementary Cementitious Materials as an Alternative to All-Portland Cement

Mortar and Concrete. **Australian Journal of Basic and Applied Sciences**, v. 6, p. 287-303, 2012;

PACHECO-TORGAL, F.; CASTRO-GOMES, J.; JALALI, S. Alkali-activated Binders: A Review. Part 1. Historical Background, Terminology, Reaction Mechanisms and Hydration Products. **Construction and Building Materials**, v. 22, p. 1305-1314, 2008;

PALOMO, A.; GRUTZECK, M. W.; BLANCO, M. T. Alkali-Activated Fly Ashes a Cement for the Future. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 1323-1329, 1999;

PANAGIOTOPOULOU, Ch.; KONTORI, E.; PERRAKI, Th; KAKALI, G. Dissolution of Aluminosilicate Minerals and By-Products in Alkaline Media. **J. Mater Sci.**, v. 42, p. 2967-2973, 2007;

PATRICIO, J. D. **Estudo de Solos Modificados por Adição de Polímeros para Uso em Pavimentos Rodoviários**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, p. 127, 2015;

PAUL, D. K.; GNANENDRAN, C. T. Determination of Stiffness Modulus and Poisson's Ratio of Lightly Stabilized Granular Materials from Indirect Diametral Tensile Testing. **Geotechnical Testing Journal**, v. 39, n. 4, p. 582-595, 2016;

PEÇANHA, E. F. **Estudo sobre Retração, Permeabilidade, Porosidade, Resistência à Compressão e Módulo de Elasticidade do Concreto Geopolimérico**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes, p. 103, 2012;

PELISSER, F.; GUERRINO, E. L.; MENGER, M.; MICHEL, M. D.; LABRINCHA, J. A. Micromechanical characterization of metakaolin-based geopolymers. **Construction and Building Materials**, v. 49, p. 547-553. 2013;

PEREIRA, K. L. de A. **Estabilização de um Solo com Cimento e Cinza de Lodo para Uso em Pavimentos**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, p. 125, 2012;

PHETCHUAY, C.; HORPIBULSUK, S.; ARULRAJAH, A.; SUKSIRIPATTANAPONG, C.; UDOMCHAI, A. Strength Development in Soft Marine Clay Stabilized by Fly Ash and Calcium Carbide Residue Based Geopolymer. **Applied Clay Science**, v. 127-128, p. 134-142, 2016;

PHUMMIPHAN, I.; HORPIBULSUK, S.; RACHAN, R.; ARULRAJAH, A.; SHEN, S.; CHINDAPRASIRT, P. High Calcium Fly Ash Geopolymer Stabilized Lateritic Soil and Granulated Blast Furnace Slag Blends as a Pavement Base Material. **Journal of Hazardous Materials**, v. 341, p. 257-267, 2018;

PINTO, A. T. **Sistemas Ligantes Obtidos por Activação Alcalina do Metacaulino**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia – Universidade do Minho. Guimarães, p. 400, 2004;

_____. **Introdução ao Estudo de Geopolímeros**. Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro. Vila Real, 2006;

PRADO, K.; ALBUQUERQUE, F. S.; ALMEIDA, G. B. de O. Influence of Granulometry, Cement Content, and Moisture in the Mechanical Performance of the Cemented Crushed Stone. **Transportes**, v. 28, n. 1, p.81-98, 2020;

PROVIS, J. L.; VAN DEVENTER, J. S. J. Geopolymerisation Kinetics. 2. Reaction Kinetic Modelling. **Chemical Engineering Science**, v. 62, p. 2318-2329, 2007;

PROVIS, J. L.; VAN DEVENTER, J. S. J. **Geopolymers: Structure, Processing, Properties and Industrial Applications**. Woodhead Publishing Limited and CRC Press LLC, 2009;

PUERTAS, F.; MARTÍNEZ-RAMÍREZ, S.; ALONSO, S.; VÁSQUEZ, T. Alkali-activated Fly Ash/Slag Cement Strength Behaviour and Hydration Products. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 1625-1632, 2000;

RAMOS, G. A. **Cimento Geopolimérico Contendo Resíduo do Polimento de Placas Cerâmicas**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, p. 116, 2017;

RAMOS, G. A.; PELISSER, F.; GLEIZE, P. J. P.; BERNARDIN, A. M.; MICHEL, M. D. Effect of Porcelain Tile Polishing Residue on Geopolymer Cement. **Journal of Cleaner Production**, v. 191, p. 297-303, 2018;

