

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Desenvolvimento e análise do comportamento de solo tratado com
polímero orgânico: Propriedades mecânicas, microestruturais e análise
de ciclo de vida**

Gledsa Alves Vieira

Porto Alegre 2023

Gledsa Alves Vieira

**DESENVOLVIMENTO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE
SOLO TRATADO COM POLÍMERO ORGÂNICO:
PROPRIEDADES MECÂNICAS, MICROESTRUTURAS E
ANÁLISE DE CICLO DE VIDA**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutora em Engenharia.

Porto Alegre 2023

GLEDSA ALVES VIEIRA

**DESENVOLVIMENTO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE
SOLO TRATADO COM POLÍMERO ORGÂNICO:
PROPRIEDADES MECÂNICAS, MICROESTRUTURAIS E
ANÁLISE DE CICLO DE VIDA.**

Tese de doutorado. Área de Concentração Geotecnia, apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 05 de Maio de 2023.

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Douglas Santos Monteiro
Dr. pela Universidade de São Paulo, USP
Coorientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Michéle Dal Toé Casagrande (UnB)
Dra. Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Prof. Daniel Pasquini (UFU)
Dr. Universidade Federal de Uberlândia

Prof. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
Dra. Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Prof. Rodrigo Beck Saldanha (UFRGS)
Dr. Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

CIP - Catalogação na Publicação

Vieira, Gledsa Alves
DESENVOLVIMENTO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SOLO
TRATADO COM POLÍMERO ORGÂNICO: PROPRIEDADES MECÂNICAS,
MICROESTRUTURAS E ANÁLISE DE CICLO DE VIDA / Gledsa
Alves Vieira. -- 2023.
229 f.
Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Douglas Santos Monteiro.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2023.

1. Polímero orgânico. 2. engenharia geotécnica. 3.
glicerol. 4. melhoramento de solos. 5.
sustentabilidade. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II.
Monteiro, Douglas Santos, coorient. III. Título.

Dedico este trabalho

à minha fundação:

Deus & Família.

AGRADECIMENTOS

Até aqui me ajudou o Senhor Deus...e só Ele sabe o quão difícil foi chegar aqui, mas cada abdicação “valeu a pena”.

Nestes quase quatro anos, agradeço a todos que de alguma forma contribuíram para esta etapa da minha vida.

Agradeço de uma forma muito especial ao meu orientador, Prof. Nilo Consoli, por toda força e apoio, tamanho interesse e dedicação, pela disponibilidade, otimismo e entusiasmo sempre presentes nas conversas e e-mails a cada resultado obtido... Muito obrigada pelo incentivo e pela confiança em mim depositados.

Agradeço ao meu coorientador, o Prof. Douglas Monteiro, que desde 2009 tem acompanhado minha evolução. Ainda na graduação eu já admirava o desenvolvimento de pesquisas, então iniciei com as monitorias, segui com iniciação científica... e continuo encantada com o mundo da pesquisa. Que para mim é o meu mundo *Disney!* Então, nesta oportunidade quero agradecer imensamente pelos “sim” e também pelos “não” que já recebi do meu co. Nessa longa jornada, aprendi muito com seu profissionalismo, dedicação e apoio. Obrigada por tudo!

Gostaria de agradecer aos membros da minha banca examinadora: Profa. Michéle Dal Toé Casagrande, Prof. Daniel Pasquini, Prof. Rodrigo Beck Saldanha e Profa. Karla Salvagni Heineck pela generosidade em aceitar o convite e contribuir para a melhoria desta pesquisa.

Ao Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia da Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri (ICET-UFVJM) pelo afastamento de minhas atividades docentes durante a realização do doutorado. Agradeço aos meus colegas, professores, técnicos e alunos do ICET, pelo apoio e incentivo.

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC-UFRGS) pela oportunidade de integrar um programa de excelência. A todos os professores, funcionários... aos Porteiros, pois mesmo em dias de sábado, domingo e feriados foram minha

companhia e não hesitaram em zelar pela minha segurança, mediante o possível, para que eu pudesse sair tranquila. Aos colegas de Doutorado do PPGEC/UFRGS... Pelos ensinamentos ministrados, pelos cafezinhos, apoio e atenção, pelas discussões, críticas e pelas amizades adquiridas...

Aos colegas e amigos Gracianne do Patrocínio, Flávio Ferreira, Eduarda Bugs, Lucas Machado, Rosanne Santos, René Bustillos, o casal Cindy Moncaleano e Andrés Lotero, Bruna Hoch, Maria Eduarda Schneider, Gustavo Dias, Eclesielter Moreira, Mariana Carreta, David Lourenço e o Giovani Jordi. Em especial à Graci, por ter feito a minha estadia em POA mais leve, pela companhia nas malhações, pelo compartilhamento de emoções. Você fez parte do meu processo de adaptação, muito obrigada! Meu agradecimento ao Flávio e seu filho Antônio, pois ainda que a saudade dos meus pequenos (irmã e sobrinhas) apertasse, escutar a voz do pequeno Antônio mesmo que em vídeo foi muito motivador para mim. Você possibilitou a minha estadia em meio à pandemia mais leve, obrigada! Além disso, obrigada pelos sábados de laboratório juntamente com a Eduarda Bugs, vocês fizeram aqueles dias serem mais satisfatórios... rolavam risadas até mesmo durante o peneiramento da cal, compartilhamento de emoções e dicas de comidas, é claro!

Mariana Tonini e Suéllen Ferrazzo, por todos os auxílios e trocas de experiências... Hugo Scheuermann desde que cheguei na UFRGS sempre foi muito prestativo e solícito em me ajudar, obrigada pela paciência e por todos os ensinamentos. Aos Professores Sérgio Marques e Rodrigo Beck Saldanha, ambos com vasto conhecimento, agradeço imensamente por todo o tempo dispensado para me ensinar. Saiba que aprendi muito com vocês e repassarei a todos que eu puder!

Aos meus amigos que conquistei em POA pela FÉ, na Igreja Catedral Mãe de Deus. Padre Renato, Padre Rogério, Margarete, João Stein, Luiza e Rosânia Pessoa, Eliana Saldanha, Sr. Valdeli os levarei comigo eternamente!

Agradeço aos meus pais, em especial minha mãe que com todo amor sempre

dedicou a sua vida pelos filhos. E, por ser a minha maior motivação. O meu principal combustível para estar onde estou, vem do desejo de me tornar uma mulher independente, perante uma sociedade que distingue as pessoas pelo sexo. Embora ela não tenha tido as mesmas oportunidades que eu tive para estudar, ela é e sempre será a minha maior referência na FÉ e no amor dedicado a fazer tudo com excelência. À minha avó Antônia Maria Freitas, por todas as orações e amor comigo. Ao meu avô José Alves Moreira (*in memoriam*), por todo amor, carinho, ensinamentos, brincadeiras e partilhas comigo. O senhor sempre será uma referência de homem de FÉ e de empatia pra mim, jamais esquecerei o conto da “cegonha e da raposa” como forma de sempre me recordar e repassar a moral “não faça aos outros o que você não gostaria que fizessem com você”. Obrigada por tudo! Aos meus avós paternos, Sebastião Vieira e Luisa Lemes (*in memoriam*), o meu muito obrigada por todo carinho, ensinamentos e orações. À minha madri Simone, na qual nosso primeiro contato foi em 2002 quando ela começou a dar aula de matemática para mim e de lá até hoje nosso laço fortaleceu-se ao ponto de nos considerarmos família: mãe e filha espirituais.

À minha pequena irmã Ágata, hoje maior do que eu, por todo companheirismo, por me apoiar, também pelo subconsciente fortíssimo de passar mal por estar longe de mim. Estes anos foram difíceis para nós, mas aprendemos muito uma com a outra. Principalmente em aceitar a nossa história e ressignificar a nossa dor, você contribuiu muito para que essa caminhada fizesse sentido nos mínimos detalhes. Ao meu irmão, Charles, por sempre cuidar de mim e de todos mesmo de longe. Por ser um pai nos momentos mais difíceis! Ao meu pai, por ter me dado o dom da vida, por todos os acertos gratidão, mas também agradeço por todos os seus erros. E, a cada um dos teus erros, expresso verdadeira compaixão. Finalmente posso dizer que hoje me servem de lição, para que eu possa tentar ser o melhor de mim.

A Pedra

“O distraído nela tropeçou.

O bruto a usou como projétil.

O empreendedor, usando-a, construiu.

O camponês, cansado da lida, dela fez assento.

Para meninos, foi brinquedo.

Drummond a poetizou.

Já, David matou o Golias, e

Michelangelo extraiu-lhe a mais bela escultura.

E, em todos estes casos a diferença não esteve na pedra, mas no homem.

Não existe pedra em seu caminho que não possa ser aproveitada para o seu próprio crescimento.”

(Fenelon Portilho)

RESUMO

VIEIRA, G. A. Desenvolvimento e análise do comportamento de solo tratado com polímero orgânico: propriedades mecânicas, microestruturais e análise (ambiental e econômica) de ciclo de vida. 2023. Tese (Doutorado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Devido às propriedades de baixa resistência mecânica da areia, os métodos de estabilização química são amplamente utilizados para melhorar as propriedades do solo visando atender às práticas da engenharia geotécnica. No entanto, a maioria dos aditivos tradicionais ocasionam problemas ambientais. Neste estudo, sintetizou-se um polímero a partir do glicerol (PGI) e foi utilizado sob duas condições de estado físico (semissólido e líquido) como um estabilizador de solo para melhorar a areia. Para avaliar a eficácia do polímero orgânico como aditivo na areia, executou-se dois projetos de experimentos. No projeto 1 uma série de ensaios de resistência à compressão simples (RCS), resistência à tração por compressão diametral (RTCD) e módulo cisalhante inicial (G_0) foram realizados na areia reforçada com diferentes concentrações dos polímeros e com o cimento Portland. No projeto 2, foram realizados ensaios de condutividade hidráulica e triaxiais. As propriedades microestruturais foram investigadas com imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV), espectroscopia de infravermelho com transformada de Fourier (FTIR) e difração de raios-X (DRX). Uma avaliação do ciclo de vida ambiental e econômico foi realizada para analisar a sustentabilidade da amostra com maior desempenho de impermeabilidade. Os resultados obtidos no projeto experimental 1 foram submetidos a análise estatística e indicaram que para o polímero semissólido, o comportamento mecânico é otimizado quando adotado 30% de polímero, 0% de cimento e temperatura de cura 23°C. Por outro lado, a otimização para o polímero solubilizado indicou 20% de polímero, 20% de cimento e temperatura de cura 23°C. No projeto 2, constatou-se baixa condutividade hidráulica para as amostras investigadas, com resultados entre 10^{-7} m/s e 10^{-10} m/s, e os ensaios triaxiais apresentaram parâmetros de resistência próximo aos encontrados na literatura para este tipo de material. A análise microestrutural indicou o desenvolvimento de uma membrana polimérica, que envolve as partículas de areia e as interligam formando uma estrutura estável. Por fim, o cimento Portland apresentou maiores impactos ambientais negativos por consumir maior quantidade de matéria-prima tradicional de fonte esgotável. Em todas as categorias de impactos ambiental o PI (polímero orgânico industrial) apresentou resultados superiores ao PGI, exceto para ecotoxicidade terrestre. O custo total do PGI foi superior ao cimento Portland, principalmente devido ao alto custo de aquisição do ácido isoftálico. O valor do PI se apresentou quatro vezes maior que o valor do PGI.

Palavras-chave: Polímero orgânico, engenharia geotécnica, glicerol, melhoramento de solos, sustentabilidade.

ABSTRACT

VIEIRA, G. A. Development and behavior analysis of soil treated with organic polymer: mechanical, microstructural properties and life cycle analysis (environmental and economic). 2023. Ph.D. thesis - Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Due to the low strength properties of sand, chemical stabilization methods are widely used to improve soil properties in order to meet geotechnical engineering practices. However, most traditional additives cause environmental problems. In this study, a polymer was synthesized from glycerol (PGI) and used in two physical states (semi-solid and liquid) as a soil stabilizer to improve sand. To evaluate the effectiveness of the organic polymer as an additive in sand, two experimental designs were carried out. In project 1, a series of simple compressive strength (RCS), diametral compressive tensile strength (RTCD) and initial shear modulus (G_0) tests were performed on sand reinforced with different concentrations of polymers and with Portland cement. In project 2, hydraulic and triaxial conductivity tests were carried out. The microstructural properties were investigated using scanning electron microscopy (SEM) images, Fourier transform infrared spectroscopy (FTIR) and X-ray diffraction (XRD). An environmental and economic life cycle assessment was carried out to analyze the sustainability of the sample with the highest impermeability performance. The results obtained in experimental project 1 were submitted to statistical analysis and indicated that for the semi-solid polymer, the mechanical behavior is optimized when adopting 30% polymer, 0% cement and curing temperature of 23 °C. The optimization for the solubilized polymer indicated 20% polymer, 20% cement and curing temperature of 23 °C. In project 2, low hydraulic conductivity was found for the investigated samples, with results between 10^{-7} m/s and 10^{-10} m/s, and the triaxial tests showed resistance parameters close to those found in the literature for this type of material. The microstructural analysis indicated the development of a polymeric membrane, which involves the sand particles and interconnects them, forming a stable structure. Finally, Portland cement had greater negative environmental impacts because it consumes a greater amount of traditional raw material from an exhaustible source. In all categories of environmental impacts the PI (industrial organic polymer) presented superior results to the PGI, except for terrestrial ecotoxicity. The total cost of PGI was higher than that of Portland cement, mainly due to the high cost of purchasing isophthalic acid.

Key-words: Organic polymer, geotechnical engineering, glycerol, soil improvement, sustainability.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|-----|
| FIGURA 1 - DELINEAMENTO DO PROJETO | 28 |
| FIGURA 2 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES PARA SOLOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO PORTLAND | 37 |
| FIGURA 3 - PONTO DE PLASTIFICAÇÃO: SOLO NATURAL ESTRUTURADO | 40 |
| FIGURA 4 - MOBILIZAÇÃO DAS COMPONENTES DE RESISTÊNCIA DO MODELO DE CISLHAMENTO EM ENSAIO TRIAXIAL PARA ROCHAS FRÁGEIS: A) CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO; B) EVOLUÇÃO DAS FISSURAS NUMA AMOSTRA. | 43 |
| FIGURA 5 - INFLUÊNCIA DA TENSÃO CONFINANTE NO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UMA ROCHA FRÁGIL E POROSA. | 44 |
| FIGURA 6 - CURVAS RESISTÊNCIA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL E VOLUMÉTRICA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL, EM DIFERENTES TENSÕES CONFINANTES DO MATERIAL: (A) SEM REFORÇO E (B) REFORÇADO COM FIBRAS. | 45 |
| FIGURA 7 – COMPORTAMENTO IDEALIZADO PARA SOLOS CIMENTADOS ONDE A PARCELA COESIVA É DOMINANTE: A) TRAJETÓRIA DE TENSÕES; B) COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO. | 47 |
| FIGURA 8 – ESQUEMA DA CONFORMAÇÃO DA ESTRUTURA DO POLÍMERO EM SOLUÇÃO QUÍMICA. | 56 |
| 9 - MEV DA AREIA MELHORADA COM 50% DE PU: (A) 50, (B) 100, (C) 150 E (D) 200 VEZES DE AMPLIAÇÃO. | 69 |
| FIGURA 10 – MICROGRAFIAS DA MISTURA AREIA-PU-FIBRA: (A) MEMBRANA POLIMÉRICA; (B) EFEITO DA ANCORAGEM. | 70 |
| FIGURA 11 – MICROGRAFIAS DA AREIA ESTABILIZADA COM O POLIURETANO: (A) 100 E (B) 150 VEZES DE AMPLIAÇÃO. | 71 |
| FIGURA 12 – MICROGRAFIAS DE SOLO MELHORADO COM ACETATO DE VINILA (EVA). | 71 |
| FIGURA 13 – COMPARAÇÃO DOS TRÊS TIPOS DE LCC. | 80 |
| FIGURA 14 – PROJETO DE EXPERIMENTOS 1 E 2: A) PCSO PARA O PGI _{SEM} E B) PCSO PARA O PGI _{LÍQ.} | 91 |
| FIGURA 15 - MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA. | 99 |
| FIGURA 16 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO ENSAIO TRIAXIAL. | 108 |
| FIGURA 17 – ESQUEMA GERAL DO ENSAIO TRIAXIAL: A) VISÃO GERAL; B) MEDIDOR VOLUMÉTRICO; C) JOGO DE VÁLVULAS. | 110 |
| FIGURA 18 - LIMITE DO SISTEMA DO PGI E CIMENTO PORTLAND PARA AVALIAÇÃO AMBIENTAL E ECONÔMICA. | 114 |
| FIGURA 19 – LIMITE DO SISTEMA DOS POLÍMEROS PGI E PI PARA AVALIAÇÃO AMBIENTAL E ECONÔMICA. | 115 |
| FIGURA 20 - CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA DE OSÓRIO. | 122 |
| FIGURA 21 - MICROGRAFIAS DA AREIA DE OSÓRIO | 123 |
| FIGURA 22 - ISOTERMA DE ADSORÇÃO DE GÁS N ₂ NA AMOSTRA DE AREIA. | 125 |
| FIGURA 23 - ESPECTRO DE FTIR DA AREIA DE OSÓRIO. | 126 |
| FIGURA 24 – DIFRATOGRAMA DE RAIOS-X DA AREIA DE OSÓRIO | 127 |
| FIGURA 25 – POLI(ISOFTALATO DE GLICEROL) SEMISSÓLIDO - PGI _{SEM} | 128 |
| FIGURA 26 – SOLUBILIZAÇÃO DO POLÍMERO: SISTEMA DE REFLUXO COM AQUECIMENTO E AGITAÇÃO. | 129 |
| FIGURA 27 – POLI (ISOFTALATO DE GLICEROL) LÍQUIDO - PGI _{LÍQ.} | 129 |
| FIGURA 28 – MICROGRAFIAS DO POLÍMERO ORGÂNICO: (A) PGI _{SEM} – 2,5K; (B) PGI _{SEM} – 10K; (C) PGI _{LÍQ.} – 2,5K E (D) PGI _{LÍQ.} – 10K. | 130 |
| FIGURA 29 - ESPECTRO DE FTIR DO POLI(ISOFTALATO DE GLICEROL) SEMISSÓLIDO (PGI _{SEM}). | 131 |
| FIGURA 30 - ESPECTRO DE FTIR DO POLI(ISOFTALATO DE GLICEROL) LÍQUIDO (PGI _{LÍQ.}). | 132 |
| FIGURA 31 – ESPECTRO DE FTIR DA ACETONA (PROPANONA). | 132 |
| FIGURA 32 – DRX DO POLI(ISOFTALATO DE GLICEROL) SEMISSÓLIDO (PGI _{SEM}). | 133 |
| FIGURA 33 – DRX DO POLI(ISOFTALATO DE GLICEROL) LÍQUIDO (PGI _{LÍQ.}). | 134 |
| FIGURA 34 – GRÁFICO DE PARETO DA RCS PARA O (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ.} | 139 |
| FIGURA 35 – EFEITOS PRINCIPAIS SOBRE RCS PARA O (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ.} | 139 |
| FIGURA 36 - GRÁFICOS DE INTERAÇÕES SOBRE QU ENTRE DOIS FATORES PARA O (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ.} | 140 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 37 - GRÁFICO DE CONTOURO DE RCS PARA O (A) PGI _{SEM} . | 141 |
| FIGURA 38 - GRÁFICO DE CONTOURO DE RCS PARA O PGI _{LÍQ} . | 142 |
| FIGURA 39 – MISTURA DE AREIA COM NÍVEL BAIXO DE POLÍMERO (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ} . | 145 |
| FIGURA 40 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM RESPOSTA AO AUMENTO DO TEOR DE PGI _{SEM} . | 146 |
| FIGURA 41 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM RESPOSTA AO AUMENTO DO TEOR DE PGI _{LÍQ} . | 146 |
| FIGURA 42 - RELAÇÃO ENTRE $H/(PCIV)^{0,27}$ E RCS PARA O: (A) PGI _{SEM} (B) PGI _{LÍQ} . | 148 |
| FIGURA 43 – GRÁFICO DE PARETO DA RTCD PARA O (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ} . | 150 |
| FIGURA 44 – EFEITOS PRINCIPAIS SOBRE Q _T PARA O (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ} . | 151 |
| FIGURA 45 - GRÁFICOS DE INTERAÇÕES SOBRE Q _T ENTRE DOIS FATORES PARA O (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ} . | 152 |
| FIGURA 46 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO EM RESPOSTA AO AUMENTO DO TEOR DE PGI _{SEM} . | 153 |
| FIGURA 47 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO EM RESPOSTA AO AUMENTO DO TEOR DE PGI _{LÍQ} . | 153 |
| FIGURA 48 - RELAÇÃO ENTRE $H/(PCIV)^{0,27}$ E RTCD PARA O: (A) PGI _{SEM} (B) PGI _{LÍQ} . | 155 |
| FIGURA 49 – GRÁFICO DE PARETO DO MÓDULO CISALHANTE INICIAL PARA O (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ} . | 157 |
| FIGURA 50 – EFEITOS PRINCIPAIS SOBRE G ₀ PARA O (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ} . | 157 |
| FIGURA 51 - GRÁFICOS DE INTERAÇÕES SOBRE G ₀ ENTRE DOIS FATORES PARA O (A) PGI _{SEM} E (B) PGI _{LÍQ} . | 158 |
| FIGURA 52 – MÓDULO CISALHANTE EM RESPOSTA AO AUMENTO DO TEOR DE POLÍMERO SEMISSÓLIDO. | 160 |
| FIGURA 53 – MÓDULO CISALHANTE EM RESPOSTA AO AUMENTO DO TEOR DE POLÍMERO LÍQUIDO. | 160 |
| FIGURA 54 - RELAÇÃO ENTRE $H/(PCIV)^{0,27}$ E G ₀ PARA O: (A) PGI _{SEM} (B) PGI _{LÍQ} . | 161 |
| FIGURA 55 - COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (K) VERSUS TEOR DE PGI PARA A AREIA TRATADA. | 166 |
| FIGURA 56 - ENSAIOS TRIAXIAIS PARA A AMOSTRA 30P-0C-23 COM 2 DIAS DE CURA (A) COMPORTAMENTO TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL E (B) DEFORMAÇÃO VOLUMETRIA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL. | 168 |
| FIGURA 57 - ENSAIOS TRIAXIAIS PARA A AMOSTRA 30P-0C-23 COM 60 DIAS DE CURA (A) COMPORTAMENTO TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL E (B) DEFORMAÇÃO VOLUMETRIA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL. | 169 |
| FIGURA 58 - ENSAIOS TRIAXIAIS PARA A AMOSTRA 20P-0C-23 COM 2 DIAS DE CURA (A) COMPORTAMENTO TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL E (B) DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL. | 170 |
| FIGURA 59 - ENSAIOS TRIAXIAIS PARA A AMOSTRA 20P-0C-23 COM 60 DIAS DE CURA (A) COMPORTAMENTO TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL E (B) DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL. | 171 |
| FIGURA 60 - ENSAIOS TRIAXIAIS PARA AS AMOSTRAS 30P E 20P INVESTIGADAS (A) COMPORTAMENTO TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL E (B) DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DISTORCIONAL. | 173 |
| FIGURA 61 - TRAJETÓRIAS DE TENSÕES E ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 30P-0C-23 COM 2 DIAS DE CURA. | 176 |
| FIGURA 62 - TRAJETÓRIAS DE TENSÕES E ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 30P-0C-23 COM 60 DIAS DE CURA. | 176 |
| FIGURA 63- TRAJETÓRIAS DE TENSÕES E ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 20P-0C-23 COM 2 DIAS DE CURA. | 177 |
| FIGURA 64 - TRAJETÓRIAS DE TENSÕES E ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA 20P-0C-23 COM 60 DIAS DE CURA. | 177 |
| FIGURA 65 - RUPTURAS DAS AMOSTRAS CP30P - 60D (A) 40 KPA (B) 80KPA (C) 160 KPA. | 179 |
| FIGURA 66 - RUPTURAS DAS AMOSTRAS CP30P - 2D (A) 40 KPA (B) 80KPA (C) 160 KPA. | 180 |
| FIGURA 67 - RUPTURAS DAS AMOSTRAS CP20P - 60D (A) 40 KPA (B) 80KPA (C) 160 KPA. | 180 |
| FIGURA 68 - RUPTURAS DAS AMOSTRAS CP20P – 2D (A) 40 KPA (B) 80KPA (C) 160 KPA. | 181 |
| FIGURA 69 – EVIDÊNCIA DO PLANO DE CISALHAMENTO DAS AMOSTRAS CP20P – 2D (A) 40 KPA (B) 80KPA (C) 160 KPA. | 181 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 70 – MICROGRAFIAS DA AMOSTRA 30P: A) 100X; B) 1K; C) 2,5K; D) 5K. | 183 |
| FIGURA 71 – MICROGRAFIAS DA AMOSTRA 20P: A) 100X; B) 1K; C) 2,5K; D) 5K. | 184 |
| FIGURA 72 - ESPECTRO DE FTIR DA AMOSTRA COM 30% DE POLÍMERO SEMISSÓLIDO. | 187 |
| FIGURA 73 - ESPECTRO DE FTIR DA AMOSTRA COM 20% DE POLÍMERO SOLUBILIZADO. | 187 |
| FIGURA 74 - ESPECTROS DE FTIR DOS MATERIAIS (AREIA, PGI _{SEM} , PGI _{LIQ}) E DAS AMOSTRAS CP30P E CP20P. | 188 |
| FIGURA 75 – DIFRATOGRAMAS DE RAIOS-X DAS AMOSTRAS: CP30P, CP20P, PGI _{SEM} E PGI _{LIQ} . | 189 |
| FIGURA 76 - IMPACTOS AMBIENTAIS PARA O CENÁRIO 1: PGI E CIMENTO PORTLAND. | 194 |
| FIGURA 77 - IMPACTOS AMBIENTAIS PARA O CENÁRIO 2: PGI E PI. | 195 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| TABELA 1 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE AREIAS ESTUDADAS NO MUNDO | 31 |
| TABELA 2 - VALORES TÍPICOS DE COEFICIENTES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS DE ORIGEM SEDIMENTAR | 49 |
| TABELA 3 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS QUANTO À PERMEABILIDADE | 49 |
| TABELA 4 - SOLOS ESTABILIZADOS COM POLÍMEROS | 53 |
| TABELA 5 - PROPRIEDADES FÍSICAS E QUÍMICAS DOS POLÍMEROS COMPARADOS | 60 |
| TABELA 6 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE SOLO MELHORADO COM POLÍMERO ORGÂNICO | 64 |
| TABELA 7 – PARÂMETROS DE COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA PARA AREIA MELHORADA COM POLÍMERO ORGÂNICO. | 66 |
| TABELA 8 - VISÃO GERAL DAS CATEGORIAS DE IMPACTO CONSIDERADAS NA ACV DE ACORDO COM O MÉTODO DE IMPACTO CML 2002. | 77 |
| TABELA 9 – ESTUDOS SOBRE MELHORAMENTO DE SOLOS COM A METODOLOGIA ACV. | 84 |
| TABELA 10 - INTERVALOS DE INVESTIGAÇÃO DOS FATORES CONTROLÁVEIS 1 | 88 |
| TABELA 11 - INTERVALOS DE INVESTIGAÇÃO DOS FATORES CONTROLÁVEIS 2 | 88 |
| TABELA 12 – RELAÇÃO ENTRE VALORES CODIFICADOS/REAIS DOS FATORES CONTROLÁVEIS 1 | 91 |
| TABELA 13 - RELAÇÃO ENTRE VALORES CODIFICADOS/REAIS DOS FATORES CONTROLÁVEIS 2 | 91 |
| TABELA 14 – MATRIZ EXPERIMENTAL 1 | 92 |
| TABELA 15 – MATRIZ EXPERIMENTAL 2 | 93 |
| TABELA 16 – PLANEJAMENTO DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS | 95 |
| TABELA 17 – VALORES TÍPICOS PARA O PARÂMETRO B | 104 |
| TABELA 18 - DOSAGENS PARA A ACV DOS LIGANTES ESTUDADOS | 112 |
| TABELA 19 – QUANTITATIVO DE MATERIAIS PARA 1 KG DE CIMENTO PORTLAND | 116 |
| TABELA 20 - QUANTITATIVO DE MATERIAIS PARA 1 KG DE PGI | 117 |
| TABELA 21 - QUANTITATIVO DE MATERIAIS PARA 1 KG DE POLÍMERO INDUSTRIAL | 117 |
| TABELA 22 - DADOS PARA COMPOSIÇÃO DE CUSTOS | 119 |
| TABELA 23 - MATERIAIS E RESPECTIVAS FUNÇÕES | 120 |
| TABELA 24 - PROPRIEDADES FÍSICAS DA AREIA DE OSÓRIO | 124 |
| TABELA 24 - TRATAMENTOS RELATIVOS AOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ PARA AS MISTURAS PREPARADAS COM O POLÍMERO SEMISSÓLIDO (PGI _{SEM}). | 136 |
| TABELA 25 - TRATAMENTOS RELATIVOS AOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ PARA AS MISTURAS PREPARADAS COM O POLÍMERO LÍQUIDO (PGI _{LÍQ}). | 137 |
| TABELA 26 - ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA O PGI _{SEM} | 143 |
| TABELA 27 - ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA O PGI _{LÍQ} | 144 |
| TABELA 28 – CARACTERÍSTICAS E COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DAS AMOSTRAS CP30P, CP20P E CP10P. | 164 |
| TABELA 29 – RESUMO COMPARATIVO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA. | 178 |
| TABELA 30 - RESULTADOS DA AVALIAÇÃO AMBIENTAL ESTIMADOS PARA 1 KG DE CADA PRODUTO CONSIDERADO NESTE ESTUDO. | 192 |
| TABELA 31 – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE AVALIAÇÃO DE IMPACTO PARA O CENÁRIO 1. | 196 |
| TABELA 32 – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE AVALIAÇÃO DE IMPACTO PARA O CENÁRIO 2. | 196 |

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACV - Avaliação do Ciclo de Vida

BET - Método Brunauer-Emmett-Teller

BJH - Barrett-Joyner-Halenda

CID - Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado

CO₂ – Dióxido de carbono

DRX - Difração de raios-X

EVA – Copolímero etileno-acetato de vinila

FTIR - Espectroscopia no infravermelho por transformada de Fourier

G₀ – módulo cisalhante inicial ou módulo cisalhante a pequeníssimas deformações

k – Condutividade hidráulica

kPa – QuiloPascal

LCA – Life Cycle Assessment

LCC – Life Cycle Cost

LEGG - Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

MIVES - Spanish Integrated Value Model for the Sustainability Assessment

MPa – MegaPascal.

M - Molaridade

MEV - Microscopia eletrônica de varredura

PET - Poli(etilenotereftalato)

PF – Fibra de polipropileno

PGI_{sem} – Poli(isoftalato de glicerol) semissólido

PGI_{Liq} – Poli(isoftalato de glicerol) líquido

PI - Polímero industrial de ácido isoftálico

PU – Poliuretano

PVA – Acetato de polivinila

q_u – resistência a compressão simples

q_t – resistência a tração na compressão diametral

RTCD - Resistência à tração por compressão diametral

SETAC - Society of Environmental Toxicology and Chemistry

TGA - Termogravimetria

UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UNEP - United Nations Environment Programme

UCS - Unconfined compressive strength

η – porosidade

γ_d – peso específico seco

ϕ' – Ângulo de atrito interno efetivo

ϵ_v – Deformação volumétrica

ϵ_s - Deformação distorcional

γ_s - Peso específico real dos grãos

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| SUMÁRIO..... | 19 |
| 1 INTRODUÇÃO..... | 22 |
| 1.1 JUSTIFICATIVA DO ESTUDO..... | 22 |
| 1.2 OBJETIVOS..... | 26 |
| 1.3 ORIGINALIDADE..... | 26 |
| 1.4 DELINEAMENTO DA PESQUISA..... | 26 |
| 1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO..... | 29 |
| 2 REVISÃO DA LITERATURA..... | 30 |
| 2.1 SOLOS ARENOSOS..... | 30 |
| 2.1.1. Características de areias amplamente estudadas..... | 30 |
| 2.1.2. Comportamento mecânico..... | 31 |
| 2.2 SOLOS ESTABILIZADOS COM POLÍMEROS ORGÂNICOS..... | 52 |
| 2.2.1. Polímeros e conformação do polímero..... | 54 |
| 2.2.2. Metodologias de formação da solubilização do polímero orgânico para fins geotécnicos..... | 56 |
| 2.2.3. Mecanismos de interação areia-polímero orgânico..... | 60 |
| 2.2.4. Comportamento mecânico de solo-polímero..... | 61 |
| 2.2.5. Comportamento do coeficiente de condutividade hidráulica areia-polímero..... | 64 |
| 2.2.6. Caracterização morfológica..... | 68 |
| 2.3 AVALIAÇÃO DO CICLO DE VIDA (ACV)..... | 72 |
| 2.3.1. Sustentabilidade..... | 72 |
| 2.3.2. Life cycle assessment (LCA)..... | 73 |
| 2.3.3. Life Cycle Cost (LCC)..... | 78 |
| 2.3.6. ACV e a glicerina..... | 80 |
| 2.3.7. ACV e polímeros oriundos de matérias-primas alternativas..... | 81 |
| 2.3.8. ACV e a geotecnia..... | 82 |
| 3 MÉTODOS..... | 85 |
| 3.1. PROJETO EXPERIMENTAL 1..... | 86 |
| 3.1.1. Definição dos níveis dos fatores controláveis..... | 87 |
| 3.1.2. Fatores constantes..... | 88 |
| 3.1.3. Matriz experimental..... | 90 |
| 3.2. PROJETO EXPERIMENTAL 2..... | 93 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 3.3. | CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E PREPARAÇÃO DOS ESPÉCIMENS | 94 |
| 3.3.1. | Métodos e Técnicas de Caracterização dos materiais | 95 |
| 3.3.2. | Moldagem e cura dos corpos de prova | 98 |
| 3.4. | ENSAIOS REALIZADOS | 100 |
| 3.4.1. | RCS (q_u) e RTCD (q_t)..... | 100 |
| 3.4.2. | Módulo cisalhante inicial (G_0)..... | 101 |
| 3.4.3. | Ensaio de Condutividade Hidráulica | 102 |
| 3.4.4. | Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado (CID)..... | 106 |
| 3.5. | AVALIAÇÃO DO CICLO DE VIDA..... | 111 |
| 3.5.1. | Avaliação Ambiental do Ciclo de Vida..... | 111 |
| 3.5.2. | Avaliação do Custo do Ciclo de Vida | 118 |
| 4. | RESULTADOS E DISCUSSÃO | 120 |
| 4.1. | MATERIAIS..... | 120 |
| 4.1.1. | Areia de Osório..... | 120 |
| 4.1.2. | Poli(isoftalato de glicerol): semissólido (PGI_{sem}) e líquido (PGI_{Liq}) | 127 |
| 4.1.3. | Cimento Portland..... | 134 |
| 4.2. | RESULTADOS DO PROJETO COMPOSTO DE SEGUNDA ORDEM..... | 134 |
| 4.2.1. | Resistência à Compressão Simples (q_u)..... | 138 |
| 4.2.2. | Resistência à Tração por Compressão Diametral (q_t) | 149 |
| 4.2.3. | Módulo cisalhante inicial (G_0)..... | 156 |
| 4.3. | ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA | 163 |
| 4.4. | TRIAXIAL CONSOLIDADO E DRENADO..... | 167 |
| 4.4.1. | Comportamento tensão - deformação..... | 167 |
| 4.4.2. | Envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência ao cisalhamento | 174 |
| 4.4.3. | Imagens representativas do modo de ruptura nos ensaios triaxiais realizados..... | 178 |
| 4.5. | PROPRIEDADES MICROESTRUTURAIS | 182 |
| 4.5.1. | MEV: Microscopia eletrônica de varredura | 182 |
| 4.5.2. | FTIR: Espectroscopia de Infravermelho com Transformada de Fourier..... | 186 |
| 4.5.3. | DRX: Difração de Raios-X | 188 |
| 4.6. | AVALIAÇÃO DO CICLO DE VIDA..... | 191 |
| 4.6.1. | Avaliação do impacto ambiental | 191 |
| 4.6.2. | Avaliação do impacto econômico | 196 |
| 5. | CONCLUSÕES | 198 |
| 6. | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..... | 201 |

| | |
|-------------------|-----|
| REFERÊNCIAS | 202 |
|-------------------|-----|

1 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA DO ESTUDO

O melhoramento do solo tem sido amplamente utilizado na engenharia geotécnica. Estabilização química é um método de melhoramento, que utiliza aditivos como estabilizadores tradicionais e aditivos não tradicionais. Os estabilizadores químicos tradicionais como cal, cinzas volantes, cimento e outros resíduos industriais, tem grandes vantagens para a melhoria da resistência do solo (ABBAWI, 2015; CEPURITIS e MORTSELL, 2016; KIM et al., 2015; LATIFI et al., 2015). Entretanto, a maioria dos aditivos tradicionais aumentam o valor do pH do solo, e podem ocasionar a poluição de águas subterrâneas ou ainda obstruir o crescimento da vegetação (CHANG e CHO, 2012; JOEL e AGBEDE, 2011). Nos últimos anos, aditivos químicos não convencionais como polímeros líquidos (emulsões e solubilizados), enzimas, íons e derivados de lignina vêm sendo estudados (LATIFI et al., 2015; MOUSAVI et al., 2014; SHRIVASTAVA et al., 2016). A utilização de polímero, como material estabilizante do solo, foi desenvolvida para atender aos requisitos de diferentes práticas da engenharia.

Areias são geralmente problemáticas em muitos tipos de aplicações de engenharia geotécnica, devido à sua resistência relativamente baixa, estrutura solta e/ou alto potencial de liquefação saturada. Diferentes tipos de materiais poliméricos vêm sendo testados como materiais de melhoramento em solos arenosos, bem como, poliuretanos, acetato de vinila (LATIFI et al., 2016; MA et al., 2015; MOHSIN et al., 2015; NAEINI, 2012; ZHANG et al., 2013; ONYEJEKWE e GHATAORA, 2015).

Marto et al. (2014) discutiram as influências dos aditivos comerciais TX-85 (forma de líquido) e SH-85 (forma de pó) na escala macro, a partir de ensaios de engenharia geotécnica. E, características microestruturais de um solo residual laterítico estabilizado. Naeini et al. (2010) estudaram o efeito da resina epóxi na resistência à compressão e no módulo de elasticidade das amostras em condições úmidas e secas. Sun e Lee (2016)

utilizaram goma xantana - um tipo de polímero orgânico ecológico - para promover o crescimento da vegetação nas dunas costeiras, reduzindo assim custos com proteção à possíveis erosões na costa. Yang et al. (2007) estudaram os efeitos de um novo agente químico de fixação da areia (resina de ácido poliaspártico). Esses materiais poliméricos podem mudar a estrutura solta e melhorar a resistência, preenchendo os espaços vazios e envolvendo as partículas de areia (ATE, 2013; LIU et al., 2017; LIU et al., 2012). Os resultados destas pesquisas indicaram que os materiais poliméricos podem ser considerados como estabilizantes do solo, para melhorar as características de resistência da areia. Além disso, o uso de polímeros como estabilizador de solos tornou-se uma linha de pesquisa com alto potencial, devido às vantagens que incluem efeito de cura estável e redução elevada nas categorias de impacto ambiental.

Quando se trata de polímeros, o grande desafio dos pesquisadores é a partir do reaproveitamento do lixo gerado pelas atividades humanas. Dessa forma, contribuindo com a diminuição das doenças causadas pela indevida destinação destes materiais, além da conservação das fontes renováveis de energia, tentando ainda aliar os benefícios da reciclagem com a economia na produção de novos materiais (MANO e MENDES, 2004).

Nessa linha de pesquisa, em 2016 foi patenteado por Vieira e Monteiro um novo polímero, sintetizado a partir de uma fonte renovável de matéria-prima, o glicerol. A glicerina bruta é um coproduto da cadeia do biodiesel, que corresponde a aproximadamente 10% em massa do biocombustível produzido. O glicerol é uma classificação para a glicerina refinada, que tem melhores preços no mercado internacional que a glicerina bruta. O número de usinas que estão instalando equipamentos para sua purificação, visando melhores receitas, tem aumentado continuamente.

A proporção de biodiesel adicionada ao óleo diesel passou a ser de 12% (denominado B12) a partir de março de 2020, em volume, conforme a Lei nº 13.263/2016. Apesar das mudanças constantes ao longo de 2020 a 2022, incentivos foram aprovados pelo cronograma do CNPE (2023) o B12 para abril de 2023 e B13 para 2024. Além disso, há uma previsão de B14 para 2025 e B15 para 2026. A contínua elevação do percentual de adição de biodiesel ao combustível demonstra uma maior demanda pelo produto e, por consequência, o aumento na produção do glicerol. Em números, estima-se que a cada litro

de biodiesel produzido gera-se um quantitativo de 300 mL de glicerol. Em termos ambientais, diversos estudos apontam que o biodiesel emite 70% menos gás carbônico (CO₂) se comparado ao diesel mineral (MCDEVITT e GRIGSBY, 2014; YANG e ROSENTRATER, 2021).

A exportação de glicerol vem crescendo desde 2013, sendo que em 2020 totalizou 144 mil toneladas, um aumento de 17% em relação ao ano anterior. De acordo o último metadados disponibilizado pela ANP (2021), foram gerados 780,1 mil m³ de glicerina como subproduto da produção de biodiesel (B100). Segundo os dados do Ministério do Desenvolvimento, Indústria, Comércio e Serviços (MDIC, 2023), em fevereiro a demanda internacional pela glicerina, o principal coproduto do setor de biodiesel teve seu pior desempenho mensal em mais de três anos e meio. Com isso, as vendas para o exterior foram de 29,6 mil toneladas, sendo 22,3 mil toneladas de glicerina bruta e 7,3 mil toneladas de glicerina destilada (CNPE, 2023).

Este subproduto é bastante utilizado na indústria farmacêutica e de alimentos, porém teve seu valor de mercado reduzido ao longo dos últimos anos, em razão da elevação da oferta gerada pela indústria do biodiesel. Neste contexto, o Brasil tem se destacado como um importante *player* mundial na produção de biocombustíveis por apresentar grandes vantagens sobre outros países, uma vez que há matéria-prima disponível em abundância e o crescimento contínuo da indústria de óleos vegetais, do etanol da cana-de-açúcar e do biodiesel. O Ministério do Desenvolvimento, Indústria e Comércio mostra que as vendas externas de glicerol apresentaram redução nos últimos 3 anos (MDIC, 2023). Diante disso, a oferta deste material tende a ser maior que a sua procura, fator que justifica o seu preço por tonelada bruta de R\$ 850,00 em junho de 2022 (MDIC, 2022). Por ser abundante, trata-se de uma matéria-prima de baixo custo e oriunda de fontes renováveis, torna-se extremamente viável a criação de processos tecnológicos para a obtenção de materiais alternativos que tenham uma grande demanda, equivalente a oferta do derivado, como por exemplo, a obtenção de polímeros.

Neste contexto, a relevância do presente trabalho é justificada por três principais fatores:

(i) O primeiro visa avaliar o comportamento de uma areia tratada com um novo polímero (um tipo de polímero orgânico possivelmente sustentável), de maneira que a matriz polimérica fique fixada na estrutura da areia, reduzindo sua estrutura solta e, melhorando

sua resistência. Trata-se de um novo material nunca utilizado para este fim. Além disso, este polímero compreende uma alternativa com forte tendência sustentável do ponto de vista ambiental, visto que é produzido a partir de uma fonte renovável de matéria-prima, o glicerol, e não utiliza catalizadores à base de metais pesados quando preparados (VIEIRA, 2016).

(ii) O segundo, refere-se ao uso de polímeros para a melhoria do comportamento geotécnico de um solo arenoso. Partindo do princípio que há na literatura estudos relacionados com aplicações diversas para a engenharia geotécnica, principalmente como camadas impermeáveis e melhoramentos do comportamento mecânico do solo. Diversos estudos investigaram a aplicação de polímeros como agentes de ligação na construção de barreiras impermeáveis. E, conseguiram demonstrar a capacidade de redução da permeabilidade e aumento da resistência ao cisalhamento, reduzindo assim a lixiviação de contaminantes (LI et al., 1993; MARTIN et al., 1996; STEWART e FOGLER, 2001; KHACHATOORIAN et al., 2003; MOMENI et al., 1999).

(iii) E, o terceiro relaciona-se com a avaliação do ciclo de vida de impacto nos âmbitos ambiental e econômico do solo tratado. Isso porque há uma falta geral de compreensão, sobre como os processos geotécnicos e principalmente o uso de materiais alternativos para este fim, podem contribuir para os impactos ambientais considerando a viabilidade econômica. Ao mesmo tempo, há uma escassez na literatura de um quadro integrado para a prática geotécnica e sustentável (ABREU et al., 2008).

Contudo, o uso de materiais renováveis é importante para o desenvolvimento acadêmico, bem como para a produção de conhecimento e de soluções sustentáveis para a sociedade. Enquanto a maioria das investigações se concentra em solos finos e coesos, a presente pesquisa analisa o uso potencial de um polímero orgânico e o estudo da sua viabilidade de aplicação, para melhorar o comportamento mecânico e reduzir a condutividade hidráulica de um solo arenoso.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal do presente trabalho é realizar o melhoramento geotécnico de uma areia conhecida, a partir da adição de um polímero orgânico, e, viabilizar sua forma de aplicação em solução.

Os objetivos específicos do trabalho são os seguintes:

- ✓ Validar a metodologia de mistura proposta com o solvente (propanona e água);
- ✓ Avaliar o efeito da adição das diferentes concentrações do polímero;
- ✓ Comparar os parâmetros geotécnicos da mistura proposta com e sem solvente;
- ✓ Comparar os parâmetros da microestrutura da mistura com e sem solvente;
- ✓ Realizar a Avaliação do Ciclo de Vida nos viés da sustentabilidade: Ambiental e Econômica.

1.3 ORIGINALIDADE

Existem três assuntos de caráter original na presente pesquisa. O primeiro é a utilização de um polímero com tendência sustentável, oriundo do glicerol (propano-1,2,3-triol) e do ácido isoftálico (ácido-1,3-benzenodicarboxílico), para o melhoramento de um solo granular. O segundo, refere-se à solubilização e a aplicação de um polímero com solvente, e comparação com o polímero em sua condição física inalterada (isto é, sem solvente). E, o terceiro assunto visa elucidar quantitativamente o impacto ambiental e econômico da mistura com menor teor de ligante, com base na Avaliação do Ciclo de Vida.

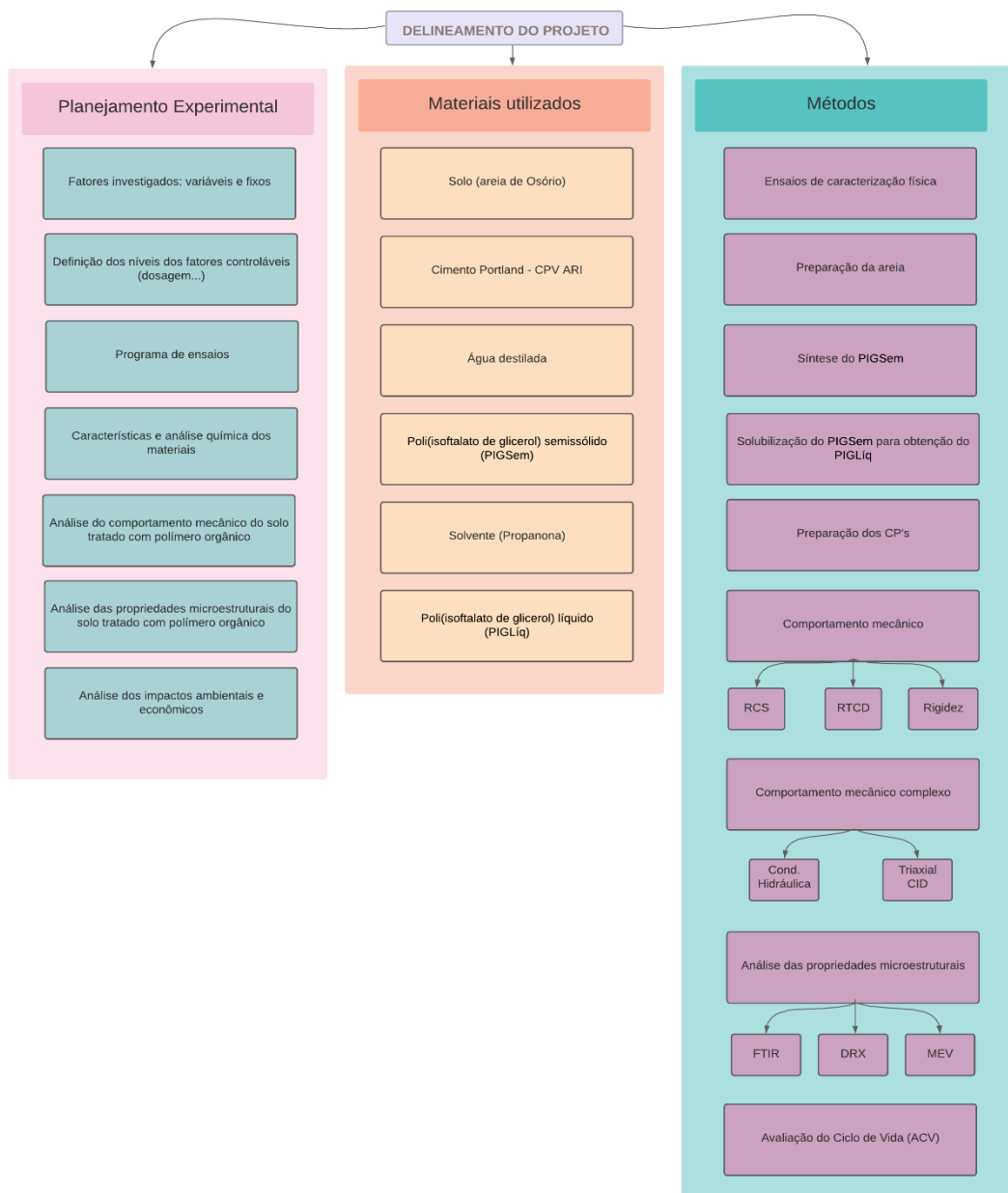
Dessa forma, percebe-se a originalidade e o caráter inovador da pesquisa, que conforme a literatura nunca foi proposto por outros pesquisadores.

1.4 DELINEAMENTO DA PESQUISA

O delineamento do trabalho é apresentado na Figura 1 mostrando as etapas executadas para a elaboração desta pesquisa, na ordem em que foram executadas e mostrando a relação de dependência entre elas.

Após a definição da pesquisa, foram executadas três etapas simultâneas, a revisão bibliográfica, a síntese do polímero, a solubilização deste em um solvente realizando a variação das concentrações e a preparação da areia de Osório. Com a obtenção dos materiais, foi executada a mistura e moldagem dos corpos de prova para cada diferente ensaio. Seguindo com a determinação dos parâmetros geotécnicos e caracterizações químicas para melhor elucidar os resultados encontrados. E, finalmente, foi realizado a avaliação do ciclo de vida (ACV) e foi subdividido em duas análises: LCA (*Life Cycle Assessment*) e LCC (*Life Cycle Cost*).

Figura 1 - Delineamento do projeto



1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho é composto por 6 capítulos, sendo o presente capítulo (Capítulo 1) o introdutório, contextualizando e justificando a pesquisa além de explicitar os seus objetivos, seu caráter de originalidade, seu delineamento e a estrutura do mesmo.

O capítulo 2 compõe a revisão bibliográfica da tese, e tem o intuito de embasar teoricamente o estudo realizado. Fornecendo um panorama geral dos materiais utilizados nesta pesquisa: solos arenosos e seu comportamento mecânico, polímero e sua conformação. Investigou-se ainda, os processos de estabilização do polímero orgânico com um solo arenoso, bem como a metodologia de solubilização do polímero, metodologias de mistura, mecanismos de interação solo-polímero e caracterização morfológica da mistura. Por fim, incluiu-se a análise de ciclo de vida e suas composições (LCA e LCC).

No capítulo 3 estão descritos os projetos experimentais elaborados, os materiais, as variáveis de interesse, e os métodos utilizados para o desenvolvimento da pesquisa.

No capítulo 4 estão apresentados os resultados oriundos dos projetos experimentais, e a discussão dos resultados.

No capítulo 5 são sintetizadas as conclusões.

No capítulo 6 constam sugestões de propostas futuras, demonstrando o potencial para a continuidade desta linha de pesquisa.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas nesta pesquisa.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 SOLOS ARENOSOS

2.1.1. Características de areias amplamente estudadas

A Tabela 1 apresenta areias amplamente estudadas no mundo, como as areias do Rio Fraser (o rio mais longo da Colúmbia Britânica, Canadá) e das cidades de Toyoura, Fontainebleau, Ottawa, Nanjing e Jiangsu. Características físicas semelhantes podem ser identificadas entre os materiais escolhidos, como por exemplo, o diâmetro médio (d_{50}), igual a 0,21, é muito semelhante à areia de Osório, Toyoura, Fontainebleau. Essa é uma característica importante para a degradação, porque o coeficiente de atrito da interface diminui à medida que o tamanho médio das partículas aumenta (JARDINE; LEHANE; EVERTON, 1993; DIETZ; LINGS, 2006). Além disso, a degradação pode ser influenciada pela composição mineralógica, devido à maior ou menor compressibilidade da matriz de grãos. As areias citadas na Tabela 1 apresentam composição de sílica, sendo menos compressíveis que as areias calcárias e, portanto, apresentam menor tendência de degradação. Além disso, é possível identificar que o solo apresentado são areias de granulometria pobre ou mal graduadas. Com efeito, sendo as partículas muito semelhantes em termos de dimensões, mesmo para um arranjo muito compacto, é praticamente impossível deixarem de existir vazios relativamente grandes (FERNANDES, 2016).

Tabela 1 - Características físicas de areias estudadas no mundo

| Areia | Características do material | | | | | Índice de vazios | | Referência |
|------------------------------|--|-------------------------|------|------|---|------------------|------------------|--|
| | G _s (g/cm ³) | D ₅₀ (mm) | Cu | Cc | Grains | e _{max} | e _{min} | |
| Rio Fraser (1) | 2,72 | 0,30 | -- | -- | Angular para arredondada | 1,00 | 0,68 | Vaid e Thomas (1995) |
| | | | | | | | | Vaid e Sivathayalan (1996) |
| Rio Fraser (2) | 2,72 | 0,30 | 1,8 | -- | Angular para arredondada | 0,92 | 0,60 | Vaid, Stedman e Sivathayalan (2001) |
| Rio Fraser (3) | 2,72 | 0,30 | 2,7 | -- | Angular para arredondada | 0,80 | 0,50 | Vaid e Sivathayalan (2000) |
| | | | | | | | | Sivathayalan e Ha (2011) |
| Toyoura, Japão | 2,65 | 0,22 | 1,32 | -- | -- | 0,98 | 0,60 | Yang, Li e Yang (2007) |
| Fontainebleau, França | 2,64 | 0,22 | -- | -- | -- | 0,86 | 0,54 | Georgiannou et al. (2008) |
| Ottawa, Canadá | 2,65 | 0,36 | -- | -- | -- | 0,74 | 0,5 | Konstadinou (2013) |
| | | | | | | | | Georgiannou (2014) |
| Nanjing, China | 2,64 | 0,30 | 2,77 | 1,13 | Arredondada | 0,97 | 0,59 | Liu et al. (2018) |
| | 2,65 | 0,36 ^B | | | | | | Qi et al. (2020) |
| Jiangsu, China | 2,64 | 0,36 ^B | 2,27 | 1,13 | Arredondada Uniforme | 0,96 | 0,58 | Liu et al. (2020) |
| Osório – Brasil ^A | 2,61 ¹ -2,65 ² | 0,21 | 1,82 | 0,98 | Arredondada ³ Uniforme ² | 0,90 1 | 0,60 1 | Marcon ² (2005); Cruz ² (2008); Festugato ¹ (2008); Dalla Rosa ³ (2009); Marques ¹ (2016) |

^A - Material desta pesquisa. ^B - D₆₀, tamanho específico dos grãos.

2.1.2. Comportamento mecânico

2.1.2.1. Melhoramento de solos

A partir da estabilização de solos, busca-se o aumento da resistência do solo tratado e a diminuição de sua compressibilidade e de sua condutividade hidráulica. Entende-se por

tratar (melhorar) ou reforçar um solo a partir da utilização de processos físicos e/ou químicos que visem a melhoria das propriedades mecânicas dele. O termo melhoria de solos está associado ao tratamento através de processos químicos, enquanto o termo reforço está associado à utilização de inclusões em aterros ou taludes.

Segundo Van Impe (1989), as técnicas de melhoramento de solos podem ser classificadas como (i) temporários, (ii) permanentes e (iii) permanentes com adição de novos materiais. O melhoramento temporário consiste naquele limitado a um curto espaço de tempo, geralmente o tempo de execução de uma certa fase da obra, como por exemplo, o congelamento de solos e o rebaixamento do nível freático por drenos ou eletro-osmose. O melhoramento permanente sem adição, consiste em processos de compactação e tratamento térmico, como a compactação superficial ou profunda. O melhoramento permanente de solos com adição de novos materiais normalmente combina a compactação com adição de um novo material, como estabilização com cal e cimento, injeção de materiais estabilizantes, colunas de brita ou areia, pré-carregamento e uso de drenos verticais, reforços com tiras metálicas ou geossintéticos. Este processo de reforço do solo consiste em se introduzir no maciço elementos que possuam resistência à tração elevada, podendo alterar as propriedades físicas e/ou químicas do solo (fitas metálicas, mantas, geotêxteis, geogrelhas, malhas de aço, fibras etc.) (VAN IMPE, 1989).

Na estabilização química de solos, a melhoria das propriedades de engenharia ocorre por meio da adição de agentes químicos (cimento, cal, cinzas, cal-pozolanas, dentre outros) e diferentes mecanismos (troca catiônica, floculação e aglomeração, reações pozolânicas e carbonatação) (FIROOZI et al., 2017). Esse processo é influenciado por diversos fatores, como por exemplo: características do solo; presença de matéria orgânica; presença de sulfatos e sulfetos; teor de ligante; compactação; teor de umidade, tempo e condições de cura, dentre outros.

O melhoramento de solos com cimento é uma técnica atrativa em projetos de construção de bases de pavimentos estabilizadas, revestimentos de canais e camada de suporte para fundações rasas (CONSOLI et al., 2010, 2012). Mais especificadamente, misturas de solo arenoso-cimento podem ser utilizadas na construção de paredes compactadas estabilizadas, leitos de dutos, sapatas e em bases e sub-bases de pavimentos (CONSOLI et al., 2021b). Tradicionalmente solos arenosos são estabilizados com a adição de cimento

Portland (FIROOZI et al., 2017).

As reações do cimento independem do tipo de minerais presentes no solo e são desencadeadas pelo contato do aditivo com água e/ou ar, conduzindo à hidratação do mesmo (SHERWOOD, 1993). Este processo pode ser resumido em cinco etapas. Primeiramente ocorrem as reações de hidratação e dissolução do cimento, com liberação de íons Ca^{2+} , Al^{+3} e SiO^- . Na etapa de indução (etapa dois), inicia-se a produção de compostos hidratados (silicatos de cálcio hidratado, C-S-H) e o endurecimento. Na terceira etapa ocorre a aceleração das reações, conduzindo a um aumento de resistência e crescimento de produtos da hidratação. Na quarta tem-se o início do desenvolvimento da microestrutura. Na quinta e última etapa, são formados os produtos da hidratação definitivos, cujo processo pode se estender por anos, dependendo do tipo de cimento aplicado (MINDESS; YOUNG; DARWIN, 2002).

No solo, quando a água é adicionada com o cimento, ocorre a hidratação desse agente, resultando na formação de compostos cimentícios, e conseqüentemente no enrijecimento da matriz solo-cimento (FIROOZI et al., 2017). A estabilização do solo ocorre por meio de ligações cimentícias formadas nos pontos de contato intergranulares, de forma similar ao concreto, porém, o ligante não preenche todos os espaços vazios (CARDOSO; RIBEIRO; NÉRI, 2017).

De acordo com Cardoso, Ribeiro e Néri (2017), os minerais resultantes da hidratação do cimento geram conexões físicas (ligações) entre os grãos do solo, as quais são responsáveis por promover aumento de resistência à compressão e de rigidez e fornecer resistência à tração em solos granulares. Além disso, segundo os autores, o grau de vínculo dessas ligações, e conseqüentemente as melhorias no comportamento mecânico do solo, estão associados ao volume ocupado pelos géis cimentícios endurecidos nos poros entre os grãos (AL-AGHBARI; MOHAMEDZEIN; TAHA, 2009; CARDOSO; RIBEIRO; NÉRI, 2017; CONSOLI et al., 2007, 2009a, 2010, 2012, 2013; DA FONSECA; CRUZ; CONSOLI, 2009; DAS; YEN; DASS, 1995).

Em se tratando de areia-cimentada diversos trabalhos podem ser identificados na literatura brasileira: Consoli et. al. (2003, 2007, 2009, 2010, 2012, 2013, 2019, 2021), Heineck (1998), Prietto (1996 e 2004), Schnaid et. al. (2001) e Vendruscolo (2003). E,

internacional, tais como, Saxena e Lastrico (1978); Clough et al. (1981), Huang e Airey, (1993); Coop e Atkinson (1992 e 1993); Coop e Willson (2003). Nestes trabalhos analisa-se aspectos característicos dos materiais tais como granulometria, propriedades físicas, tensões atuantes, resistência e comportamento tensão-deformação.

2.1.2.2. Resistência e rigidez ao cisalhamento

Os parâmetros de resistência e rigidez ao cisalhamento dos solos pode ser obtida por diferentes ensaios, nesse sentido há a necessidade de que os ensaios envolvidos apresentem condições de deformações e estados de ruptura semelhantes. Por este motivo, deve-se escolher cuidadosamente a resistência ao cisalhamento de referência e as condições de contorno (ATKINSON; LAU; POWELL, 1991).

A cimentação é um importante fator no comportamento tensão-deformação e na resistência de solos arenosos (LADE et al., 1990; FOPPA, 2005). De acordo Huang e Airey (1993), é difícil entender o comportamento do solo-cimento por dois principais motivos: (i) sua grande variação de resistência e densidade de amostras e (ii) sua variabilidade. Esta variabilidade pode ocorrer em distâncias muito pequenas, e a dificuldade em determinar o grau de cimentação faz do material natural geralmente inadequado para investigação do comportamento fundamental destes solos.

Segundo Saxena e Lastrico (1978), o comportamento da resistência de um solo pode ser compreendido a partir de três componentes da resistência ao cisalhamento: coesão, dilatância e atrito. Coesão envolve qualquer cimentação, natural ou artificial ou ligações inter-partículas. As componentes de atrito e dilatância são complexas para separar, mas são ambas uma função direta da força normal atuante na superfície de cisalhamento.

Clough et. al. (1981) apresentaram importantes contribuições no comportamento mecânico dos solos analisados: (1) a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação, (2) a deformação na mobilização da resistência de pico diminui com o grau de cimentação, (3) o aumento de volume é concentrado durante o cisalhamento sob uma variação menor na deformação, e ocorre em deformações menores quando o grau de cimentação aumenta.

Consistente com a trajetória da relação tensão-deformação, os resultados mostraram que o valor de coesão para cada quantidade de cimento e tempo de cura independem da quantidade de água utilizada (AKINMUSURU, 1987; CONSOLI et al., 2011).

Os estudos realizados por Leroueil e Vaughan (1990) mostraram cinco padrões de comportamento importantes para solos artificialmente cimentados: (i) O fenômeno de plastificação é muito acentuado nestes materiais, e o local da plastificação pode ser determinado experimentalmente com precisão razoável; (ii) após a plastificação ocorre a degradação da cimentação de maneira gradual; (iii) a cimentação concede resistência a tração e coesão real ao material; (iv) quando a tensão confinante aumenta, as amostras ensaiadas no cisalhamento mostram uma transição do comportamento frágil/dilatante para o dúctil/ compressivo; (v) as curvas de consolidação mostram diferentes pontos de plastificação, e após a plastificação, eles tendem a convergir em direção a curva de consolidação para o material não estruturado. O mesmo ocorre para a trajetória K_0 de tensões para material cimentado.

De acordo Coop e Atkinson (1993), comparações diretas entre o comportamento de solos cimentados e não cimentados são complicadas por dois fatores: (i) o solo cimentado tem baixa quantidade de água, devido aos espaços vazios estarem preenchidos por cimento; (ii) a presença do cimento pode ocasionar efeitos secundários no comportamento do solo, por exemplo, a mudança na curva granulométrica.

O comportamento na ruptura de areias cimentadas e não-cimentadas é considerado frágil em baixas pressões confinantes e dúctil em altas pressões confinantes (CLOUGH et al., 1981). Estudos realizados por Akinmusuru (1987), Consoli et. al. (2004), identificaram que a resistência de pico e a rigidez aumentaram com o aumento da tensão confinante, no que concerne ao comportamento tensão-deformação. A fragilidade das amostras é um indicador do nível de cimentação entre os grãos de areia e cimento. Com isso, quanto mais cimentada a amostra, mais frágil será o seu comportamento na ruptura.

Os dados dos ensaios realizados por Lade e Overton (1990) mostram que a rigidez aumenta com a tensão confinante, e com a quantidade de cimentação. Além disso, a resistência à ruptura aumenta com a tensão confinante e diminui com o aumento da quantidade de cimentação. E, o solo compactado mostrou comportamento dúctil na tensão

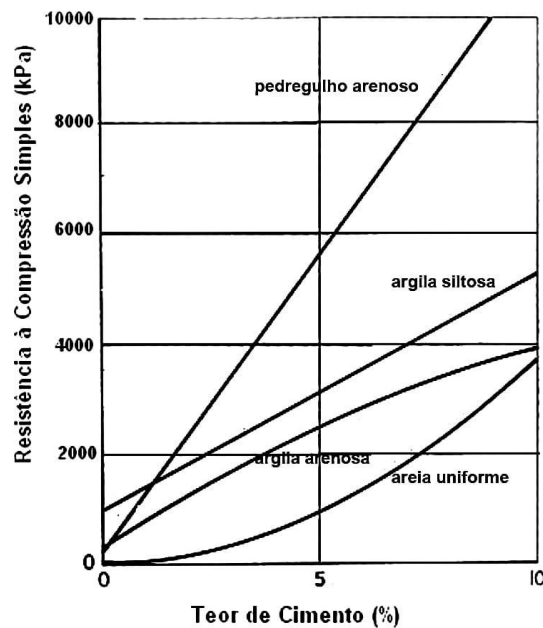
deformação seguindo o pico de ruptura, onde o comportamento se torna altamente frágil com o aumento da quantidade de cimento.

Ainda nos estudos realizados por Lade e Overton (1990), constatou-se que a partir da deformação volumétrica é possível identificar que a taxa de dilatação na ruptura, diminui com o aumento da pressão confinante. Portanto, o aumento da rigidez ocasionado pelo aumento da quantidade de cimentação, tem efeito no comportamento da deformação volumétrica. Além da rigidez, o intercepto coesivo, ângulo de atrito (em baixas variações de tensões), e a tensão de resistência à tração também aumenta, com o aumento da cimentação.

De acordo Catton (1959) e Ingles e Metcalf (1972) a resistência à compressão simples (compressão não confinada) e a resistência aos ciclos de gelo e degelo e/ou molhagem e secagem são as medidas mais comuns da efetividade da estabilização com cimento. A Figura 2 apresenta o efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland, curados por 7 dias. Nota-se que a resistência à compressão simples aumenta a diferentes taxas para diferentes tipos de solo.

PRIETTO (1996) verificou que, para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é uma medida direta do grau de cimentação. De acordo com o autor, na grande maioria dos trabalhos relatados na literatura sobre solos artificialmente cimentados, o grau de cimentação é representado pela quantidade de material cimentante, normalmente pela porcentagem de cimento em relação à massa de solo seco. No entanto, o grau de cimentação não é função somente da quantidade de agente cimentante. Outros fatores como a densidade, a forma e a natureza superficial das partículas desempenham papel importante neste processo. Por exemplo, a mesma quantidade de cimento Portland produzirá resistências distintas ao ser adicionada em solos de mesma natureza, porém com densidades diferentes. Isto ocorre porque, no solo mais denso, existe um maior número de pontos de contato entre as partículas e, portanto, a cimentação se desenvolve de maneira mais efetiva (CHANG e WOODS, 1992).

Figura 2 - Resistência à compressão simples para solos estabilizados com cimento Portland



Fonte: Adaptado de Ingles e Metcalf, 1972.

A baixas tensões confinantes da resistência de pico resultam da componente coesiva da cimentação, mas em tensões mais altas o solo se torna puramente friccional (COOP e ATKINSON, 1993). Isto sugere que a eficiência das ligações cimentantes é relativamente fraca, e que isto é menos efetivo a altas tensões e a pressões mais altas inter-particulares, que são necessárias para acontecer a plastificação em solos mais densos. Considerando o comportamento drenado, com o aumento da tensão confinante, a deformação passa de um amolecimento para um endurecimento e a dilatância passa a uma contração (HUANG; AIREY, 1993).

Segundo Coop e Atkinson (1993), para solos cimentados a matriz cimentante inicialmente suporta a tensão confinante, prevenindo a quebra das partículas. Quando o carregamento fratura a matriz, ele atinge as partículas, e então o início da quebra das partículas coincide com a plastificação das ligações cimentantes.

De acordo Schnaid et al. (2001) o comportamento do solo é fortemente afetado pela cimentação, em se tratando de resistências tanto uniaxial quanto triaxial.

2.1.2.3. Parâmetros de Resistência a Partir do Ensaio Triaxial

Das (2011) afirma que o ensaio de compressão triaxial é um dos métodos mais confiáveis dentre os disponíveis para determinar a resistência ao cisalhamento de um solo. Neste contexto, Akinmusuru (1987) afirma que a relação tensão-deformação, os parâmetros de resistência da coesão e ângulo de atrito obtidos dos ensaios triaxiais são de extrema importância para compreender o comportamento do solo.

Comumente, para areias não cimentadas, espera-se que o ângulo de atrito diminua com o aumento da porosidade; ou aumente com o aumento da densidade seca (SAXENA e LASTRICO, 1978). Segundo Clough et al. (1981) ao adicionar um agente cimentante na areia é produzido um material com dois componentes de resistência, um devido ao próprio cimento e outro devido ao atrito. O ângulo de atrito de uma areia cimentada é semelhante a aquele de uma areia não cimentada. Além disso, durante o cisalhamento ocorrem aumentos de volume em areias cimentadas e não cimentadas, a taxas mais rápidas e menores deformações.

Além do ângulo de atrito, outro parâmetro de resistência predominante é a coesão, e a mesma aumenta com o aumento da quantidade de cimento em todos os tempos de cura. Amostras com adição de até 10% de cimento, mostraram que o parâmetro predominante foi a coesão e não o ângulo de atrito (AKINMUSURU, 1987).

Segundo Lade e Overton (1990) o efeito da cimentação em baixas tensões é de aumentar a coesão e o ângulo de atrito. Ensaio triaxiais não mostram variações no ângulo de atrito que podem ser atribuídos a mudanças na quantidade de água, tempo de cura e quantidade de cimento (AKINMUSURU, 1987).

Huang e Airey (1993) mostraram que em altas densidades existem mais contatos entre as partículas de cimento e a areia, e as partículas de cimento tendem a preencher os espaços vazios entre as partículas maiores de areia. Com uma quantidade de 20% de cimento, o aumento da densidade das amostras e uma tensão confinante de 1,2 MPa, ocorre uma mudança esperada do comportamento originalmente de contração e endurecimento das deformações, para um comportamento expansivo e amolecimento das deformações (HUANG; AIREY, 1993).

A resistência residual de uma areia cimentada é próxima àquela de uma areia não cimentada (CLOUGH et al., 1981). Entretanto, o ângulo de atrito crítico para solos cimentados ($\varphi_{cs} = 37^\circ$) foi levemente mais baixo que o ângulo de atrito para o material não cimentado ($\varphi_{cs} = 40^\circ$), possivelmente devido a influência da cobertura das partículas pelo cimento. Em contrapartida, as amostras cimentadas e não cimentadas atingiram essencialmente a mesma linha de estado crítico. A deformação de pico aumenta com o aumento do peso específico (COOP e ATKINSON, 1993; HUANG e AIREY, 1993).

Os principais efeitos da cimentação são de aumentar a rigidez, resistência de pico, reduzir o volume específico nos espaços vazios e aumentar o tamanho da superfície de plastificação para pressões confinantes menores que a pressão de pré-adensamento. Para pressões confinantes mais altas as partículas de cimento têm aparentemente efeitos muito menores no comportamento (HUANG e AIREY, 1993; COOP e ATKINSON, 1993). Em altas deformações, ambas as amostras cimentadas e não cimentadas atingiram o estado crítico ou o estado último (COOP e ATKINSON, 1993).

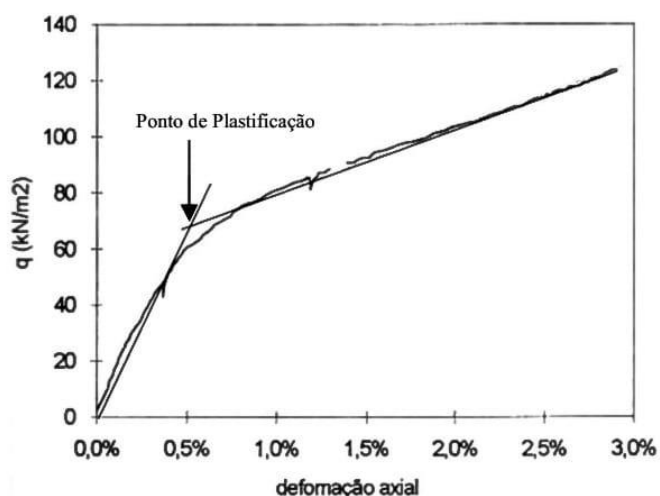
A partir da cimentação, duas consequências podem ser identificadas no comportamento do solo devido a redução do volume específico: (i) é necessário ter a mesma curva granulométrica do solo cimentado e não cimentado; (ii) o estado do solo é levado para fora da linha de compressão normal. De acordo Coop (1990) o estado relativo do solo às linhas de compressão normal e estado crítico são o maior fator controlando a resistência de pico, para areias não cimentadas carbonatadas. Deste modo, a cimentação contribui para o aumento da resistência de pico a partir da redução do volume específico. O estado de pico é afetado pela direção da trajetória de tensões, as condições de drenagem e a tensão confinante (COOP e ATKINSON, 1993).

A ocorrência da plastificação em solos está diretamente relacionado com a quebra da estrutura, ou cimentação, a partir de deformações plásticas, ou irreversíveis, causando a queda da rigidez e resistência do material e é caracterizado por apresentar uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990), conforme ilustra a Figura 3. Essa descontinuidade pode ser observada em carregamentos monotônicos tanto em materiais estruturados quanto em argilas sedimentares pré-adensadas (VAUGHAN, 1985), embora tenham diferentes origens –

uma devido à estrutura e a outra devido à história de tensões. Entretanto, para solos argilosos é difícil separar os efeitos devido à pré-consolidação ou ao adensamento secundário.

No caso das areias, Ishihara e Okada (1978) comprovaram a existência de envoltórias de plastificação numa areia devido a um pré-adensamento. O mesmo fato é ressaltado por Huang e Airey (1993) onde para uma areia calcária cimentada, identificou-se uma mesma envoltória de plastificação para o solo em estado desestruturado com baixos índices de vazios e para o solo estruturado com alto índice de vazios, onde a superfície de plastificação origina-se de uma estrutura cimentante.

Figura 3 - Ponto de plastificação: solo natural estruturado



Fonte: Adaptado de Martins, 2001.

Coop e Atkinson (1993) concluíram que o trecho elástico e o ponto de plastificação poderiam ser bem definidos em ensaios triaxiais de amostras de um solo artificialmente cimentado em que não tenha sido alcançado a plastificação por compressão isotrópica, sabendo-se assim quando se inicia a quebra das ligações cimentantes entre as partículas. É nesse ponto, da passagem do regime elástico para um regime plástico, que há o desenvolvimento de deformações plásticas, ou permanentes, e uma variação volumétrica considerável. Um comportamento equivalente foi encontrado por Cuccovillo e Coop (1999) para dois solos naturalmente cimentados, em que o ponto de plastificação foi

determinado no fim do trecho linear da curva tensão-deformação. Após este ponto, os autores observaram a ocorrência de uma progressiva degradação da estrutura, observando-se que, para o final dos ensaios, a resistência das amostras na condição intacta e reconstituída se apresentavam um valor similar.

Coop e Atkinson (1993) observaram solos artificialmente cimentados, e identificaram que a estrutura cimentante continua a ter uma forte influência no comportamento do solo, ainda que a tensão de plastificação já tenha sido atingida. Essa transição do solo cimentado para a condição desestruturada pode não ser bem definida, e na medida que se vai degradando, a rigidez torna-se dependente do estado volumétrico e de tensões do material, caracterizando-se por uma progressiva transformação de um material coesivo (cimentado) em um material friccional (CUCCOVILLO e COOP, 1999).

O comportamento na superfície de plastificação é considerado rígido (elástica linear) e vários fatores importantes são discutidos para avaliar a rigidez em relativamente pequenas deformações de solos e rochas brandas para a predição da deformação do solo e os deslocamentos de estruturas. Esta rigidez é controlada resumidamente por 6 fatores: (1) a dependência do estado de tensões e deformações; (2) a anisotropia inerente ou induzida e heterogeneidade; (3) a história de tensões e deformação; (4) a trajetória de tensões, a taxa de deformação, carregamento repetido e condições de drenagem; (5) a precisão das medições de deformação em testes de laboratório; e (6) a perturbação da amostra (TATSUOKA e KOHATA, 1995).

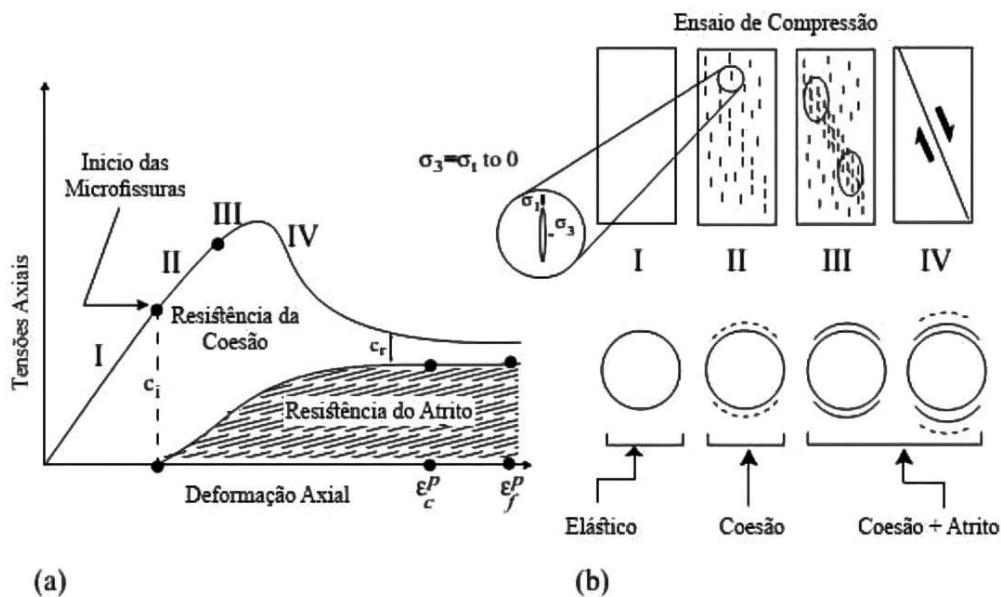
Estudos divulgados por Tatsuoka e Kohata (1995) indicam que as deformações inferiores a 0,001% são essencialmente elásticas, e os módulos de deformação obtidos a partir de ensaios de laboratório estático (monotônicos) apresentam valores muito próximos aos valores correspondentes obtidos a partir de testes dinâmicos (sísmicos) de laboratório e de campo.

Baixas deformações podem ser medidas através da utilização de, por exemplo, *bender elements*, desenvolvidos por Shirley e Hampton (1977), e aplicados a aparelhos triaxiais por Dyvik e Madshus (1985). Verificou-se que o comportamento de solos estruturados ou cimentados para pequenas deformações mostra que a plastificação nestes materiais não ocorre por uma simples transição do comportamento elástico para um comportamento

plástico. Diversos estudos têm proposto a utilização de um modelo de comportamento baseado em múltiplas superfícies de plastificação, aperfeiçoando, assim, a concepção do comportamento destes materiais a pequenas deformações (TATSUOKA et al., 1999).

Em termos gerais, solos cimentados, quando submetidos a uma compressão triaxial, apresentam um comportamento semelhante. Na Figura 4, Hajiabdolmajid et al. (2002) apresentaram um modelo para rochas frágeis que mostra esse comportamento, onde o início é linear (I) até começar a desestruturação da cimentação, ou seja, até ter atingido a superfície de plastificação, sendo que a tensão confinante aplicada pouco ou nada interfere no comportamento deste tipo de solos. Esse ponto marca o início de microfissura na amostra (II) e a sua resistência deixa de ter somente uma parcela coesiva (c_i) para passar a ter, juntamente, uma parcela friccional. Com o início da quebra da cimentação da amostra, que lida com acréscimos de deformações plásticas crescentes até à ruptura, a influência do nível de tensões confinantes no comportamento tensão deformação torna-se cada vez mais notório, devido ao aumento da parcela friccional na resistência (III). Neste ponto é interessante ver a analogia com o critério de Mohr-Coulomb; até ao início das microfissuras somente a primeira parcela do critério (coesão) é a responsável pela resistência; com o início da perda da coesão a parcela friccional, juntamente com o valor da tensão de confinamento começa a ter maior relevância (o que seria equivalente à segunda parcela do critério de Mohr-Coulomb). Quando a resistência chega ao seu pico a parcela coesiva começa a reduzir drasticamente (IV) até atingir um valor residual (c_r) e a resistência é controlada, quase exclusivamente, pela parcela friccional, atingindo o seu valor máximo para ϵ_f^p .

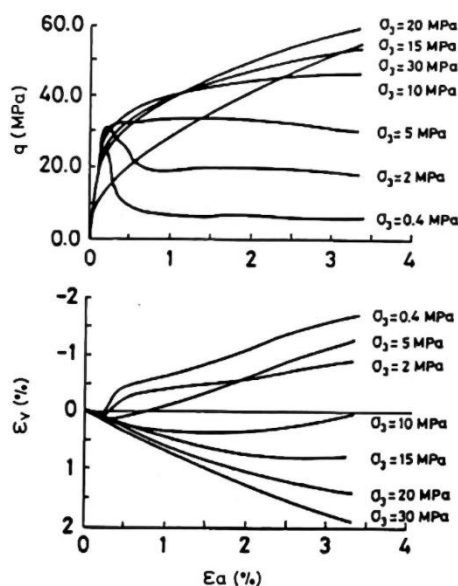
Figura 4 - Mobilização das componentes de resistência do modelo de cisalhamento em ensaio triaxial para rochas frágeis: a) curva tensão-deformação; b) evolução das fissuras numa amostra.



Fonte: Adaptado de Hajiabdolmajid et al., 2002.

Elliot e Brown (1985) estudaram o comportamento de ensaios triaxiais realizados sobre amostras de uma rocha branda porosa e demonstraram o efeito da variação da tensão de confinamento, como pode ser observado na Figura 5. Os resultados mostram que para baixas tensões de confinamento se observa um comportamento frágil e dilatante, e caracterizado por deformações pós-pico de amolecimento, e à medida que a tensão confinante aumenta o comportamento muda, de forma, gradual, para dúctil e compressivo, com deformações plásticas do tipo de endurecimento. Na literatura é possível encontrar relatos de comportamento semelhantes, dentre os quais vale citar: Leroueil e Vaughan, 1990; Coop e Atkinson, 1993; Gens e Nova, 1993; Clayton e Serratrice, 1997.

Figura 5 - Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação de uma rocha frágil e porosa.



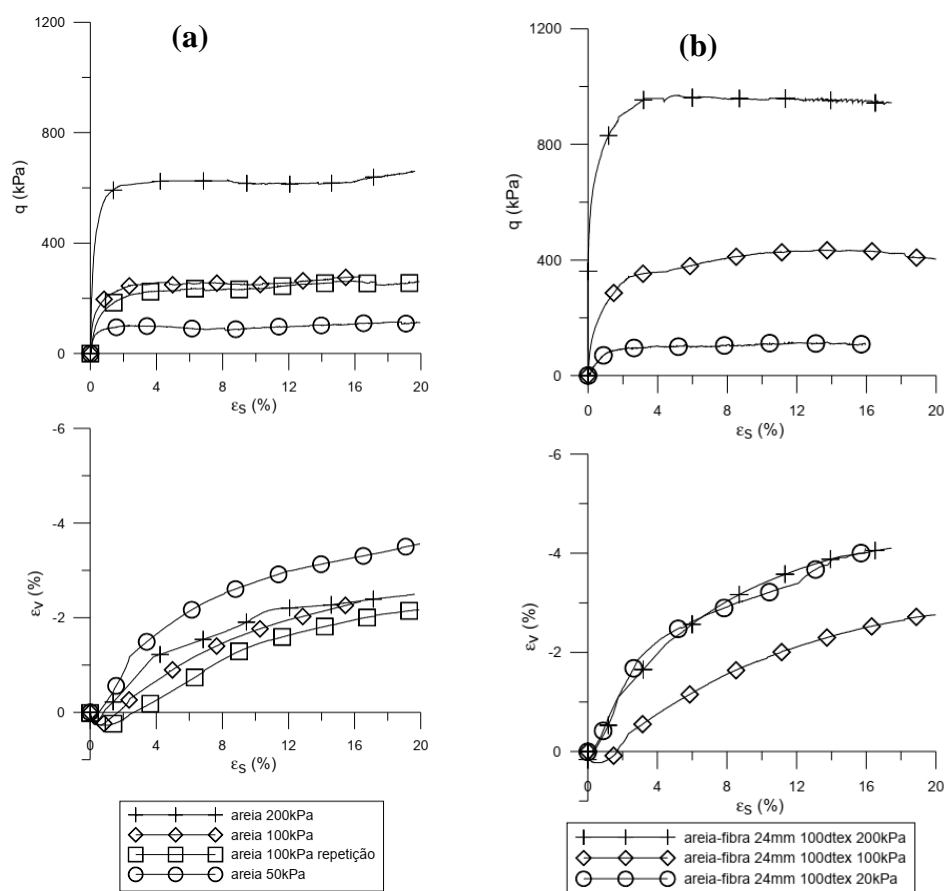
Fonte: Elliot e Brown, 1985.

Resultados de ensaios triaxiais da areia de Osório sem reforço e reforçada com fibras foram realizados por Festugato (2008), conforme pode ser visto na Figura 6. As curvas de resistência em função da deformação distorcional e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional do material são apresentadas para as diferentes tensões confinantes efetivas. Conforme previsto, a resistência da areia sem reforço (Figura 6a), considerando densidade relativa intermediária (70%), aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva e não apresenta picos pronunciados. Nota-se inicialmente um comportamento compressivo seguido de expansão do solo. Entretanto, o ensaio realizado com 200 kPa de tensão confinante efetiva apresentou valores inesperados de deformação volumétrica, e foram atribuídos à variabilidade inerente ao ensaio.

Na Figura 6b, observa-se os resultados dos ensaios realizados na areia de Osório reforçada com fibras de 24mm de comprimento e título de 100 dtex, equivalente a um índice aspecto de 240. Verifica-se o acréscimo de resistência, sem a formação de pico, em função da adição das fibras em relação ao material não reforçado. Além disso, nota-se o aumento da resistência com o aumento da tensão confinante efetiva. Como ocorreu na areia sem reforço, a figura mostra o comportamento inicial de compressão e posterior de expansão

do material reforçado. Entretanto, no que tange à deformação volumétrica, percebeu-se que a adição de fibras conduziu o solo para uma maior expansividade. Novamente, os valores inesperados de deformação volumétrica do ensaio realizado a 200 kPa de tensão confinante efetiva, foram atribuídos à variabilidade inerente ao ensaio. Este comportamento mais expansivo do solo reforçado foi investigado, e verificou-se o aumento da expansividade da areia com a redução do índice de vazios, podendo ser atribuído à mudança da estrutura oriunda da inclusão de fibras ao material (FESTUGATO, 2008).

Figura 6 - Curvas resistência *versus* deformação distorcional e volumétrica *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes do material: (a) sem reforço e (b) reforçado com fibras.



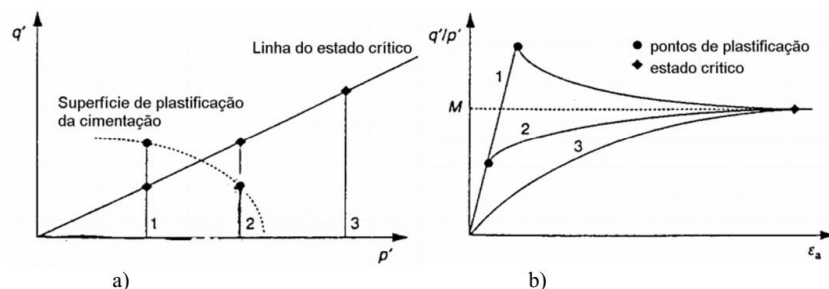
Fonte: Festugato, 2008.

A resposta tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados depende

fundamentalmente do estado inicial do material em relação à curva de plastificação e à linha de estado crítico no estado desestruturado (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). A resistência de pico obtida para um solo artificialmente cimentado a baixas tensões de confinamento, é o resultado da componente coesiva que a cimentação proporciona, porém, quando estas amostras cimentadas são cisalhadas sob altas tensões de confinamento começam a apresentar um comportamento puramente friccional. Assim, com o aumento da tensão de confinamento, ocorre uma redução da taxa de resistência de pico pela resistência no estado crítico, permitindo que a resistência de pico seja alcançada a grandes deformações (COOP e ATKINSON, 1993).

Neste contexto, o comportamento do solo cimentado pode ser resumido em três classes: na **primeira** classe (caso 1 na Figura 7) a amostra passa do ponto de plastificação durante a compressão isotrópica; subsequente cisalhamento deveria produzir comportamento similar a aquele de um solo inicialmente não cimentado, sem ponto de plastificação. A amostra é cisalhada para baixos valores de tensão de confinamento, em que a resistência de pico se dá para pequenas deformações. Na **segunda** classe (caso 2), ocorre a tensão confinante intermediária, que embora as ligações cimentantes estejam intactas no início do ensaio, sua plastificação durante o cisalhamento e o estado de pico, é governada pelo comportamento friccional do solo. A curva tensão-deformação para este tipo de ensaio deveria ser esperada mostrar um ponto de plastificação distinto após o início da seção elástica. Já na **terceira** classe (caso 3 Figura 20) ocorre quando a amostra ultrapassa o seu ponto de plastificação durante a compressão isotrópica e o cisalhamento, neste caso, produz um comportamento similar ao da amostra não cimentada. Um estado de pico ocorre na superfície do solo não cimentado. Todas as classes, para grandes deformações, convergem para a linha do estado crítico do solo não cimentado (COOP e ATKINSON, 1993).

Figura 7 – Comportamento idealizado para solos cimentados onde a parcela coesiva é dominante: a) Trajetória de tensões; b) Comportamento tensão-deformação.



Fonte: Adaptado de Coop e Atkinson, 1993.

Todas as amostras aparentemente são carregadas em um único estado crítico, no entanto observações desta tendência de ser desaparecida pela tendência de muitas amostras de desenvolver rupturas planas pronunciadas (HUANG e AIREY, 1993). Quanto aos parâmetros de tensão-deformação, a areia cimentada inicialmente tem comportamento rígido, aparentemente linear até o ponto de plastificação bem definido, além do qual o solo sofre crescentes deformações plásticas até a ruptura (SCHNAID, 2001).

2.1.2.4. Parâmetros de condutividade hidráulica

O movimento da água no solo é regido pela lei de Darcy de 1856, expressa pela Equação 1 que consagra a proporcionalidade da velocidade de percolação em relação ao gradiente hidráulico. Sendo v velocidade de percolação, ou velocidade de Darcy, k é a constante de proporcionalidade estabelecida, e i é o gradiente hidráulico.

$$v = k \cdot i$$

Equação 1

A velocidade presente na lei de Darcy é uma velocidade aparente ou macroscópica. Nota-se três efeitos principais: (i) a água só atravessa uma fração da área do solo; (ii) a trajetória real de cada partícula de água através dos canalículos formados pelos poros do solo é

bastante sinuosa; (iii) uma partícula de água experimentará grandes variações de velocidade ao longo do seu percurso, ditadas pelos sucessivos estrangulamentos e alargamentos dos canalículos.

A proporcionalidade linear entre a velocidade e o gradiente hidráulico estabelecida pela lei de Darcy é, como demonstraram posteriormente os estudos de Reynolds, a partir do comportamento hidráulico de escoamentos em condutos forçados. Isso possibilitou a classificação dos regimes do fluxo de um fluido como sendo: (1) Laminar ou (2) Turbulento. Para isso, Reynolds variou o diâmetro, o comprimento e a diferença de nível entre dois reservatórios, medindo a velocidade de escoamento. Neste sentido, foi identificado escoamentos com velocidades muito baixas, correspondendo a números de Reynolds também muito baixos, comprovando a hipótese de escoamento laminar. Escoamentos turbulentos podem, todavia, ocorrer em certos solos muito grossos, como os pedregulhos limpos. Onde, Re é o número de Reynolds, v_c é a velocidade crítica, γ é o peso específico do fluido, μ é a viscosidade do fluido, g é a aceleração devida a gravidade (Equação 2) (REYNOLDS, 1883; ORTIGAO, 2009).

$$Re = \frac{v_c \cdot D \cdot \gamma}{\mu \cdot g} \quad \text{Equação 2}$$

O coeficiente de condutividade hidráulica dos solos é aquele que exhibe uma gama maior de valores: oito a nove ordens de grandeza, para os solos usuais. A granulometria é o fator mais relevante para esta análise. Esta depende de outros aspectos referentes ao solo, como o índice de vazios, a estrutura, a composição mineralógica e o grau de saturação.

A Tabela 2 e Tabela 3 apresentam as ordens de grandeza típicas do coeficiente de condutividade hidráulica para os solos de origem sedimentar e uma classificação dos solos quanto à sua permeabilidade (TERZAGHI e PECK, 1967).

Tabela 2 - Valores típicos de coeficientes de condutividade hidráulica de solos de origem sedimentar

| Tipo de solo | k (m/s) |
|---------------------|------------------------|
| Pedregulhos limpos | $> 10^{-2}$ |
| Areia grossa | 10^{-2} a 10^{-3} |
| Areia média | 10^{-3} a 10^{-4} |
| Areia fina | 10^{-4} a 10^{-5} |
| Areia siltosa | 10^{-5} a 10^{-6} |
| Siltes | 10^{-6} a 10^{-8} |
| Argilas | 10^{-8} a 10^{-10} |

Fonte: Terzaghi e Peck (1967).

Tabela 3 - Classificação dos solos quanto à permeabilidade

| Grau de permeabilidade | k (m/s) |
|-------------------------------|-----------------------|
| Alto | $> 10^{-3}$ |
| Médio | 10^{-3} a 10^{-5} |
| Baixo | 10^{-5} a 10^{-7} |
| Muito baixo | 10^{-7} a 10^{-9} |
| Praticamente impermeável | $< 10^{-9}$ |

Fonte: Terzaghi e Peck (1967).

A condutividade hidráulica depende invariavelmente da viscosidade do fluido (mais usual a água) permeante no solo, que por sua vez é dependente da temperatura. Essa propriedade representa a capacidade que um material possui de permitir o escoamento de água em seus vazios e é determinada pelo parâmetro (k). Diversos obstáculos da prática de engenharia (e.g. análise de recalques, cálculo de vazões, drenagem superficial, estabilidade de taludes, rebaixamento do nível de água) explicitam a importância da determinação da condutividade hidráulica para a caracterização de um material (DANIEL, 1994; LAMBE e WHITMAN, 1979).

Na execução do ensaio de condutividade hidráulica é possível identificar algumas dificuldades. De forma resumida, estas incluem saturação incompleta, fluxo entre o corpo de prova e a parede da célula no caso de ensaio em parede rígida, vazamento na membrana

no ensaio de parede flexível, vazamento na tubulação, bolhas de ar e efeito do menisco na tubulação e no sistema de medição de fluxo, mudanças na estrutura do solo produzida pelos altos gradientes hidráulicos em ambos os ensaios de carga constante e ensaio de adensamento, amostras não uniformes, crescimento de bactérias, variações na temperatura e mudanças na estrutura do solo pela reversão da direção de fluxo (DIXON et al., 1999).

A realização dos ensaios deve ser feita com controle de entrada de líquido na amostra. A lei de Darcy relaciona a taxa de fluxo com o gradiente hidráulico. Admite-se que a área transversal da amostra (A) e a altura da amostra (L) sejam conhecidas. Então, para a determinação da condutividade hidráulica é necessária a medição da taxa de fluxo (q) e da carga hidráulica aplicada na amostra (ΔH). O controle de entrada de líquido na amostra pode ser feito de três diferentes formas: (i) testes com carga constante, (ii) carga variável e (iii) com taxa de fluxo constante.

- i) Carga Constante: existem várias maneiras de manter a carga hidráulica constante, dentre elas a utilização de reservatórios ou com tubo de Mariotti. Possui a vantagem da simplicidade de cálculo e pressão constante na amostra, o que evita a sua variação volumétrica.
- ii) Carga Variável: pode ser feito de duas maneiras: A) com carga hidráulica de entrada variável e carga hidráulica de saída constante (atmosfera), recomendado para solo com condutividade hidráulica maior que 1×10^{-5} m/s; B) com cargas hidráulicas de entrada e de saída variáveis, recomendado para solos com baixa condutividade hidráulica. Possui a desvantagem de que a variação de carga pode liberar bolhas de gás dissolvidas, e pode causar variações na tensão efetiva, resultando em consolidação da amostra.
- iii) Fluxo constante: é realizado através do bombeamento do líquido através da amostra a uma taxa de fluxo constante e medição de perda de pressão ocasionada pela passagem do líquido pela amostra através de um transdutor diferencial de pressão. Possui a vantagem da possibilidade de realização de ensaios em curto espaço de tempo e automação total do equipamento. Por outro lado, é um equipamento caro e existe a

possibilidade do desenvolvimento de gradientes hidráulicos altíssimos, se a taxa de fluxo utilizada for alta.

A norma D5084 (ASTM, 2016a) para permeâmetros de parede flexível prevê seis métodos: (A) Carga constante; (B) Carga variável com altura a jusante constante; (C) Carga variável com altura a jusante crescente; (D) Fluxo constante; (E) Carga constante e volume constante; (F) Carga variável e volume constante. De forma que, os permeâmetros podem ser classificados quanto ao tipo de variação de carga necessária para a aplicação da equação de Darcy. Segundo esta norma, o tempo de ensaio decresce de A para F, no entanto, o erro de medição é maior se a condutividade não for próxima ao valor médio para os intervalos de aplicação. Enquanto, a norma brasileira, determina a aplicação de carga constante para solos granulares na NBR 13292 (ABNT, 2021) e carga variável para solos argilosos na NBR 14545 (ABNT, 2021).