REDDY, M.; DINAKAR, P.; RAO, B. A Review of the Influence of Source Material's Oxide Composition on the Compressive Strength of Geopolymer Concrete. **Microporous and Mesoporous Materials**, v. 234, p. 12-23, 2016;

RÉUS, T. F.; JUNIOR, C. A. P. S.; FONTENELE, H. B. Análise empírico-mecânica do efeito do excesso de carga de veículos comerciais. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 9, n. 2, p. 57-70, 2014;

RIBEIRO, A. J. A. **Um Modelo de Previsão do Módulo de Resiliência dos Solos no Estado do Ceará para Fins de Pavimentação**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, p. 150, 2016;

RIOS, S.; RAMOS, C.; FONSECA, A. V. da; CRUZ, N.; RODRIGUES, C. Colombian Soil Stabilized with Geopolymers for Low Cost Roads. **Procedia Engineering**, v. 143, p. 1392-1400, 2016;

ROCHA, G. G. N. **Caracterização Microestrutural do Metacaulim de Alta Reatividade**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica e de Minas). Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Belo Horizonte, p. 96, 2005;

ROCHA, M. T.; REZENDE, L. R. de. Estudo Laboratorial de um Solo Tropical Granular Estabilizado Quimicamente para Fins de Pavimentação. **Revista Matéria**, v. 22, n. 04, 2017;

SAMPAIO, R. B. **Comportamento Reológico de Pastas Geopoliméricas com Uso de Aditivos Dispersantes**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p. 149, 2017;

SANBONSUGE, K.; VASCONCELOS, K.; BERNUCCI, L.; MOURA, E. de. Efeito da Umidade Inicial e do Tempo de Cura nas Propriedades Mecânicas de Misturas Solo-cimento. **Revista Transportes**, v. 25, n. 4, p. 68-82, 2017;

SCHROEDER, W. L.; DICKENSON, S. E. **Soils in Construction**. 4ª Edição. Ed. Francis, 1996;

SECO, A.; MIQUELEIZ, L.; PRIETO, E.; MARCELINO, S.; GARCÍA, B.; URMENETA, P. Sulfate Soils Stabilization with Magnesium-based Binders. **Applied Clay Science**, v. 135, p. 457-464, 2017;

SENÇO, W. de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**: Volume 1. 2ª Edição, São Paulo: Pini, 2007;

SEVERO, C. G. S.; COSTA, D. L.; BEZERRA, I. M. T.; MENEZES, R. R.; NEVES, G. A. Características, Particularidades e Princípios Científicos dos Materiais Ativados Alcalinamente. **Revista Eletrônica de Materiais e Processos**, v. 8.2, p. 55-67, 2013a;

SEVERO, C. G. S.; LIRA, B. S.; COSTA, D. L.; MENEZES, R. R.; NEVES, G. A. Ativação Alcalina de Resíduos Minerais com NaOH. **Revista Eletrônica de Materiais e Processos**, v. 8.2, p. 106-109, 2013b;

SHI, C.; JIMÉNEZ, A. F.; PALOMO, A. New Cements of the 21st Century: The Pursuit of an Alternative to Portland Cement. **Cement and Concrete Research**, v. 41, p. 750-763, 2011;

SILVA, J. V. e. **Síntese e Caracterização de Geopolímeros Macroporosos com Uso de Peróxido de Hidrogênio**. 2019. Dissertação (Mestrado em Construção Civil). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Belo Horizonte, p. 102, 2019.

SILVA, M. L. S. **Análise de Propriedades e Novas Aplicações para Diferentes Formulações de Geopolímero**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia e Ciência dos Materiais). Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campo dos Goytacazes, p. 97, 2016;

SILVA, P. F. A. **Manual de Patologia e Manutenção de Pavimentos**. 2ª Edição. São Paulo: Pini, 2005;

SINGHI, B.; LASKAR, A. I.; AHMED, M. A. Investigation on Soil-Geopolymer with Slag, Fly Ash and Their Blending. **Arab J. Sci. Eng.**, v. 41, p. 393-400, 2016;

SINGHI, B.; LASKAR, A. I.; AHMED, M. A. Mechanical Behavior and Sulfate Resistance of Alkali Activated Stabilized Clayey Soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 25, p. 1907-1920, 2017;