Segundo Boynton e Daniel (1985), muitos fatores podem interferir na condutividade hidráulica. Dentre eles, vale citar: o teor de umidade na moldagem, o grau de saturação, o método de compactação, o esforço de compactação, o gradiente hidráulico, o tamanho dos aglomerados de partículas de solo, a distribuição dos tamanhos dos poros, a idade da amostra a ser testada e o índice de vazios, a composição química do líquido permeante.

O coeficiente de condutividade hidráulica de um solo saturado pode ser exposto como uma função do índice de vazios, enquanto para um solo não saturado (com estrutura relativamente incompressível) pode ser descrito como uma função do grau de saturação (HUANG et al., 1998). Entretanto, os solos são deformáveis, e a função do coeficiente de condutividade hidráulica para um solo não saturado e deformável deve agrupar a influência das mudanças em ambos os índices de vazios e o grau de saturação (MITCHELL, 2005).

Segundo Lambe e Whitman (1979), o comportamento de um solo é muito influenciado pelo tipo de estrutura existente. Geralmente, quando o solo está no estado flocculado, ele apresenta maior resistência, menor compressibilidade e maior condutividade hidráulica do que o mesmo solo, no mesmo índice de vazios, porém no estado disperso. Esse comportamento ocorre devido à maior dificuldade de se impor deslocamentos entre partículas que se encontram em um estado desordenado, e a existência de forças de

atração entre as partículas. O aumento do teor de umidade tende a reduzir essas forças de atração, permitindo um arranjo mais ordenado.

Os aumentos na condutividade hidráulica podem acontecer devido à estrutura do solo ser mais floclulada e sua porosidade maior. Além do mais, a dissolução de minerais do solo pode ocorrer em pHs altos, reduzindo o teor de sílica tetraédrica e os permeantes ácidos podem causar a dissolução da camada tetraédrica (FAVARETTI e PREVIATELLO, 1994). Outro fator que contribui para compor as características da condutividade hidráulica de um solo é a força atrativa das partículas a que está sujeita a água. A uma distância de algumas moléculas, a força atrativa entre o grão sólido e os íons da água é da ordem de milhares de atmosferas, mesmo a temperaturas de 15°C a 25°C, formando assim uma camada de água com um vínculo muito forte com os grãos. Uma segunda camada iônica contribui, embora com menor intensidade, para a coesão dos solos. A espessura dessa dupla camada iônica de água vai expressar as propriedades físicas do solo em nível macroscópico através da coesão e capilaridade (VARGAS, 2002).

Em resumo, para solos naturais, Fernandes (2016) afirma que são encontradas cerca de oito grandezas distintas para a condutividade hidráulica, ou seja, apresenta-se como uma das propriedades com maior faixa de variação de valores e dificuldade de generalização. Sua grandeza depende de múltiplos fatores, como: (i) distribuição granulométrica; (ii) índice de vazios; (iii) temperatura; (iv) estrutura do solo; (v) composição mineralógica; (vi) grau de saturação e (vii) estratificação do terreno.

2.2 SOLOS ESTABILIZADOS COM POLÍMEROS ORGÂNICOS

Devido ao rápido crescimento da população e, por consequência ocupação do espaço a cada dia, há uma redução na quantidade de solo disponível para construções. Além da disponibilidade de locais, há ainda a elevação dos custos por unidade de área. Nesse contexto, as construções estão sendo realizadas em solo fraco ou solo macio e argiloso. A estabilidade de qualquer estrutura depende das propriedades do solo sobre o qual ele deve ser construído, seja para estradas ou edificações (CRISTELO, 2001).

Conforme apresentado no item 1.1 o uso de polímeros (ambientalmente amigáveis) como melhorador de solos vem sendo muito utilizado, desde o desenvolvimento de pesquisas avançadas nos EUA e Japão em 1970 (SONG et al., 2019). Para fins comparativos, a Tabela 4 apresenta os trabalhos disponíveis na literatura a qual utilizaram polímeros orgânicos, com diferentes concentrações de polímero e variação no peso específico. Neste subitem serão discutidos polímeros e sua conformação, as metodologias de solubilização do polímero orgânico, os mecanismos de interação areia-polímero, comportamento mecânico e morfológico dos trabalhos citados na Tabela 4.

Tabela 4 - Solos estabilizados com polímeros

| POLÍMERO | ADITIVO | ESTADO FÍSICO (Polímero) | TEOR DE POLÍMERO [un] | Yd [g/cm ³] | SOLO | FONTE |
|----------|-------------|--------------------------|--|--|----------------|-----------------------|
| PU | - | L | 0,10, 20, 30, 40 e 50 [%] | 1,40; 1,50; 1,60 | Areia | LIU et al, 2018. |
| PU | FV | L | 1, 2, 3, 4 [%] | 1,50 | Areia | LIU et al, 2018. |
| PVAOH | - | S | 1, 3 e 5 [%] | 1,48; 1,63; 1,73; 1,84; 1,92 | Argila siltosa | WAHEED; ASMAEL, 2018. |
| PVAOH | - | L | 0, 14, 19, 24 [L/m ³] | 1,82x10 ⁻⁹ ; 1,86x10 ⁻⁹ ; 1,90x10 ⁻⁹ ; 1,93 x10 ⁻⁹ | Areia | XING et al, 2018. |
| PVAc | - | L | 0, 10, 20 e 30 [%] | 1,73 | Areia | SONG et al, 2019. |
| PU | - | L | 0; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 1; 2; 3; 4 [%] | 1,40; 1,50; 1,60 | Areia | QI et al, 2020. |
| PU | FP, FB e FV | L | 1; 2 e 4 [%] | 1,40; 1,50; 1,60 | Areia | LIU et al, 2020 |

PU – Poliuretano; PVAc – Polí Acetato de vinila; FV – Fibra de Vidro; PVAOH - Acetato de polivinila;

L – Líquido-solução; S – Sólido; FP - Fibra de Polipropileno; FB - Fibra de basalto.

2.2.1. Polímeros e conformação do polímero

Polímeros são moléculas de cadeia longa compostas de monômeros ligados em cadeias lineares, reticuladas ou ramificadas para formar macromoléculas. Uma única macromolécula pode conter milhares de monômeros. Por definição, o termo polímero refere-se a macromoléculas (moléculas grandes), formadas a partir de várias unidades estruturais de repetição menores, cuja estrutura depende do (s) monômero (s) utilizado (s) que se repete (m) ao longo da cadeia polimérica (PAINTER e COLEMAN, 1998). Muitos polímeros podem ser encontrados na natureza, tais como proteínas (DNA, RNA) e celulose. Enquanto outros, podem ser produzidos sinteticamente a partir do petróleo, incluindo poliestireno, polietileno e nylon (STEVENS, 1999), ou ainda ser produzido a partir do etanol, como o polietileno.

Segundo Fried (2009), polímeros podem ser divididos em dois grupos principais em termoplásticos e termorrígidos. Termoplásticos são polímeros que podem ser fundidos pelo aquecimento e solidificados por resfriamento, em um processo reversível, a fim de processar em uma forma desejada. São exemplos: o poliestireno, as poliolefinas, polietileno (PET), polipropileno e poli (cloreto de vinila). O outro grupo são os polímeros termorrígidos, cujas cadeias individuais foram quimicamente ligadas por ligações covalentes durante a polimerização. Polímeros termorrígidos são infusíveis e possuem estrutura reticulada, com ligações cruzadas. Tais propriedades tornam os termorrígidos materiais apropriados para aplicações em compósitos, revestimentos e adesivos. Exemplos principais de termorrígidos incluem adesivos de epóxi e resinas de fenol-formaldeído (FRIED, 2009; MANO e MENDES, 2004).

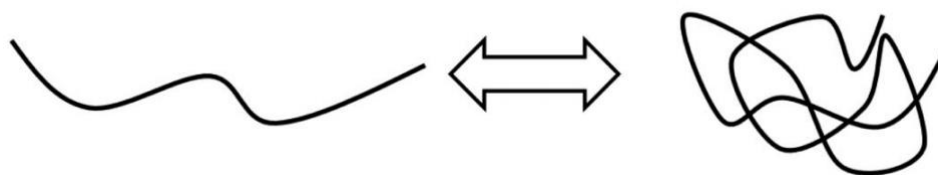
Dentre a classe de poliésteres o mais comum é o poli (tereftalato de etileno). Foi descoberto em 1941 na Inglaterra por Whinfield (1946) e é um termoplástico. Sua síntese se dá por meio de duas vias: a esterificação do ácido tereftálico com o etilenoglicol e a transesterificação do tereftalato de dimetilo com etilenoglicol, ambas passando por uma segunda etapa que é a policondensação do tereftalato de bis (hidroxoetila) (HABAUE, TAKAHASHI e HOSOGOE et al, 2010; MENEGHETTI e BRITO, 2013).

Um tipo de polímero termoplástico, que vem sendo muito estudado por um grupo de pesquisadores é o poliuretano (PU) (LIU, 2011; LIU et al., 2018; LIU et al., 2020; QI et al, 2020). O PU foi sintetizado com base em cinco principais etapas incluindo: (i)

destilação atmosférica, (ii) destilação à vácuo, (iii) resfriamento, (iv) aquecimento e (v) novamente resfriamento. Primeiro, os quatro materiais [polioxi-propileno glicol (PPG), polioxietileno glicol (PEG), ácido polilático glicol (PLAG) e tolueno (TL)], foram misturados na reação sob destilação a ar a 135 °C. Devido à diminuição gradual da quantidade de solvente (tolueno) no sistema de reação, a destilação atmosférica foi convertida em destilação a vácuo. Dessa forma, a água e o tolueno no sistema de reação foram completamente removidos por destilação a vácuo e o sistema de reação foi resfriado à temperatura ambiente. O N₂ foi alimentado no sistema de reação para remover o ar, e a vedação de óleo foi realizada depois disso. Diisocianato de tolueno (TDI) foi adicionado ao sistema de reação, e o sistema foi aquecido por 2,5 horas a 95 °C. Depois que o sistema foi resfriado à temperatura ambiente, foi adicionado acetato de etila (EAC) e o sistema foi agitado em temperatura ambiente. E, por fim, foi adicionado dodecil sulfato de sódio (SDS) e o PU foi obtido após agitação suficiente (LIU, 2011; LIU et al., 2018; LIU et al., 2020; QI et al, 2020).

A conformação (estrutura) dos polímeros em solução é sensível a condições ambientais como pH, força iônica, temperatura, potencial elétrico e foto irradiação (PARK e HOFFMAN, 1992; GUDEMAN e PEPPAS, 1995; SWANN et al, 2010; KIM e PALOMINO, 2011). O pH alto ou baixa força iônica geralmente resulta em uma conformação de polímero estendida, enquanto o pH baixo ou a força iônica alta geralmente resultam em uma conformação de polímero enrolado (Figura 8). Ambientes químicos que levam a uma conformação enrolada têm um efeito desestabilizador sobre os polímeros em solução, resultando em uma precipitação, enquanto as condições que levam à conformação de polímero estendido têm o chamado efeito de solubilização (SWANN et al, 2010). As diferenças na conformação do polímero afetam as propriedades macroscópicas de um hidro gel de polímero (ARANHA, 2001; KIM e PALOMINO, 2011).

Figura 8 – Esquema da conformação da estrutura do polímero em solução química.



Fonte: Tian et al, 2019, adaptado.

2.2.2. Metodologias de formação da solubilização do polímero orgânico para fins geotécnicos

A dissolução dos polímeros em solventes é um processo importante no estudo da ciência dos polímeros, uma vez que é fator condicional para diversas aplicações. Dentre as quais podemos citar a crucial determinação da massa molar dos polímeros (MANO e MENDES, 1999), a reciclagem de diversos plásticos, evitando o descarte indevido no meio ambiente, ou ainda em aplicações na construção civil a partir do melhoramento de solos (LIU et al., 2018; SONG et al., 2019; LIU et al., 2018; WAHEED; ASMAEL, 2018; XING et al., 2018).

Polímeros quando dissolvidos em uma solução, tendem a formar um hidrogel – uma teia de filamentos de polímeros e moléculas de solvente associadas com uma estrutura gelatinosa (TIAN et al., 2016; CHEN et al., 2019). A solubilização acontece em dois estágios. Inicialmente, as moléculas do solvente se difundem através da matriz polimérica, formando um gel intumescido. Em um segundo estágio, ocorre a desintegração do gel e formação de uma solução verdadeira (STEVENS, 1999).

Para que a solubilização ocorra é necessário se atentar para as seguintes recomendações:

- a) O polímero e o solvente devem possuir semelhança química e estrutural.
- b) Para um dado par de polímero/solvente, o aumento da temperatura e/ou a diminuição da massa molecular da cadeia polimérica aumenta a solubilidade.
- c) Polímeros termoplásticos altamente cristalinos devem apresentar solubilidade somente

a temperaturas próximas à temperatura de fusão.

Para entender solubilidade é preciso compreender o conceito de energia coesiva. Esta pode ser explicada como a energia necessária para remover uma molécula do meio em que ela está inserida (CANEVAROLO, 2010). Em líquidos, a energia coesiva está associada a evaporação, em sólidos à sublimação, em polímeros sólidos, está associado à solubilização.

A solubilização de um polímero em um solvente é regida pela equação $\Delta G = \Delta H - T\Delta S$, em que a energia livre de Gibbs (ΔG) deve ser negativa (STEVENS, 1999). Neste caso, uma vez que a entropia do sistema (ΔS) é baixa, a variação de entalpia (ΔH) precisa ser a menor possível.

Segundo Hildebrand (1916) a variação de entalpia (ΔH) pode ser definida pela Equação 3:

$$\Delta H = \phi_1 \cdot \phi_2 (\delta_1 - \delta_2)^2 \quad \text{Equação 3}$$

Em que:

ϕ_1 = Fração volumétrica do polímero;

ϕ_2 = Fração volumétrica do solvente;

δ_1 = Parâmetro de solubilidade do polímero;

δ_2 = Parâmetro de solubilidade do solvente.

Dessa forma, para que a variação de entalpia seja baixa, a relação $(\delta_1 - \delta_2)$ precisa ser a menor possível. Portanto, a diferença em módulo entre o parâmetro de solubilidade do solvente e o parâmetro de solubilidade do polímero deve ser mínima.

Neste contexto, Hansen em 1967 propôs que o somatório das forças presentes na molécula, corresponde ao parâmetro de solubilidade pela Equação 4 (WYPYCH, 2001):

$$\delta = \sqrt{\delta d^2 + \delta h^2 + \delta p^2} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

δd = Forças de dispersão;

δh = Forças de ponte de hidrogênio;

δp = Forças das interações dipolo-dipolo.

A partir do somatório das forças, é possível obter um *tiner* (mistura de líquidos que individualmente podem ser solventes ou não de um polímero) capaz de solubilizar o polímero. E ainda, avaliar o solvente (ou mistura de solventes) adequado para um determinado polímero (CANEVAROLO, 2010).

Neste sentido, diversos trabalhos vêm sendo desenvolvidos em busca de um polímero orgânico solubilizado (no estado líquido). O polímero utilizado por Liu et al., (2018) segue a relação em peso (5: 5: 2: 17) a partir da síntese de polioxipropileno diol, polioxietileno glicol, poli-caprolaclona glicol e tolueno. Caracteriza-se por um líquido amarelo claro, com um pH próximo de 7, densidade relativa de 1,15 g/cm³, viscosidade 650–800 mPas, conteúdo sólido de 88%, tempo de coagulação de 60–1600 s. A emulsão de polímero orgânico, nesta pesquisa foi preparada com água destilada. A mistura foi agitada por cerca de 10 min para obter o polímero líquido desejado.

Outro trabalho desenvolvido por Liu et al., (2018) utilizaram um polímero líquido semelhante ao anterior, porém propuseram a adição de fibras de vidro. É um líquido oleoso de cor amarelo claro, com um pH de 6 a 7, viscosidade de 650 a 700 mPas, densidade relativa de 1,18 g/cm³, teor de sólidos de 85%, tempo de coagulação de 30 – 1800 s e absorção de água de 40 vezes. O tempo de coagulação diminui com o aumento da concentração. A proporção do peso do polímero com o peso da areia seca (P_s) é dada pela Equação 5 como:

$$P_s = \frac{W_p}{W_s} \times 100\% \quad \text{Equação 5}$$

onde W_p é o peso do polímero e W_s é o peso da areia seca. Dando continuidade ao uso

do PU solubilizado em água, outros trabalhos podem ser encontrados em Qi et al, (2020); Liu et al, (2020).

Waheed e Asmael (2018) utilizaram o álcool polivinílico (PVAOH), que está comercialmente disponível na forma de pó granular, inodoro e insípido. É produzido comercialmente de polivinil acetato, geralmente por um processo contínuo. Possui solubilidade em água e ligeiramente solúvel em etanol, mas insolúvel em outro orgânico solventes. Normalmente a solução de PVAOH exibe um valor de pH cerca de (5 a 6,5) e tem um ponto de fusão igual a cerca de (180 °C), um peso molecular entre 26.300 e 30.000, de modo que o grau de hidrólise variou de (86,5 - 89%).

Quatro tipos diferentes de estabilizadores foram utilizados por Xing et al, (2018), sendo três deste um tipo de emulsão de polímero, a saber: L13126, L13142 e Produto A e o quarto um tipo de polímero em pó: L13140. A quantidade de sólidos de polímeros presente na emulsão é a principal diferença do tipo L13126, L13140, L13142 e produto A, sendo 50, 100, 54.7 e 56, respectivamente.

Song et al. (2019) misturaram primeiramente a água com o álcool polivinílico, adicionaram à mistura persulfato e acetato de vinila. Depois disso, o tempo de polimerização foi 20 min. A mistura foi gotejada no sistema de reação existente por 2 a 3 horas. Depois de terminar o gotejamento, a reação ocorreu a 60-73 ° C por 30-60 minutos. Subsequentemente, a temperatura da reação foi reduzida para 50-55 ° C e os emulsificantes, tampões, estabilizadores, plastificantes e outros itens foram adicionados ao sistema de reação. Finalmente, a mistura foi totalmente agitada e resfriada para temperatura ambiente para obter o polímero na forma de emulsão.

A Tabela 5 apresenta as propriedades físicas e químicas, dos polímeros orgânicos encontrados na literatura, para fins de comparação.

Tabela 5 - Propriedades físicas e químicas dos polímeros comparados

| pH | Viscosidade [mpa s] | Densidade real (Gs) [g/cm³] | Quantidade de sólido (%) | Tempo coagulação [s] | POLÍMERO | Fonte |
|-----------|--------------------------------|---|---|-------------------------------------|-----------------|-----------------------------|
| 7 | 650-800 | 1.15 | 88 | 60-1600 | PU | LIU et al, 2018. |
| 7 | 650-700 | 1.18 | 85 | 30-1800 | PU | LIU et al, 2018. |
| 5-6,5 | - | - | - | - | PVAOH | WAHEED; ASMAEL, 2018. |
| 6-7 | - | 1.05-1.07 | 50 - 100 | - | PVAOH | XING et al, 2018. |
| 6-7 | 400-3000 | 1.05–1.07 | 41-45 | - | PVAc | SONG et al, 2019. |
| - | 650-700 | 1.18 | 88 | 60-1600 | PU | QI et al, 2020. |
| 7 | 650–800 | 1.15 | 88 | 60-1600 | PU | LIU et al, 2020. |

2.2.3. Mecanismos de interação areia-polímero orgânico

Liu et al. (2018) utilizaram um polímero orgânico (poliuretano) como estabilizador de um solo arenoso, isso possibilitou a formação de membranas poliméricas entre as partículas de areia.

Quando a solução de polímero diluído é misturada com areia, uma parcela preenche os vazios de areia e a outra parcela é adsorvida na superfície das partículas de areia. Os grupos ativos –NCO reagem com a água nos espaços vazios e na superfície da areia para formar ligações da membrana polimérica, entre moléculas e partículas de areia. Com essas ligações químicas as membranas poliméricas envolvem a partícula de areia e promovem a interligação da mistura, para formar uma estrutura de membrana elástica e viscosa na areia (LIU et al., 2018).

O poli acetato de vinila (PVA) é um tipo de emulsão polimérica com forte resistência à

água. Possui cargas negativa, devido à adsorção de uma grande quantidade de ânions. Quando o polímero está em contato com as partículas do solo, ele é adsorvido pela área superficial do mesmo devido à atração eletrostática. Com a difusão e evaporação da água, as cadeias poliméricas são estendidas (SONG et al., 2019).

Os grupos de carboxilas nas cadeias poliméricas formam ligações de hidrogênio com grupos de hidroxilas na superfície das partículas do solo. Com o aumento da concentração de polímeros, as quantidades de ligações de hidrogênio se tornam cada vez maiores. Devido a existência de muitas ligações de hidrogênio, a estrutura do solo se torna mais estável (SONG et al., 2019).

Devido à presença de cadeias longa hidrofóbica na molécula, uma estrutura de membrana reticular é formada na superfície e nas lacunas das partículas do solo, por difusão, infiltração e envolvimento, levando a melhorias nas forças de ligação entre as partículas de solo. Todo o volume do solo se torna um sistema sólido de estrutura líquida com características estabilizadas.

A presença do polímero, tem a capacidade de expulsar a água adsorvida das moléculas, provocando maior aproximação entre si pela mudança iônica ao redor das mesmas, e conseqüentemente aumentando a capacidade de suporte do solo. As substâncias orgânicas, quando adicionadas a determinados solos, podem expressar severa repelência à água. Esta hidrofobicidade pode ser notada tanto em solos arenosos, como em solos argilosos (PRUSINSKI, 1999; SONG et al, 2019).

2.2.4. Comportamento mecânico de solo-polímero

A concentração de solubilização e o peso específico (γ_d) da amostra são dois fatores importantes na formação de uma estrutura estável. Quanto maior a concentração de polímero, maior a quantidade de membranas poliméricas para preencher o volume de vazios e envolver as partículas de areia com um aumento significativo da estabilidade. Portanto, Liu et al. (2018) concluíram que as características de resistência de amostras

reforçadas aumentam com o aumento da concentração de polímeros, considerando o mesmo γ_d .

Em outra pesquisa, conseguiram comprovar que a resistência à compressão não confinada da areia pode ser efetivamente melhorada com a adição de polímero orgânico e fibra de vidro. Quando o peso específico permanece o mesmo, a resistência aumenta com o aumento do teor de polímeros e fibras. Quando o teor de polímero e fibra permanece o mesmo, a resistência aumenta com o aumento do peso específico (LIU et al., 2018).

Segundo Liu et al. (2018) a adição do polímero e fibra de vidro na areia e a compactação subsequente, melhora significativamente sua resistência à tração. A resistência à tração aumentou monotonicamente com o aumento no teor de polímeros, teor de fibras e peso específico dentro da faixa de teste.

Rezaeimalek et al. (2017) mostraram o efeito do polímero líquido ativado por umidade na estabilização de areia mal graduada, e alcançou até 5 MPa de resistência à compressão não confinada em condições ideais. Eles também observaram que esses polímeros preencheram os vazios dentro do solo e criaram pontes de conexão, melhorando a estrutura do solo entre as partículas. Uma vez que os polímeros parecem ter grande potencial no melhoramento do solo, é de interesse não apenas compreender o comportamento de reforço das matrizes polímero-solo, mas também na investigação de seus impactos ambientais e efeitos ecológicos. Contudo, polímeros de poliuretano vêm sendo investigados para este fim (LIU, 2011; LIU et al., 2018; LIU et al., 2020; QI et al., 2020).

Semelhante ao que ocorre com a resistência a tração, a coesão da areia pode ser melhorada efetivamente adicionando o polímero orgânico e fibra de vidro. A tendência também é o mesmo com o aumento do peso específico. No entanto, a situação é diferente para o ângulo de atrito interno. Com um aumento no teor de polímeros e no peso específico, o ângulo de atrito interno da areia também aumenta (LIU et al., 2018).

O mecanismo de reforço do polímero é gerado por uma estrutura de membrana polimérica. Os efeitos da membrana são classificados como envolvimento, preenchimento e conexão. O mecanismo de reforço da fibra de vidro inclui principalmente o efeito de reforço de uma única fibra, e o efeito de reforço da rede de

fibras. Ambos podem aumentar a força interfacial e impedir a entrada de partículas de areia, reorganizando-se sob a presença de carregamento. A influência do peso específico, na resistência da areia reforçada é principalmente refletida na mudança da relação de contato entre o polímero, a fibra de vidro e as partículas de areia (LIU et al., 2020).

A partir dos estudos realizados por Liu et al (2018) nos ensaios de resistência a compressão não confinada, para a densidade de 1.50 g/cm³, a máxima resistência alcançada foi 355,92 kPa para 50% de PU. Já em outra pesquisa desenvolvida por Liu et al (2018), encontraram a máxima resistência para 4% de PU e 0,2% de fibra de vidro de 274,85 kPa. Este valor aproxima-se das pesquisas desenvolvidas por Liu et al (2020) e Song et al (2019), na qual identificaram 257,92 kPa para apenas 4% de PU, e, 205,4 kPa para 30% de PVA, respectivamente. Em contrapartida, ao adicionar PU com PF (fibra de polipropileno) foi possível encontrar resistências ainda maiores, como por exemplo a máxima encontrada por Liu et al (2020) de 536,66 kPa, sendo 4% de PU e 0,8 % de PF. Como pode ser observado na Tabela 6.

A inclusão de polímeros tem um efeito significativo sob a coesão, isso porque quanto maior a concentração de polímeros maior a coesão. O mesmo não pode ser afirmado para o ângulo de atrito, entretanto pode-se dizer que a inclusão fibras tende a favorecer na estabilização do ângulo de atrito (LIU et al., 2020; QI et al, 2020).

Tabela 6 – Parâmetros de resistência de solo melhorado com polímero orgânico

| POLÍMERO | TEOR DE POLÍMERO [%] | q _{máximo} (kPa) | Ângulo de Atrito Interno (°) | Coesão (kPa) | FONTE |
|----------|----------------------|---------------------------|------------------------------|--------------|-------------------|
| PU | 0 | 0 | 26,2 | 0,17 | LIU et al, 2018. |
| | 10 | 78,15 | 28,2 | 17,40 | |
| | 20 | 197,96 | 32,2 | 34,16 | |
| | 30 | 238,65 | 31,5 | 50,58 | |
| | 40 | 257,92 | 23,9 | 82,59 | |
| | 50 | 355,92 | 22,2 | 140,28 | |
| PU, FV | 1, 0.2 | 118,34 | 27,7 | 11,26 | LIU et al, 2018. |
| | 2, 0.2 | 200,60 | 28,9 | 29,81 | |
| | 3, 0.2 | 231,97 | 30,0 | 38,94 | |
| | 4, 0.2 | 274,85 | 30,9 | 63,56 | |
| PVAc | 0 | 76,3 | 29,5 | 56,0 | SONG et al, 2019. |
| | 10 | 189,3 | 29,1 | 365,23 | |
| | 20 | 198,2 | 30,0 | 373,17 | |
| | 30 | 205,4 | 30,1 | 384,9 | |
| PU | 1 | 78,15 | - | - | LIU et al, 2020. |
| | 2 | 177,94 | - | - | |
| | 4 | 257,92 | - | - | |
| PU, PF | 1, 0.8 | 234,07 | - | - | |
| | 2, 0.8 | 352,79 | | | |
| | 4, 0.8 | 536,66 | - | - | |

FV – Fibra de vidro; PF – Fibra de polipropileno.

2.2.5. Comportamento do coeficiente de condutividade hidráulica areia-polímero

Xing et al (2018) analisaram a condutividade hidráulica de uma areia melhorada, com diferentes emulsões poliméricas à base de PVA (polivinil acrílico). Os ensaios de condutividade hidráulica demonstraram que todas as amostras estabilizadas com polímero apresentaram baixa condutividade hidráulica, e para a aplicação em fundações de rodovias se mostrou ideal, pois inibe a infiltração de água para as camadas inferiores

do pavimento. O solo estabilizado com a emulsão L13142 apresentou a menor condutividade hidráulica com k igual a $2,86 \times 10^{-7}$ m/s, enquanto aquele estabilizado com L13140 apresentou maior condutividade hidráulica com k igual a $6,62 \times 10^{-7}$ m/s. As duas emulsões foram obtidas a partir do copolímero poli-acetato de vinila. Entretanto, para cada emulsão, L13140 e L13142, adotou-se o seguinte percentual de polímero sólido: 100% e 54,7%, respectivamente.

Wiszniewski e Cabalar (2014) identificaram a redução da permeabilidade de uma areia grossa em quase metade do valor inicial, após adicionar 0,1% de goma xantana. A adição de 1,0% de goma xantana mudou a permeabilidade de $7,16 \cdot 10^{-3}$ m/s para $5,75 \cdot 10^{-5}$ m/s. Na segunda fase da pesquisa, realizaram a adição de 0,5% de goma xantana na areia média e houve a diminuição da permeabilidade em quase 0,001% do valor inicial. A adição 1,5% de goma xantana reduziu a permeabilidade em 1.000.000 vezes, de $8,46 \cdot 10^{-5}$ m/s para $2,84 \cdot 10^{-11}$ m/s, e pode ser tratado como impermeável. Como pode ser observado na Tabela 7.

Silva (2020) utilizou uma solução de polímero orgânico do tipo copolímero acrílico-estirenado, cujo nome comercial é TERRAFIX 11®. Contudo, a adição da solução polimérica no solo, em duas dosagens 2,5% e 5%, favoreceu o ganho de cimentação e coesão ao substrato. No que tange à permeabilidade do solo sem aditivo foi registrado o valor de 5×10^{-5} m/s, ao adicionar o polímero houve menor permeabilidade por redução dos vazios entre grãos, chegando próximo do comportamento de um solo com baixa permeabilidade no valor de 2×10^{-6} m/s para os dois percentuais de polímero testados (2,5 e 5%).

Resultados semelhantes foram encontrados por Cruz (2008) e Rojas (2012) com amostras de areia de Osório cimentadas, considerando o peso específico de $13,8 \text{ kN/m}^3$ e $14,8 \text{ kN/m}^2$ na qual, ocorreu um padrão de comportamento, isso porque a adição de cimento não resultou em diminuição da condutividade hidráulica. Resultados mais significantes foram identificados na pesquisa de Rojas (2012) para o peso específico de $15,8 \text{ kN/m}^3$ e 5, 10 e 15% de cimento em aproximadamente $1,85 \times 10^{-9}$ m/s; $5,49 \times 10^{-9}$ m/s e $7,34 \times 10^{-9}$ m/s. Vale ressaltar que esse solo foi utilizado nesta tese, principal fator que justifica tal informação nesta pesquisa.

Tabela 7 – Parâmetros de coeficiente de condutividade hidráulica para areia melhorada com polímero orgânico.

| Característica do solo | Ligante | Condutividade hidráulica (m/s) |
|--|-------------------------------------|--|
| 10% de argila e 90 % de areia | emulsão de PVAc | $2,86 \times 10^{-7} - 6,62 \times 10^{-7}$ |
| Areia grossa (1.18 - 2.00 mm) | Emulsão de Polissacarídeos | $7,16 \times 10^{-3} - 5,75 \times 10^{-5}$ |
| Areia média (0.071 - 1.00 mm) | Emulsão de Polissacarídeos | $8,46 \times 10^{-5} - 2,84 \times 10^{-11}$ |
| Solo tipo A-3 (areia fina) | Copolímero acrílico- estirenado* | 2×10^{-6} |
| Areia de Osório Areia fina (0.01-1.00 mm) | Cimento Portland CP-V | $6,44 \times 10^{-8} - 7,34 \times 10^{-9}$ |

* Polímero orgânico comercial: TERRAFIX 11®.

A cadeia polimérica é significativa para o encapsulamento dos grãos. Quando o polímero é colocado na matriz do solo, forma-se uma reticulação para aumentar a força e diminuir sua mobilidade no solo. Ligações cruzadas são iniciadas nas cadeias poliméricas por meio de reações químicas, devido ao aumento da temperatura, mudança de pressão e pH. O processo tende a formar uma rede no solo, que enrijece toda a estrutura polimérica, aumenta sua resistência mecânica e reduz a condutividade hidráulica do solo (Khatami e O'Kelly, 2012).

2.2.5.1. Camadas impermeáveis

Segundo Lukiantchuki (2007) *liners* são barreiras impermeabilizantes, formadas por camadas de um determinado material e são utilizadas para diminuir a infiltração de água superficial nos resíduos, minimizando a geração de percolados (*liners* de cobertura) ou reduzindo o fluxo de percolados para o ambiente hidro geológicos (*liners* de fundo). Boff (1999) ressalta que o termo *liner* é usado para definir camadas isolantes formadas por materiais naturais, artificiais ou a combinação de ambos.

Em outra, definição considera-se que as camadas impermeáveis são dispositivos utilizados quando se deseja reter ao máximo possível a percolação de um líquido, de forma que ele não atinja o solo natural e as águas. Neste sentido, existem vários tipos de camadas impermeáveis, dentre eles destacam-se os naturais, os de argila compactada, as

geomembranas e, ainda, uma mistura de todos esses elementos. A escolha depende da aplicação a que se destina, do ambiente físico, da química do percolado e da taxa de infiltração (CARVALHO, 1999).

O solo compactado é amplamente utilizado em camadas impermeáveis de aterros sanitários a fim de confinar resíduos através de barreiras de impermeabilização ou para encerrar aterros totalmente ocupados por meio de barreiras de cobertura. Uma vez que seu principal objetivo é impedir o fluxo de fluidos, a propriedade mais significativa que determina o seu desempenho é a condutividade hidráulica. Solos ricos em argila são os mais utilizados em camadas impermeáveis de solo compactado por apresentarem baixa condutividade hidráulica, impedindo a contaminação do solo (BENSON e DANIEL, 1990).

As camadas impermeáveis de impermeabilização de fundo de aterros mais tradicionalmente empregados consistem em argila compactada por apresentarem baixo custo de execução e abundância de material, sendo muitas vezes utilizado solo disponível no local do aterro. As camadas impermeáveis podem ser constituídas apenas de solo argiloso ou podem ser empregados em conjunto com geossintéticos. Em ambos os casos a argila é o principal responsável pela integridade da barreira, apresentando características que variam de acordo com a exigência de condutividade hidráulica (DANIEL e KOERNER, 1995). Para garantir um bom desempenho, as agências reguladoras determinam que o solo compactado seja projetado para ter uma condutividade hidráulica inferior ou igual a 10^{-7} cm/s quando utilizados em locais de descarte de resíduos perigosos, industriais e resíduos sólidos urbanos. (BENSON e DANIEL, 1990).

Segundo Bueno, Lodi e Zornberg (2009), apesar da eficiência das camadas impermeáveis de argila compactada e de sua resistência adequada em longo prazo, estes podem apresentar contração das camadas argilosas, resultando em trincas e, conseqüentemente, diminuição de sua eficiência.

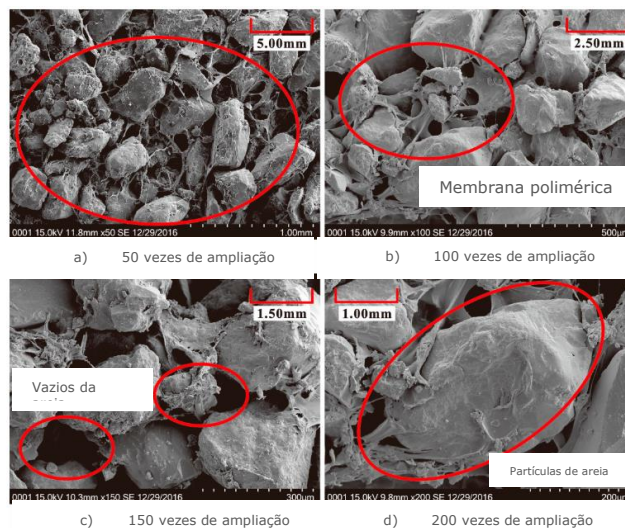
As camadas impermeáveis naturais compreendem as formações naturais de solos ricos em argila de baixa condutividade hidráulica, em torno de 10^{-6} e 10^{-7} cm/s. Os resíduos podem ser enterrados acima ou dentro de uma camada impermeável natural (DANIEL, 1993).

Embora as camadas impermeáveis de argila compactada apresentem eficiência e resistência adequada em longo prazo, estes podem apresentar contração das camadas argilosas, resultando em trincas e, conseqüentemente, diminuição de sua eficiência. Por esse motivo, os sistemas de impermeabilização de aterros sanitários têm sido construídos combinando materiais sintéticos a solos naturais, procurando diminuir a percolação dos líquidos e gases oriundos do aterro, impedindo que estes atinjam o solo e águas subterrâneas. Essas camadas impermeáveis podem ser executadas com geomembrana intercalada em camadas de argila compactada, formando estruturas compostas, na qual cada camada tem sua finalidade (drenagem, proteção e impermeabilização) (BUENO, LODI e ZORNBERG, 2009).

2.2.6. Caracterização morfológica

A caracterização por microscopia eletrônica de varredura (MEV) realizada por Liu et al. (2018) demonstraram a partir da amostra reforçada com 50% de PU, que as partículas de areia são envolvidas e conectadas pelo polímero para formar uma estrutura estável. Essa estrutura pode aumentar as forças de ligação e intertravamento entre os grãos de areia, e diminuir o índice de vazios, conforme a Figura 9.

Figura 9 - MEV da areia melhorada com 50% de PU: (a) 50, (b) 100, (c) 150 e (d) 200 vezes de ampliação.

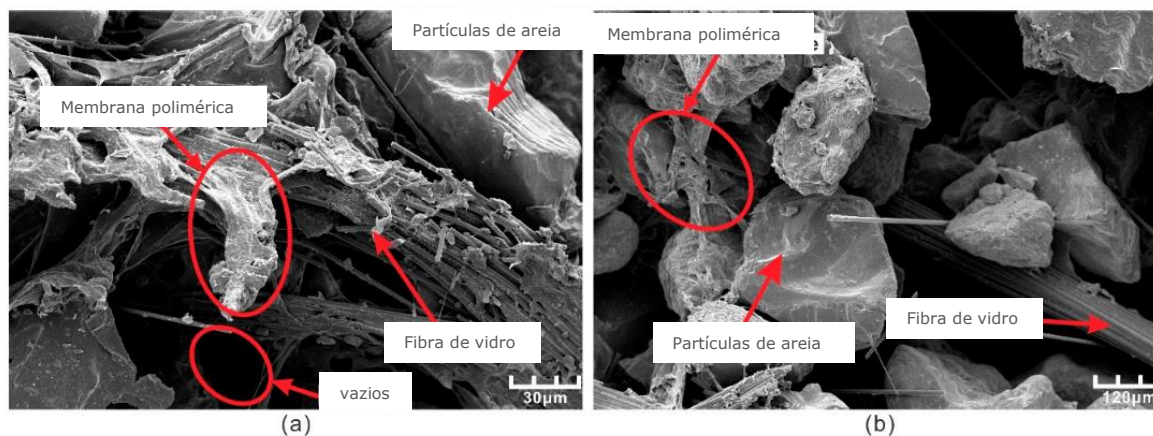


Fonte: Adaptado de Liu et al, 2018.

Como discutido no item 2.2.2 a concentração de diluição e o peso específico da amostra são dois fatores importantes na formação de uma estrutura estável. Isso porque, quanto maior a concentração de polímero, maior a quantidade de membranas poliméricas para preencher os vazios de areia e envolver as partículas com um aumento resultante da estabilidade da estrutura da areia.

Na pesquisa realizada por Liu et al (2018), na qual utilizaram o polímero e a fibra de vidro, as imagens do MEV (Figura 10) mostram a existência de uma membrana formada pelo polímero dentro da areia reforçada. Além disso, a membrana polimérica aumentou as forças de ligação e intertravamento entre as partículas de areia, tornando a areia e as fibras mais integradas. De maneira análoga à pesquisa anterior, com o aumento no teor de polímeros, a membrana pode envolver e conectar as partículas de areia com mais força, o que faz com que o envolvimento entre as partículas soltas aumente.

Figura 10 – Micrografias da mistura areia-PU-fibra: (a) Membrana polimérica; (b) Efeito da ancoragem.

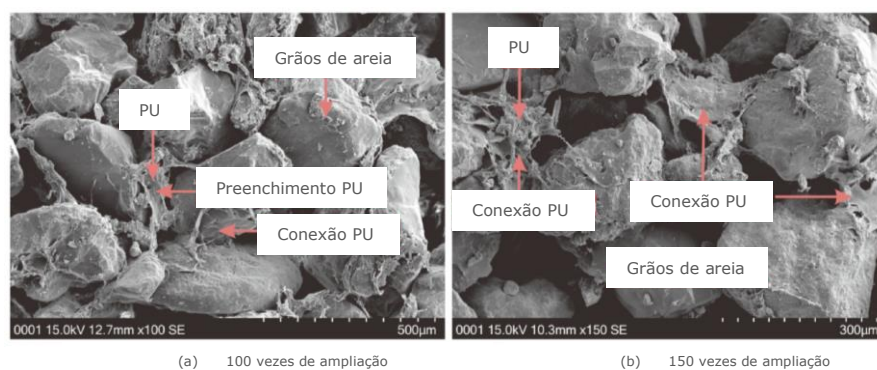


Fonte: Adaptado de Liu et al, 2018.

Comprovou-se ainda, que a fibra de vidro foi intercalada entre os vazios das partículas de areia. Devido a membrana polimérica, a fibra de vidro foi ancorada nos espaços vazios, o que dificulta a tração da fibra. Consequentemente, as fibras foram capazes de suportar alguma carga causada por uma tensão externa e distribuí-la para uma área mais ampla. Com o aumento do teor de fibra, as conexões entre a fibra e a areia aumentaram a integridade da mistura. Com o aumento do teor de polímeros, a fibra é firmemente ancorada nas duas extremidades devido a força de ligação que cria efeitos de reforço mais fortes (LIU et al., 2018).

Neste contexto, o polímero de PU, como um tipo de aglutinante químico, apresenta facilidade de reação com a água para formar uma espécie de hidrogel com boa viscosidade e elasticidade. A Figura 11 mostra a micrografia de uma areia estabilizada com PU. Observou-se que à medida que o polímero foi misturado à areia, o polímero aderiu à superfície dos grãos de areia rapidamente e formou um filme nos grãos de areia. Com base nessa adesão e filme, a conexão entre os grãos de areia foi desenvolvida de acordo com sua elasticidade e resistência à tração. Os efeitos benéficos conferidos pelo polímero entre os grãos de areia melhoraram efetivamente a força coesiva dentro da matriz de areia, e os grãos de areia se interligaram como uma estrutura integral. Além disso, a presença de polímero reduziu a razão de vazios. Portanto, com base na melhoria da estrutura em nível micro, a areia tratada apresentou excelentes propriedades de resistência (LIU et al., 2020).

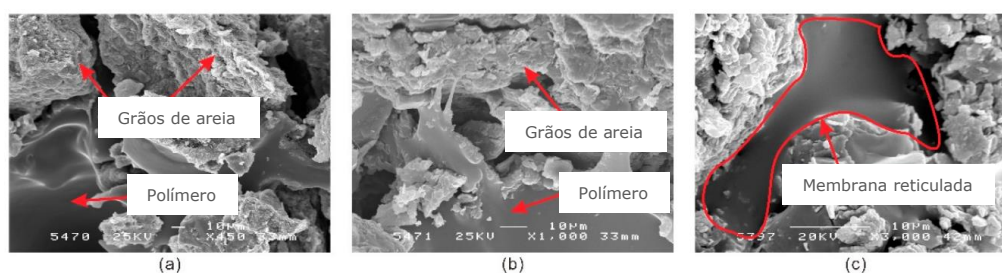
Figura 11 – Micrografias da areia estabilizada com o Poliuretano: (a) 100 e (b) 150 vezes de ampliação.



Fonte: Adaptado de Liu et al, 2020.

A partir das micrografias realizadas por Song et al (2019) do solo melhorado em diferentes ampliações, pode-se observar que uma parte do polímero permeia o interior do solo e preenche os poros entre a maioria das partículas (Figura 12a). Isso favorece o aumento da força de conexão entre as partículas, após o polímero entrar em contato com o solo. A membrana reticulada formada na superfície das partículas de solo pelo poli acetato de vinila é mostrado na Figura 12b e Figura 12c. Pode-se verificar que a conexão entre a membrana reticulada e as partículas do solo é muito próxima. Além disso, a membrana reticulada tem boa hidrofobicidade, tenacidade e resistência.

Figura 12 – Micrografias de solo melhorado com acetato de vinila (EVA).



Fonte: Adaptado de Song et al, 2019.

2.3 AVALIAÇÃO DO CICLO DE VIDA (ACV)

2.3.1. Sustentabilidade

Segundo Basu et al. (2014) sistema sustentável é aquele com capacidade de sobreviver e manter a sua funcionalidade ao longo do tempo. Simplificadamente, enquanto a oferta é maior do que a demanda, o sistema é sustentável. Entretanto, quando analisado em uma perspectiva global, as questões fundamentais relacionadas com a sobrevivência e funcionalidade do mundo físico, estão intimamente associadas a sistemas sociais, ambientais, econômicos e de engenharia. É a interligação destes sistemas que fazem da sustentabilidade um conceito complexo, porque as ofertas e demandas de um sistema afetam os suprimentos e demandas dos outros sistemas.

Para Kloepffer (2008) a sustentabilidade é considerada o principal objetivo político do desenvolvimento futuro da humanidade, bem como do desenvolvimento de produto. Seus três componentes ou três “pilares” são o ambiental, o econômico e o social, e devem ser avaliados e equilibrados para desenvolver um novo produto ou melhorar os já existentes. Neste contexto, o conceito é complexo, considerando que demandas e ofertas de um sistema afetam outros sistemas, e essas ofertas e demandas mudam ao longo do tempo.

Com base nas diversas definições de sustentabilidade, pode-se dizer que a sustentabilidade engloba quatro dimensões: (i) medidas de bem estar social; (ii) preocupações com uma equidade de bem estar social entre a geração atual e as próximas; (iii) equidade de bem estar social em escala macro (entre países desenvolvidos e subdesenvolvidos) e micro (dentro de uma dada nação ou comunidade local); e (iv) equidade entre espécies, ou seja, a preocupação com o bem estar de outras espécies de animais além do ser humano. Essa última dimensão, no entanto, muitas vezes não é considerada (MOLTESEN; BJØRN, 2018).

Neste cenário, surge a necessidade de quantificar o quão sustentável um produto e/ou processo pode ser. Para auxiliar na quantificação de impactos ambientais resultantes de se prover bens e serviços/produtos para a sociedade, metodologias e ferramentas são necessárias. Por esta razão, indicadores e índices de sustentabilidade estão recebendo crescente importância, como uma poderosa ferramenta para desenvolvimento de políticas

públicas e performance corporativa referente a melhorias ambientais, econômicas, sociais ou tecnológicas. Tais indicadores simplificam, quantificam, analisam e comunicam informações complexas, possibilitando assim, traduzir fenômenos e apontar tendências (KUMAR et al., 2012).

Esses produtos são criados para preencher uma necessidade e possuem um “ciclo de vida”, que se inicia com a extração de recursos (matéria prima), sua manufatura, uso/consumo e termina com seu despejo final (reuso, reciclagem, deposição em lixões, dentre outros). Todos os processos envolvidos no ciclo de vida do produto ou serviço envolvem emissões de substâncias para o meio ambiente e consumo de recursos naturais, e a metodologia de Avaliação do Ciclo de Vida (*Life Cycle Analysis*) permite estimar e quantificar estes impactos ambientais (REBITZER et al., 2004).

Três pilares podem ser delineados para a sustentabilidade: meio ambiente, economia e aspectos sociais. A ACV, que diz respeito ao pilar ambiental, é uma metodologia padronizada pela norma internacional ISO 14040/44, enquanto os outros dois outros pilares, ainda não normatizados, possuem metodologias que vêm sendo desenvolvidas em diversos trabalhos e agências: Avaliação do Custo do Ciclo de Vida (*Life Cycle Cost - LCC*) e Avaliação Social do Ciclo de Vida (*Social Life Cycle Analysis - SLCA*). Estes três pilares do desenvolvimento sustentável devem ser apropriadamente balanceados para o design de um novo produto ou serviço ou melhorias em produtos e serviços já existentes (GIDDINGS; HOPWOOD; O'BRIEN, 2002; KLOEPFFER, 2008).

2.3.2. Life cycle assessment (LCA)

A metodologia ACV é definida pelas principais normas internacionais: ISO 14040 - Environmental management — Life cycle assessment — Principles and framework ISO 14044 - Environmental management — Life cycle assessment — Requirements and guidelines (ISO, 2006a, 2006b). Além disso, é composta por quatro fases: (1) Objetivo e escopo; (2) Análise de Inventário; (3) Avaliação de Impacto e (4) Interpretação.

2.4.3.1. Objetivo e escopo

A primeira fase da ACV define os objetivos e o escopo do estudo. Para isso, conforme a ISO 14040 (2006), o objetivo de um estudo da ACV deve declarar a aplicação pretendida, as razões para conduzir o estudo e o público-alvo, isto é, para quem se pretende comunicar os resultados da análise. Segundo Carvalho (2002), dentre os objetivos mais comuns na ACV pode-se citar a comparação de sistemas produtivos, visando tecnologias alternativas, avaliação dos impactos ambientais gerados por um processo ou produto, aplicação de selos verdes e a apresentação para o público quanto a recursos naturais utilizados e os impactos gerados para o processo de fabricação avaliado. Sendo assim, esta fase descreve os limites do sistema e definem sua unidade funcional.

A unidade funcional é uma medida quantitativa das funções que o sistema em análise fornece. Além disso, possibilita comparar sistemas com a mesma unidade funcional. Os limites do sistema definem quais unidades do processo serão incluídas em uma LCA, quais decisões devem ser tomadas a respeito do nível de detalhamento, e quais os parâmetros de entradas e saídas devem ser relacionados (ISO, 2006b).

Os limites do sistema devem ser estabelecidos conforme recomendação da ISO 14044 por massa, energia ou significância ambiental. O critério por massa ou energia inclui todas as entradas e saídas que contribuem de forma cumulativa mais do que uma porcentagem definida para uma saída de massa ou energia do sistema de produto. Já o critério por significância ambiental exclui as entradas e saídas cuja contribuição, para a carga ambiental, é inferior a uma porcentagem limite. As fronteiras do sistema definidas para o ciclo de vida de um produto podem ser analisadas do “berço” ao “túmulo”, ou seja, desde a extração de matérias primas, transportes, fabricação de produtos até o uso e disposição final (ISO, 2006b).

2.4.3.2. Análise de inventário

A análise de inventário pode ser entendida como um processo iterativo de obtenção e quantificação dos dados de entrada e saída de um sistema de produto, os quais incluem o uso de recursos e emissões na água, ar e terra. A coleta de dados qualitativos e quantitativos deve ser realizada para cada unidade de processo contida nos da fronteira

do sistema, e que fornecem a análise do inventário para a avaliação de impacto do ciclo de vida. Para isto, algumas medidas devem ser tomadas para assegurar a qualidade e validação dos dados coletados. Após essa obtenção, interpretações podem ser realizadas em conformidade com o objetivo e escopo do trabalho (ISO 14040, 2006).

A coleta de dados pode ser realizada de distintas fontes: medições diretas; entrevistas, da literatura; base de dados de inventários de ciclo de vida (disponíveis em *softwares* de ACV, como *openLCA* e *SimaPro*), e relatórios internos. Todos eles apresentam vantagens e desvantagens associadas a fatores como dados diretos ou indiretos, custo, tempo, representatividade e padronização.

Segundo o *Building Research Establishment* (BRE, 2013) indica-se as seguintes metodologias de avaliação de impacto para ACV's de materiais de construção civil:

- a) mudança climática;
- b) depleção da camada de ozônio;
- c) acidificação;
- d) eutrofização;
- e) oxidação fotoquímica;
- f) depleção dos recursos naturais.

Além destas categorias, indica-se que seja considerado a categoria de “Demanda de Energia Acumulada” (CED), pois esta tem grande importância para análises em processos com grande demanda de recursos energéticos.

2.4.3.3. Avaliação de impacto

Nesta fase, os dados do inventário (entradas e saídas) coletados na fase anterior, são convertidos em impactos ambientais quantificáveis, também denominado avaliação de impactos do ciclo de vida. Esta avaliação associa os resultados da fase de inventário a categorias de impacto, onde para cada categoria, é selecionado um indicador de categoria

de impacto de ciclo de vida, para quantificar emissões e uso de recursos. Estes impactos podem ser entendidos como consequências das entradas e saídas do sistema sob: saúde humana; plantas e animais ou disponibilidade futura de recursos naturais (ISO, 2006a). Categorias de impacto (por exemplo, acidificação, aquecimento global, ecotoxicidade e destruição da camada de ozônio) são selecionadas e indicadores de categorias são usados para quantificar o uso de recursos em cada categoria (GOEDKOOOP et al., 2016a; ISO, 1999).

Para a avaliação de impacto foi utilizado o software LCA SimaPro. Este software é desenvolvido pela PRÉ Consultants (Product Ecology Consultants) na Holanda e contém o *ecoinvent*, um banco de dados completo 2.0. A avaliação foi realizada de acordo com o CML (Centro de Science of Leiden University) de 2016, método de impacto orientado a problemas (GOEDKOOOP et al., 2016b). Para cada categoria de impacto, um indicador de categoria pode ser calculado com base no modelo de caracterização aplicável e nos fatores de caracterização derivados do modelo subjacente. Uma visão geral das categorias de impacto e seu fator de caracterização é apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 - Visão geral das categorias de impacto consideradas na ACV de acordo com o método de impacto CML 2002.

| Categoria de Impacto | Fator de caracterização (Unidade) |
|---|--|
| Depleção abiótica | Potencial de depleção abiótica. (kg Sb eq) Esgotamento dos recursos naturais (minerais e combustíveis fósseis) |
| Acidificação | Potencial de acidificação (kg SO ₂ eq) Abrange todos os impactos no solo, água, organismos, ecossistemas e materiais por acidificação de poluentes (exp.: SO ₂ , NO _x , NH _x). |
| Eutrofização | Eutrofização (kg PO ₄ eq) Abrange todos os impactos de níveis ambientais excessivamente altos de macronutrientes causando uma mudança na composição de espécies e uma produção elevada de biomassa em ecossistemas aquáticos e terrestres. |
| Aquecimento Global | Aquecimento global (para 100 anos) (kg CO ₂ eq) Abrange todos os GEEs* que podem causar o aumento da temperatura da Terra e ter um efeito adverso no ecossistema, na saúde humana e no bem-estar material. |
| Depleção da Camada de Ozônio | Depleção da camada de ozônio (kg CFC-11 eq) A depleção da camada de ozônio produzida, por exemplo, CFCs. |
| Toxicidade humana | Toxicidade humana (kg 1.4-DB eq) Abrange o impacto na saúde humana de todas as substâncias tóxicas emitidas para o ar, a água e o solo. |
| Ecotoxicidade | Ecotoxicidade aquática de água doce, água marinha e terrestre (kg 1.4-DB eq) abrangendo os impactos na ecotoxicidade aquática e terrestre de todas as substâncias tóxicas emitidas para o ar, água e solo. |
| Formação de Oxidantes Fotoquímicos | Formação de oxidantes fotoquímicos (kg C ₂ H ₄ eq) Indica a capacidade potencial de uma substância orgânica volátil para produzir ozônio. |

*Gases do efeito estufa (GEE)

A avaliação de impacto é composta por cinco principais elementos (FINNVEDEN et al., 2009; ISO, 2006b):

- (i) classificação - atribuição de categorias de impacto aos resultados da análise de inventário;
- (ii) caracterização - fator aplicado para converter resultados da análise de

inventário para a unidade dos indicadores de categoria, por exemplo, mudanças climáticas em CO₂ e gás metano (CH₄);

- (iii) normalização - expressa a magnitude relativa dos scores de impacto em uma escala comum a todas as categorias de impacto;
- (iv) agregação - categorias de impacto distintas podem ser agrupadas em um único indicador;
- (v) ponderação - expressa a significância relativa de cada categoria de impacto de acordo com o objetivo do estudo, aplicando pesos para cada indicador e análise de qualidade dos dados para os resultados de indicadores.

As etapas de classificação e caracterização são consideradas obrigatórias. Enquanto a normalização, agregação e ponderação são etapas opcionais (ISO, 2006b).

2.4.3.4. Interpretação

Na última fase da LCA, interpretam-se os resultados do inventário e da avaliação dos impactos, em relação ao objetivo do estudo, de modo a determinar quais as entradas, saídas e impactos ambientais são mais importantes. Além disso, esta fase traz conclusões, limitações e recomendações à tomadores de decisões (ISO, 1999, 2006b).

As conclusões da ACV devem ser interpretadas tendo por base análises de sensibilidade e de incertezas. Análises de sensibilidade avaliam o impacto de suposições nos resultados, para isso, alteram o modelo e recalculam o ciclo de vida, por exemplo, mudando a forma como a alocação foi realizada (GOEDKOOOP et al., 2016). Análises de incerteza permitem quantificar, a partir da incerteza de cada parâmetro da avaliação de impacto, a incerteza do resultado. Para isso, parâmetros estatísticos e distribuições estatísticas são realizadas para os parâmetros da avaliação de impacto (BJØRN et al., 2018b).

2.3.3. Life Cycle Cost (LCC)

A Avaliação do Custo do Ciclo de Vida (*Life Cycle Cost - LCC*) é uma técnica aplicada

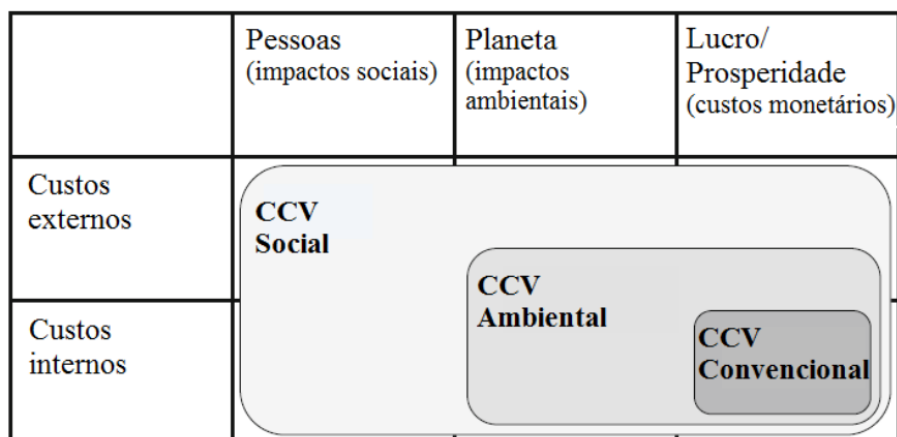
em um período específico de tempo que permite comparar avaliações de custo de alternativas visando satisfazer a mesma função, levando em conta todos os fatores econômicos relevantes de um ativo como custo inicial, operacional e de disposição final ou reposição. Com base nesta avaliação, realizam-se escolhas a partir do binômio custo/benefício (LANGDON, 2006).

Dentre as três técnicas da ACV a LCC é a mais antiga. Foi desenvolvida em 1933, quando a LCC foi incluída na compra de tratores pelo escritório geral de contabilidade do governo (UNEP-SETAC, 2011). Destaca-se que o ciclo de vida de custo usualmente tem sido aplicado em produtos e setores industriais específicos e nunca foi explicitamente desenvolvido para uma aplicação mais ampla e geral (LICHTENVORT et al., 2008; RÖDGER; KJÆR; PAGOROPOULOS, 2018).

Há três tipos de LCC: LCC convencional, LCC ambiental (alinhado a ACV, com os mesmos limites de sistema, unidade funcional e metodologia desta) e LCC social (relaciona os impactos ambiental e social). A LCC convencional possui normatizes próprias, como a ISO 15663 – *Petroleum and natural gas industries – Life cycle costing* e a IEC 60300-3-3 – *Dependability management – Part 3-3: Application guide – Life cycle costing*; a LCC ambiental segue as normas ISO 14040/14044 e a LCC social ainda está no início do seu desenvolvimento e não possui atualmente normas relacionadas (RÖDGER; KJÆR; PAGOROPOULOS, 2018).

A diferença entre os três tipos de LCC pode ser visto na Figura 13 a partir da relação para os três pilares da sustentabilidade (pessoas, planeta e lucro) e quais os custos eles incluem.

Figura 13 – Comparação dos três tipos de LCC.



Fonte – Adaptado de Rödger kjær e Pagoropoulos, 2018.

2.3.6. ACV e a glicerina

Glicerina é o nome comercial usual para produtos cujo principal componente é o glicerol. No entanto, a glicerina se aplica a produtos comerciais purificados compreendendo 95% ou mais de glicerol (FRANCO, 2012).

Ghannadzadeh e Tarighaleslami (2020) realizaram a implementação da ACV em conjunto com o método CExD (Demanda de Energia Cumulativa) para avaliar a sustentabilidade da matriz energética do processo de produção da glicerina. A partir desta análise confirmaram que é possível reduzir os impactos ambientais através da introdução gradual de biomassa na matriz energética. Além disso, mostraram que os impactos ambientais antropogênicos gerais do processo de produção de glicerina são reduzidos (41% de acordo com a demanda de energia cumulativa) através da transição de gás natural para energia de biomassa. No entanto, os cenários baseados em biomassa são menos sustentáveis do que os cenários de gás natural em relação à formação de oxidantes fotoquímicos.

Segundo Franco (2012), a glicerina gerada no processo de obtenção do biodiesel é considerada um subproduto. No início do programa brasileiro de biodiesel, devido à grande oferta de glicerina, houve uma forte queda nos preços deste insumo. Atualmente, o valor pago pela glicerina bruta é em média R\$ 300,00/ton, já a tonelada da glicerina de grau farmacêutico é cerca de R\$ 1.800,00/ton, cerca de seis vezes maior (GRANOL,

2022; MFRURAL, 2022).

2.3.7. ACV e polímeros oriundos de matérias-primas alternativas

Devido às crescentes preocupações ambientais, a substituição de polímeros à base de petróleo por polímeros alternativos, tem atraído muita atenção. Nos estudos de Yang (2018), foram consideradas duas vias de produção de glicerol para a síntese de polímeros: uma a partir da produção vegetal de biodiesel e outra à base de petróleo. Foi realizado a avaliação do ciclo de vida do berço ao portão e o software utilizado foi o GaBi 6. Os resultados mostraram que estruturas à base de bioglicerol tem um menor impacto ambiental em comparação com o petro-glicerol. Os principais fatores que influenciam o potencial de aquecimento global são determinados pela eletricidade, seguido pelo rendimento da produção (YANG, 2018).

Resultados semelhantes foram identificados por Yang e Rosentrater (2021) quando o bioglicerol é substituído por petroglicerol, o impacto ambiental geral aumentará em cerca de 23%. Além disso, foi encontrado um alto valor para o aquecimento global e eutrofização obtidos no processo de polimerização RAFT em relação a outros processos. Por este motivo, novos estudos foram recomendados para melhorar o desempenho ambiental deste processo de polimerização (YANG e ROSENTRATER, 2021; YANG, 2022).

Yang (2018) utilizou na análise técnico-econômica (TEA) o software SuperPro Designer v9.5. Vários parâmetros importantes foram analisados, como o investimento total de capital, custo operacional anual e receita. Foi constatado que o preço unitário de produção de biopolímeros (US\$ 2,45/kg) é compatível com o de polímeros no mercado atual. Neste estudo, o custo do material foi determinado como o fator mais significativo durante todo o processo de produção. O preço mínimo de venda (PMS) obtido foi de \$ 3,11/kg, para o processo de produção do biopolímero (YANG, 2018).

McDevitt e Grigsby (2014) compararam o impacto ambiental de polímeros oriundo de fonte renovável e petróleo, em Nova Zelândia. O método de impacto utilizado foi Ecoindicador 99. Os autores descobriram que, durante todo o ciclo de vida, os petro-

polímeros apresentaram impacto ambiental quase 22% maior do que os biopolímeros. Quanto à qualidade do ecossistema, polímero de base renovável diminuiu cerca de 39% do que o de base petrolífera (MCDEVITT e GRIGSBY, 2014).

2.3.8. ACV e a geotecnia

Estima-se que a indústria da construção é responsável por cerca de 40% do consumo global de energia e esgota grandes quantidades de materiais de jazidas (areia, cascalho, e as reservas de pedra) a cada ano (DIXIT et al., 2010). De acordo Kibert (2008) um projeto geotécnico apresenta diversos efeitos prejudiciais, bem como, alterações climáticas, redução do ozônio, desertificação, desmatamento, erosão do solo e poluição do ar. Neste contexto, um projeto geotécnico está relacionado com os recursos da terra e meio ambiente, mas também muda o padrão de uso da terra que persiste por séculos e afeta os valores sociais e éticos de uma comunidade. Assim, projetos geotécnicos interferem com muitas questões sociais, ambientais e econômicas, e melhorar a sustentabilidade dos processos geotécnicos é extremamente importante para alcançar o desenvolvimento sustentável global (JEFFERIS, 2008; LONG et al. 2009; PENDER, 2011).

Normalmente, o custo de investimento é o fator mais importante para definir se um projeto de construção será realizado, isso porque engenheiros geotécnicos podem não estar familiarizados com a realização de avaliações de impacto ambiental. No entanto, conforme discutido neste capítulo, o custo do investimento é apenas uma parcela do total custo monetário relacionado à engenharia geotécnica. Decisões tomadas em um projeto geotécnico estão diretamente relacionados com o impacto ambiental, o custo monetário e a sociedade envolvida durante todo o ciclo de vida da estrutura. Entretanto, há uma escassez em pesquisas nesta área (JEFFERIS, 2008).

Kendall et al. (2018) após realizar uma revisão sobre avaliação do ciclo de vida ambiental baseadas em sistemas geotécnicos, encontrou algumas lacunas críticas para pesquisas futuras. A revisão englobou 16 publicações, das quais 5 eram artigos de periódicos, 9 eram artigos de conferências e 2 eram dissertações de mestrado. A revisão resultou em recomendações sobre futuras necessidades de pesquisa, como a necessidade de abordar a falta de categorias de impacto e falta de uma estrutura de ACV padrão.

Na categoria de melhoramento de solos, Praticò et al. (2011) aplicou a ACV para selecionar um agente estabilizador e a técnica de estabilização para solo de subleito, para estradas de baixo volume de tráfego com o menor impacto no custo do ciclo de vida. Assim, um custo de investimento adicional (em um agente convencional) de estabilização do solo do subleito nas seções tratadas, minimizou o custo para manutenção de longo prazo e o impacto ambiental associado.

Neste contexto, na área de melhoramento de solos, a técnica ACV remete a pesquisas que exploraram o uso de agentes melhoradores alternativos, como cal hidratada (DA ROCHA et al., 2016; SAMANIEGO, 2015; SALDANHA et al., 2018), geopolímeros (SAMUEL; PUPPALA; RADOVIC, 2020) e cal de casca de ovo (SALDANHA et al., 2021). Vale um destaque para a percepção do quão recentes são as pesquisas nesta área, corroborando com a necessidade em preencher as lacunas de que ainda estão vazias nesta área do conhecimento. Na Tabela 9 é apresentado uma síntese dos trabalhos encontrados nesta área e respectiva descrição dos principais resultados encontrados.

Tabela 9 – Estudos sobre melhoramento de solos com a metodologia ACV.

| Agente melhorador | Solo | Método | Abordagem | Conclusão | FONTE |
|--------------------------|-------------|----------------------------|---|---|----------------------------------|
| Cal-cimento | Argiloso | LCA e LCC | Comparação de melhoramentos: solo-cal e solo-cimento-cal. | A mistura solo-cimento-cal mostrou-se melhor para altos volumes de tráfego e para tráfegos leves a mistura solo-cal atende de forma mais satisfatória o custo-ambiental. | Praticò et al. (2011) |
| Cal | Dispersivo | LCA | Análise custo energético em diferentes dosagens (ligante-porosidade) de solo-cal. | Verificou-se que para uma mesma relação vazios/cal, uma mistura com menor quantidade de cal e peso específico aparente seco gera um menor custo energético. | Samaniego (2015) |
| Cal | Dispersivo | LCA | Comparação entre diferentes dosagens (ligante-porosidade) de solo-cal. | Dosagens com menor teor de cal e maior densidade tem um menor impacto sob todas as categorias avaliadas. Ainda, a produção da cal representa mais de 75% da energia incorporada, emissão de GEE e oxidação fotoquímica. | Da Rocha et al. (2016) |
| Geopolímeros | Expansivo | Índice de sustentabilidade | Comparação entre geopolímero (à base de Metacaulim) e a cal. | Evidenciaram que o melhoramento do solo com este é uma alternativa mais sustentável em relação ao uso da cal, principalmente em categorias de impacto ambiental. | Samuel, Puppala e Radovic (2020) |

3 MÉTODOS

Neste capítulo aborda-se o projeto experimental criado, os materiais utilizados e ensaios adotados. A primeira fase refere-se à caracterização dos materiais a serem utilizados neste projeto, e conforme o quadro 1 estão disponíveis na literatura. Visando garantir embasamento fundamental para melhor explicar o comportamento da mistura formada, buscou-se realizar as caracterizações básicas e comparar com aquelas da literatura. A segunda fase, engloba as metodologias a serem adotadas nesta pesquisa. Inicia-se com ensaios de resistência e rigidez das misturas. De posse dessa primeira etapa de ensaios mecânicos, optou-se por escolher duas amostras para ser melhor investigada a partir do ensaio triaxial e averiguar a influência da faixa percentual de PGI desta pesquisa para a condutividade hidráulica. Para melhor elucidar os resultados obtidos na fase anterior, avaliou-se a microestrutura das amostras escolhidas a partir do MEV, DRX e FTIR-ATR. Estes serão o direcionamento para a avaliação do ciclo de vida na quarta fase, de forma que, a análise ACV ocorra.

Cada fase encontra-se descrita no Quadro 1.

Quadro 1 – Fases da tese

| FASES | | MATERIAL | TIPO DE ENSAIO/PROCEDIMENTO | |
|---------------|---|--------------------------------|-----------------------------|---|
| Primeira fase | Preparação e caracterização dos materiais | Areia da cidade de Osório - RS | Caracterização | Granulometria |
| | | | | Densidade real dos grãos (Gs) |
| | | | | Coefficiente de Uniformidade (Cu) |
| | | | | Coefficiente de curvatura (Cc) |
| | | | | Diâmetro efetivo (D ₁₀) e (D ₃₀) mm |
| | | | | Índice de vazios máximo (e _{máx}) |
| | | | | DRX |
| | | | | FTIR-ATR |
| | | | | MEV |
| | | | | BET e BJH |
| Segunda fase | Avaliação do efeito dos fatores controláveis | Misturas | Metodologias | Resistência compressão simples (qu) |
| | | | | Resistência a tração (qt) |
| | | | | Rigidez (G ₀) |
| Terceira fase | Caracterização da microestrutura das misturas | Misturas | Ensaio | Triaxial |
| | | | | Condutividade Hidráulica |
| | | | | MEV |
| Quarta fase | Comparações de resultados | Misturas | Abordagem | FTIR-ATR |
| | | | | DRX |
| | | | | LCA e LCC |

3.1. PROJETO EXPERIMENTAL 1

Em termos gerais, quanto maior for a complexidade sobre o comportamento de um sistema/processo/produto maior tende a ser o número de variáveis envolvidas, ou seja, maior será o número de fatores a serem investigados. O objetivo de realizar um projeto

de experimento consiste em determinar a influência que os diversos fatores (variáveis de entrada) exercem simultaneamente sobre a (s) resposta(s) (variável de saída) de um sistema. O planejamento e condução dos experimentos compreendem a estratégia de experimentação. Variáveis que podem ser alteradas dividem-se em fatores controláveis, fatores mantidos constantes e fatores não controláveis ou ruído, visto que as últimas aumentam o erro experimental (MONTGOMERY, 2017).

A abordagem experimental aqui empregada está embasada em conceitos estatísticos de projeto e análise de experimentos, os quais permitem a avaliação dos efeitos dos fatores controláveis (e interações em alguns casos) nas variáveis respostas analisadas. Dessa forma, a primeira fase da metodologia de projeto de experimentos consistiu em definir as características de qualidade (variáveis de resposta), seguida da definição dos parâmetros de entrada a serem investigados nesta pesquisa (LUIS; RIBEIRO; TEN CATEN, 2014). Para essas definições foram considerados os testes realizados, os recursos de materiais, equipamentos e tempo disponível. Além é claro, das pesquisas científicas consolidadas conforme explicitado no capítulo anterior (Capítulo 2).

3.1.1. Definição dos níveis dos fatores controláveis

Foram definidos os três fatores controláveis para realizar a moldagem dos corpos de prova a serem ensaiados: (1) quantidade de Poli(isoftalato de glicerol) em dois estados físicos: (i) semissólido (% PGI_{Sem}), ou (ii) líquido (% PGI_{Liq}), (2) quantidade de cimento (% C) e (3) temperatura de cura (T). Esses são parâmetros que podem afetar as características de qualidade resultantes do processo caso sejam alterados. Foi realizado o mesmo procedimento duas vezes, isso porque testou-se o mesmo polímero em condições físicas diferentes: polímero semissólido (PGI_{Sem}) aquecido até atingir o ponto de amolecimento entre 60-70 °C, necessário para moldagem. E, o polímero líquido (PGI_{Liq}) em temperatura ambiente após passar pelo processo de solubilização. A Tabela 10 e Tabela 11 apresentam os valores testados para esses parâmetros. A proporção dos ligantes (polímero e cimento) foram calculados por massa conforme a Equação 5:

$$P_s = \frac{W_p}{W_s} \times 100\% \quad \text{Equação 5}$$

Neste sentido, o máximo percentual de polímero possível de moldagem foram 30% para o PGI_{Sem} e 20% para o PGI_{Liq}, isso porque no caso deste devido a presença de solvente o PGI_{Liq} se comporta como um líquido na mistura, tornando assim impossível moldar com um percentual maior para a relação de concentração previamente definida nesta pesquisa. No que tange a temperatura de cura, optou-se por escolher a temperatura do ambiente do laboratório (23°C) e a temperatura aproximada do ponto de amolecimento (60°C ±10°C) do polímero. Essa variação foi considerada como fator variável no intuito de avaliar uma possível interferência no compósito (areia-PGI), tendo em vista a temperatura do amolecimento do PGI. Conforme discutido no item 2.2.1, podem acontecer alterações na conformação do polímero, do tipo poliéster, ao elevar a temperatura para próximo do ponto de amolecimento (WHINFIELD, 1946).

Tabela 10 - Intervalos de investigação dos fatores controláveis 1

| Fatores controláveis | Níveis de Pesquisa | | |
|--|--------------------|--------|---------|
| | Mínimo | Máximo | Unidade |
| A: Polímero semissólido (PGI_{Sem}) | 10 | 30 | % |
| B: Quantidade de Cimento (C) | 0 | 10 | % |
| C: Temperatura de cura (T) | 23 | 60 | °C |

Tabela 11 - Intervalos de investigação dos fatores controláveis 2

| Fatores controláveis | Níveis de Pesquisa | | |
|--|--------------------|--------|---------|
| | Mínimo | Máximo | Unidade |
| A: Polímero líquido (PGI_{Liq}) | 10 | 20 | % |
| B: Quantidade de Cimento (C) | 0 | 20 | % |
| C : Temperatura de cura (T) | 23 | 60 | °C |

3.1.2. Fatores constantes

Alguns fatores foram mantidos constantes para as misturas investigadas, são eles:

a) tipo de solo;

- b) tempo de cura (t);
- c) metodologia de mistura;
- d) umidade de cura;
- e) teor de umidade da moldagem;
- f) peso específico seco máximo.

O solo utilizado foi a areia proveniente de uma jazida da cidade de Osório – RS. O motivo desta escolha é por se tratar de um material estudado extensivamente pelos grupos de pesquisa da UFRGS, por ser drenante e por ser um material muito utilizado na investigação inicial do comportamento de materiais geotécnicos, especificamente polímeros orgânicos (LIU et al, 2011; XING et al, 2018; LIU et al, 2018; SONG et al, 2019). Para favorecer o processo de mistura do PGI com a areia, a areia foi aquecida até a faixa de temperatura entre 40 e 50°C.

O tempo de cura fixado em sete dias, foi definido considerando-se o tempo usual para o cálculo de resistência à compressão simples de solo-cimento (ASTM, 2020c).

A metodologia de mistura foi adotada como constante tendo por base as combinações testadas nesta ordem de mistura:

- I) Areia + cimento + polímero + água
- II) Areia + polímero + cimento + água
- III) Areia + cimento + água + polímero
- IV) Areia + polímero + água
- V) Areia + água + polímero

Dessa forma, para o PGI_{Sem} e PGI_{Liq} a condição possível de moldagem na presença do cimento foi a assertiva (I), e na ausência de cimento a condição (IV) se mostrou adequada. Além disso, a água foi adicionada após a mistura e homogeneização dos demais componentes, este procedimento é indispensável para evitar o surgimento de precipitados do polímero.

A umidade de cura foi realizada em sacos hermeticamente vedados para evitar a perda do teor de umidade da moldagem, tanto para cura ambiente quanto para a cura a $60^{\circ}C$. O teor de umidade da moldagem adotado tomou-se por base as referências citadas abaixo. Já o peso específico seco adotado, foi o máximo permitido de acordo as limitações do equipamento. Neste sentido, tomou-se por referência trabalhos que utilizam (i) o mesmo solo desta pesquisa; e trabalhos com o melhoramento de uma areia com (ii) polímero orgânico semelhante ao desta pesquisa. Em todas as pesquisas citadas foi utilizado 10% de teor de umidade de moldagem.

- I) Mesmo solo: Consoli et al (2018), na qual houve variação de peso específico entre 15,5 e 18,5 kN/m^3 . Outro estudo tomado como referência para a escolha deste parâmetro foi a pesquisa de Vendrusculo (2003) na qual foi encontrado o peso específico seco máximo de 15,9 kN/m^3 , ambos os casos através de ensaios de compactação com energia Proctor Normal, segundo a NBR 7182 (2016).
- II) Polímero orgânico semelhante: Liu et al (2018); Liu et al (2020), na qual houve variação de peso específico entre 14, 0 e 16,0 kN/m^3 .

3.1.3. Matriz experimental

Para planejar a quantidade e a ordem dos ensaios foram elaborados dois projetos composto de segunda ordem com os três fatores controláveis, conforme apresentado na Figura 14. Cada projeto tem como base um experimento 2^K (parte fatorial: vértices do cubo) somado a pontos estrelas (efeitos quadrados puros: coordenadas $\pm\alpha$ junto ao 0) e central (efeitos lineares e quadráticos: coordenadas 0,0,0). As repetições do ponto central aumentam o grau de liberdade do termo de erro aleatório, permitindo uma avaliação mais precisa da variância experimental (LUIS; RIBEIRO; TEN CATEN, 2014). Os fatores A

(PGI_{Sem} ou PGI_{Liq}), B (C) e C (T) são contínuos, isto é, todos apresentam ponto central. A Figura 14 ilustra os pontos a serem investigados para cada fator categórico, enquanto as Tabela 12 e Tabela 13 apresentam os valores reais para os parâmetros investigados.

Figura 14 – Projeto de experimentos 1 e 2: a) PCSO para o PGI_{Sem} e b) PCSO para o PGI_{Liq} .

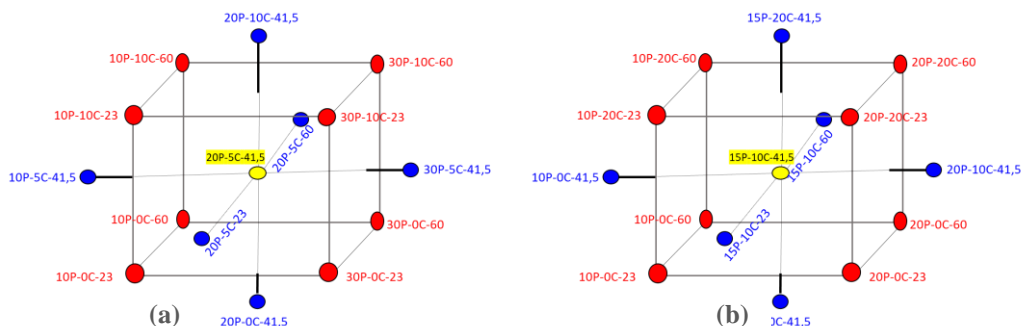


Tabela 12 – Relação entre valores codificados/reais dos fatores controláveis 1

| Fatores | Símbolo | Níveis | | |
|--------------------------|---------|--------|------|----|
| | | -1 | 0 | +1 |
| PGI_{Sem} (%) | A | 10 | 20 | 30 |
| Cimento (%) | B | 0 | 5 | 10 |
| Temperatura de cura (°C) | C | 23 | 41.5 | 60 |

Tabela 13 - Relação entre valores codificados/reais dos fatores controláveis 2

| Fatores | Símbolo | Níveis | | |
|--------------------------|---------|--------|------|----|
| | | -1 | 0 | +1 |
| PGI_{Liq} (%) | A | 10 | 15 | 20 |
| Cimento (%) | B | 0 | 10 | 20 |
| Temperatura de cura (°C) | C | 23 | 41.5 | 60 |

Com base nesse projeto, foi gerada a matriz experimental, utilizando-se o *software* Minitab®. Foram inseridos os fatores que serão controlados, com seus devidos níveis. A matriz é apresentada nas Tabela 14 e Tabela 15.

Tabela 14 – Matriz Experimental 1

| Testes | Fatores | | | | | |
|--------|--------------|----|------|--------------------|----|----|
| | Níveis Reais | | | Níveis Codificados | | |
| | A | B | C | A | B | C |
| 1 | 10 | 0 | 23 | -1 | -1 | -1 |
| 2 | 30 | 0 | 23 | 1 | -1 | -1 |
| 3 | 10 | 10 | 23 | -1 | 1 | -1 |
| 4 | 30 | 10 | 23 | 1 | 1 | -1 |
| 5 | 10 | 0 | 60 | -1 | -1 | 1 |
| 6 | 30 | 0 | 60 | 1 | -1 | 1 |
| 7 | 10 | 10 | 60 | -1 | 1 | 1 |
| 8 | 30 | 10 | 60 | 1 | 1 | 1 |
| 9 | 20 | 5 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 20 | 5 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 11 | 20 | 5 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 12 | 20 | 5 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 13 | 10 | 5 | 41,5 | -1 | 0 | 0 |
| 14 | 30 | 5 | 41,5 | 1 | 0 | 0 |
| 15 | 20 | 0 | 41,5 | 0 | -1 | 0 |
| 16 | 20 | 10 | 41,5 | 0 | 1 | 0 |
| 17 | 20 | 5 | 23 | 0 | 0 | -1 |
| 18 | 20 | 5 | 60 | 0 | 0 | 1 |
| 19 | 20 | 5 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 20 | 20 | 5 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |

Tabela 15 – Matriz Experimental 2

| Testes | Fatores | | | | | |
|--------|--------------|----|------|--------------------|----|----|
| | Níveis Reais | | | Níveis Codificados | | |
| | A | B | C | A | B | C |
| 1 | 10 | 0 | 23 | -1 | -1 | -1 |
| 2 | 20 | 0 | 23 | 1 | -1 | -1 |
| 3 | 10 | 20 | 23 | -1 | 1 | -1 |
| 4 | 20 | 20 | 23 | 1 | 1 | -1 |
| 5 | 10 | 0 | 60 | -1 | -1 | 1 |
| 6 | 20 | 0 | 60 | 1 | -1 | 1 |
| 7 | 10 | 20 | 60 | -1 | 1 | 1 |
| 8 | 20 | 20 | 60 | 1 | 1 | 1 |
| 9 | 10 | 10 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 20 | 10 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 11 | 15 | 0 | 41,5 | 0 | -1 | 0 |
| 12 | 15 | 20 | 41,5 | 0 | 1 | 0 |
| 13 | 15 | 10 | 23 | -1 | 0 | -1 |
| 14 | 15 | 10 | 60 | 1 | 0 | 1 |
| 15 | 15 | 10 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 16 | 15 | 10 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 17 | 15 | 10 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 18 | 15 | 10 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 19 | 15 | 10 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 20 | 15 | 10 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |

3.2. PROJETO EXPERIMENTAL 2

A parte experimental 2 foi organizada de forma a investigar parâmetros não investigados no projeto anterior. Com o objetivo de avaliar a resposta tensão-deformação e o comportamento de mudança volumétrica da mistura com PGI_{Sem} (30P-0C-23) e PGI_{Liq} (20P-0C-23), testes triaxiais foram realizados isotropicamente consolidado e drenado.

Outro fator importante avaliado nesta etapa foi a condutividade hidráulica das amostras 30P-0C-23 (com o PGI_{Sem}) e 10P-0C-23 e 20P-0C-23 (com o PGI_{Liq}). Isso porque conforme visto o solo escolhido trata-se de um material drenante, enquanto o aditivo utilizado tende a ser um material impermeável.

Neste sentido, primeiramente adotou-se o tipo de cura ao ar e variou-se o tempo de cura

em 2 dias e 60 dias para os ensaios triaxial consolidado e drenado e de condutividade hidráulica. No ensaio triaxial consolidado e drenado optou-se por analisar duas amostras 30P-0C-23 e 20P-0C-23, isso porque a primeira apresentou melhor comportamento mecânico para o PGI_{sem} e a outra melhor comportamento mecânico para o PGI_{Liq} . No ensaio de condutividade hidráulica optou-se por avaliar a influência do nível mais baixo de PGI até o maior nível, por isso foram avaliados o 10P-0C-23 e 20P-0C-23 (com o PGI_{Liq}) e 30P-0C-23 (com o PGI_{sem}). A escolha destas amostras é justificada conforme a experiência adquirida no projeto experimental 1 (item 3.1), tendo por consideração a possibilidade de moldagem variando-se o percentual de PGI.

Neste contexto, a forma de cura (ao ar) é essencial para as amostras com PGI_{Liq} (20P-0C-23 e 10P-0C-23), pois possibilita a saída do solvente, favorecendo assim a reversibilidade do processo (CANEVAROLO, 2010; REZAEIMALEK et al., 2017). Os demais parâmetros, foram mantidos conforme PCSO do projeto experimental 1, por exemplo o peso específico seco máximo ($\gamma_{d,max}$).

Por fim, visando explicar as diferenças na microestrutura das espécies moldadas, ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV), difração de raio-x (DRX), e Espectroscopia de Infravermelho com Transformada de Fourier (FTIR-ATR) foram realizados. O objetivo principal dessas análises é estabelecer conexões entre o comportamento mecânico observado e as características microestruturais das espécies, como a superfície de areia-polímero comparando-se os resultados encontrados para o PGI_{sem} e PGI_{Liq} .

3.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E PREPARAÇÃO DOS ESPÉCIMENS

Neste capítulo serão descritas as técnicas utilizadas para caracterizações físicas e químicas dos materiais e das misturas, além de elucidar como foi realizado o processo de moldagem e cura dos corpos de prova.

3.3.1. Métodos e Técnicas de Caracterização dos materiais

Conforme citado no Quadro 1 foram realizadas caracterizações física e química dos materiais e das misturas, a Tabela 16 apresenta uma síntese do programa dessas caracterizações. Pode-se identificar especificações das análises e respectivas normativas ou métodos utilizados, bem como os locais de realização. Na sequência é feita uma breve descrição das técnicas de caracterização tecnológica, além de suas especificações e equipamentos utilizados para esta pesquisa.

Tabela 16 – Planejamento de caracterização dos materiais

| Caracterização | Avaliação | Método/Norma | Areia | PGI _{Sem} / PGI _{Liq} ¹ | CP's ² | Local |
|----------------|----------------------------------|-------------------------------------|-------|---|-------------------|---------------|
| Física | Densidade das partículas sólidas | ASTM D 854 – 14 NBR 16605 - 17 | x | | | |
| | Teor de umidade | ASTM 2216 -19 | x | | | |
| | Granulometria | ASTM D 6913 - 17 NBR 7181 - 18 | x | | | UFRGS |
| | Índice de vazios máximo | ASTM D 4254 - 16 | x | | | |
| | Índice de vazios mínimo | ASTM D 4253 - 16 | x | | | |
| Microestrutura | Composição química | FTIR ^a | x | x | x | UFVJM |
| | Composição mineralógica | DRX ^b | x | x | x | UFVJM/ UFU |
| | Morfologia da superfície | MEV ^c | x | x | x | UFVJM |
| | | BET ^d , BJH ^e | x | | | UFU |

¹ PGI_{Sem} – polímero semissólido. PGI_{Liq} – polímero líquido. ² Corpos de prova. ^aFTIR: Espectroscopia de Infravermelho com Transformada de Fourier; ^bDRX: difração de raios-X; ^cMEV: Microscopia eletrônica de varredura; ^dBET: Método Brunauer-Emmett-Teller; ^eBJH: Barrett-Joyner-Halenda.

A determinação da densidade das partículas sólidas das espécies seguiu as recomendações

da NBR 16605 (ABNT, 2017a) e ASTM D 854 (2014). A granulometria foi realizada por peneiramento, conforme normatização (ASTM D 6913 – 17; NBR 7181 – 18). O índice de vazios máximo e mínimo, foram determinados de acordo com o método da ASTM (ASTM, 2001a; ASTM, 2001b) é 0,9 e 0,6, respectivamente. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG – UFRGS).

A composição química foi realizada pela técnica instrumental espectroscopia por radiação infravermelha (IR), que possibilita evidenciar a presença de grupos funcionais. O método de caracterização se baseia na interação de moléculas ou átomos com a radiação eletromagnética. A radiação IR faz com que átomos e grupos de átomos de compostos orgânicos vibrem com amplitude aumentada ao redor das ligações covalentes que os ligam. Uma vez que os grupos funcionais possuem diferentes arranjos de átomos e ligações químicas, a absorção da radiação IR será de maneira característica a estes tipos de arranjos. Ao comparar a radiação emitida com a transmitida, um espectro característico aos grupos funcionais presentes na estrutura da amostra é gerado (SILVERSTEIN et al., 2006; SANTANA, 2015).

Os espectros das amostras foram obtidos em um espectrômetro FT-IR da marca *Agilent Technologies*®, modelo *Cary 630* equipado com um acessório de refletância total atenuada (ATR) com cristal de diamante. Os espectros dos materiais foram obtidos após 32 varreduras em uma faixa de número de onda de 650 a 4000 cm^{-1} , com uma resolução de 4 cm^{-1} .

Difratometria de raios-x é uma técnica que permite analisar a composição mineralógica, especificamente na identificação de fases cristalinas dos materiais e na quantificação de propriedades estruturais da rede cristalina, como a deformação, o tamanho e a orientação dos cristalitos, e na composição química (TONEY, 1992). A técnica consiste na incidência de raios-x em uma amostra, os quais são difratados pelas estruturas, conforme a Lei de Bragg ($2d\sin\theta=n\lambda$), em que: d é a distância de espaçamento entre os planos atômicos, específica de cada fase cristalina; n é um número inteiro (ordem da difração) e λ corresponde ao comprimento de onda dos raios-x incidentes. A partir disso, gera-se um difratograma, onde cada pico equivale a um tipo de mineral, que por sua vez possui um valor d que é tabelado e específico de cada mineral (LIU et al., 2005, STEVENS, 1999).

Os difratogramas de Raios-X foram obtidos em um Difratômetro XRD-6000 da

Shimadzu® (Japão), empregando-se a radiação monocromática $K\alpha$ do Cu (1,5406 Å) e filtro de Ni, com 2θ variando de 10 a 80° e velocidade de varredura de 0,02, com tempo de contagem de 1 segundo por passo, operando a uma potência de 40 kV com corrente de 30 mA. Os ensaios de composição química e mineralógica foram realizados no laboratório de Química da UFVJM, campus Diamantina. E, foram repetidos no Instituto de Química da Universidade Federal de Uberlândia.

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) fornece uma imagem da amostra com aspecto tridimensional, e exames em pequenos aumentos, e com elevada profundidade de foco. A partir disso, é possível determinar a morfologia das superfícies de polímeros, compostos inorgânicos e orgânicos. Além disso, possibilita análises de superfície fraturada - diagnosticar falhas, mapeamento químico de superfícies, microanálise qualitativa e semi-quantitativa de elementos químicos (AL-KHANBASHI e ABDALLA, 2006). O procedimento fundamenta-se na aplicação de um fino feixe de elétrons, oriundo de uma coluna óptico-eletrônica e o sistema de lentes, para analisar a superfície da amostra ponto a ponto e em camadas sucessivas, transmitindo o sinal do detector a uma tela catódica, a qual está em perfeita sincronização com o feixe de elétrons primário. (DEDAVID; GOMES; MACHADO, 2007).

As amostras foram fixadas em um *stub* (suporte de amostra) de 25 mm de diâmetro por 6 mm de espessura, utilizando uma fita condutora dupla face de carbono da marca TEDPELLA®. Em seguida o conjunto foi revestido com ouro em metalizadora de plasma, foi utilizado o metalizador *Sputter Q150R ES* da *Quorum Technologies*® (Inglaterra). Após metalização, as imagens de MEV foram obtidas por meio do microscópio eletrônico de varredura da *HITACHI*® modelo TM3000 (Japão), utilizando-se uma tensão de aceleração de 15kV e faixa de magnificação de 1 mil a 10 mil vezes.

Na parte inferior da imagem há a magnificação, a resolução aparece em uma escala. O comprimento total da barra corresponde ao valor da resolução que aparece na imagem. Por exemplo, uma imagem que apresente a magnificação (ampliação) de 5K = 5000x e a resolução de 20 μm . As análises foram realizadas no laboratório de Química da UFVJM, campus Diamantina.

A segunda técnica para caracterização das propriedades superficiais da amostra, foram

identificadas por isotermas de adsorção de nitrogênio a $-195,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ usando um instrumento de fisissorção (adsorção de Van der Waals) automático modelo *ASAP2020 Plus da Micromeritics, Norcross, GA* (EUA) na faixa de pressões relativas (P/P_0) de 0 a 0,995. Antes das medidas, todas as amostras foram submetidas a pré-tratamento a $350\text{ }^{\circ}\text{C}$ por 12 hs para eliminação de voláteis, até obtenção de vácuo de $10\text{ }\mu\text{m Torr}$ no frasco porta-amostra. A área superficial específica (S_{BET}) foi determinada pelo método BET (Brunauer-Emmett-Teller) usando dados de adsorção na faixa P/P_0 de 0,05 a 0,30. O diâmetro médio de poros (d_p) foi calculado pelo método BJH (Barrett-Joyner-Halenda) ($d_p = 4V/S_{\text{BET}}$, onde V_p é o volume total de poros). O volume total de poros foi calculado pela conversão da quantidade de gás N_2 adsorvido a P/P_0 de 0,995 para o volume do adsorbato líquido. A teoria pode ser sumarizada pela Equação 6:

$$V_s - V = \pi \int_{r_{pn}}^{\infty} (r - t)^2 L(r) dr \quad \text{Equação 6}$$

Onde V_s é o volume de gás adsorvido em pressão de saturação, V é o volume de gás adsorvido em pressão p , $L(r)dr$ é o comprimento total de poros cujos raios ficam entre r e $r+dr$. O r_{pn} é o raio crítico, ou seja, o raio do maior poro completamente preenchido com adsorbato líquido em qualquer pressão particular e t é a espessura da multicamada que normalmente é adotada na pressão p . As análises foram realizadas no Laboratório de Pesquisas em Materiais de Separação e Cromatografia Química da UFU, campus Pontal.

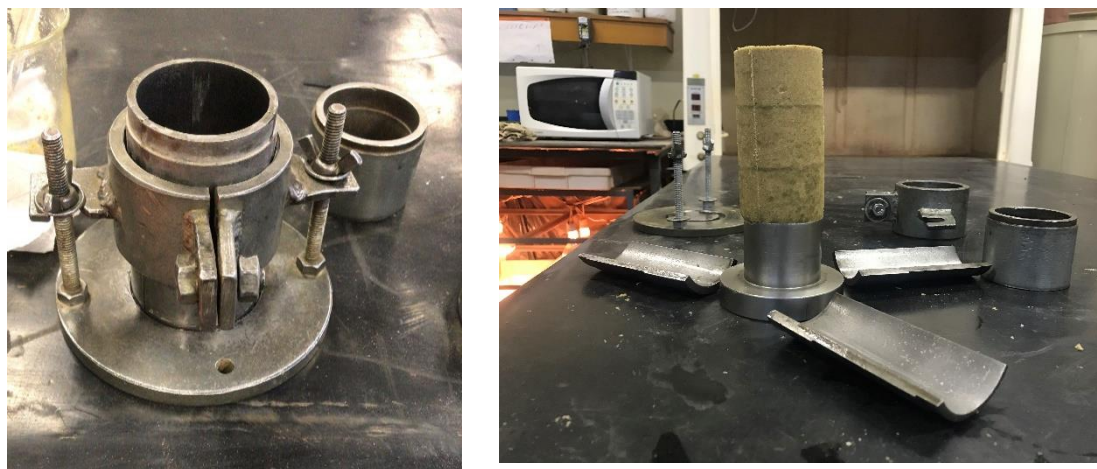
3.3.2. Moldagem e cura dos corpos de prova

O procedimento de mistura e moldagem iniciou-se com a pesagem individual dos materiais em balança com resolução de décimos de grama, com posterior acondicionamento individual desses, de forma a preservar suas condições. Após isso, seguiu-se com a metodologia de mistura descrita no item 3.1 (projeto experimental 1 – fatores constantes). O processo de mistura prosseguiu por cerca de 10 minutos, até que uma consistência uniforme fosse alcançada. Da mistura homogeneizada, retirou-se material suficiente para o preenchimento de três cápsulas a fim de que a umidade de

moldagem fosse verificada. Subsequentemente, a mistura foi dividida em três frações iguais que correspondem ao número de camadas necessárias ao tipo de corpo de prova empregado.

A moldagem foi realizada em molde metálico tri-partido, com 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro, untados com óleo desmoldante. Moldou-se em três camadas compactadas estaticamente, cujo topo era escarificado para garantir a aderência entre camadas (Figura 15). Após a extrusão do corpo de prova as dimensões, altura e diâmetro, foram verificadas com auxílio de um paquímetro e a amostra era pesada com precisão de 0,01g. Na sequência, o corpo de prova era acondicionado em um saco plástico e levado à câmara úmida para cura a temperatura ambiente ($23 \pm 2^{\circ}\text{C}$) ou acondicionado em um tanque aquecido para cura a $41,5$ ou 60°C . Como critério de aceitação os corpos de prova deveriam atender alguns critérios estabelecidos: peso específico $\pm 1\%$ do valor alvo; umidade $\pm 0,5\%$ do valor alvo; diâmetro $\pm 0,5\text{ mm}$ do valor alvo; e altura $\pm 1,0\text{ mm}$ do valor alvo.

Figura 15 - Moldagem dos corpos de prova.



Conforme citado nos itens 3.1 e 3.2 dois métodos de cura foram adotados, para controle do método de cura ao ar foi utilizado um higrômetro termômetro digital com sensor externo de umidade. A sua capacidade de faixa de temperatura é -10 a $+50$ ($\pm 1^{\circ}\text{C}$), e faixa de umidade 10 a 99 ($\pm 5\text{ RH}$). Dessa forma, as misturas curadas ao ar apresentaram 60%

de umidade.