SOLIZ, V. V. P. **Estudo de Três Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, p. 182, 2007;

SPECHT, L. P. **Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra Submetidas a Carregamentos Estáticos e Dinâmicos Visando a Pavimentação**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 151, 2000;

SPERLING, L. H. **Introduction to Physical Polymer Science**. 4ª Edição. New Jersey: Wiley Interscience, 2006;

SUZUKI, C. Y.; AZEVEDO, A. M.; KABBACH JR., F. I. **Drenagem Subsuperficial de Pavimentos: Conceitos e Dimensionamento**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013;

TEIXEIRA, I. **Estabilização de um Solo Laterítico Argiloso para Utilização como Camada de Pavimento**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Campinas. Campinas, p. 137, 2014;

TEIXEIRA KAUL, P. F.; FERNANDES, E.; SANTOS NETO, A. dos. **Projeto Gerenciamento Costeiro – GERCO (3ª Fase)**. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE: Florianópolis, 2002;

TRICHÊS, G.. **Concreto Compactado a Rolo para Aplicação em Pavimentação: Estudo do Comportamento na Fadiga e Proposição de Metodologia de Dimensionamento**. 1993. Tese (Doutorado em Geotecnia e Pavimentos). Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, p. 378, 1993;

_____. Avaliação do Grau de Deterioração de Camadas Granulares Cimentadas. In: 29ª Reunião Anual de Pavimentação. **Anais...** v. 2, p. 02-16, Cuiabá, 1995;

TRICHÊS, G.; MELO, J. V. S.; FRANKEN, L. F.; VIEIRA, L. S.; NEVES, M. F. Caracterização do Comportamento Mecânico de Misturas Recicladas com Adição de Cimento. **42ª Reunião Anual de Pavimentação e 16º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária**. Gramado, 2013;

TRICHÊS, G.; SANTOS, A.; LUVISÃO, G.; NEGRELLO, C. S. **Desempenho da Reciclagem de Pavimento com Adição de Cimento na Rodovia SC 135**. In: Simpósio Homenagem aos Professores Jacques de Medina e Willy Lacerda, 2016;

VAN JAARSVELD, J. G. S.; VAN DEVENTER, J. S. J.; LORENZEN, L. The Potential use of Geopolymeric Materials to Immobilise Toxic Metals: Part I. Theory and Applications. **Minerals Engineering**, v. 10, n. 7, p. 659-669, 1997;

VERDOLOTTI, L.; IANNACE, S.; LAVORGNA, M.; LAMANNA, R. Geopolymerization Reaction to Consolidate Incoherent Pozzolanitic Soil. **J. Mater Sci.**, v. 43, p. 865-873, 2008;

VENKATARAMA REDDY, B. V.; LATHA, M. S. Influence of Soil Grading on the Characteristics of Cement Stabilised Soil Compacts. **Materials and Structures**, v. 47, p. 1633-1645, 2014^a;

VENKATARAMA REDDY, B. V.; LATHA, M. S. Retrieving Clay Minerals from Stabilised Soil Compacts. **Applied Clay Science**, v. 101, p. 362-368, 2014^b;

WEERDT, K. D. **Geopolymers – State of the Art**. Coin Project Report 37, 2011;

WORLD BUSINESS COUNCIL FOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT (WBCSD). **Cement Technology Roadmap 2009: Carbon Emissions Reductions up to 2050**. OECD/IEA: WBCSD, 2009. 36p.;

XU, Q.; JU, Y.; GE, H. Modeling of Carbon Dioxide Measurement on Cement Plants. **Advanced Materials Research**, v. 610-613, p. 2120-2128, 2013;

YEO, Y. Fatigue Performance of Cemented Materials under Accelerated Loading – Influence of Vertical Loading on the Performance of Unbound and Cemented Materials. **Austrroads**, 2008;

ZHANG, M.; GUO, H.; EL-KORCHI, T.; ZHANG, G.; TAO, M. Experimental Feasibility Study of Geopolymer as the Next-Generation Soil Stabilizer. **Construction and Building Materials**, v. 47, p. 1468-1478, 2013;

ZHANG, M.; ZHAO, M.; ZHANG, G.; NOWAK, P.; COEN, A.; TAO, M. Calcium-free Geopolymer as a Stabilizer for Sulfate-rich Soils. **Applied Clay Science**, v. 108, p. 199-207, 2015;