Os parâmetros da compactação da areia, umidade de moldagem de 10% e peso específico aparente seco máximo em aproximadamente 16 kN/m^3 , equivalentes a uma densidade relativa de 70%, foram obtidos por Vendruscolo (2003) e Liu et al (2018, 2020), conforme explicitado no item 3.1.2.

Dessa forma, partiu-se do pressuposto teórico e optou-se pelo valor de peso específico aparente seco máximo dessa mistura ($\gamma_{dmax} = 15,9 \text{ kN/m}^3$), entretanto, testes preliminares de moldagem de corpos de prova demonstraram que valores acima de $15,8 \text{ kN/m}^3$ eram impraticáveis devido às limitações técnicas impostas pelas condições do processo (capacidade do macaco hidráulico e do molde cilíndrico). Portanto, adotou-se um γ_{dmax} de trabalho de $15,8 \text{ kN/m}^3$.

3.4. ENSAIOS REALIZADOS

Nos próximos itens são exibidos os ensaios utilizados para a obtenção dos parâmetros de resistência e rigidez, bem como as normas utilizadas para a sua correta realização e os procedimentos de moldagem e cura dos corpos de prova.

3.4.1. RCS (q_u) e RTCD (q_t)

A resistência das amostras testadas foi verificada com a utilização do parâmetro q_u , que significa a resistência a compressão simples (RCS), não confinada. Tal foi obtido com ensaios de compressão simples, seguindo a norma ASTM D2166 (ASTM, 2016). Para o ensaio de tração por compressão diametral (RTCD) seguiu-se a norma NBR 7222 (ABNT, 2011c). Ambos foram realizados em uma prensa automática com deslocamento controlado e constante de $1,14 \text{ mm/min}$, e com uma célula de carga de 10 kN . Antes dos ensaios, os corpos de prova foram submersos em água por 24h. Esta imersão, um dia antes do tempo de cura pré-estabelecido, tem por objetivo saturar as amostras e minimizar os

efeitos de sucção.

Como os testes foram realizados em réplica, estabeleceu-se como critério de aceitação que duas medidas de resistência à compressão simples e tração por compressão diametral não podiam desviar mais de 10% e 20%, respectivamente, da resistência média.

A resistência à compressão simples (q_u) e a resistência à tração por compressão diametral (q_t), de cada amostra era determinada segundo as relações (Equação 7 e Equação 8):

$$q_u = \frac{Q}{\left(\frac{\pi D_m^2}{4}\right)} \% \quad \text{Equação 7}$$

$$q_t = \frac{2Q}{\pi D_m H_m} \% \quad \text{Equação 8}$$

Sendo:

Q = carregamento máximo aplicado ao corpo de prova;

D_m = diâmetro médio do corpo de prova obtido a partir das medições de topo, centro e base.

H_m = altura média do corpo de prova, obtida a partir de três medições de altura;

3.4.2. Módulo cisalhante inicial (G_0)

A rigidez ou módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) foi estimado através de ondas ultrassônicas com a utilização do equipamento Pundit Lab Plus, produzido pela empresa Proceq. Basicamente este equipamento mede a velocidade de propagação das ondas de compressão (ondas P) e cisalhantes (ondas S) no material a ser testado. A primeira onda, de compressão, foi induzida pela vibração de transdutores a uma

frequência de 54 kHz, já a onda de cisalhamento foi obtida por meio da vibração de transdutores a 250 kHz; ressalta-se que em meios considerados não dispersivos o tempo de propagação da onda cisalhante independe da frequência empregada.

O módulo cisalhante a pequenas deformações do material foi obtido multiplicando a velocidade da onda cisalhante ao quadrado pela densidade deste, conforme Equação 9.

$$G_0 = \rho \times V_s^2 \quad \text{Equação 9}$$

Sendo:

ρ = massa específica do material (g/cm³);

V_s = velocidade da onda cisalhante (m/s).

O ensaio é iniciado após o término do período de cura e imersão dos corpos de prova. A medição da velocidade de propagação da onda no material sempre foi executada imediatamente antes da ruptura dos mesmos. Os sensores eram colocados perpendicularmente nas faces superiores e inferiores dos corpos de prova. Para a realização de cada leitura, a interface entre o corpo de prova e o transdutor foi preenchida com um gel específico, que auxilia a transmissão e leitura do sinal. Foram realizadas 3 medidas independentes do tempo de deslocamento da onda de compressão através do corpo de prova (t_p) e, em seguida, o tempo de deslocamento da onda cisalhante (t_s).

A leitura do t_p acontece diretamente no instrumento enquanto a leitura do t_s é realizada na interface computacional do *Pundit Lab Plus*. As velocidades de compressão e cisalhamento (V_p e V_s , respectivamente) foram determinadas a partir da relação entre a altura média de cada corpo de prova e o tempo aferido. Foram utilizados corpos de prova cilíndricos com diâmetro de aproximadamente 5 cm e altura aproximada de 10 cm. Este ensaio foi realizado em conformidade com a norma ASTM D2845 (ASTM, 2017).

3.4.3. Ensaio de Condutividade Hidráulica

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados através das seguintes etapas: (i)

instalação da amostra, (ii) percolação, (iii) saturação e (iv) medição da condutividade hidráulica. As etapas são descritas a seguir.

O equipamento utilizado foi o permeâmetro de parede flexível do LEGG – UFRGS, sendo o sistema composto: pelo permeâmetro, uma célula triaxial, um sistema de aplicação de pressão composto por células de pressão com interface ar/água e um conversor analógico/digital, *datalogger*. Os ensaios foram realizados conforme a norma ASTM D5084 (2016a).

i) Instalação da amostra

Inicia-se com o posicionamento do corpo de prova cilíndrico (diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm) no pedestal, sendo que em cada extremidade da amostra havia uma pedra porosa e um papel filtro. No confinamento lateral é utilizado uma membrana de látex fixada com *o-rings* nas extremidades do espécime. Em seguida, ocorreu a selagem da câmara e seu preenchimento com água, evitando as bolhas de ar.

ii) Percolação

No intuito de facilitar a saturação da amostra, realiza-se a etapa de percolação visando a eliminação das bolhas de ar na amostra.

O procedimento é iniciado com a aplicação de uma contrapressão, aplicada a altura da coluna d'água disponível (reservatório de água). A partir do painel de controle ajusta-se a tensão de confinamento na amostra, de modo que a tensão efetiva fique em aproximadamente 20 kPa. É importante salientar que em todas as etapas de ajuste o corpo de prova ficou isolado, e abria-se primeiramente sempre o confinamento e depois a contrapressão. Para a geração de fluxo, a base deve estar conectada ao reservatório de água e o topo à pressão ambiente.

Embora o solo utilizado nesta pesquisa seja um solo arenoso (tipicamente a condutividade hidráulica é muito elevada), o aditivo (polímero) tende a apresentar um efeito contrário. Por este motivo, definiu-se dois critérios de finalização desta etapa: percolação de duas vezes o volume teórico de vazios da amostra ou duração de no máximo 7 dias para cada ensaio.

iii) Saturação

Nesta fase aplicam-se incrementos de tensão isotrópica de 50 kPa, sendo a tensão efetiva mantida em aproximadamente 20 kPa. Os incrementos de tensão confinante eram aplicados abrindo-se a válvula da tensão confinante um pouco antes da contrapressão (aplicada no topo do corpo de prova). O novo incremento era aplicado somente depois que a contrapressão que foi aplicada no topo atingisse a base do corpo de prova, ou seja, somente depois que a pressão estivesse equalizada por todo o corpo de prova.

Através do parâmetro B (razão entre a variação de poropressão e a correspondente variação da tensão total aplicada) monitorou-se a saturação (SKEMPTON, 1954). Para solos em geral, quando a amostra se encontrou saturada, obteve-se B igual ou muito próximo a 1, ou seja, toda tensão aplicada se transforma em excesso de poropressão. Contudo, quando a compressibilidade do solo se torna da mesma ordem de grandeza da compressibilidade da água, como é o caso de solos muito densos, solos cimentados ou rochas brandas, o valor do parâmetro B, na condição de saturação, é menor que 1. A Tabela 17, adaptada de Lambe e Whitman (1979), exemplifica valores típicos para o parâmetro B.

Tabela 17 – Valores típicos para o parâmetro B

| MATERIAL | S (%) | B |
|-------------------|-------|--------|
| Arenito | 100 | 0,286 |
| Granito | 100 | 0,342 |
| Concreto | 100 | 0,582 |
| Areia Densa | 100 | 0,9921 |
| Areia fofa | 100 | 0,9984 |
| Argila de Londres | 100 | 0,9981 |

Fonte: Adaptado de Lambe e Whitman, 1979.

Nesta presente pesquisa, a condição de saturação das amostras era arbitrariamente alcançada quando para um nível de 700 kPa de confinamento e 680 kPa de contrapressão. Isso permitiu um valor de B na ordem de 0,92 a 0,98 fosse atingido.

iv) Medição da condutividade hidráulica

Considerando que os ensaios foram realizados com uma altura monométrica constante e vazão constante, baseou-se no item 10.1 da norma D 5084 (ASTM, 2016) para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica, conforme Equação 10:

$$k = \frac{\Delta Q \cdot L}{A \cdot \Delta h \cdot \Delta t} \quad \text{Equação 10}$$

Em que:

k = coeficiente de condutividade hidráulica (cm/s);

ΔQ = volume do fluxo (nesta pesquisa a água) passante na amostra no intervalo (Δt) de leitura, tomado como a média de entrada e saída (cm³);

L = altura da amostra (cm);

A = área da seção transversal da amostra (cm²);

Δt = intervalo de tempo, sobre o qual ocorre o fluxo (s);

t_1 = tempo no início das leituras (data: hs: min: seg);

t_2 = tempo no final do ensaio (data: hs: min: seg);

Δh = perda de carga média ao longo do permeâmetro/amostra $\left(\frac{\Delta h_1 + \Delta h_2}{2}\right)$, (cm de água);

Δh_1 = perda de carga através do permeâmetro/amostra em t_1 (cm de água);

Δh_2 = perda de carga através do permeâmetro/amostra em t_2 (cm de água);

Adotou-se o gradiente hidráulico ($i = \Delta h/L$) de 20. Isso porque com base na norma ASTM D5084 (2016) este valor é admitido para amostras com condutividade hidráulica de até 1×10^{-9} m/s. Além disso, vale ressaltar que gradientes maiores podem consolidar o material, lixiviar partículas para fora da amostra ou fazer com que as menores partículas

ficassem retidas na porção final da amostra, colmatando os poros por onde a água deveria sair (BENETTI, 2015; ASTM D5084, 2016b). O gradiente hidráulico deve ser mantido constante durante todo o ensaio, sendo que a norma D 5084 (ASTM, 2016) admite uma diferença máxima de 5% na medição da tensão de base e topo.

Conforme o item 9.5.4.1 da norma D5084 (ASTM, 2016) seguiu-se três critérios para o término do ensaio:

- (I) Seleção dos valores de k obtidos correspondentes: $0,75 \leq Q_{\text{saída}}/Q_{\text{entrada}} \leq 1,25$ e destes obter média 1;
- (II) Determinação dos limites inferior e superior da média 1 ($\pm 30\%$);
- (III) Seleção dos valores de k enquadrados no intervalo dos limites inferior e superior da média 1, e destes obter a média 2 ($k_{20_definido}$).

Por fim, efetuou-se a correção da condutividade hidráulica em relação à temperatura da água através da Equação 11 (ASTM D5084, 2016b).

$$k_{20} = R_t \cdot k \quad \text{Equação 11}$$

Sendo:

k_{20} = coeficiente de condutividade hidráulica para a água à 20 °C (cm/s);

R_t = fator de correção da viscosidade da água em diferentes temperaturas;

k = coeficiente de condutividade hidráulica (cm/s).

3.4.4. Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado (CID)

Os ensaios triaxiais do tipo consolidados isotropicamente drenados (CID) foram realizados baseando-se em procedimentos propostos em norma técnica D7181 (ASTM, 2020), princípios descritos por Bishop e Wesley (1975), por Head (2006) e pelos procedimentos de ensaio já consolidados pelos laboratórios de Mecânica dos Solos da

UFRGS.

Os testes foram realizados sob pressões de confinamento de 40 kPa, 80 kPa e 160 kPa, são valores proporcionais e relativamente baixos, próximos aos encontrados na literatura. E, além disso, preserva-se a possível estrutura formada da amostra estabilizada (CASAGRANDE, 2005; FESTUGATO, 2008; PATROCÍNIO, 2021).

O equipamento utilizado foi o Triaxial Geonor do LEGG – UFRGS. De maneira geral, o equipamento aplica dois níveis de pressões diferentes na amostra, pressões confinantes e contrapressão. A pressão confinante atua em todas as direções, submetendo o corpo de prova a um estado hidrostático de tensões. Já a contrapressão é aplicada diretamente na amostra pela base e pelo topo. Essas pressões são medidas por transdutores de pressão e aplicadas, a partir de um pistão que opera por uma interface água-óleo com adição manual de pesos na base do pistão.

O ensaio é realizado em diferentes etapas, e pode ser dividido em: (i) instalação da amostra, (ii) percolação, (iii) saturação, (iv) consolidação e (v) cisalhamento. As etapas são descritas resumidamente.

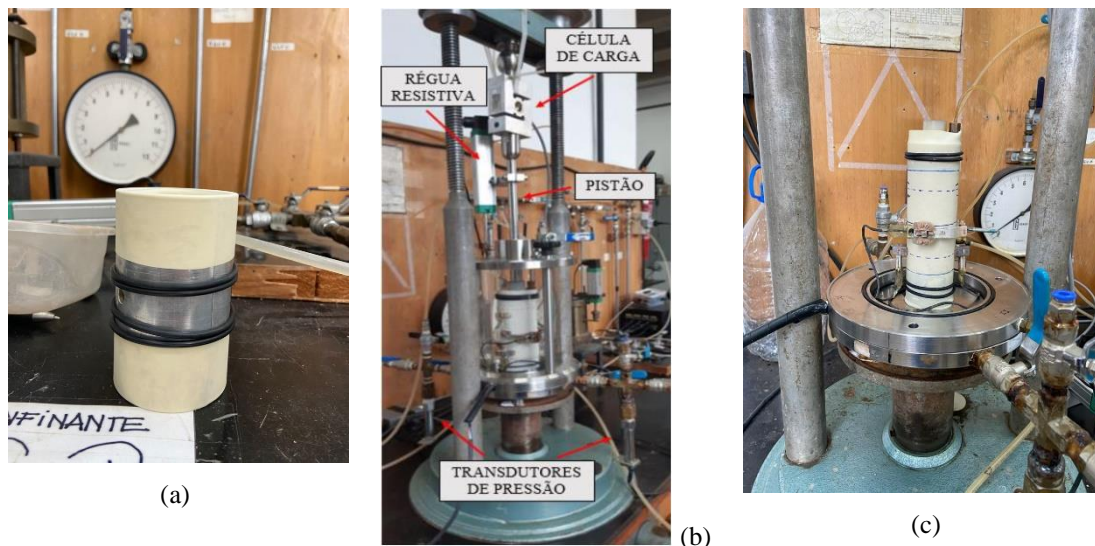
(i) Instalação da amostra

Após pesar e retirar as medidas do corpo de prova, colocam-se *o' rings* (anéis de vedação) no molde bipartido e a membrana de látex. Seguido a isso, utiliza-se a bomba à vácuo para posicionar a amostra dentro do conjunto molde-membrana (Figura 16a). É importante que a membrana fique bem ajustada à amostra. Posiciona-se a amostra na base do triaxial, entre duas pedras porosas com papel filtro (na base e no topo). Ajustes são realizados para a retirada do molde, e os anéis de vedação são fixados no pedestal e no *top-cap*.

O próximo passo é a realização da colagem e calibração dos sensores. As deformações axiais são medidas externa e internamente. Um transdutor de deslocamento linear, é responsável pela medida externa, Figura 16b. Este é posicionado sobre a câmara, com resolução menor do que 10 μ m. E, dois sensores de efeito *Hall*, axial 1 e axial 2, aderidos à superfície da membrana, possibilitam a medida dos deslocamentos internos com elevada precisão. Estes são responsáveis pelas medidas de deformações axiais e radial (Figura

16c).

Figura 16 – Esquema de montagem do ensaio triaxial.



Após a colocação, fechamento e enchimento da câmara, realiza-se a conferência das calibrações e segue-se para a próxima etapa.

(ii) Percolação

Esse processo é iniciado com a percolação de CO_2 por 30 minutos, para a posterior percolação de água feita da base para o topo do corpo de prova. Primeiramente, aplica-se uma pequena tensão de confinamento para garantir que a membrana fique aderida na amostra. Em seguida, acontece a aplicação de contrapressão para a total dissolução das bolhas de ar que possam estar inseridas no corpo de prova, mantendo-se a tensão efetiva em 20 kPa.

Finalizada a percolação com CO_2 iniciou-se a percolação com água, esta durou por 24 horas ou até que fosse verificada a quantidade de água em duas vezes o volume de vazios da amostra. Vale ressaltar que as misturas com 20 % e 30% de polímero (60 dias de cura) não houve a passagem de água, já com 20 % (apenas com 48 horas de cura) houve a passagem de 1 mL, conforme será discutido no tópico 4.4.

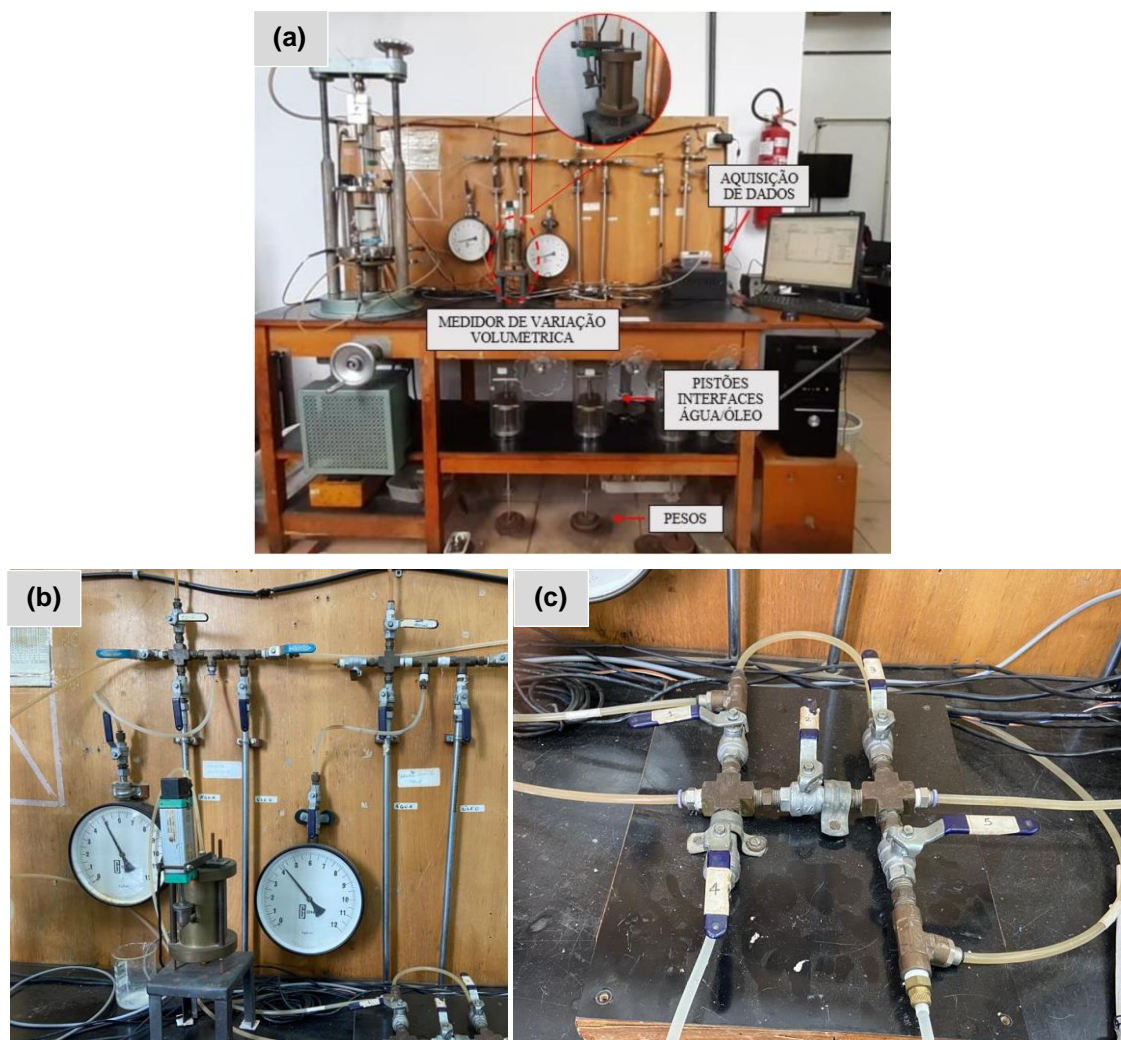
(iii) Saturação

Conforme descrito no subcapítulo anterior (3.4.3), nesta etapa realizam-se incrementos de tensão confinante e contrapressão na mesma proporção, mantendo a tensão efetiva constante, até que a medição do parâmetro B de Skempton (1954) apresentasse valores satisfatórios, de aproximadamente 0,95 (ou $\geq 0,9$), equivalente a solos muito rígidos ou cimentados (HEAD, 2006). O valor final de contrapressão foi igual a 415 kPa, no entanto, geralmente foi suficiente para garantir a saturação completa das amostras.

(iv) Compressão isotrópica

Finalizada a saturação, inicia-se a consolidação ou compressão isotrópica. A partir daí, é aplicada a tensão confinante conforme a tensão efetiva média inicial desejada para a realização da próxima etapa (cisalhamento). Nesta etapa é importante monitorar a variação volumétrica do corpo de prova (através de uma régua resistiva), conforme a Figura 17a e Figura 17b. Caso a régua resistiva se aproximasse do seu limite, invertia-se o jogo de válvulas e anotava-se o instante em que o fato ocorreu (Figura 17c). A partir disso, são obtidas novas dimensões do corpo de prova essenciais para a fase de cisalhamento. Para garantir a dissipação da poropressão, optou-se por realizar o cisalhamento 24 horas após a etapa da consolidação.

Figura 17 – Esquema geral do ensaio triaxial: a) visão geral; b) medidor volumétrico; c) jogo de válvulas.



(v) Cisalhamento

Nesta etapa, o carregamento axial é aplicado na amostra por um pistão e a carga é medida por uma célula de carga externa à câmara. A célula de carga possui capacidade de 20 kN e modelo S40AC3 2t, esta foi devidamente calibrada no laboratório.

A aquisição dos dados do ensaio foi realizada por um sistema *data logger* e um sistema de aquisição, cuja rotina foi desenvolvida em LabView pelo LEGG/UFRGS.

No cálculo da tensão desvio, as correções de área e de membrana são aplicadas conforme recomendado por La Rochelle et al. (1988) e Head (1998). A velocidade de carregamento adotada para a fase de cisalhamento foi de 2 mm/h.

3.5. AVALIAÇÃO DO CICLO DE VIDA

Conforme descrito no item 2.3, este estudo, seguiu a ISO14040 (2006) e envolve quatro fases: (i) objetivo e escopo, (ii) análise de inventário, (iii) avaliação do impacto, e (iv) interpretação dos resultados. Nos próximos itens, são descritas estas quatro etapas, para assim analisar a metodologia da ACV e suas limitações na aplicação deste estudo. Os impactos ambientais foram avaliados por meio do *software* SimaPro 9.0.0.47 (PRÉ CONSULTANTS, 2020) e o banco de dados *Ecoinvent* foram utilizados para acessar dados de inventário para os processos embutidos nos sistemas considerados.

As Equações 10 e 11 foram utilizadas na medição da condutividade hidráulica correspondente a um k_{20} esperado igual ou menor que 10^{-7} m/s (7 dias de cura) para amostras do polímero PGI e de cimento Portland, respectivamente. Este é o valor máximo de capacidade de percolação requisitado pelas agências reguladoras, quando utilizados como camada impermeável de aterros sanitários (BENSON e DANIEL, 1990).

Este valor de condutividade hidráulica corresponde a um uso específico do solo compactado utilizado como camada impermeável de aterros sanitários, como explicado no item 2.2.5.1. Uma vez que seu principal objetivo é impedir o fluxo de fluidos, a propriedade mais significativa que determina o seu desempenho é a condutividade hidráulica.

3.5.1. Avaliação Ambiental do Ciclo de Vida

Para o primeiro cenário da ACV foi comparado o PGI (ligante alternativo) *versus* cimento Portland (ligante tradicional). Neste cenário, a metodologia comparativa dos ligantes é justificada a partir dos valores de k (m/s) igual ou inferior a 10^{-7} m/s, conforme a Tabela 18. E, no segundo cenário, considerando que o PGI é um produto novo e até o momento produzido apenas em laboratório, optou-se por realizar ainda uma análise ambiental dentro do sistema produtivo deste com um polímero (PI) semelhante produzido em escala industrial (resina de polímero baseado em ácido isoftálico). Cujo objetivo é apenas a

caracterização e quantificação dos impactos ambientais, assim como identificação de *hot spots* no processo de fabricação dos polímeros avaliados.

Tabela 18 - Dosagens para a ACV dos ligantes estudados

| Ligante | | Ligante (%) | γ_d (kN/m ³) | Δ (kPa) | k (m/s) |
|-------------------------------------|-------------|-------------|---------------------------------|----------------|--------------------|
| Poli(isoftalato de glicerol) | Autora | 10 | 15,8 | 20 | 2×10^{-7} |
| Cimento Portland | Rojas, 2012 | 10 | 15,8 | 10 | 1×10^{-9} |

Ao analisar os dados apresentados na Tabela 18, observa-se que o gradiente hidráulico utilizado para o cimento é menor comparando-se àquele utilizado no PGI. Este fator tem grande influência sobre a permeabilidade, e justifica a ocorrência de menor condutividade hidráulica encontrada para a areia-cimento. Entretanto, considerando-se que o parâmetro base de aceitação é a condutividade hidráulica igual ou inferior a 10^{-7} (m/s), considerando-se ainda que se trata do mesmo solo, o mesmo peso específico seco de moldagem pode-se dizer que a comparação para fins de análise de ACV torna-se válida para esta pesquisa.

(i) Objetivo e escopo

Pretende-se comparar (cenário 1) os impactos ambientais de duas alternativas, de possível impermeabilização (tipo *liners*), utilizando polímero (PGI) e cimento Portland para a unidade funcional de 1 kg de cada (Figura 18). Esta unidade permitirá uma melhor compreensão dos valores de impactos e sua comparação com estudos semelhantes. Os resultados foram comparados para avaliar se o polímero é interessante do ponto de vista ambiental e econômica em comparação com o Cimento Portland. Além disso, no segundo cenário (Figura 19) foi avaliado o processo de produção do PGI em comparação com o processo de produção de um polímero (PI) produzido em escala industrial com composição de matéria-prima semelhante, visando identificar sua viabilidade ambiental e econômica nas categorias avaliadas pelo método adotado. A avaliação do ciclo de vida do processo de produção deste produto possibilitará uma tomada de decisão com fundamentos técnicos e ambientais, para possíveis aplicações.

O cenário 1 pode ser justificado pela falta de pesquisas compreendendo ACV comparativas entre diferentes tipos de ligantes utilizados em áreas diversas da engenharia, principalmente quando há um refinamento para aplicações específicas, i.e., *liners*. Enquanto o cenário 2, torna-se extremamente importante para a avaliação do PGI por dois principais motivos. O PGI é produzido apenas em escala laboratorial, por isso na avaliação ambiental foi necessário a criação de um novo processo a partir do banco de dados e adotou-se por referência o PI. O segundo motivo está associado à avaliação do custo do ciclo de vida, uma vez que é possível estimar o custo para a produção do PI em escala laboratorial e industrial. Entretanto, para o PGI, a determinação do custo está associada apenas à produção em escala laboratorial. Este fato inclui algumas limitações no custo, i.e., mão-de-obra. Isso porque tanto o cimento quanto o PI apresentam no custo da mão de obra embutido no custo do produto em escala industrial.

Para a situação aplicada neste estudo, o sistema do “berço” ao “portão” (*cradle-to-gate*) é o que representa esta pesquisa. Define-se como berço a etapa de extração dos materiais que serão utilizados, e portão representa o produto pronto para aplicabilidades diversas. Neste caso, teremos como produtos no cenário 1: poli(isoftalato de glicerol) – PGI e o cimento Portland; e no cenário 2: o poli(isoftalato de glicerol) – PGI e o polímero industrial de ácido isoftálico (PI).

Para a análise comparativa compreende como dois principais processos: (i) transporte da matéria prima e produção dos polímeros: PGI oriundo do glicerol (subproduto do biodiesel) e o PI; (ii) transporte da matéria prima e produção do cimento Portland. Entretanto, para a avaliação ambiental e composição de custos diretos considerou-se o custo do transporte da matéria-prima embutido no processo de produção de cada produto. Desta forma, o sistema restringe-se às fases que correspondem desde a extração de matérias-primas até a obtenção final de cada produto, o pó de cimento Portland, o poli(isoftalato de glicerol) e o polímero industrial. A distribuição dos produtos e comercialização dos mesmos não foram consideradas.

Figura 18 - Limite do sistema do PGI e cimento Portland para avaliação ambiental e econômica.

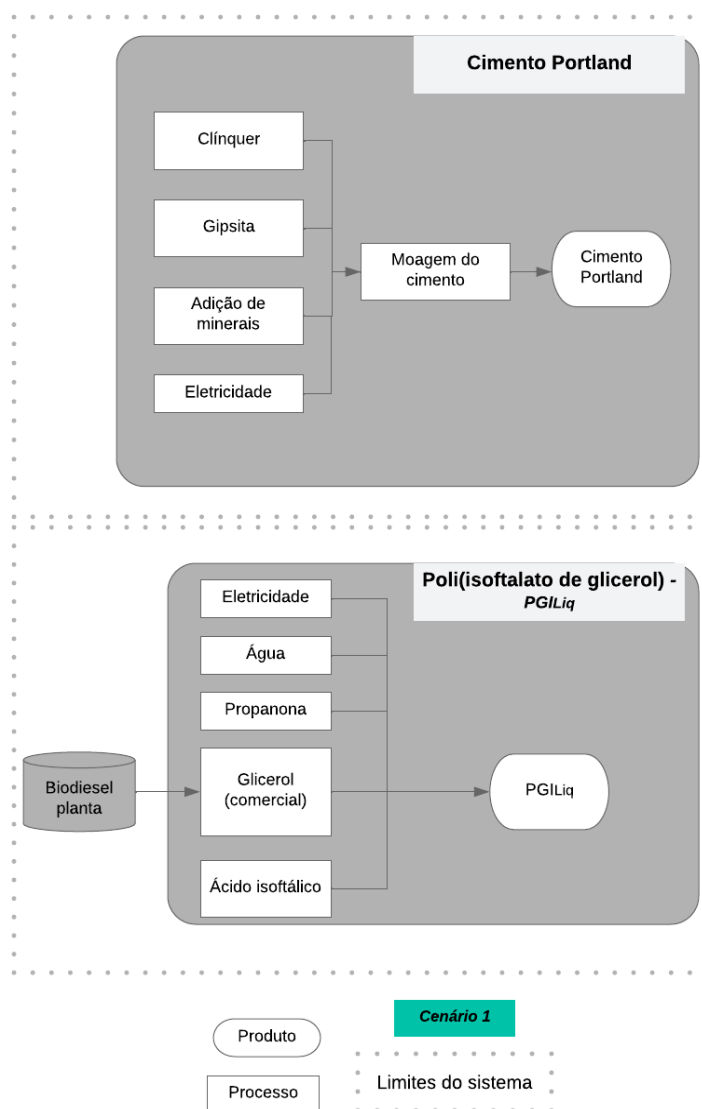
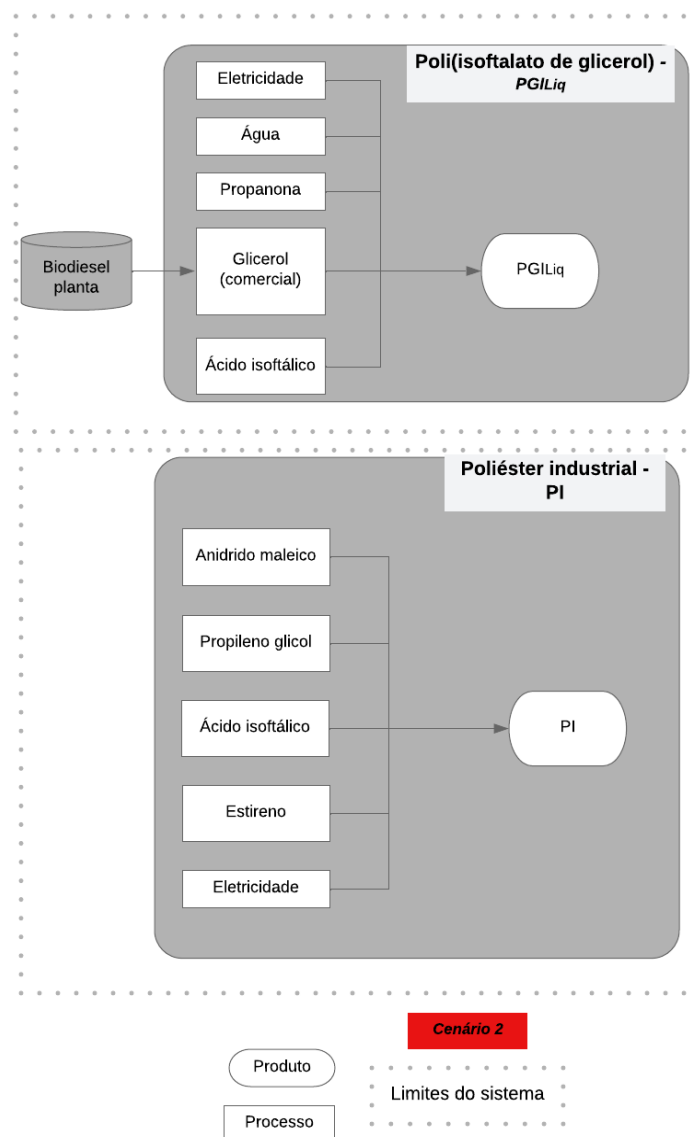


Figura 19 – Limite do sistema dos polímeros PGI e PI para avaliação ambiental e econômica.



(ii) Inventário do ciclo de vida

Dados secundários de inventário foram extraídos do banco de dados do *Ecoinvent v.5.3* (The ecoinvent centre, 2017) disponível no SimaPro. A *produção de cimento Portland* envolveu a (i) produção de clínquer (queima das matérias-primas do clínquer); (ii) moagem das matérias-primas do cimento; (iii) extração de gesso; (iv) extração e beneficiamento do calcário; (v) eletricidade consumida pelo maquinário (considerando-se a produção brasileira de energia elétrica, i.e., energia hidrelétrica); (vi) infraestrutura

utilizada. A *produção de Poli(isoftalato de glicerol)* compreendeu o (i) processo de produção da glicerina, a partir do biodiesel de origem vegetal; (ii) processo de obtenção do ácido isoftálico; (iii) processo de polimerização e solubilização do PGI e (iv) infraestrutura utilizada. E, a *produção do polímero industrial de ácido isoftálico* envolveu o (i) processo de obtenção do ácido isoftálico, oriundo do Beta-Hidroxiácido; (ii) processo de obtenção dos demais insumos, i.e., anidrido maleico, propileno glicol; (iii) processo de polimerização em cadeia; e (iv) infraestrutura utilizada. Apenas para o PGI foram necessárias adaptações para construção de um banco de dados deste produto, a partir da cadeia de produção do PI, adaptado com a realidade quantitativa e qualitativa necessário para a análise do PGI.

É importante destacar que a estimativa dos quantitativos de insumos e infraestrutura necessária para a produção do PGI é limitada, uma vez que se tomou por base a escala laboratorial. Por exemplo, para a estimativa da eletricidade tomou-se como base de cálculo o tempo de síntese, tempo de solubilização a partir do consumo energético de cada equipamento utilizado, não levando-se em consideração a iluminação do local. Além disso, a comparação com o PI é limitada, considerando-se que para uso do PI em melhoramento de solos é necessário que seja considerado o processo de solubilização ou emulsificação deste. Dessa forma, a Tabela 19, Tabela 20 e Tabela 21 apresentam os quantitativos de materiais utilizados no SimaPro na análise de inventário de 1 kg de cada material avaliado, sendo eles: cimento Portland (CP), Poli(isoftalato de glicerol) - (PGI) e polímero industrial (PI).

Tabela 19 – Quantitativo de materiais para 1 kg de cimento Portland

| Matéria-prima | Cimento Portland (CP) |
|-----------------------------|----------------------------------|
| Água (m³) | 7,68 |
| Clínquer (kg) | 0,89 |
| Dietileno glicol(kg) | 0,00066 |
| Gesso (kg) | 0,065 |
| Calcário (kg) | 0,046 |
| Energia térmica (MJ) | 0,17 |
| Eletricidade (kWh) | 0,05 |

BR: Cement Portland. Database: ecoinvent v.5.3.

Tabela 20 - Quantitativo de materiais para 1 kg de PGI

| Matéria-prima | Poli(isoftalato de glicerol) - PGLiq |
|---------------------------------|---|
| Glicerol comercial (mol) | 2,3 |
| Ácido isoftálico (mol) | 1,0 |
| Água (mol) | 2,0 |
| Propanona (mol) | 1,0 |
| Eletricidade (kWh) | 0,0012 |

BR: Glycerol based polyester resin Poly(isoftalato glycerol). Database: ecoinvent v.5.3

Tabela 21 - Quantitativo de materiais para 1 kg de polímero industrial

| Matéria-prima | Polímero industrial - PI |
|------------------------------|---------------------------------|
| Ácido isoftálico (kg) | 0,24 |
| Anidrido maleico (kg) | 0,16 |
| Propileno glicol (kg) | 0,20 |
| Estireno (kg) | 0,40 |
| Eletricidade (kWh) | 0,095 |

BR: Isophthalic acid based unsaturated polyester resin. Database: ecoinvent v.5.3

(iii) Avaliação do impacto e análise de sensibilidade

Conforme recomendado em *Product Category Rules for Type III Environmental Product Declaration of Construction Products to EN 15804:2012* adotou-se a metodologia CML-IA *baseline* (CML, 2016) para a avaliação de impacto (BRE, 2013). Neste sentido, considerou-se o modelo *allocation at the point of substitution* (GOEDKOOP et al., 2016b) e onze categorias de impacto foram avaliadas: (1) depleção abiótica (kg Sb-eq), (2) depleção de recursos abióticos (MJ), (3) aquecimento global (kg CO₂-eq), (4) depleção da camada de ozônio (kg CFC-11-eq), (5) toxicidade humana (kg 1.4-DB-eq), (6) ecotoxicidade aquática em água doce (kg 1.4-DB eq), (7) ecotoxicidade aquática marinha (kg 1.4-DB eq), (8) ecotoxicidade terrestre (kg 1.4-DB eq), (9) oxidação fotoquímica (kg C₂H₄-eq), (10) acidificação (kg SO₂-eq), (11) eutrofização (kg PO₄-eq). Como abordado no item 2.3, sugere-se que seja realizada uma análise de sensibilidade para avaliar os efeitos nos impactos ambientais nas categorias semelhantes, por isso a metodologia de avaliação de impacto americana TRACI (EPA, 2013) foi utilizada para comparar os resultados com a metodologia CML-IA.

3.5.2. Avaliação do Custo do Ciclo de Vida

No âmbito econômico, o custo por kg dos produtos (cimento Portland, PI e PGI) corresponderam à média do custo de aquisição de matéria-prima de três fornecedores, quando possível optou-se por escolher fornecedores mais próximos de Porto Alegre. Além disso, considerando que o cimento Portland e o PI são produzidos em escala industrial, e seguindo o mesmo parâmetro de cotação das médias, a Tabela 22 apresenta o valor de mercado destes produtos por quilograma. Neste contexto, o custo total de cada material resultou do custo por kg multiplicado pela quantidade de material (kg). A quantidade de material por kg de ligante foram considerados nas Tabela 19, Tabela 20 e Tabela 21. Há uma limitação nesta etapa, tendo em vista que a produção do cimento Portland e PI acontecem em escala industrial, enquanto o PGI ainda se encontra apenas em produção de baixa escala, ou seja, laboratorial. Além disso, no custo do PGI considerou-se o processo de solubilização, enquanto no PI essa etapa não foi considerada já que o banco de dados do PI foi adotado como consta no banco de dados da *Ecoinvent*.

Para a determinação do custo de produção de laboratório outras limitações são relevantes de serem registradas:

- (i) Custo do m³ de água: isso porque adotou-se o valor da água potável, considerando o valor de fornecimento com o custo do metro cúbico industrial. Entretanto, a água utilizada em laboratório passa por um processo para tornar-se destilada e este processo não foi considerado.
- (ii) Custo de aquisição do clínquer é cotado em dólar, para este cálculo utilizou-se como base o valor do dólar no dia 11 de abril de 2023, ou seja, R\$5,00.
- (iii) No custo laboratorial não foi considerado os custos indiretos, i.e., mão de obra, maquinário, infraestrutura etc.

Tabela 22 - Dados para composição de custos

| Processo | Componentes | Quantidade | Unidade | Preço unitário (R\$/kg) (R\$/kWh) (R\$/m ³) | Subtotal (R\$) | Total (R\$) |
|---|-----------------------------|------------|----------------|--|----------------|---------------------------------|
| Cimento Portland - CPIV-32 | Água ^(c) | 7,68 | m ³ | 5,27 | 40,48 | 48,89/0,84 ^(b) |
| | Clínquer | 0,89 | Kg | 2,50 | 2,23 | |
| | Dietileno glicol | 0,00066 | Kg | 359,00 | 0,24 | |
| | Gesso | 0,065 | Kg | 89,90 | 5,84 | |
| | Calcário | 0,046 | Kg | 1,60 | 0,07 | |
| | Eletricidade ^(a) | 0,05 | kWh | 0,66 | 0,03 | |
| Polímero industrial (PI) | Ácido isoftálico | 0,24 | Kg | 210,00 | 50,40 | 120,00/ 68,00 ^(b) |
| | Anidrido maleico | 0,16 | Kg | 181,00 | 28,96 | |
| | Propileno glicol | 0,20 | Kg | 79,00 | 15,80 | |
| | Estireno | 0,40 | Kg | 61,90 | 24,76 | |
| | Eletricidade ^(a) | 0,095 | kWh | 0,66 | 0,061 | |
| Poli(isoftalato de glicerol) - PGI | Glicerol comercial | 0,14 | Kg | 10,00 | 1,40 | 29,42 |
| | Ácido isoftálico | 0,12 | Kg | 210,00 | 25,20 | |
| | Água ^(c) | 0,01 | m ³ | 5,27 | 0,052 | |
| | Propanona | 0,11 | Kg | 25,00 | 2,75 | |
| | Eletricidade ^(a) | 0,02 | kWh | 0,66 | 0,013 | |

(a) ANEEL N° 3.138 (2022). (b) Custo em escala industrial. (c) DMAE, 2022.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

No presente capítulo apresentam-se os resultados das análises realizadas nos materiais, do projeto composto de segunda ordem (projeto experimental 1) e do projeto experimental 2. Todos compostos por análise do comportamento mecânico da mistura investigada. Além disso, serão apresentados os resultados dos ensaios de microestrutura realizados.

4.1. MATERIAIS

Os materiais desta pesquisa podem ser sumarizados pela Tabela 23.

Tabela 23 - Materiais e respectivas funções

| Material | Função |
|--|---------------------------------------|
| Areia | Solo a ser estabilizado |
| Cimento Portland (CPV-ARI) | Estabilizador químico tradicional |
| Poli(isoftalato de glicerol) semissólido (PGI _{Sem}) | Estabilizador químico não tradicional |
| Poli(isoftalato de glicerol) líquido (PGI _{Liq}) | Estabilizador químico não tradicional |

4.1.1. Areia de Osório

O solo arenoso utilizado na presente pesquisa provém de uma jazida, localizada na cidade de Osório, no Rio Grande do Sul. Trata-se de uma areia na qual seu comportamento tem sido extensivamente investigado nas últimas décadas pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), por meio de distintos métodos de investigação. Apresenta-se na Figura 20 a curva granulométrica do material determinada neste trabalho, obteve-se

resultados semelhantes aos encontrados por Casagrande (2005), Cruz (2008), Festugato (2008), Foppa (2016), Marques (2016).

De acordo a classificação SUCS (ASTM, 2017), a curva de distribuição granulométrica classifica este material como uma areia uniforme fina e limpa. (NBR 6502 – ABNT, 2022; ASTM D2487, 2020). As micrografias, na Figura 21, mostram uma amplificação da areia em estudo em (a) e (b) em 100 vezes, e em (c) e (d) 1.000 vezes. Pode-se dizer que a areia de Osório é um material com grãos de tamanho relativamente uniforme, com arestas de formatos sub angular à arredondado, ou seja, pouco arredondadas.

Figura 20 - Curva granulométrica da areia de Osório.

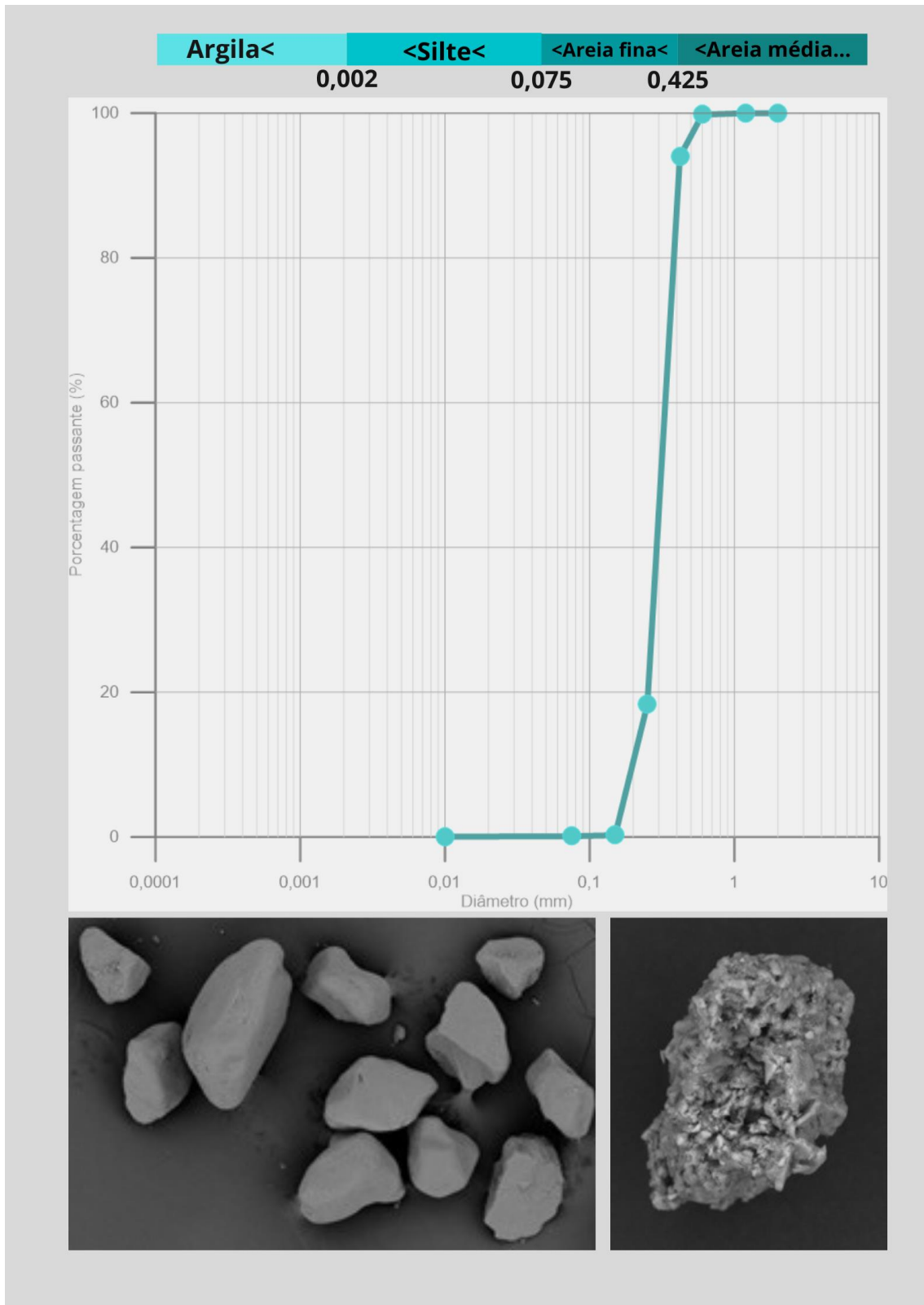
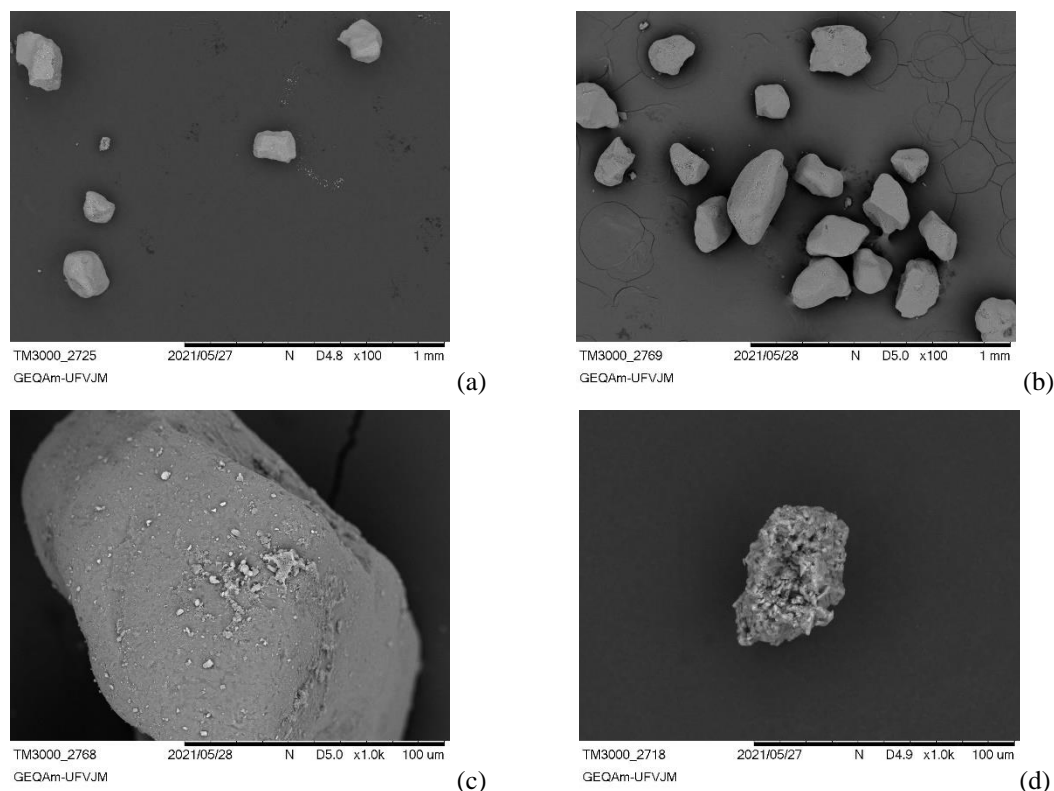


Figura 21 - Micrografias da areia de Osório



Neste contexto, considerando que esta areia tem suas propriedades estabelecidas pela comunidade científica, e que a curva granulométrica encontrada neste estudo se assemelha aos trabalhos citados, é possível comprovar que os parâmetros relativos à mesma estão em acordo com os já relatados em estudos anteriores (CASAGRANDE, 2005; MARCON, 2005; CRUZ, 2008; FESTUGATO, 2008; FOPPA, 2016; MARQUES, 2016). Dessa forma, os resultados foram comparados por referir a alguns dados já arrolados. As propriedades físicas da areia de Osório são exibidas na Tabela 24.

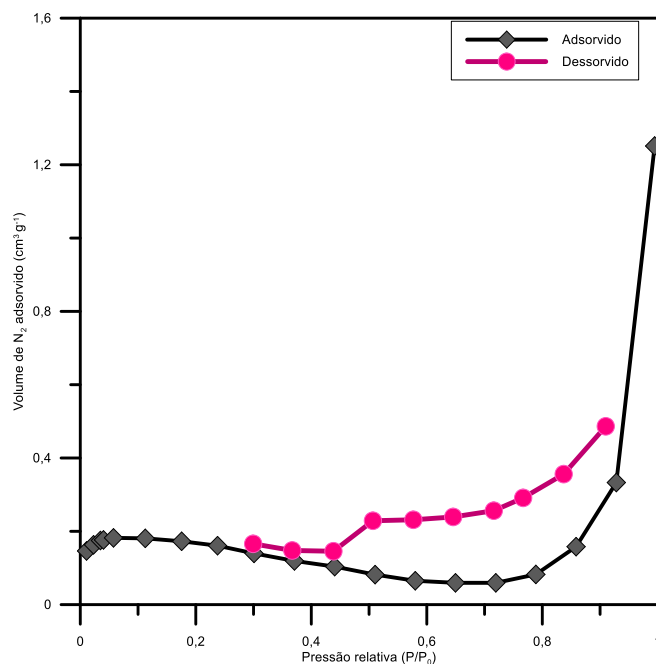
Tabela 24 - Propriedades Físicas da Areia de Osório

| Índices Físicos | Valor | Referência |
|--|---|---|
| Peso específico real dos grãos, γ_s | 26,2 ¹ - 26,5 ² kN/m ³ | Marcon ² , 2005; Cruz ² , 2008; Festugato ¹ , 2008; Marques ¹ , 2016. |
| Peso específico real dos grãos, γ_s | 26,5 kN/m ³ | |
| Área de superfície específica, S_{BET} | 0,639 m ² /g | |
| Volume total de poros, $v_{p,BJH}$ | 0,00156 cm ³ /g | |
| Diâmetro médio de poros, d_p | 12,09 nm | Autora |
| Umidade natural, w | 0,25 % | |
| Coefficiente de uniformidade, C_u | 1,99 | |
| Coefficiente de curvatura, C_c | 0,99 | |
| Diâmetro efetivo, D_{10} | 0,12 mm | |
| Diâmetro efetivo, D_{50} | 0,21 mm | |
| Índice de vazios mínimo, e_{min} | 0,6 | |
| Índice de vazios máximo, e_{max} | 0,9 | |

A Figura 22 apresenta o perfil da isoterma de adsorção, esta segue o tipo II (nomenclatura IUPAC) que é atribuída a materiais não porosos e aqueles principalmente constituídos de macroporos, em que as moléculas do gás N₂ são adsorvidas em mono/multicamadas sem restrições. Esse tipo de isoterma justifica a baixa área superficial específica e o pequeno volume total de poros da areia.

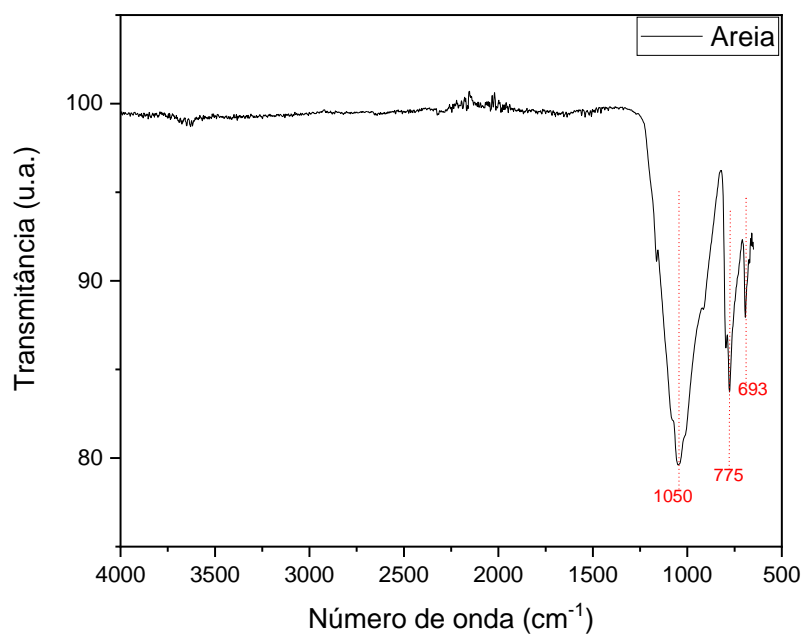
A histerese (diferença entre as quantidades do gás adsorvido e dessorvido) na isoterma, é indicado como do tipo H3 (nomenclatura IUPAC) são encontradas em sólidos consistindo em partículas tipo prato não rígido agregadas, como algumas cinzas.

Figura 22 - Isoterma de adsorção de gás N₂ na amostra de areia.



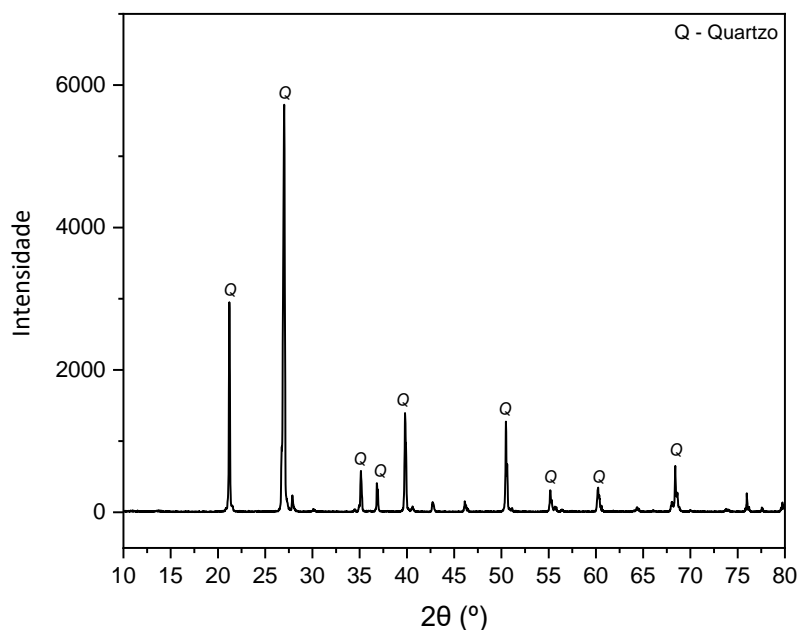
Os constituintes mais importantes e característicos que influenciam a intensidade da refletância e a feição espectral são a areia, o silte, minerais como quartzo, magnetita, caulinita e esmectita, a matéria orgânica e o ferro total, que permitem a caracterização e a discriminação dos solos (SOUSA JÚNIOR et al., 2008). Segundo Farmer e Palmieri (1975), as principais vibrações de minerais podem ser classificadas em vibrações de estiramento (ν) e vibrações angulares (δ). Estudos em solos arenosos tem identificado hidroxilas e óxido de silício com bandas características em: νOH ($3.400\text{-}3.750\text{ cm}^{-1}$), δOH ($600\text{-}950\text{ cm}^{-1}$), $\nu\text{Si-O}$ ($700\text{-}1.200\text{ cm}^{-1}$) e $\delta\text{Si-O}$ ($150\text{-}600\text{ cm}^{-1}$). Já as bandas em 1.050 cm^{-1} e entre $900\text{ e }400\text{ cm}^{-1}$ são atribuídas a minerais de argila e ao quartzo (PIRIE, et al., 2005). Na Figura 23 é possível identificar três bandas características, sendo as bandas 693 cm^{-1} , 775 cm^{-1} e 1050 cm^{-1} atribuídas a minerais de quartzo (δSiO_2).

Figura 23 - Espectro de FTIR da areia de Osório.



A mineralogia da areia de Osório é composta essencialmente por quartzo (SiO₂), com picos de elevado grau de cristalinidade (finos e de alta intensidade), como exposto no difratograma da Figura 24.

Figura 24 – Difratoograma de raios-x da areia de Osório



4.1.2. Poli(isoftalato de glicerol): semissólido (PGI_{Sem}) e líquido (PGI_{Liq})

Duas condições físicas do polímero foram analisadas nesta pesquisa, sendo o PGI_{Liq} obtido a partir do PGI_{Sem}. O PGI_{Sem} foi obtido a partir da síntese utilizando dois monômeros, o glicerol bi-destilado vegetal comercial com grau USP (pureza farmacêutica) e o ácido isoftálico da *Sigma-Aldrich* com grau P.A. (para análise). Este material classificado como poliéster é obtido pela mistura e aquecimento dos monômeros por irradiação de microondas. Vale ressaltar que este poliéster é produzido a partir de uma fonte renovável de matéria-prima, o glicerol, e não utiliza catalizadores à base de metais pesados quando preparados.

Em um béquer de 250,0 mL, foram adicionados entre 0,9 a 1,1 mol de ácido isoftálico e entre 2,1 a 2,5 mol de glicerol. A mistura foi agitada até a formação de uma pasta homogênea, constituída de uma dispersão esbranquiçada. Sob agitação, a pasta foi então submetida ao aquecimento com irradiação de microondas (cuja potência nominal é 1.200

W a uma frequência de 60 Hz), a temperatura variou entre 240 a 260 °C por cerca de 2 a 4 min e a pressão entre 0,9 a 1,1 atm. O processo foi conduzido até o surgimento de uma única fase líquida e transparente, logo após foi resfriado a 23 °C (VIEIRA, 2016).

Concluída a síntese do PGI_{Sem} iniciou-se o processo de solubilização para a obtenção do PGI_{Liq}. Conforme descrito no tópico 2.2.2 solubilizar polímeros é uma tarefa que pode demorar dias, caso contrário tem-se apenas uma dispersão coloidal (precipitação, quando a conformação do polímero é enrolada) e não um polímero solubilizado (efeito de solubilização, favorecido quando o polímero apresenta conformação estendida). Dessa forma, vários solventes foram testados até se obter uma mistura de solventes (propanona:água) na proporção estequiométrica (1:2). Uma vez definido o solvente, ou neste caso o composto, testou-se a relação em peso (3:1) nesta ordem (PGI_{Sem}:Solvente).

O polímero semissólido (PGI_{Sem}) utilizado imediatamente após a síntese caracteriza-se por um líquido amarelo claro, com um pH próximo de 7, densidade relativa é 1,32 g/cm³, tempo de solidificação de 450-600 s e viscosidade 300 – 850 cps (ver Figura 25).

Figura 25 – Poli(isoftalato de glicerol) semissólido - PGI_{Sem}



O polímero líquido (PGI_{Liq}), utilizado nesta pesquisa foi preparado com água destilada. Em um balão volumétrico de fundo chato, primeiramente misturou-se a água com a propanona (conhecida por acetona), adicionou-se à mistura o poliéster semissólido (PGI_{Sem}) por gotejamento. Após terminar o gotejamento, colocou-se o balão sob uma chapa aquecedora e com agitação magnética. Além disso, por se tratar de um solvente

muito volátil, visando evitar a perda deste durante o processo, montou-se um sistema de refluxo conforme mostra na Figura 26. Os materiais reagiram a 60-80 ° C por 72 horas. Finalmente, a mistura foi totalmente agitada, resfriada para a temperatura ambiente, e a obtenção do polímero solubilizado. Este caracteriza-se por apresentar um conteúdo sólido de 67% e viscosidade 2.000 – 5.000 cps (ver Figura 27).

Figura 26 – Solubilização do polímero: sistema de refluxo com aquecimento e agitação.

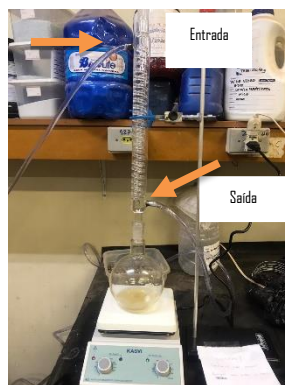
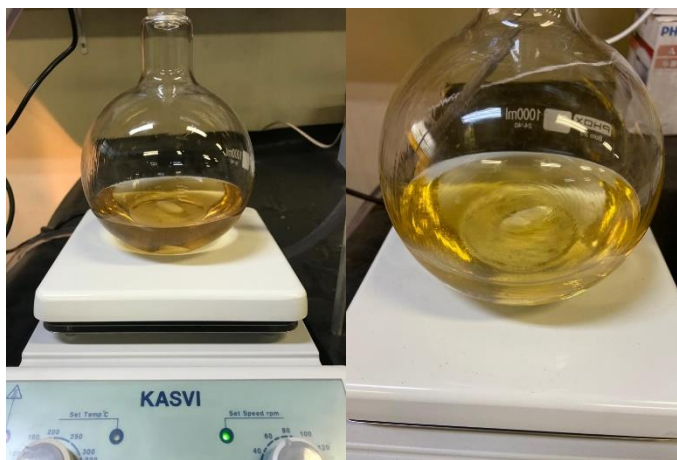


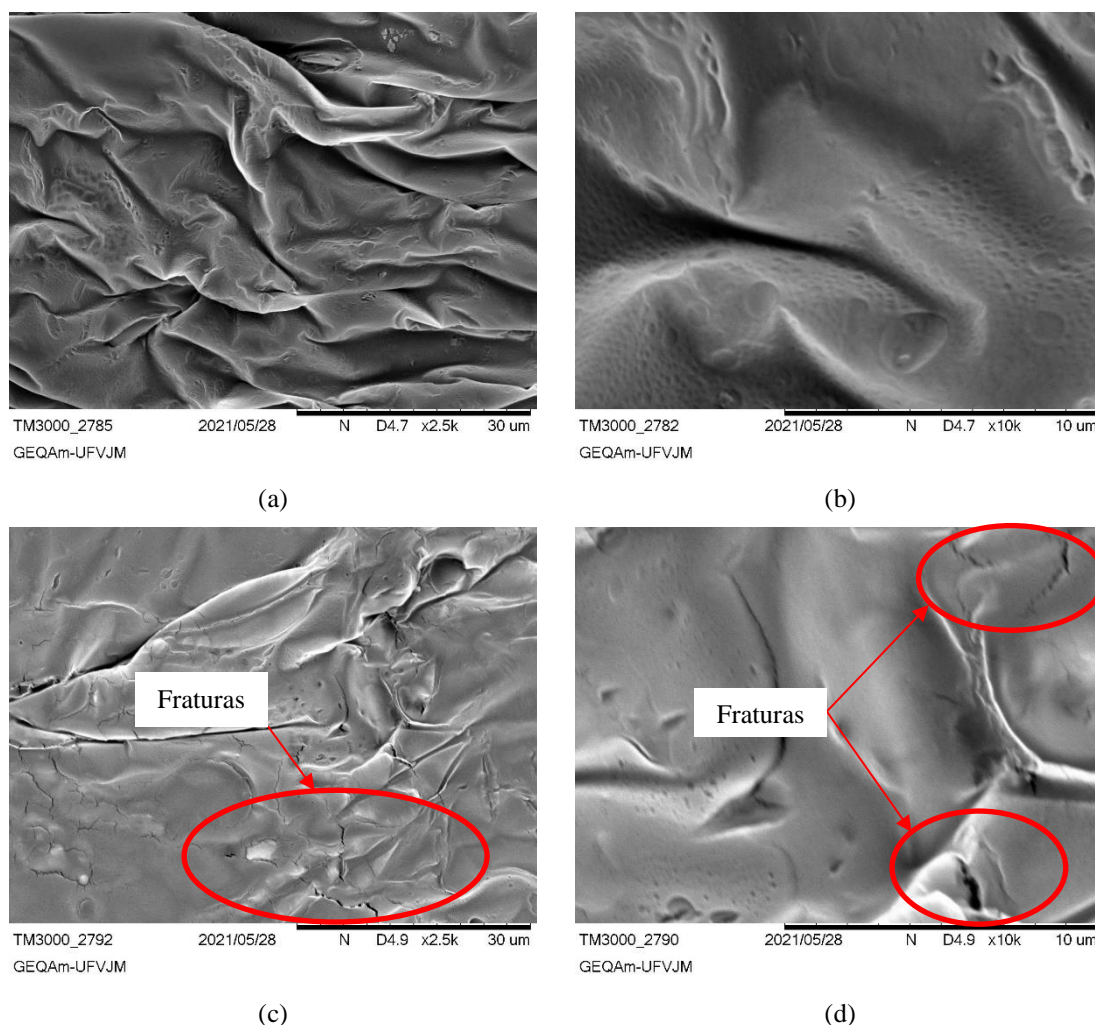
Figura 27 – Poli (isofalato de glicerol) líquido - PGI_{Liq}



As micrografias demonstram que não se observou mais de uma fase, o que sugere que não sobrou quantidade significativa de ácido isoftálico, sem a presença de domínios, comprovando assim que a reação entre os monômeros foi concluída. As imagens apresentadas na Figura 28 (a) e (b) demonstram a homogeneidade e ausência de fraturas

para a amostra de PGI_{Sem}. Entretanto, no caso do PGI_{Liq}, adicionou-se um solvente (Figura 28 c e d), razão pela qual justifica-se a presença de possíveis fraturas superficiais na amostra.

Figura 28 – Micrografias do polímero orgânico: (a) PGI_{Sem} – 2,5k; (b) PGI_{Sem} – 10k; (c) PGI_{Liq} – 2,5k e (d) PGI_{Liq} – 10k.



Os espectros dos polímeros PGI_{Sem} e PGI_{Liq} apresentaram bandas características próximas: 3300 cm^{-1} , 1710 cm^{-1} , 1225 cm^{-1} , 1030 cm^{-1} e 725 cm^{-1} . A banda típica em torno de 3300 cm^{-1} refere-se à deformação axial da ligação O-H. Conforme descrito por Vieira (2016), em um dos monômeros utilizados na síntese (o glicerol), esta banda aparece em 3295 cm^{-1} , e em maior intensidade do que nos polímeros. Essa diminuição da intensidade das bandas em torno de 3300 cm^{-1} ocorre em consequência da formação da

ligação éster, fato este que reduz o número de hidroxilas disponíveis (Figura 29). No entanto, na Figura 30 (PGI_{Liq}) percebe-se que houve uma maior redução na intensidade desta banda em 3300 cm⁻¹. Esta redução tende a estar associada à (i) grupos O-H livres (terminais ou intermediários) pertencente às cadeias do polímero e (ii) do próprio glicerol, incorporado no processo que possivelmente reagiram com o solvente adicionado na matriz polimérica. Na Figura 31 são apresentadas as bandas características do solvente utilizado (acetona).

A carbonila de ésteres aromáticos, vibra em frequências em torno de 1710 cm⁻¹. As deformações axiais C-O dos ésteres são duas vibrações assimétricas acopladas: C(=O)-O e O-C-C, e a primeira é considerada a mais importante. A deformação axial de C(=O)-O dos ésteres, de ácidos carboxílicos aromáticos, aparece em torno de 1225 cm⁻¹. Enquanto os picos relacionados à vibração O-C-C, de ésteres aromáticos, aparecem em torno de 1030 cm⁻¹. E, a banda característica próxima de 725 cm⁻¹ representa deformação axial da ligação C-O (MAYO et al., 2004; SILVERSTEIN et al., 2006).

Figura 29 - Espectro de FTIR do poli(isoftalato de glicerol) semissólido (PGI_{sem}).

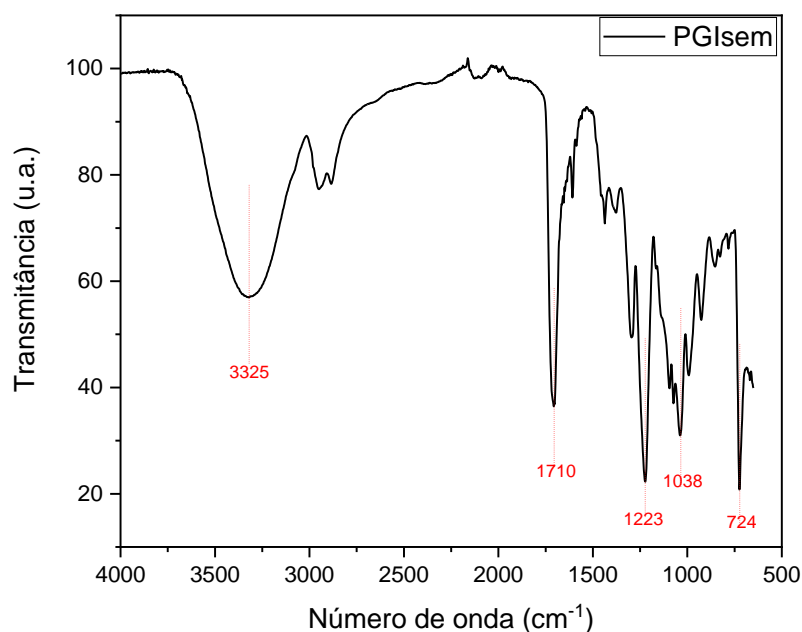


Figura 30 - Espectro de FTIR do poli(isoftalato de glicerol) líquido (PGLiq).

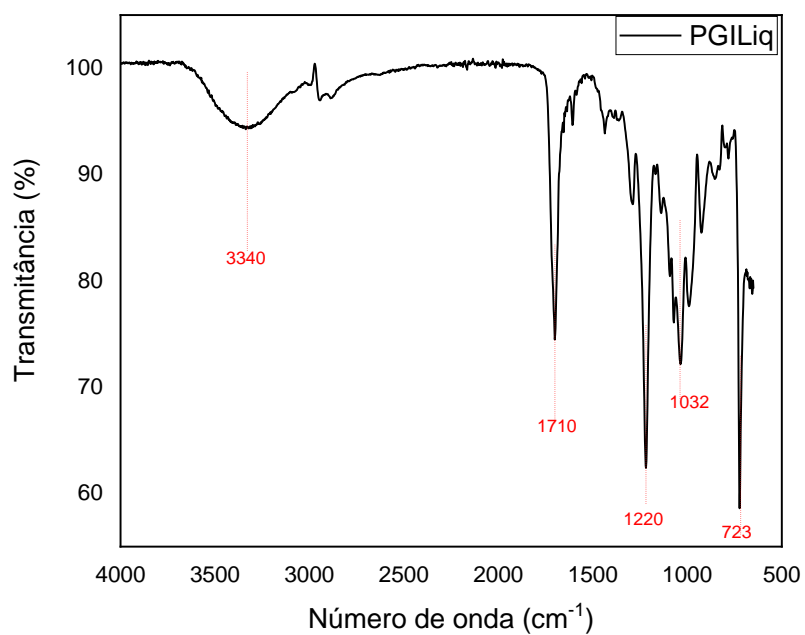
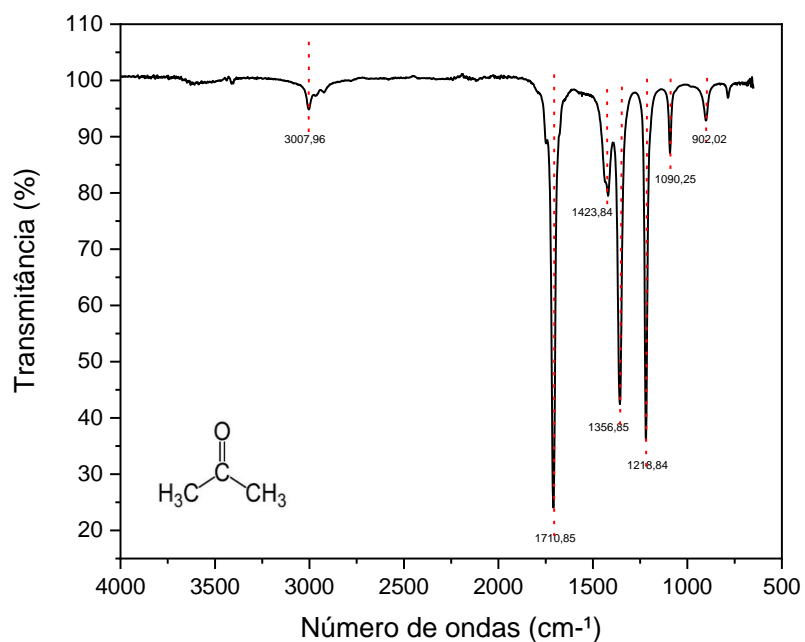


Figura 31 – Espectro de FTIR da acetona (propanona).



Como esperado os difratogramas, ver Figura 32 e Figura 33, apresentaram semelhança entre si. O PGI é semicristalino, e apresenta banda larga de difração em aproximadamente 2θ igual a 24. No entanto, alguns picos cristalinos são mais evidenciados e de maior intensidade no difratograma do PGI_{Sem} quando comparado ao PGI_{Liq}. Este fato pode ser justificado pela presença do solvente no PGI_{Liq}, que possivelmente reagiu com as hidroxilas livres, como identificado no FT-IR com ATR. Resultados semelhantes foram encontrados por Brioude et al. (2007).

Em diversos estudos, observa-se que os halos e picos mais definidos de polímeros encontram-se abaixo de $2\theta = 30,0^\circ$. Basicamente, os dados encontrados estão em concordância com aqueles da literatura, levando-se em consideração a ocorrência de pequenos desvios das posições angulares em 2θ (CHAUDHARI e KELKAR, 1996; HAN et al., 2002; BHADRA, SINGHA e KHASTGIR, 2007; HOPKINS, LIPELES e HWANG, 2008).

Figura 32 – DRX do poli(isoftalato de glicerol) semissólido (PGI_{Sem}).

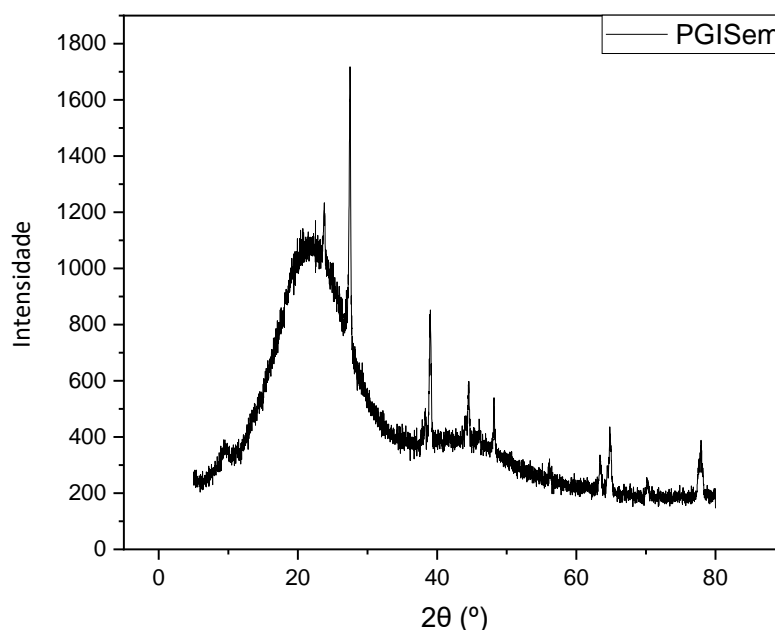
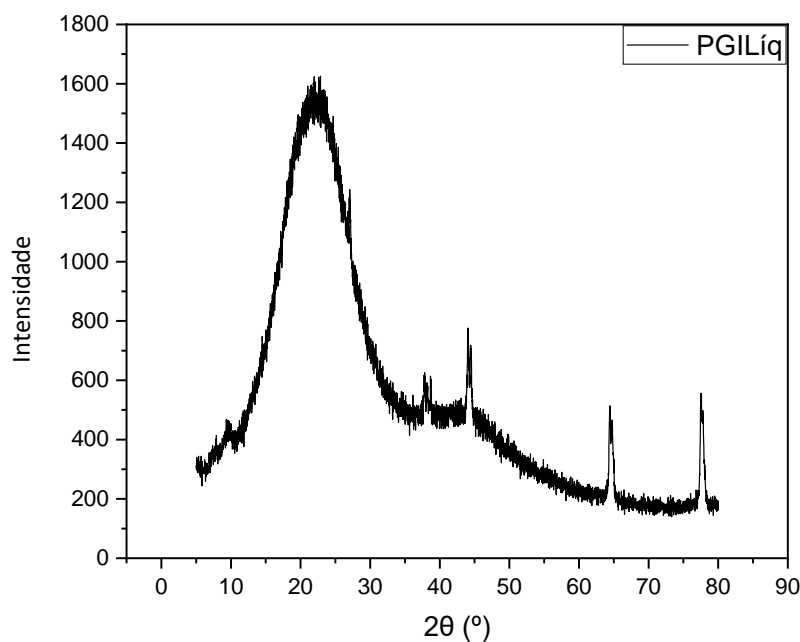


Figura 33 – DRX do poli(isoftalato de glicerol) líquido (PGI_{Líq}).

4.1.3. Cimento Portland

O cimento utilizado foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI). Este possui massa específica real dos grãos de 3,15 g/cm³.

4.2. RESULTADOS DO PROJETO COMPOSTO DE SEGUNDA ORDEM

Para a definição da metodologia de dosagem proposta no presente trabalho, a mistura utilizada foi composta por areia de Osório, cimento e polímero orgânico (sendo os dois tipos: PGI_{Sem} e PGI_{Líq}), em diferentes quantidades, em diferentes temperaturas de cura e curados com sete dias. Neste subcapítulo serão exibidos os resultados dos ensaios de resistência e rigidez.

A Tabela 25 e Tabela 26 apresentam os tratamentos experimentais executados a partir do projeto composto de segunda ordem para os ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e módulo cisalhante inicial, para as misturas preparadas com os polímeros estudados (PGI_{Sem} e PGI_{Liq}).

Tabela 25 - Tratamentos relativos aos ensaios de resistência e rigidez para as misturas preparadas com o polímero semissólido (PGI_{Sem}).

| Tratamento | PGI _{Sem} [%] | Cimento (%) | Temperatura (°C) | q _u (kPa) | q _t (kPa) | G ₀ (MPa) |
|------------|------------------------|-------------|------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 10 | 0 | 23 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 10 | 0 | 60 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 20 | 0 | 41,5 | 361,78 | 91 | 12.227,3 |
| 4 | 30 | 0 | 23 | 2.197,91 | 350 | 28.879,07 |
| 5 | 30 | 0 | 60 | 651,11 | 380,1 | 61.534,98 |
| 6 | 10 | 5 | 41,5 | 236,16 | 160,5 | 6.713,23 |
| 7 | 20 | 5 | 41,5 | 341,26 | 188,7 | 3.244,33 |
| 8 | 20 | 5 | 41,5 | 347,56 | 183,9 | 13.765,1 |
| 9 | 20 | 5 | 41,5 | 437 | 186,6 | 13.001 |
| 10 | 20 | 5 | 41,5 | 508 | 187,03 | 13.002,32 |
| 11 | 20 | 5 | 23 | 260,78 | 185,07 | 12.217,3 |
| 12 | 20 | 5 | 60 | 471,78 | 285,07 | 12.233,3 |
| 13 | 20 | 5 | 41,5 | 489,78 | 157 | 12.237,3 |
| 14 | 20 | 5 | 41,5 | 488,78 | 162 | 12.235,3 |
| 15 | 30 | 5 | 41,5 | 526,29 | 332 | 1.807,932 |
| 16 | 10 | 10 | 23 | 198,23 | 198 | 9.117,278 |
| 17 | 10 | 10 | 60 | 498,39 | 205 | 2.707,932 |
| 18 | 20 | 10 | 41,5 | 259,78 | 266 | 12.219,3 |
| 19 | 30 | 10 | 23 | 544,49 | 337 | 3.410,446 |
| 20 | 30 | 10 | 60 | 744,69 | 387 | 12.925,41 |

Tabela 26 - Tratamentos relativos aos ensaios de resistência e rigidez para as misturas preparadas com o polímero líquido (PGL_{liq}).

| Tratamento | PGL _{liq} [%] | Cimento (%) | Temperatura (°C) | q _u (kPa) | q _t (kPa) | G ₀ (MPa) |
|------------|------------------------|-------------|------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 10 | 0 | 23 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 10 | 0 | 60 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 15 | 0 | 41,5 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 20 | 0 | 60 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 20 | 0 | 23 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | 10 | 10 | 41,5 | 179 | 45 | 2.637 |
| 7 | 20 | 10 | 41,5 | 257,73 | 180,5 | 2.863 |
| 8 | 15 | 10 | 23 | 198,99 | 73 | 2.638 |
| 9 | 15 | 10 | 60 | 211 | 77 | 2.682 |
| 10 | 15 | 10 | 41,5 | 225 | 154 | 2.661 |
| 11 | 15 | 10 | 41,5 | 214 | 155 | 2.659 |
| 12 | 15 | 10 | 41,5 | 220 | 154 | 2.652 |
| 13 | 15 | 10 | 41,5 | 215 | 158 | 2.671 |
| 14 | 15 | 10 | 41,5 | 230 | 158 | 2.663 |
| 15 | 15 | 10 | 41,5 | 231 | 165 | 4.438,37 |
| 16 | 10 | 20 | 60 | 531,2 | 134 | 8.876,74 |
| 17 | 10 | 20 | 23 | 483,11 | 80 | 13.033,87 |
| 18 | 15 | 20 | 41,5 | 533,47 | 298,9 | 4.860,08 |
| 19 | 20 | 20 | 23 | 880,89 | 399,89 | 6.990,84 |
| 20 | 20 | 20 | 60 | 878,62 | 320 | 16.969,81 |

4.2.1. Resistência à Compressão Simples (q_u)

4.2.1.1. Efeito dos fatores controláveis

A Figura 34 expõe o gráfico de Pareto para o PGI_{Sem} e PGI_{Liq} , respectivamente. Neste gráfico, as barras horizontais representam a magnitude dos efeitos de cada fator principal e suas interações. As barras representando fatores que possuem efeito significativo sobre a variável de resposta (q_u) na Figura 34a e Figura 34b, do maior ao menor efeito, ultrapassam a linha pontilhada, a qual corresponde ao teste F calculado para um nível de significância de 5%. E, os gráficos de efeitos principais são delineados na Figura 35.

Em outras palavras, o gráfico de Pareto (Figura 34a) indica que para o PGI_{Sem} o fator principal é A (PGI_{Sem}) e as interações de segunda ordem: AB (interação entre o polímero e o cimento), BC (interação entre o cimento e a temperatura de cura) e AC (interação entre o polímero e a temperatura de cura) possuem, nesta ordem, maior magnitude de influência sobre a resistência à compressão simples (q_u). Para o PGI_{Liq} , o gráfico de Pareto (Figura 34b) indica que o fator principal B (cimento), a interação de segunda ordem AB (interação entre o polímero e o cimento) e o fator A (PGI_{Liq}) possuem, nesta ordem, maior magnitude de influência sobre as variáveis resposta analisadas.

Através do gráfico de efeitos principais, na Figura 35a o teor de polímero (A) para o PGI_{Sem} exerceu uma influência muito maior do que as outras duas variáveis na resistência da areia corrigida, sendo a resistência diretamente proporcional ao teor de polímero. Em contrapartida, a temperatura de cura (C) influenciou negativamente o desempenho do material para valores acima de $41,5^{\circ}C$. A quantidade de cimento melhorou ligeiramente a resistência para valores superiores a 5%. Enquanto na Figura 35b, embora o teor de polímero (A) para o PGI_{Liq} se mostrou significativo, o teor de cimento (B) exerceu uma influência muito maior do que as outras variáveis na resistência da areia corrigida. E, a temperatura de cura (C) nesta análise, não demonstrou influência no desempenho do material.

Observa-se a partir dos resultados apresentados (Figura 34a e Figura 35a) que o aumento no nível do fator controlável PGI_{Sem} , conduz significativamente para o aumento da resistência à compressão simples. Os valores dos fatores B (cimento) e C (temperatura)

não se mostraram significantes para a variável resposta em questão. Para o PGI_{Liq} os fatores A (PGI_{Liq}) e o fator B (cimento) apresentaram significância na variável resposta (Figura 34b), e pode ser verificado a partir da inclinação crescente no gráfico (Figura 35b). Entretanto, para o fator C (temperatura) ficou evidenciado uma não inclinação do efeito sobre a variável resposta, portanto não apresentou significância.

Figura 34 – Gráfico de Pareto da RCS para o (a) PGI_{Sem} e (b) PGI_{Liq} .

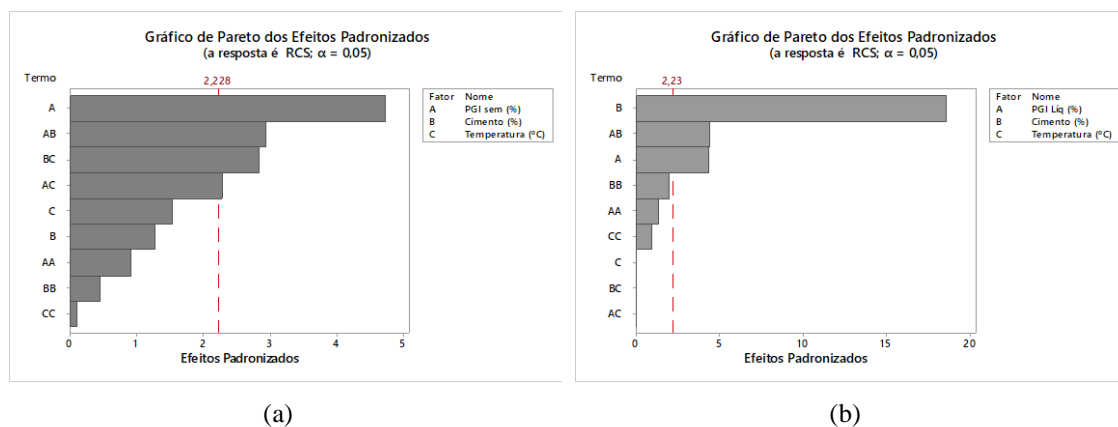
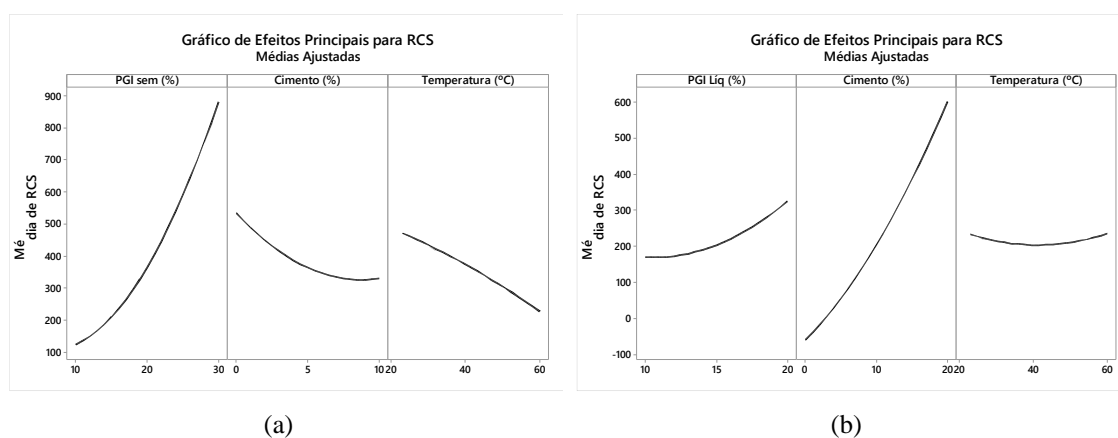


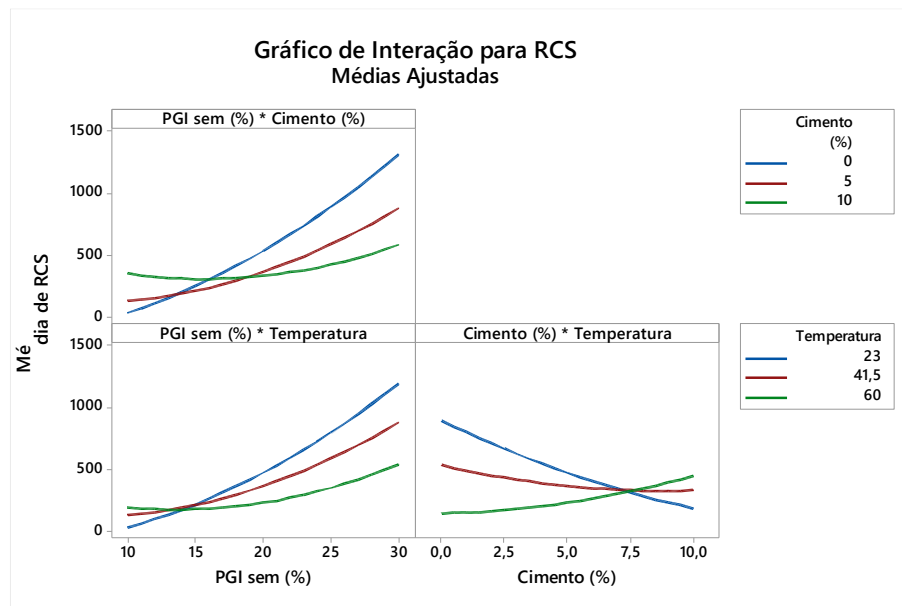
Figura 35 – Efeitos principais sobre RCS para o (a) PGI_{Sem} e (b) PGI_{Liq} .



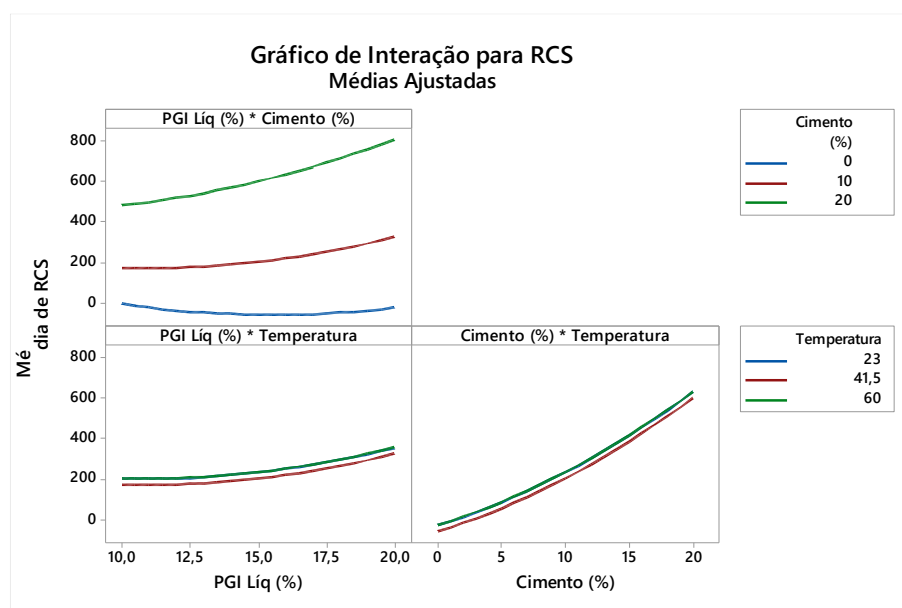
As interações de segunda ordem AB (PGI_{Sem} e cimento), AC (PGI_{Sem} e temperatura) e BC (cimento e temperatura), de maior magnitude de influência, são apresentados na Figura 36 para melhor visualização da interação entre os fatores investigados. Neste contexto, identifica-se interação entre os fatores avaliados para o PGI_{Sem} , mas para o

PGI_{Liq} não há interação entre eles.

Figura 36 - Gráficos de interações sobre q_u entre dois fatores para o (a) PGI_{Sem} e (b) PGI_{Liq} .



(a)



(b)

A partir da Figura 36a nota-se que a interação AB apresenta maior resistência (q_u) para o maior nível de PGI_{Sem} (30%) e o menor nível de cimento (0%), similar ao que ocorreu com a interação AC. Para o nível máximo de PGI_{Sem} (30%) e mínimo da temperatura

(23°C) obteve-se maior resistência. Corroborando a isso, para a interação BC, verifica-se que para o menor nível de cimento (0%) e temperatura (23 °C) resultará na maior resistência. Já na Figura 36b verifica-se a interação AB, na qual a maior resistência é alcançada no nível máximo dos fatores citados, em 20% de PGI_{Liq} e 20% de cimento.

O gráfico de contorno pode ser visto na Figura 37, evidencia-se que a maximização da resistência à compressão simples é obtida quando adotado o nível mínimo de cimento (0%) com o nível máximo do teor de PGI_{Sem} (30%). Enquanto para o PGI_{Liq} a maximização da variável resposta é obtida no nível alto dos fatores A (PGI_{Liq}) e B (cimento), ou seja, 20% (Figura 38).

Figura 37 - Gráfico de contorno de RCS para o (a) PGI_{Sem} .

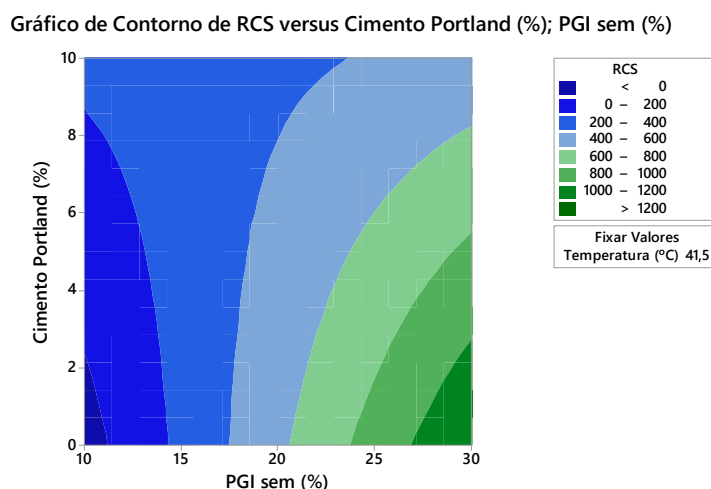
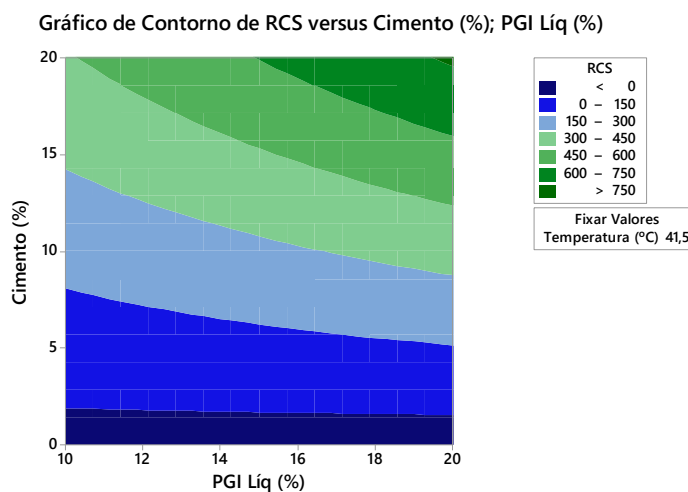


Figura 38 - Gráfico de contorno de RCS para o PGI_{Líqu.}

Para se verificar a influência dos fatores controláveis sobre a variável de resposta (resistência à compressão simples) foi realizada uma análise de variância (ANOVA), e adotou-se um nível de significância (α) igual a 5%. As Tabela 27 e Tabela 28 resumem os resultados da análise para os testes de resistência à compressão não confinada referente ao projeto de experimento 1, considerando o polímero PGI_{Sem} e o PGI_{Líqu.}, respectivamente. Para o PGI_{Sem} apenas o teor de polímero foi significativo em determinar q_u . Além disso, as interações com teor de polímero (PGI*C e PGI*T) foram estatisticamente significativas uma vez que o valor de p resultante foi 0,01 e 0,036 para os dados de q_u . Na prática, maiores resistências foram relatadas para corpos de prova com maiores quantidades de polímero, significando que o PGI*C e PGI*T foram importantes na alteração do desempenho das misturas estudadas. Os outros efeitos de primeira e segunda ordem estiveram longe de serem estatisticamente significativos, em afetar a resistência das amostras testadas conforme os valores p obtidos que foram geralmente maiores que 0,15. No entanto, alguns deles podem ter um significado físico.

Tabela 27 - Análise de variância para o PGI_{Sem}

| Fonte | Graus de liberdade (GL) | Soma ajustada dos quadrados (SQ Aj.) | Quadrados médios ajustados (QM Aj.) | Valor-P | Significativo |
|---|-------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|---------|---------------|
| Modelo | 6 | 193290 | 32215,0 | 0,001 | sim |
| Linear | 3 | 105404 | 35134,7 | 0,002 | sim |
| PGI _{Sem} (%) | 1 | 89572 | 89571,8 | 0,000 | sim |
| Cimento (%) | 1 | 6493 | 6492,5 | 0,215 | não |
| Temperatura (°C) | 1 | 9340 | 9339,9 | 0,146 | não |
| Interação com 2 Fatores | 3 | 87886 | 29295,3 | 0,003 | sim |
| PGI _{Sem} (%) * Cimento (%) | 1 | 34535 | 34534,6 | 0,010 | sim |
| PGI _{Sem} (%) * Temperatura (°C) | 1 | 20930 | 20929,6 | 0,036 | sim |
| Cimento (%) * Temperatura (°C) | 1 | 32422 | 32421,8 | 0,182 | não |
| Erro | 13 | 49780 | 3829,2 | | |
| Falta de ajuste | 8 | 47321 | 5915,1 | 0,079 | |
| Erro puro | 5 | 2459 | 491,9 | * | |
| Total | 19 | 243070 | | | |

Na análise de variância para o PGI_{Liq} os teores de polímero e cimento demonstraram significância na determinação da variável resposta (q_u). Apenas a interação com teor de polímero e cimento (PGI*C) foi estatisticamente significativa uma vez que o valor de p resultante foi 0,018 para os dados de q_u . Na prática, maiores resistências foram relatadas para corpos de prova com maiores teores de cimento e polímero, nesta ordem de significância para a alteração do desempenho das misturas estudadas. Os outros efeitos de primeira e segunda ordem estiveram longe de serem estatisticamente significativos, em afetar a resistência das amostras testadas conforme os valores p obtidos que foram geralmente maiores que 0,16. No entanto, alguns deles podem ter um significado físico.

Tabela 28 - Análise de variância para o PGI_{Liq}

| Fonte | Graus de liberdade (GL) | Soma ajustada dos quadrados (SQ Aj.) | Quadrados médios ajustados (QM Aj.) | Valor-P | Significativo |
|---|-------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|---------|---------------|
| Modelo | 6 | 75876,0 | 12646,0 | 0,000 | sim |
| Linear | 3 | 72104,0 | 24034,7 | 0,000 | sim |
| PGI _{Liq} (%) | 1 | 3740,1 | 3740,1 | 0,019 | sim |
| Cimento (%) | 1 | 68363,5 | 68363,5 | 0,000 | sim |
| Temperatura (°C) | 1 | 0,3 | 0,3 | 0,980 | não |
| Interação com 2 Fatores | 3 | 3772,1 | 1257,4 | 0,012 | sim |
| PGI _{Liq} (%)*Cimento (%) | 1 | 3771,9 | 3771,9 | 0,018 | sim |
| PGI _{Liq} (%)*Temperatura (°C) | 1 | 20,0 | 20,0 | 0,159 | não |
| Cimento(%)*Temperatura(°C) | 1 | 0,2 | 0,2 | 0,986 | não |
| Erro | 13 | 6719,5 | 516,9 | | |
| Falta de ajuste | 8 | 6702,7 | 837,8 | 0,089 | |
| Erro puro | 5 | 16,8 | 3,4 | * | |
| Total | 19 | 82595,5 | | | |

4.2.1.2. Resistência à compressão em função do teor de polímero

Os espécimes com o nível baixo de polímero PGI_{Sem} (10%) e de cimento (0%) não foram possíveis de serem moldados, isso porque é necessária uma quantidade de ligante o suficiente para aglomerar as partículas do solo (Figura 39a). Em contrapartida, o polímero PGI_{Liq} foi facilmente moldado com o nível baixo de polímero (10%) e de cimento (0%) como mostra a Figura 39b. Entretanto, ao realizar a imersão por 24 horas o espécime se desintegrou. Com o aumento do percentual de polímero PGI_{Sem} foi possível realizar a moldagem, e no caso do PGI_{Liq} reduziu-se o potencial de desintegração.

Figura 39 – Mistura de areia com nível baixo de polímero (a) PGI_{Sem} e (b) PGI_{Liq}.



(a)



(b)

Conforme esperado, quanto maior o teor de polímero, maior a resistência a compressão simples (considerando a faixa de valores utilizada nesta pesquisa). A Figura 40 e Figura 41 representam o ganho de resistência à compressão simples das misturas. Em ambos os casos se considerou como método comparativo o nível baixo do cimento.

Na Figura 40 é possível verificar a tendência de crescimento da variável resposta analisada para o aumento do teor de polímero, entretanto é importante destacar que este aumento é mais pronunciado quando na ausência de cimento. Esta ocorrência pode ser justificada pelo comportamento do polímero que tende a encapsular as partículas de areia e de cimento, impedindo a hidratação do cimento, ou seja, impedindo o ganho de resistência pela presença do cimento (LIU et al., 2018; LIU et al., 2020). Outro fato relevante é identificado quando as resistências se igualam em ~18% de polímero, no comparativo 0% vs 10% de cimento. Indicando-se a partir disso, o potencial de aplicação do PGI_{Sem} como aditivo e/ou substituição de métodos de estabilização convencionais, como o cimento Portland.

Considerando que o nível mais baixo de cimento (0%) investigado para o PGI_{Liq} conduziu à desintegração das amostras durante a imersão, para analisar a influência do teor de polímero adotou-se o nível intermediário de cimento (10%) e o nível alto (20%). A partir da Figura 41, é possível constatar o aumento na resistência à compressão simples com o aumento do teor de polímero, para os dois níveis de cimento. Diferente do observado para

o PGI_{Sem} , no caso do PGI_{Liq} tem-se um maior ganho de resistência com o aumento do teor de cimento. Este fato está associado ao processo de hidratação do cimento, que tende a ser favorecido quando se utiliza o PGI_{Liq} , em virtude da adição de água na solução para o processo de solubilização.

Figura 40 – Resistência à compressão simples em resposta ao aumento do teor de PGI_{Sem} .

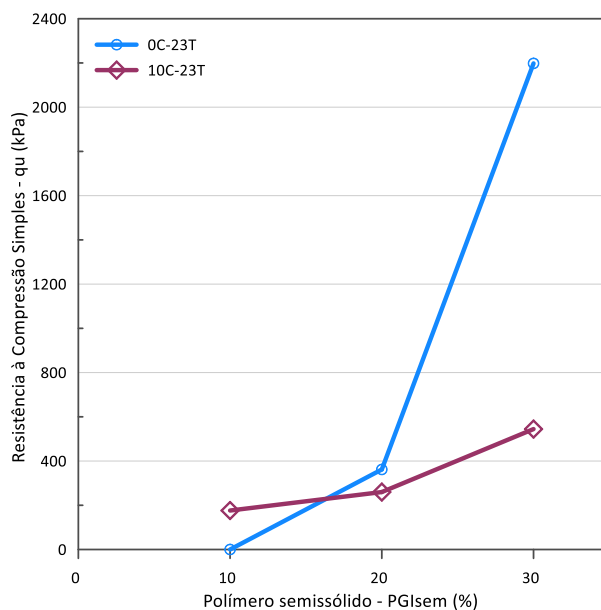
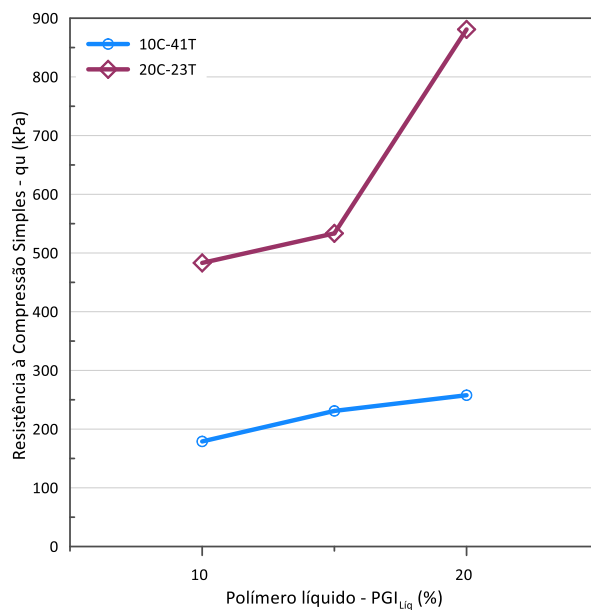


Figura 41 – Resistência à compressão simples em resposta ao aumento do teor de PGI_{Liq} .

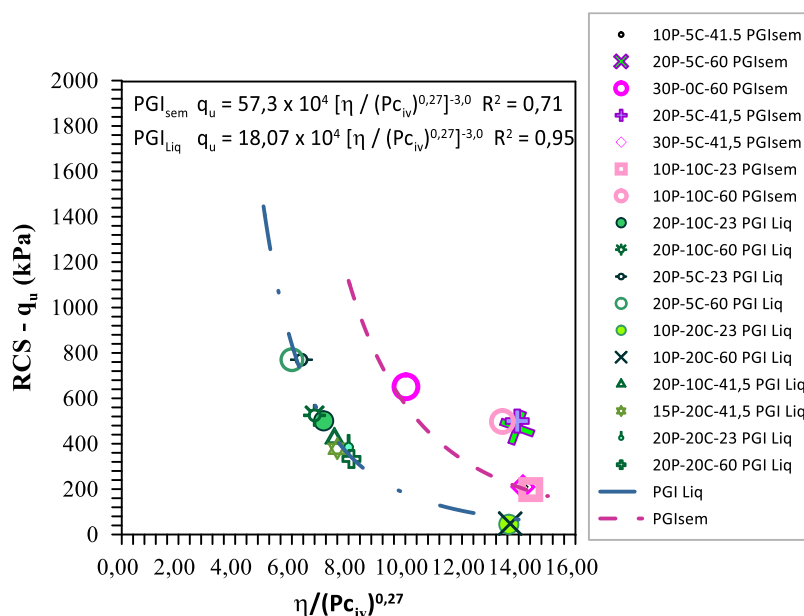


Contudo, a maior RCS foi encontrada com o máximo percentual de PGI_{Sem} 30%, em temperatura ambiente e sem a presença de cimento (~2,2 MPa). Já para o PGI_{Liq} a máxima resistência (~881 kPa) foi encontrada com o máximo percentual de cimento (20%), mas em temperatura ambiente (23 °C) e o máximo percentual do PGI_{Liq} investigado (20%). Resultados de q_u foram encontrados na literatura para polímeros orgânicos solubilizados, variando-se entre 10 e 50% de polímero (PU) com resultados de resistência entre 81 e 364 kPa para um peso específico de 16 kN/m³ (LIU et al, 2018). Liu et al (2020) encontraram resistências na faixa de 80 a 600 kPa para um peso específico de 15 kN/m³ e utilizaram o mesmo PU, porém adicionaram ainda baixos percentuais de fibras de polipropileno, basalto e vidro (entre 0 a 0.8%). Pelo exposto, percebe-se que o melhoramento proposto nesta pesquisa apresentou resultados significativos, e tem potencial de melhorias ainda maiores se for adicionado fibras.

4.2.1.3. Resistência à compressão simples (q_u) em função do índice de porosidade/teor volumétrico de polímero

A Figura 42 correlaciona os resultados de RCS para o PGI_{Sem} e o PGI_{Liq} ao índice porosidade/teor volumétrico de ligante $\eta/(P_{Civ})^{0,27}$. Para compatibilizar os efeitos entre porosidade e teor de ligante (polímero e cimento) um expoente interno de 0,27 foi adotado, refere-se a um valor aproximado previamente utilizado por estudos que estabilizaram solos arenosos (como citado anteriormente em 2.1).

Figura 42 - Relação entre $\eta/(P_{civ})^{0,27}$ e RCS para o: (a) PGI_{Sem} (b) PGI_{Liq}.



Conforme Figura 42 uma menor porosidade e um maior teor de polímero (i.e., menor valor de $\eta/(P_{civ})^{0,27}$) resultou em maior resistência à compressão simples, considerando para cada polímero (PGI_{Sem} e o PGI_{Liq}) as variáveis apresentadas. O aumento no teor de polímero resulta em uma maior interação solo-polímero e aumento de resistência, como discutido no item 2.2. Vale ressaltar que uma menor porosidade foi possível através da compactação máxima adotada, favorecendo ao aumento da área de contato entre as partículas de areia e o polímero, conduzindo a um maior inter-travamento destas, resultando em maior mobilização de atrito. Em ambos os polímeros houve um significativo aumento de RCS devido ao aumento da temperatura para as amostras representadas no gráfico. Entretanto, ao considerar o cimento nota-se que foi significativo para o aumento da resistência apenas para o PGI_{Liq}.

Coefficientes de determinação (R^2) significativos foram encontrados entre a RCS e o índice $\eta/(P_{civ})^{0,27}$, o que indica a viabilidade do índice na previsão da RCS. Para o PGI_{Sem} o coeficiente encontrado foi de 0,71 (Equação 12), e para o PGI_{Liq} foi de 0,95 (Equação 13). Para os polímeros (PGI_{Sem} e PGI_{Liq}) a equação da curva foi ajustada por um mesmo expoente externo de -3,0. Ambos os expoentes resultaram em coeficientes de determinação significativos para o maior número de curvas em cada polímero, entretanto vale ressaltar que alterando-se o expoente externo para o PGI_{Sem} ocorreu um aumento no R^2 . Assim, as Equações 12 e 13 mostram que o índice $\eta/(P_{civ})^{0,27}$ mantém o formato de

curva e expoentes em cada amostra estudada, apresentando somente escalares com valores distintos. De um ponto de vista prático, um engenheiro pode selecionar a melhor opção para uma desejada RCS: maior porosidade/baixo teor de polímero e menor porosidade/alto teor de polímero (i.e. camadas impermeáveis, como apresentado no item 2.2.5.1).

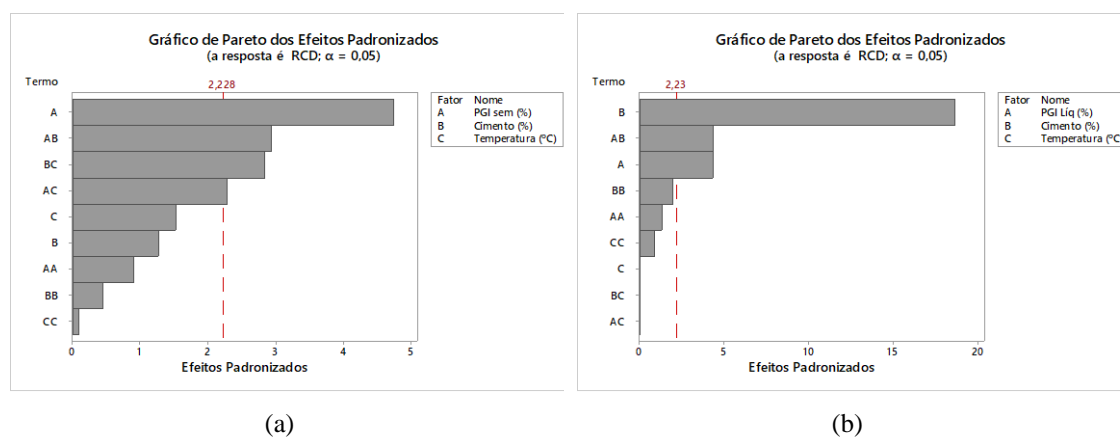
$$PGI_{sem} \quad q_u = 57.3 \times 10^4 \left((\eta / P_{cIV}^{0.27}) \right)^{-3.0} \quad R^2 = 0.71 \quad \text{Equação 12}$$

$$PGI_{Liq} \quad q_u = 18.07 \times 10^4 \left((\eta / P_{cIV}^{0.27}) \right)^{-3.0} \quad R^2 = 0.95 \quad \text{Equação 13}$$

4.2.2. Resistência à Tração por Compressão Diametral (q_t)

4.2.2.1. Efeito dos fatores controláveis

O gráfico de Pareto para a resistência à tração (Figura 43a) indica que para o PGI_{Sem} o fator de maior influência é A (polímero semissólido) e as interações de segunda ordem. As interações: AB (interação entre o polímero e o cimento), BC (interação entre o cimento e a temperatura de cura) e AC (interação entre o polímero e a temperatura de cura) possuem, nesta ordem, maior magnitude de influência sobre a resistência à tração (q_t). Para o PGI_{Liq} , o gráfico de Pareto (Figura 43b) indica que o fator principal B (cimento), a interação de segunda ordem AB (interação entre o polímero e o cimento) e o fator A (polímero líquido) possuem, nesta ordem, maior magnitude de influência sobre as variáveis resposta analisadas. O fator principal C (temperatura de cura) não apresentou efeito significativo sobre a variável de resposta para o PGI_{Liq} . Nota-se que este mesmo comportamento foi observado para q_u . Os efeitos dos fatores controláveis foram determinados para um nível de significância de 5%.

Figura 43 – Gráfico de Pareto da RTCD para o (a) PGI_{Sem} e (b) PGI_{Liq} .

A partir dos resultados apresentados na Figura 44a e Figura 45a é possível confirmar a influência crescente da variável resposta, a partir do aumento no nível do fator controlável PGI_{Sem} de maneira acentuada. Os valores dos fatores B (cimento) e C (temperatura) não se mostraram significativos para a variável resposta em questão. Para o PGI_{Liq} os fatores A (Polímero líquido) e o fator B (cimento) apresentaram significância na variável resposta (Figura 44b), e pode ser verificado a partir da inclinação crescente no gráfico (Figura 45b). Entretanto, para o fator C (temperatura) ficou evidenciado uma não inclinação do efeito sobre a variável resposta, portanto não apresentou significância.

As interações de segunda ordem AB (PGI_{Sem} e cimento), AC (PGI_{Sem} e temperatura) e BC (cimento e temperatura), de maior magnitude de influência, são apresentados na Figura 45 para melhor visualização da interação entre os fatores investigados. De forma que há interação entre os fatores avaliados para o PGI_{Sem} , mas para o PGI_{Liq} não há interação entre eles. Fato observado também para q_u .

Figura 44 – Efeitos principais sobre q_t para o (a) PGI_{Sem} e (b) PGI_{Liq} .

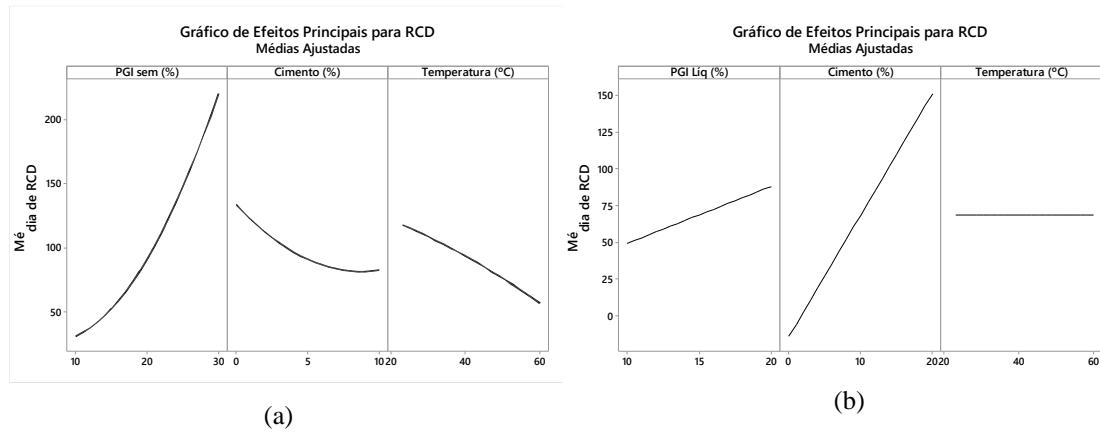
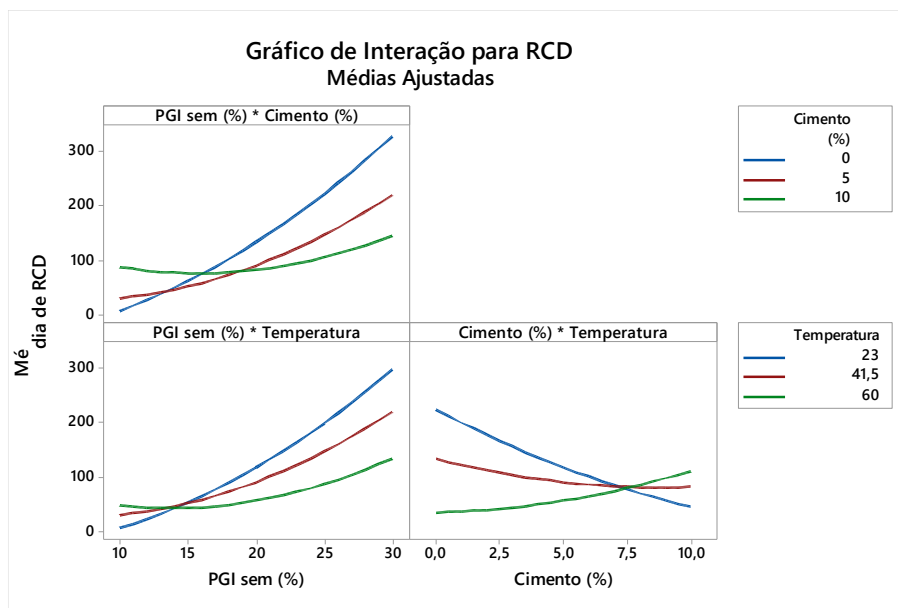
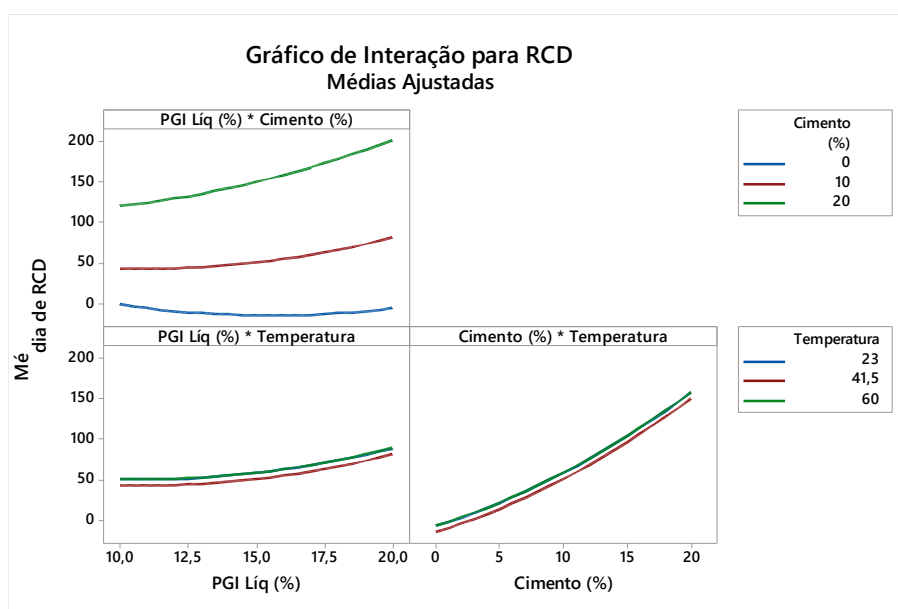


Figura 45 - Gráficos de interações sobre q_t entre dois fatores para o (a) PGI_{sem} e (b) PGI_{Liq.}



(a)



(b)

4.2.2.2. Resistência à tração em função do teor de polímero

Conforme observado na literatura, dentro dos limites do programa experimental, quanto maior o teor de polímero maior tende a ser a resistência à tração. A Figura 46 e Figura 47

representam o ganho de resistência à tração (q_t) das misturas. Em ambos os casos se considerou como método comparativo o nível baixo do cimento e o nível alto do cimento. Além disso, pode-se dizer que o comportamento à tração (q_t) assemelha-se àquele observado no comportamento à compressão simples (q_u).

Figura 46 – Resistência à tração em resposta ao aumento do teor de PGI_{Sem} .

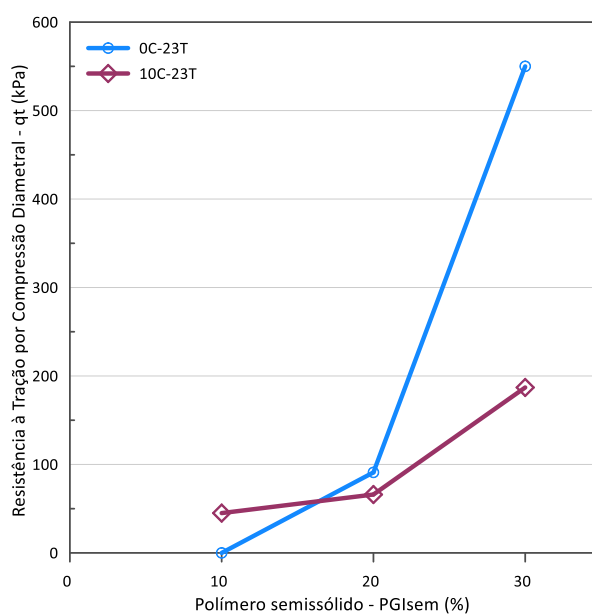
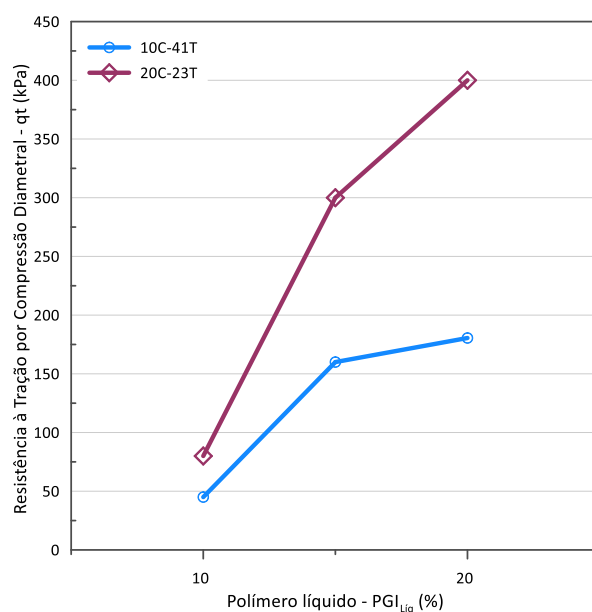


Figura 47 – Resistência à tração em resposta ao aumento do teor de PGI_{Liq} .

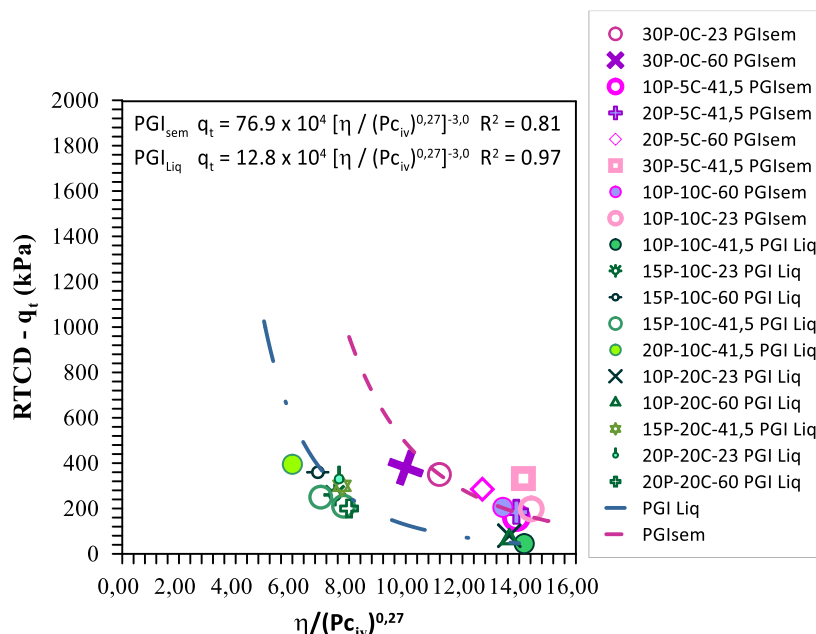


Diante o exposto, considerando o PGI_{Sem} percebe-se uma maximização das variáveis respostas (q_u e q_t) nas condições de nível alto do polímero (30%), nível baixo do cimento (0%) e nível baixo da temperatura (23 °C) com q_t igual a ~550 kPa. Enquanto para o PGI_{Liq} a maximização é identificada no nível alto do cimento (20%), nível alto do polímero (20%) e nível baixo da temperatura com q_t igual a ~400 kPa. Logo, a presença do cimento quando se utiliza o polímero solubilizado tende a favorecer as variáveis respostas, investigadas no projeto experimental proposto. Conforme o esperado, os resultados de q_t são menores que aqueles encontrados para q_u . Além disso, os resultados encontrados para q_t apresentaram semelhança com os trabalhos de Liu et al. (2018) e Liu et al. (2020) com q_t na faixa de 49 a 200 kPa. Neste contexto, nota-se que os resultados de resistência encontrados nesta pesquisa foram maiores que aqueles apresentados na literatura e podem ser justificados pela microestrutura e índice de porosidade do material.

4.2.2.3. Resistência à tração por compressão diametral (q_t) em função do índice de porosidade/teor volumétrico de polímero

A Figura 48 correlaciona os resultados de RTCD para o PGI_{Sem} e o PGI_{Liq} ao índice porosidade/teor volumétrico de ligante $\eta/(P_{Civ})^{0,27}$. Para compatibilizar os efeitos, entre porosidade e teor de ligante (polímero e cimento), o mesmo expoente interno (0,27) utilizado para RCS foi adotado para RTCD.

Figura 48 - Relação entre $\eta/(Pc_{iv})^{0,27}$ e RTCD para o: (a) PGI_{Sem} (b) PGI_{Liq}.



De acordo a Figura 48 nota-se um menor valor de $\eta/(Pc_{iv})^{0,27}$ e um maior teor de polímero. Ao analisar a curva para o PGI_{Sem} identifica-se maior resistência à tração por compressão diametral, nas amostras 30P-0C-60, 10P-5C-41.5 e 30P-0C-23, respectivamente. E, para o PGI_{Liq} identifica-se uma resposta maior em 20P-10C-41.5, 15P-10C-60 e 20P-20C-23, respectivamente. Observa-se que enquanto para o PGI_{Sem}, de forma geral, são encontrados maiores aumentos da resposta avaliada (RTCD) na ausência de cimento, enquanto o inverso ocorre para o PGI_{Liq}. No entanto, o aumento no teor de polímero resulta em uma maior interação solo-polímero e aumento de resistência. Entretanto, ao considerar o cimento nota-se que foi significativo para o aumento da resistência apenas para o PGI_{Liq}, como ocorreu na RCS.

Coefficientes de determinação (R^2) significativos foram encontrados entre a RTCD e o índice $\eta/(Pc_{iv})^{0,27}$, o que indica a viabilidade do índice na previsão da RTCD. Para o PGI_{Sem} o coeficiente encontrado foi de 0,81 (Equação 14), e para o PGI_{Liq} foi de 0,97 (Equação 15). Para ambos os polímeros (PGI_{Sem} e PGI_{Liq}) a equação da curva foi ajustada por um mesmo expoente externo de -3,0. Ambos os expoentes resultaram em coeficientes de determinação significativos para o maior número de curvas em cada polímero, entretanto vale ressaltar que alterando-se o expoente externo para o PGI_{Sem} ocorreu um aumento no

R₂. Assim, as Equações 14 e 15 mostram que o índice $\eta/(P_{civ})^{0.27}$ mantém o mesmo formato de curva e expoentes em cada amostra estudada, apresentando somente escalares com valores distintos.

$$PGI_{Sem} \quad q_t = 76.9 \times 10^4 \left(\frac{\eta}{P_{civ}} \right)^{-3.0} \quad R^2 = 0.81 \quad \text{Equação 14}$$

$$PGI_{Liq} \quad q_t = 12.8 \times 10^4 \left(\frac{\eta}{P_{civ}} \right)^{-3.0} \quad R^2 = 0.97 \quad \text{Equação 15}$$

4.2.3. Módulo cisalhante inicial (G₀)

4.2.3.1. Efeito dos fatores controláveis

A Figura 49 apresenta o gráfico de Pareto das misturas ensaiadas, considerando os três fatores sob o módulo cisalhante (G₀). O gráfico de Pareto para o polímero semissólido (Figura 49a) indica que a interação de segunda ordem: AB (interação entre o polímero e o cimento), os fatores principais A (PGI_{Sem}) e B (cimento), e AC (interação entre o polímero e a temperatura de cura) possuem, nesta ordem, maior magnitude de influência sobre o módulo cisalhante (G₀). Enquanto para o PGI_{Liq}, o gráfico de Pareto (Figura 49b) indica que apenas o fator B (cimento) apresenta influência sobre o módulo cisalhante (G₀). Os efeitos dos fatores controláveis foram determinados para um nível de significância de 5%.

A partir dos resultados apresentados na Figura 49a e Figura 50a nota-se que o fator controlável A e o fator controlável B apresentam efeitos contrários, sobre a variável resposta G₀. Enquanto o aumento no nível do fator controlável PGI_{Sem}, conduz significativamente para o aumento do módulo cisalhante (G₀), o aumento do nível do fator B (cimento) conduz a um decréscimo de G₀. Para o PGI_{Liq} todos os fatores investigados apresentaram resposta crescente frente a variável resposta analisada, entretanto aquele na qual se mostrou com maior significância perante o *range* analisado foi o fator B (cimento), como pode ser identificado na Figura 49b e Figura 50b. Isso pode ser

verificado a partir da inclinação bem acentuada no gráfico da Figura 50b.

Figura 49 – Gráfico de Pareto do módulo cisalhante inicial para o (a) PGI_{Sem} e (b) PGI_{Liq} .

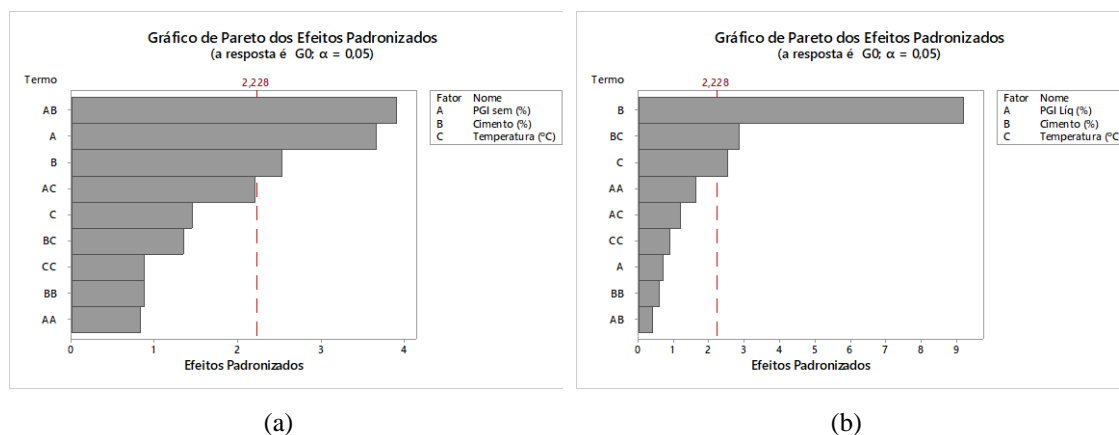
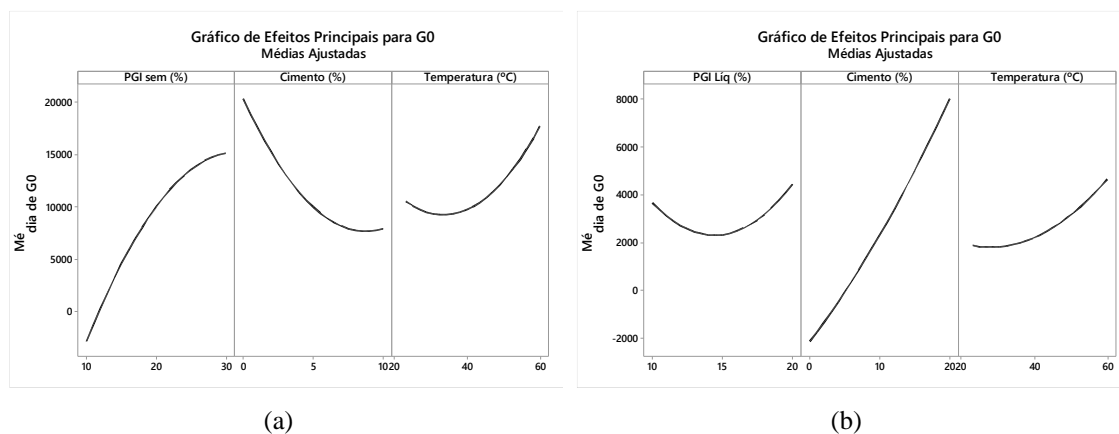
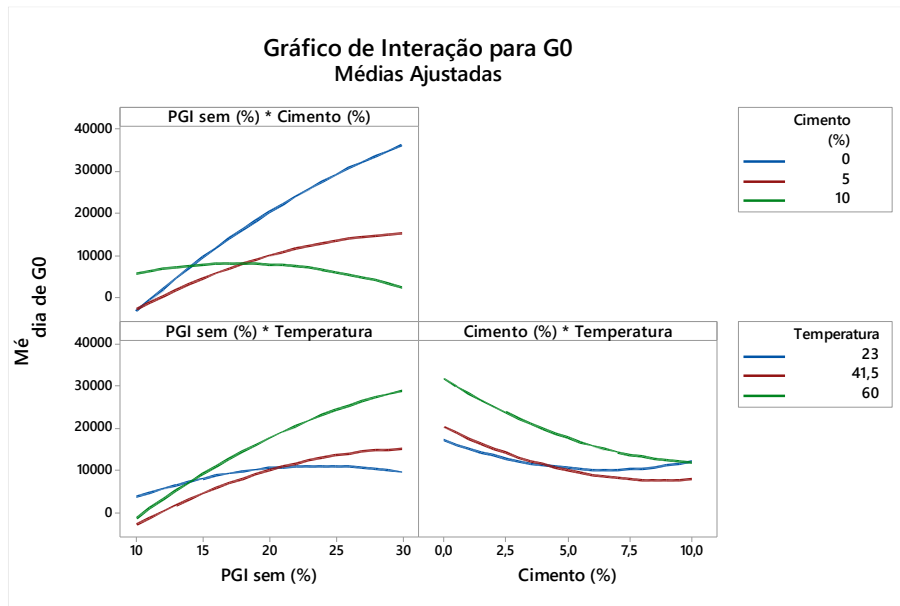


Figura 50 – Efeitos principais sobre G_0 para o (a) PGI_{Sem} e (b) PGI_{Liq} .

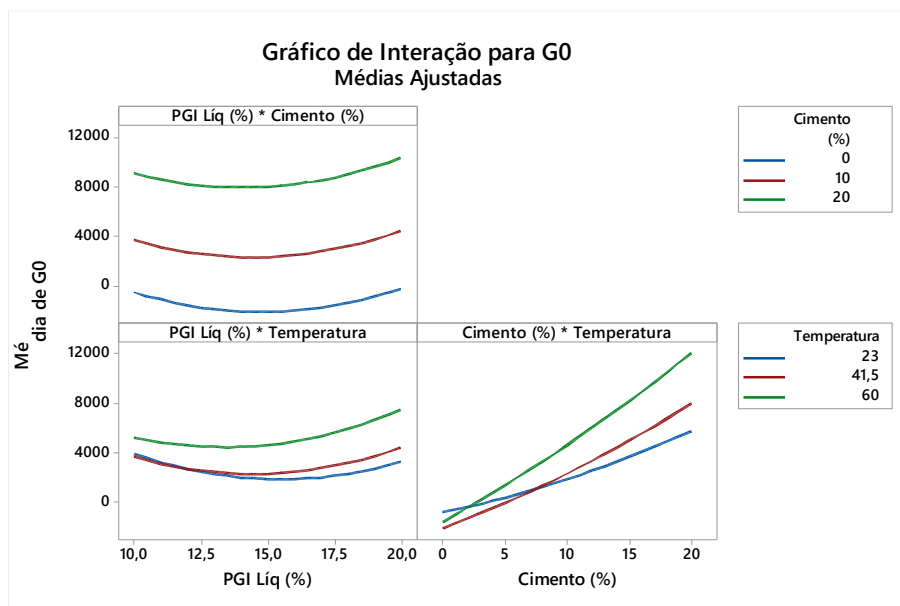


As interações de segunda ordem AB (PGI_{Sem} e cimento), AC (PGI_{Sem} e temperatura) e BC (cimento e temperatura) são apresentados na Figura 51 para melhor visualização da interação entre os fatores investigados. No caso do polímero semissólido (PGI_{Sem}) todos os efeitos investigados demonstraram possível interação (Figura 51a), e para o PGI_{Liq} na Figura 51b apenas a interação AB (polímero-cimento) se mostrou improvável de acontecer.

Figura 51 - Gráficos de interações sobre G_0 entre dois fatores para o (a) PGI_{Sem} e (b) $PGI_{Liq.}$.



(a)



(b)

4.2.3.2. Módulo cisalhante inicial em função do teor de polímero

Semelhante aos itens anteriores 4.2.1 e 4.2.2 (Resistência), comparou-se o módulo cisalhante (G_0) do polímero semissólido (PGI_{Sem}) variando entre o nível alto e baixo para o fator B (cimento), a mesma variação foi utilizada para o polímero líquido (PGI_{Liq}). Entretanto, vale destacar que no nível baixo de cimento (0%) ocorreu a desintegração do corpo-de-prova, por este motivo, 10% de cimento foi o nível baixo investigado para o PGI_{Liq} .

Na Figura 52 é possível verificar a tendência de crescimento da variável resposta analisada para o aumento do teor de polímero, de forma bem pronunciado, quando na ausência de cimento (OC-23T). Ao adicionar 10% de cimento é possível perceber um ganho de rigidez, porém de forma intimidada quando comparado à curva sem polímero. Nesse sentido, pode-se dizer que o maior ganho acontece quando se tem o nível alto de polímero (30%) e com níveis baixos de: cimento (0%) e temperatura (23°C) com G_0 igual a 28.879,06 MPa.

O comportamento do PGI_{Liq} sobre o módulo cisalhante é ilustrado na Figura 53. Verifica-se o aumento na rigidez com o aumento do teor de polímero, para os dois níveis de cimento. Entretanto, a variável resposta de rigidez é fortemente influenciada pelo aumento do teor de cimento. Assim, no nível alto dos fatores investigados tem-se a maximização da variável resposta em 16.969,81 MPa.

Figura 52 – Módulo cisalhante em resposta ao aumento do teor de polímero semissólido.

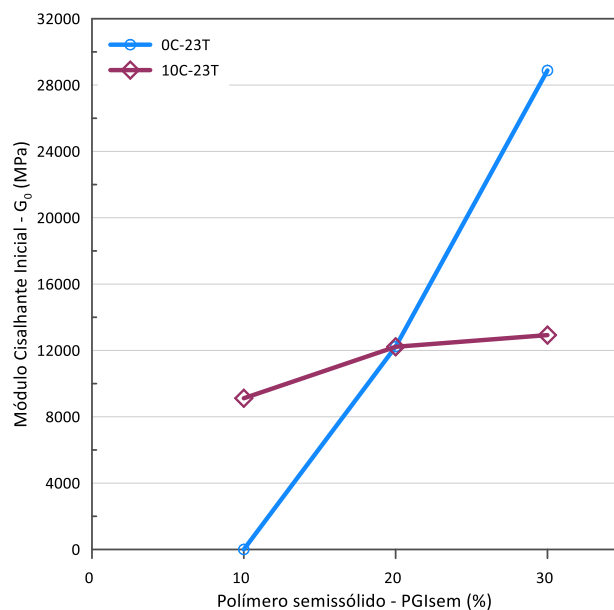
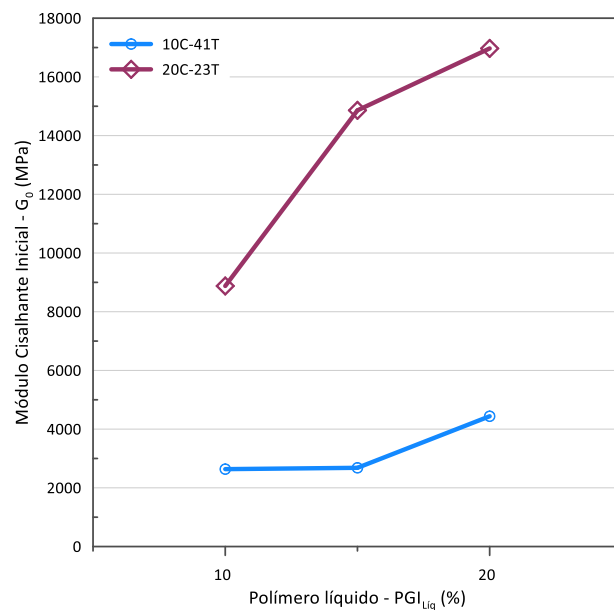


Figura 53 – Módulo cisalhante em resposta ao aumento do teor de polímero líquido.

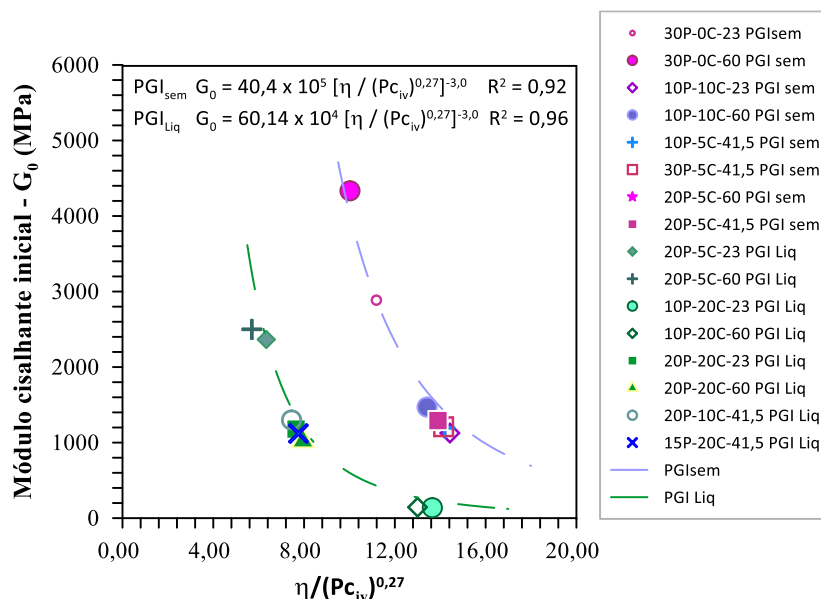


4.2.3.3. Módulo cisalhante inicial (G_0) em função do índice de porosidade/teor volumétrico de polímero

A Figura 54 correlaciona os resultados de G_0 para o PGI_{Sem} e o PGI_{Liq} ao índice

porosidade/teor volumétrico de ligante $\eta/(Pc_{iv})^{0,27}$. Para compatibilizar os efeitos, entre porosidade e teor de ligante (polímero e cimento), o mesmo expoente interno (0,27) utilizado anteriormente para RCS e RTCD foi adotado para G_0 .

Figura 54 - Relação entre $\eta/(Pc_{iv})^{0,27}$ e G_0 para o: (a) PGI_{Sem} (b) PGI_{Liq} .



Observa-se na Figura 54 um menor valor de $\eta/(Pc_{iv})^{0,27}$ e um maior teor de polímero resultou em maior módulo cisalhante inicial, considerando para cada polímero (PGI_{Sem} e o PGI_{Liq}). Ao analisar a curva para o PGI_{Sem} identifica-se maior G_0 nas amostras 30P-0C-60, 30P-0C-23 e 10P-10C-60, respectivamente. E, para o PGI_{Liq} identifica-se uma resposta maior em 20P-5C-60, 20P-5C-23 e 20P-10C-41.5, respectivamente. Observa-se que enquanto para o PGI_{sem} , de forma geral, são encontrados maiores aumentos da resposta avaliada (G_0) no nível baixo de cimento (0C), o mesmo ocorreu para o PGI_{Liq} em 5C. Em todos os casos, o aumento no teor de polímero resulta em uma maior interação solo-polímero e aumento de G_0 .

Coefficientes de determinação (R^2) significativos foram encontrados entre G_0 e o índice $\eta/(Pc_{iv})^{0,27}$, o que indica a viabilidade do índice na previsão de G_0 . Para o PGI_{Sem} o coeficiente encontrado foi de 0,92 (Equação 16), e para o PGI_{Liq} foi de 0,96 (Equação 17). Para ambos os polímeros (PGI_{Sem} e PGI_{Liq}) a equação da curva foi ajustada por um

mesmo expoente externo de -3,0. Ambos os expoentes resultaram em coeficientes de determinação significativos para o maior número de curvas em cada polímero, entretanto vale ressaltar que alterando-se o expoente externo para o PGI_{sem} ocorreu um aumento no R_2 . Assim, as Equações 16 e 17 mostram que o índice $\eta/(P_{c_{iv}})^{0,27}$ mantém o formato de curva e expoentes em cada amostra estudada, apresentando somente escalares com valores distintos.

$$PGI_{sem} \quad q_u = 40.4 \times 10^5 \left(\eta / P_{c_{IV}}^{0.27} \right)^{-3.0} \quad R^2 = 0.92 \quad \text{Equação 16}$$

$$PGI_{Liq} \quad q_u = 60.14 \times 10^4 \left(\eta / P_{c_{IV}}^{0.27} \right)^{-3.0} \quad R^2 = 0.96 \quad \text{Equação 17}$$

4.3. ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Neste item da tese serão abordados os ensaios de condutividade hidráulica (k) realizados através do permeâmetro de parede flexível com carga constante. No intuito de verificar a influência do período de cura no comportamento hidráulico do material, a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica ocorreu para as amostras 30P-0C-23, 20P-0C-23 e 10P-0C-23 com dois tempos de cura 2 dias e 60 dias. A escolha pelo período de cura teve por base a revisão da literatura exposta no item 2.2.5.

A Tabela 29 exhibe as informações relativas a cada etapa (preparação da amostra, percolação, saturação e medição do coeficiente de condutividade) dos ensaios realizados, assim como o valor de coeficiente de condutividade hidráulica para cada amostra. Nesta pesquisa adotou-se como limite 7 dias para a percolação, entretanto a amostra 30P-0C-23 com 60 dias de cura não apresentou a passagem de água, por este motivo não foi testada. Salienta-se que no caso das amostras com 30% de polímero e 60 dias de cura não se conseguiu obter resultados, portanto foi considerado resultado inexistente para o equipamento utilizado nesta tese. Possivelmente, devido ao alto teor de polímero e alta densidade deveria ser utilizado outro tipo de equipamento ou um gradiente hidráulico maior.

A amostra com 30% de polímero e 2 dias de cura, durante a etapa de percolação, o volume percolado atingiu apenas 9% do volume de vazios da amostra durante 7 dias. Isso demonstra o quanto o PGI conduziu a areia de Osório (material drenante) para uma condutividade hidráulica muito baixa. Em contrapartida, as amostras de 10P-0C-23 e 20P-0C-23 com 2 dias e 60 dias percolaram duas vezes o volume de vazios em 3, 4, 5 e 6 dias, respectivamente. Na etapa de saturação utilizou-se como critério de parada o parâmetro B, como explicitado no item 3.4.4. Considerando que o material se apresentou com baixa Condutividade hidráulica foi necessário chegar a altas tensões de confinamento (650 e 700 kPa), quando comparado com a faixa de trabalho encontrada na literatura entre 420 e 470 kPa (ROJAS, 2012; BENETTI, 2015; XING et al., 2018).

Tabela 29 – Características e Coeficiente de Condutividade Hidráulica das amostras CP30P, CP20P e CP10P.

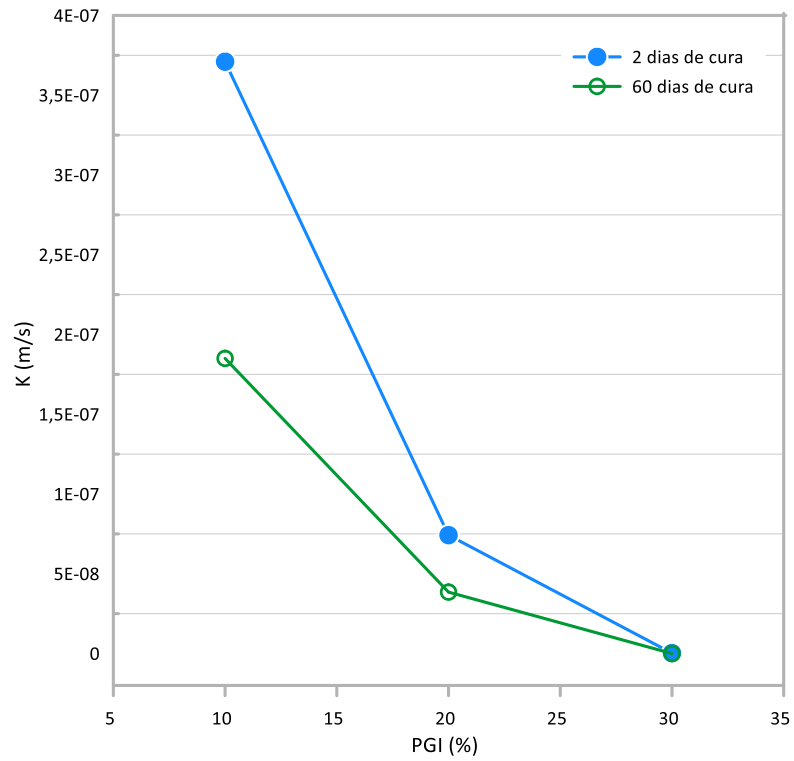
| Etapa | Informação | CP30P-2d | CP20P-2d | CP20P-60d | CP10P-2d | CP10P-60d |
|--|--|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Preparação da Amostra | Peso Específico inicial (γ_i) [kN/m ³] | 15,80 | 15,80 | 15,80 | 15,80 | 15,80 |
| | Umidade inicial (w_i) [%] | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | Volume de Vazios (V_v) [cm ³] | 52,97 | 53,22 | 52,84 | 52,91 | 53,14 |
| Percolação | Duração [dias] | 7 | 5 | 6 | 3 | 4 |
| | Tensão Efetiva (σ') [kPa] | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| | Volume Percolado ($V_{perc.}$) [mL] | 5 | 66,55 | 62,89 | 69,84 | 67,92 |
| Saturação | Duração [dias] | 5 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | Incrementos de TC e CP [kPa] | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 |
| | Tensão Efetiva (σ') [kPa] | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| | TC máxima [kPa] | 700 | 650 | 650 | 650 | 650 |
| | Parâmetro B | 0,92 | 0,98 | 0,98 | 0,98 | 0,98 |
| Medição do Coeficiente de Condutividade Hidráulica | Duração [dias] | 5 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | Temperatura média ambiente [°C] | 21,4 | 22,4 | 22,4 | 21,5 | 22,5 |
| | Gradiente Hidráulico | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| | Número de Leituras | 9 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | Coeficiente de Condutividade Hidráulica com Correção de temperatura (k_{20}) [m/s] | $2,51 \times 10^{-10}$ | $7,42 \times 10^{-8}$ | $3,85 \times 10^{-8}$ | $3,71 \times 10^{-7}$ | $1,83 \times 10^{-7}$ |

Contudo, nota-se que os resultados encontrados foram menores quando comparados com aqueles encontrados na literatura para materiais semelhantes, conforme explicitado no item 2.2.5. Além disso, é possível identificar que o aumento do período de cura tende a reduzir a capacidade hidráulica das amostras analisadas (30P-0C-23, 20P-0C-23, 10P-0C-23).

A partir da Figura 55 é possível observar a influência da adição de PGI e a influência do tempo de cura, sendo que para todos os ensaios de condutividade hidráulica foram utilizados apenas um teor de umidade (10%) e com peso específico de 15,8 kN/m³. A maior condutividade hidráulica foi identificada com 2 dias de cura e para 10% de PGI_{Liq} no valor de 3,71 x 10⁻⁷ m/s, em contrapartida a menor condutividade foi registrada em 2,51 x 10⁻¹⁰ m/s para 30% de PGI_{sem} com 2 dias de cura. Vale ressaltar que o material que se comportou com menor permeabilidade foi com 30% de PGI_{sem} e 60 dias de cura, não sendo possível registrar como citado anteriormente, podendo-se afirmar que nas condições avaliadas a mistura tende a uma nulidade de permeabilidade.

Corroborando aos dados desta pesquisa, nota-se que o polímero utilizado tem grande potencial de redução da condutividade hidráulica ao ser comparado tanto com um solo-cimento ou solo-polímero (conforme citado no item 2.2.5). Dessa forma, a maior capacidade de condutividade hidráulica foi identificada em 7,16 x 10⁻³ e a menor em 2,84 x 10⁻¹¹ m/s, utilizando diferentes ligantes à base de polímero orgânico com areias de diferentes permeabilidades (ver Tabela 7). Considerando dados encontrados para a mesma areia desta pesquisa, utilizando-se o cimento como melhorador a menor condutividade foi 7,34 x 10⁻⁹ m/s (ROJAS, 2012). Enquanto nesta pesquisa, a menor permeabilidade encontrada foi de 2,51 x 10⁻¹⁰ m/s para 30% de PGI_{sem} com 2 dias de cura. E, a menor condutividade hidráulica foi encontrada para 10 % de PGI_{Liq} com 2 dias de cura com 3,71 x 10⁻⁷ m/s.

Figura 55 - Coeficiente de condutividade hidráulica (k) versus teor de PGI para a areia tratada.



4.4.TRIAXIAL CONSOLIDADO E DRENADO

4.4.1. Comportamento tensão - deformação

Os resultados dos ensaios triaxiais drenados realizados nas amostras 30P-0C-23 e 20P-0C-23, para o tempo de cura de 2 dias e 60 dias, foram realizados para as tensões efetivas de 40, 80 e 160 kPa. Na Figura 56, Figura 57, Figura 58, Figura 59 pode-se visualizar os comportamentos de tensão desvio (q) *versus* deformação distorcional (ϵ_s) e deformação volumétrica (ϵ_v) *versus* deformação distorcional (ϵ_s) das amostras.

Figura 56 - Ensaio triaxiais para a amostra 30P-0C-23 com 2 dias de cura (a) Comportamento tensão *versus* deformação distorcional e (b) deformação volumétrica *versus* deformação distorcional.

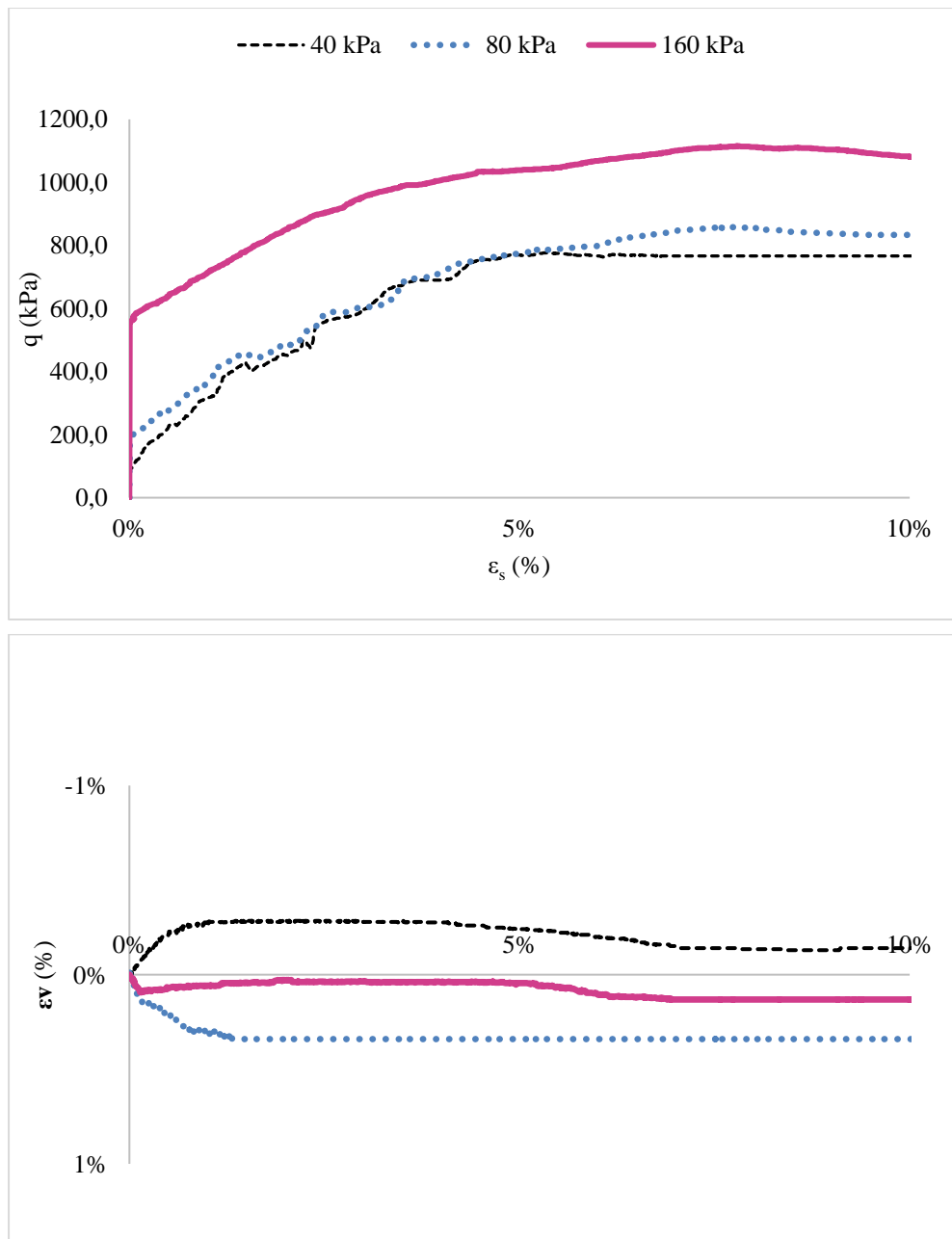


Figura 57 - Ensaio triaxiais para a amostra 30P-0C-23 com 60 dias de cura (a) Comportamento tensão *versus* deformação distorcional e (b) deformação volumétrica *versus* deformação distorcional.

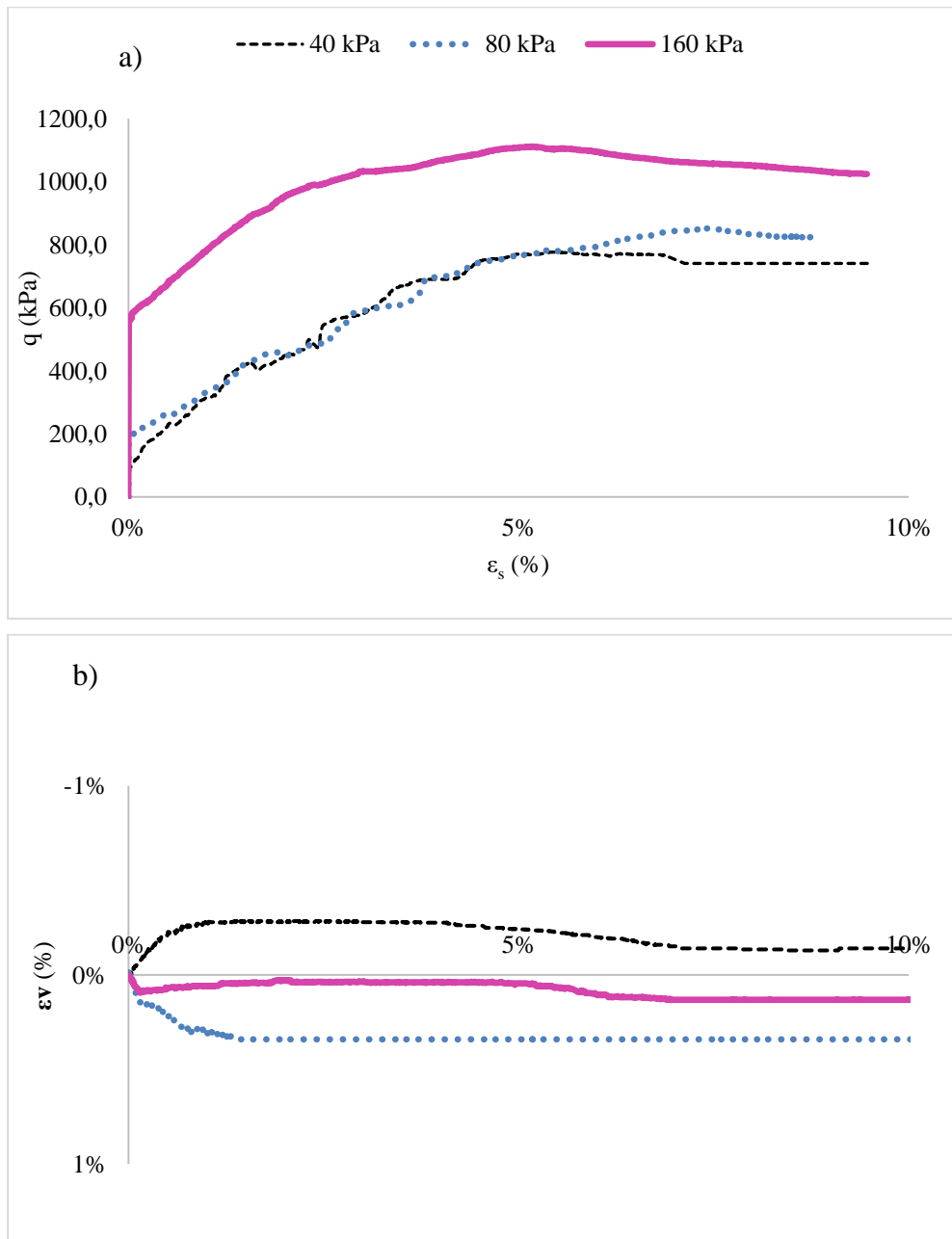


Figura 58 - Ensaio triaxiais para a amostra 20P-0C-23 com 2 dias de cura (a) Comportamento tensão *versus* deformação distorcional e (b) deformação volumétrica *versus* deformação distorcional.

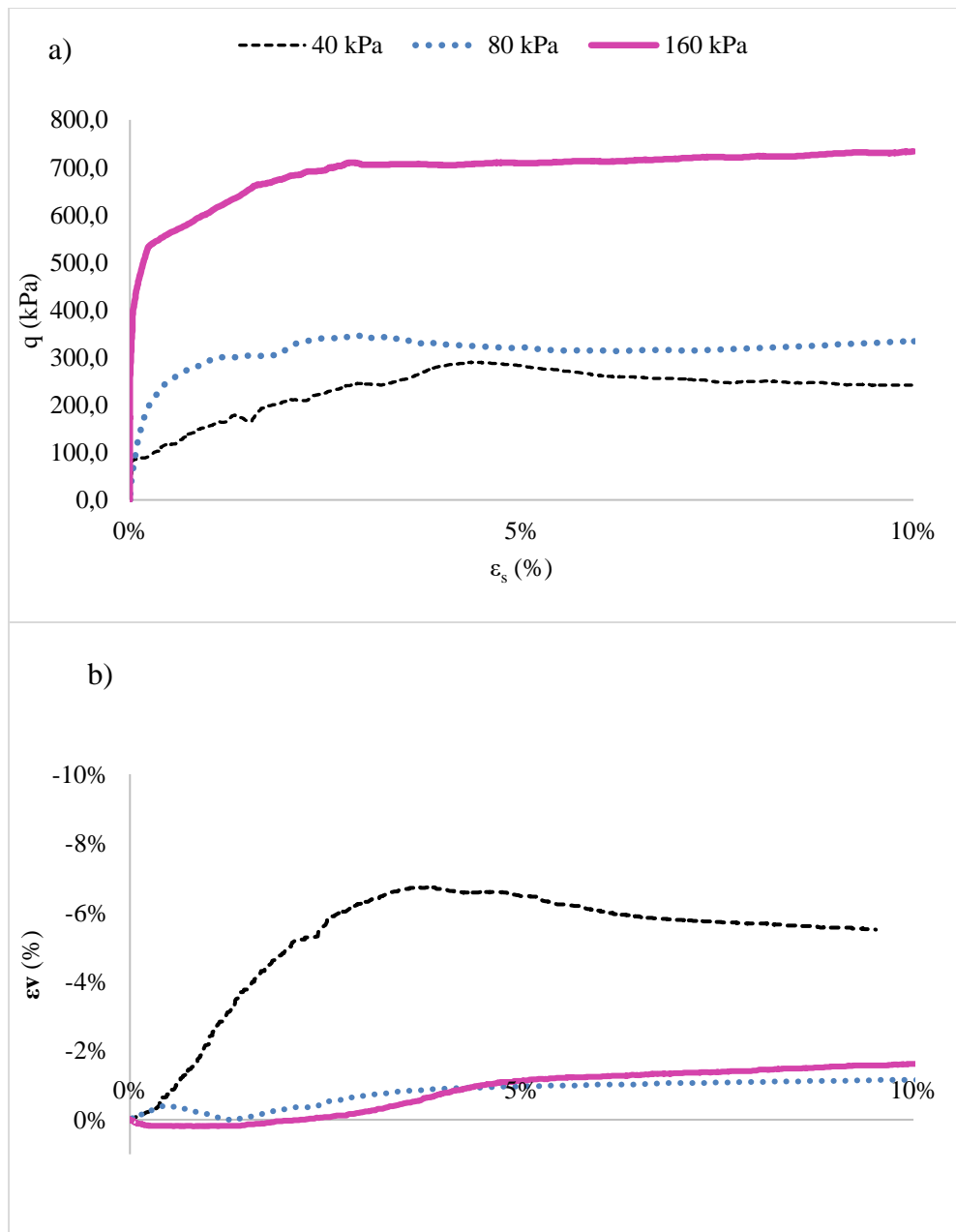
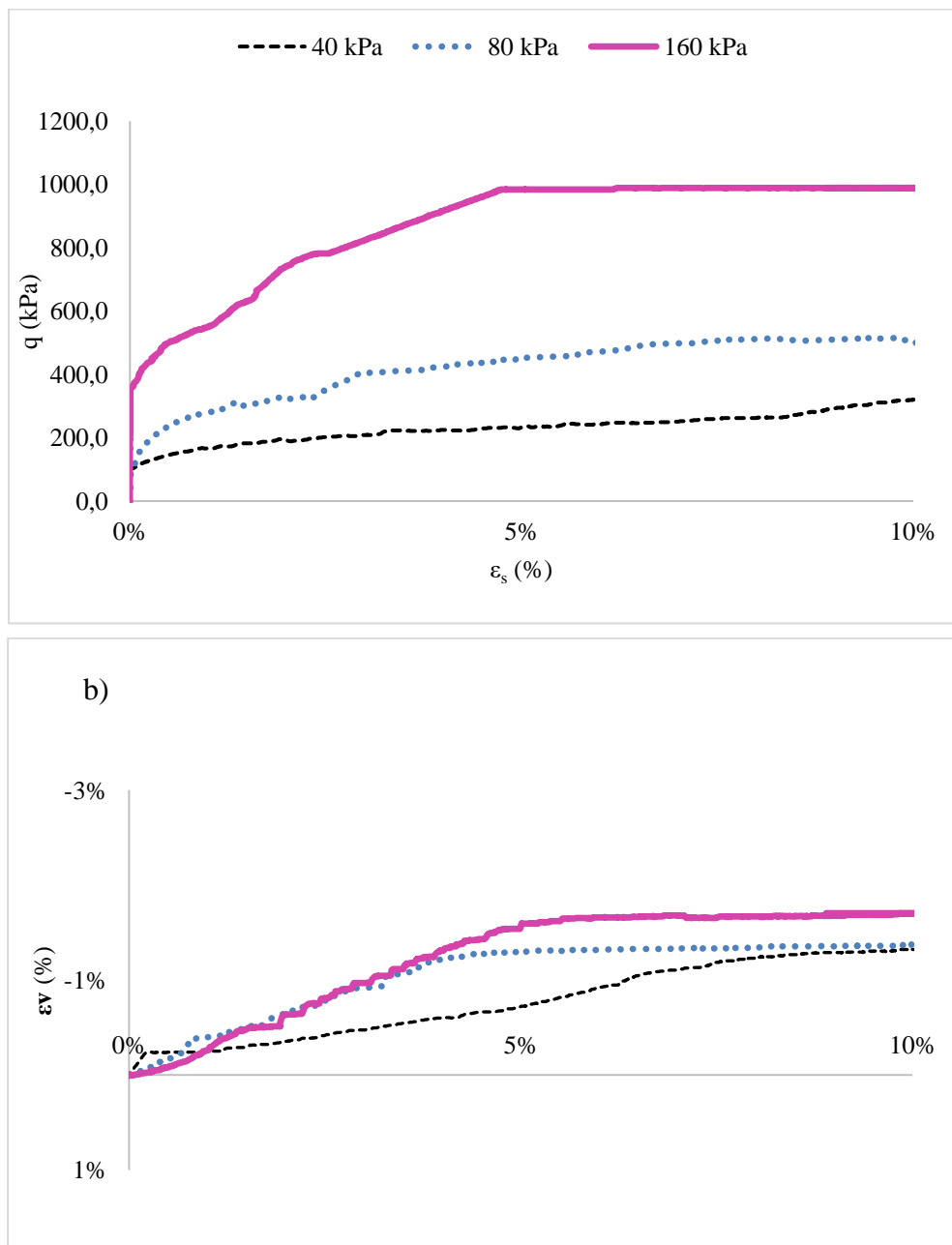


Figura 59 - Ensaio triaxiais para a amostra 20P-0C-23 com 60 dias de cura (a) Comportamento tensão *versus* deformação distorcional e (b) deformação volumétrica *versus* deformação distorcional.



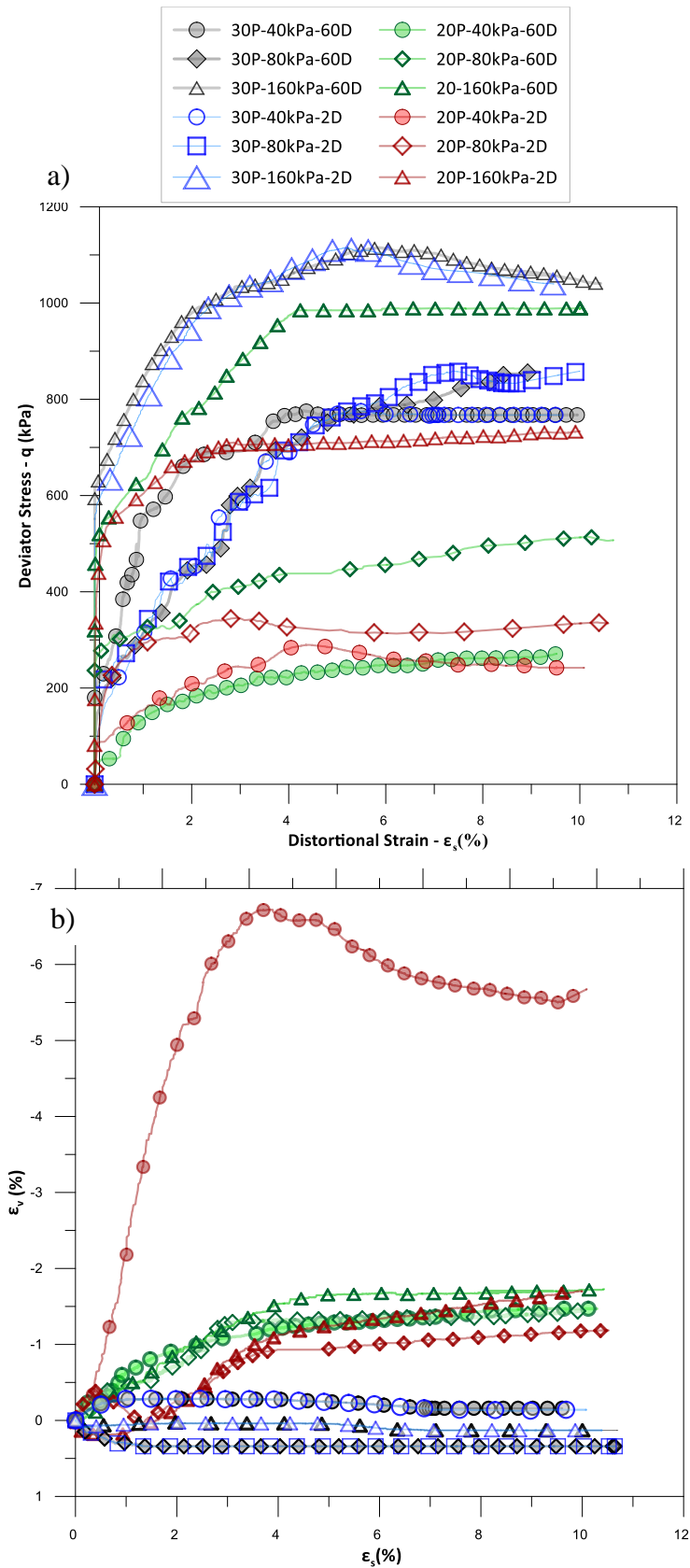
Conforme esperado (item 2.1.2.3), as curvas de resistência em função da deformação distorcional da areia reforçada com os polímeros (PGI_{Sem} ou PGI_{Liq}) demonstrou um aumento de resistência com o aumento da tensão confinante efetiva e não apresentou picos pronunciados (Figura 56a, Figura 57a, Figura 58a, Figura 59a). Na Figura 56b e

Figura 57b de deformação distorcional *versus* deformação volumétrica, para baixa tensão confinante (40kPa) nota-se inicialmente um comportamento compressivo seguido de expansão do solo. Entretanto, os ensaios realizados com 80 kPa e 160 kPa de tensão confinante efetiva apresentaram comportamento compressivo. Além disso, quando se aumenta a tensão confinante efetiva tem-se uma redução na variação volumétrica. Este comportamento pode ser atribuído à baixa condutividade hidráulica da mistura (30P-0C-23).

A Figura 59b mostra o comportamento inicial de compressão e posterior expansão do material reforçado, semelhante ao encontrado por Festugato (2008), conforme citado em 2.1.2.3. Neste contexto, percebeu-se que a adição de PGI_{Liq} com 60 dias de cura conduziu o solo para uma maior expansividade com o aumento da tensão confinante. Enquanto, para o mesmo material considerando um período de cura reduzido (2 dias), na Figura 58b para baixa tensão confinante (40kPa) nota-se um comportamento de expansão do solo. Todavia, com o aumento da tensão confinante efetiva (80 kPa e 160 kPa) os ensaios realizados apresentaram redução no comportamento expansivo para o mesmo material. Em outras palavras, de maneira geral, o material com menor período de cura possui maior índice de vazios (0,30) e menor expansividade. Enquanto o CP20P-0C-23 com 60 dias de cura possui menor índice de vazios (0,19) e maior expansividade. Contudo, constatou-se o aumento da expansividade da areia com a redução do índice de vazios. Este comportamento pode ser atribuído à mudança da estrutura oriunda da inclusão do polímero (PGI_{Liq}) ao material. Contudo, as amostras CP20P-0C-23 demonstraram que quanto maior o tempo de cura menor a expansividade, conduzindo a uma tendência de comportamento semelhante ao identificado para as amostras CP30P-0C-23.

A Figura 60 apresenta todas as curvas de resistência (q) em função da deformação distorcional (ϵ_s) e deformação volumétrica (ϵ_v) em função da deformação distorcional (ϵ_s), para o polímero semissólido (PGI_{Sem}) e o polímero líquido (PGI_{Liq}), nas condições planejadas conforme relatado no Projeto Experimental 2 (item 3.2).

Figura 60 - Ensaios triaxiais para as amostras 30P e 20P investigadas (a) Comportamento tensão *versus* deformação distorcional e (b) deformação volumétrica *versus* deformação distorcional.



4.4.2. Envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência ao cisalhamento

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais, realizados sob diferentes tensões confinantes efetivas, os parâmetros de resistência das misturas investigadas, ângulo de atrito interno, ϕ' , e intercepto coesivo, c' , são definidos através de suas envoltórias de ruptura. Considerando que, quando cisalhadas, as amostras não evidenciam picos pronunciados de resistência, a tensão máxima registrada pelo sistema de aquisição é tomada como ruptura, e os respectivos valores de deformações distorcionais são utilizados para a definição dos parâmetros de resistência dos materiais.

Na Figura 61, Figura 62, Figura 63 e Figura 64 as trajetórias de tensões no espaço p' versus q indicam o carregamento axial a qual as amostras foram submetidas com cura de 2 e 60 dias. A envoltória de ruptura da areia reforçada com o polímero semissólido (PGI_{Sem}) para 2 e 60 dias de cura apresentaram ângulo de atrito interno de 52° e 53° , e os interceptos coesivos 435 kPa e 425 kPa, respectivamente (ver Figura 61 e Figura 62). A Figura 63 e Figura 64 apresentam as amostras com o polímero solubilizado (PGI_{Liq}) com cura de 2 e 60 dias e exibiram ângulo de atrito interno 58° e 60° , e os interceptos coesivos encontrados foram 75 kPa e 100 kPa, respectivamente. Estes resultados podem ser verificados na Tabela 30 em comparação com dados disponíveis na literatura.

Conforme constatado por Festugato (2008) a areia de Osório sem reforço apresenta ângulo de atrito interno 37° e intercepto coesivo nulo. Nesta pesquisa, verificou-se que ambos os polímeros testados proporcionaram aumento no ângulo de atrito interno e no intercepto coesivo. Segundo Hough (1957) valores indicativos do ângulo de atrito crítico para um solo arenoso fino ocorre entre 30° a 36° , afirma ainda que valores mais elevados podem ser encontrados para solos com partículas de quartzo.

Como caracterizado anteriormente (item 4.1.1), a areia de Osório é composta basicamente em sua totalidade por quartzo e graduação fina e mal graduada. Este fator granulométrico do solo utilizado, justifica o aumento do ângulo de atrito crítico encontrado. Um segundo fator, pode ser justificado por Lade e Overton (1990) quando comprovaram que a rigidez, o intercepto coesivo, o ângulo de atrito (em baixas variações de tensões), e a tensão de

resistência à tração também aumentam com o aumento da cimentação. Corroborando a isso, Liu et al (2018) também identificaram que com o aumento no teor de polímeros e no peso específico, o ângulo de atrito interno e a coesão da areia também aumentam. Um terceiro fator é explicado pela possível mudança da estrutura, após a aplicação da tensão efetiva. Isso porque o polímero realiza o encapsulamento dos grãos, favorecendo para um aumento do diâmetro das partículas. Este aumento do diâmetro tende a aumentar a área de contato da superfície entre os grãos, logo o atrito entre as partículas encapsuladas. Além disso, o aumento do diâmetro potencializa o efeito do imbricamento. Este último aspecto, em termos práticos, é facilmente verificado observando as diversas pilhas numa central de britagem, quanto maior a granulometria maior tende a ser a inclinação das pilhas (HOUGH, 1957).

Como esperado, o aumento do c' se mostrou maior quando adicionado o polímero semissólido (PGI_{sem}), ou seja, o polímero em sua condição pura, sem a presença de solventes. Este valor (425-435 kPa) é próximo ao encontrado por Liu et al. (2020) 536,66 kPa e Silva (2020) 500 kPa, quando adicionam polímero orgânico. Além disso, nota-se uma maior coesão para o CP20P-60d em comparação com aquele curado por 2 dias (CP20P-2d), considerando que a cura de 60 dias para o polímero solubilizado, tende a favorecer o processo de reversibilidade como explicado no item (2.2.2). Liu et al. (2018) ao investigar a adição de 30% de polímero orgânico na areia encontrou um intercepto coesivo de 82,3 kPa. Nota-se que o valor explicitado é próximo ao encontrado para o CP-20P em 75 kPa e 100 kPa, para 2 e 60 dias de cura, respectivamente.

Figura 61 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência da amostra 30P-0C-23 com 2 dias de cura.

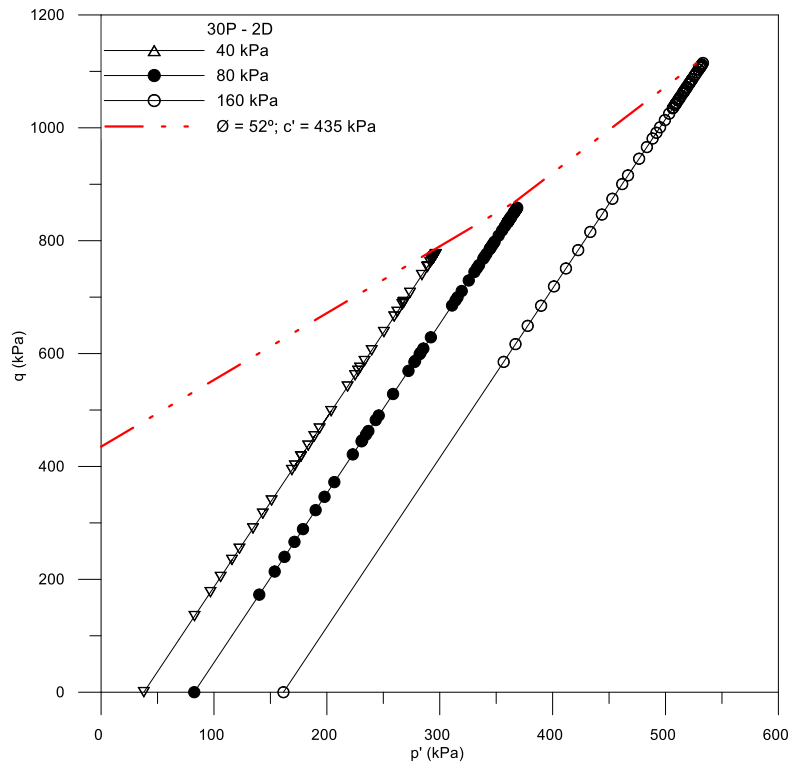


Figura 62 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência da amostra 30P-0C-23 com 60 dias de cura.

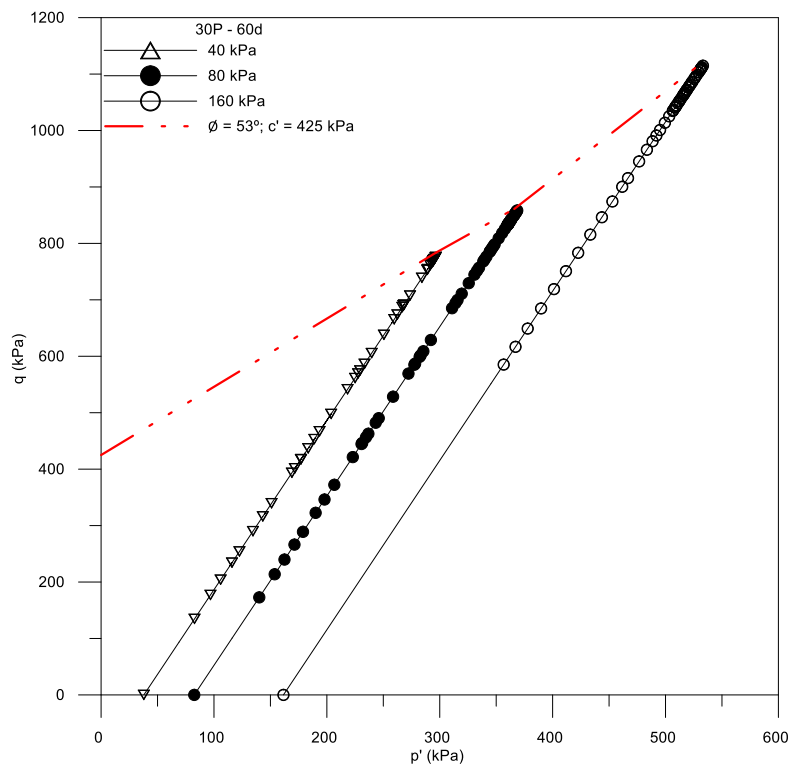


Figura 63- Trajetórias de tensões e envoltória de resistência da amostra 20P-0C-23 com 2 dias de cura.

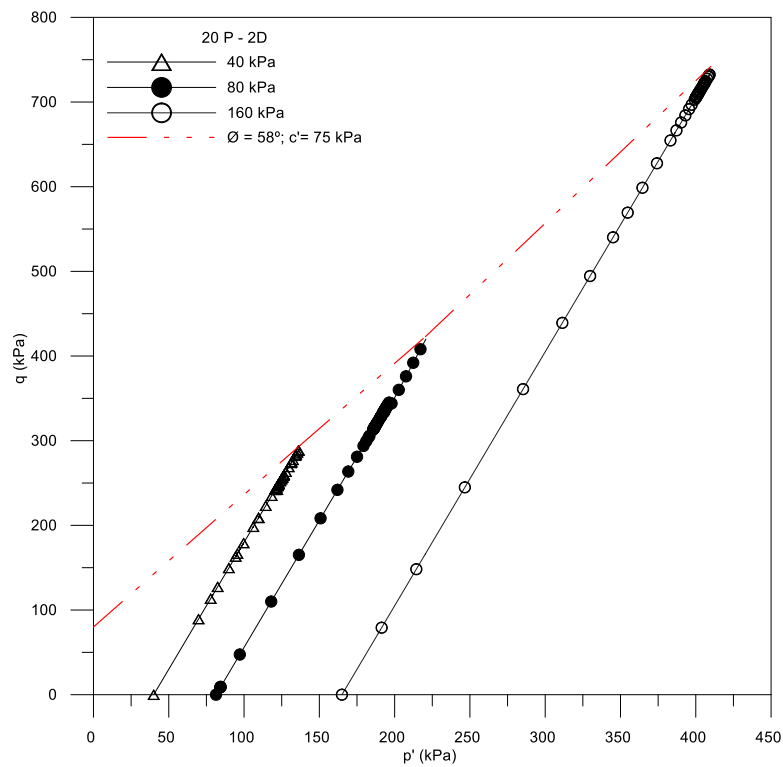


Figura 64 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência da amostra 20P-0C-23 com 60 dias de cura.

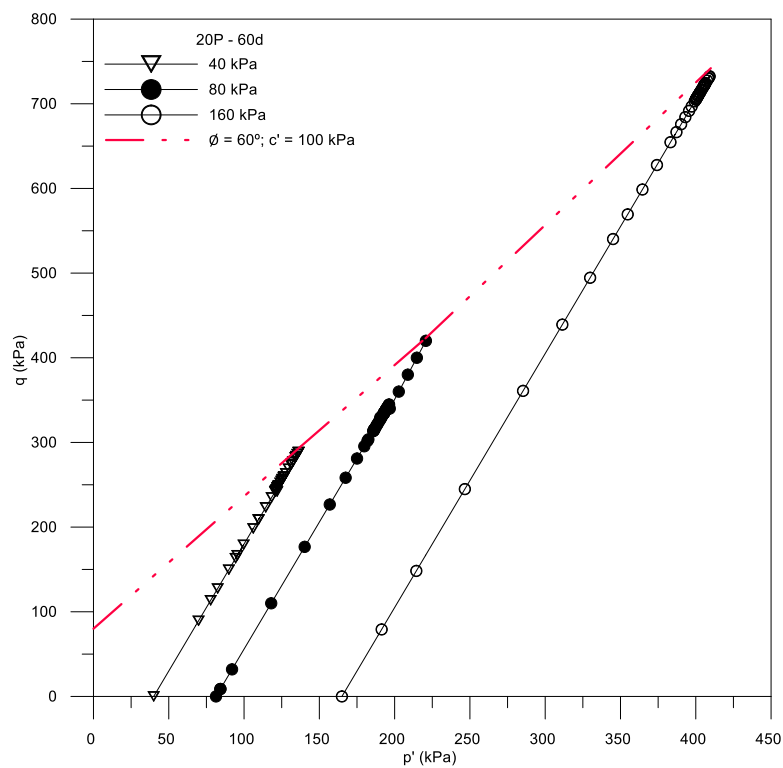


Tabela 30 – Resumo comparativo dos parâmetros de resistência.

| Material | Tensão Confinante (kPa) | Tensão desvio (kPa) | Intercepto coesivo (kPa) | Ângulo de atrito (deg) |
|--|--------------------------------|----------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| CP30P_60d | 40 | 776,17 | 425,0 | 53,0 |
| | 80 | 850,99 | | |
| | 160 | 1111,39 | | |
| CP30P_2d | 40 | 774,49 | 435 | 52,0 |
| | 80 | 847,38 | | |
| | 160 | 1048,27 | | |
| CP20P_60d | 40 | 346,41 | 100,0 | 60,0 |
| | 80 | 515,57 | | |
| | 160 | 864,49 | | |
| CP20P_2d | 40 | 293,95 | 80,0 | 58,0 |
| | 80 | 345,86 | | |
| | 160 | 733,56 | | |
| Areia de Osório (FESTUGATO, 2008) | --- | --- | 0 | 37,00 |
| Areia-terrafix (SILVA, 2020) | — | — | 500 | 60 |
| Areia-30% polímero orgânico (LIU et al., 2018) | --- | --- | 82,3 | 32,31 |
| Areia- polímero orgânico e fibra de polipropileno (LIU et al., 2020) | --- | --- | 536,66 | 46,47 |

4.4.3. Imagens representativas do modo de ruptura nos ensaios triaxiais realizados

As imagens representativas do modo de ruptura nos ensaios triaxiais realizados, CP30P-60d, CP30P-2d, CP20P-60d e CP20P-2d, nas diferentes tensões confinantes, estão apresentadas na Figura 65, Figura 66, Figura 67 e Figura 68, respectivamente. Observa-

se que os ensaios realizados com o polímero semissólido (CP30P) se deformaram com uma tendência de formação de um embarrigamento (*bulging failure*), enquanto aqueles realizados com o polímero solubilizado (CP20P) apresentaram plano de cisalhamento (*shear plane failure*) definido para todas as tensões efetivas. Por este motivo, a correção de área para o CP30P foi realizada de acordo a teoria que define a deformação do tipo *bulging failure*. A área do CP20P até o pico de tensão desviatória (q_{max}) assumiu-se *bulging failure*, logo após um plano de cisalhamento começa a se formar, a partir do qual adotou-se a teoria *shear plane failure*. Ainda no tratamento dos dados dos ensaios triaxiais realizados, vale ressaltar que foram realizadas as correções da membrana, com base em sua espessura e módulo para cada teste. Essas correções foram realizadas conforme La Rochelle et al (1988).

Figura 65 - Rupturas das amostras CP30P - 60d (a) 40 kPa (b) 80kPa (c) 160 kPa.

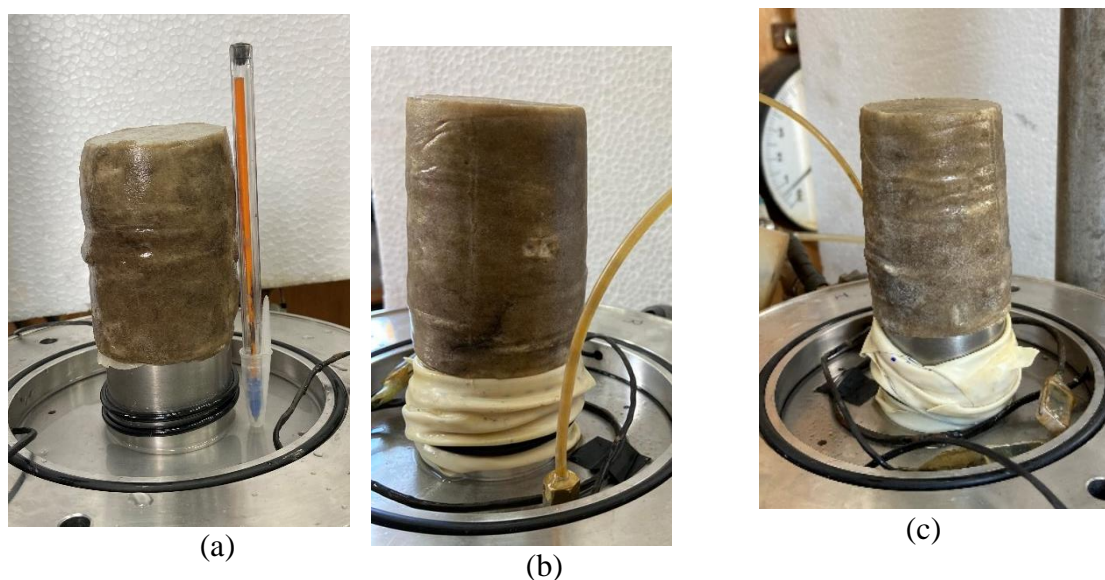


Figura 66 - Rupturas das amostras CP30P - 2d (a) 40 kPa (b) 80kPa (c) 160 kPa.

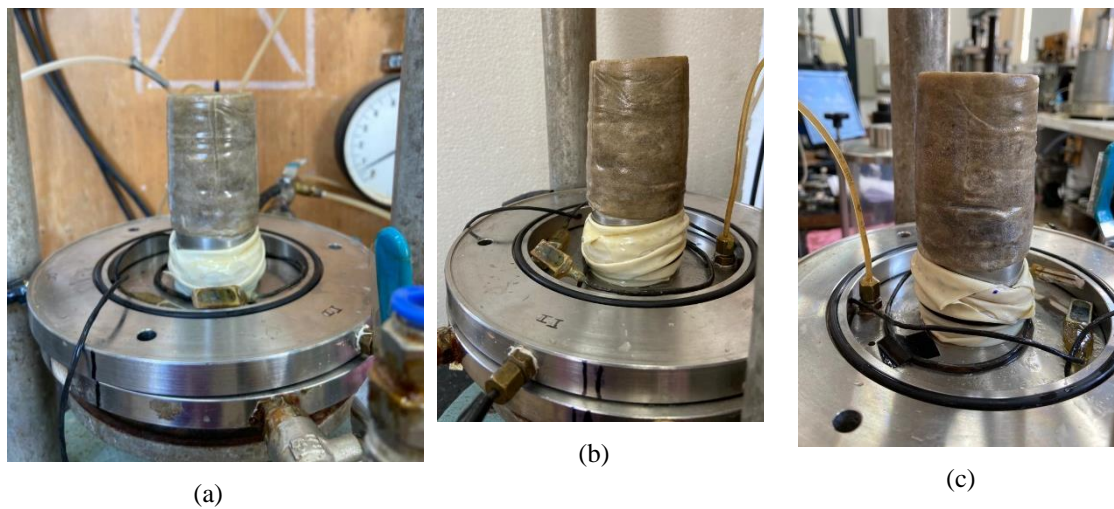


Figura 67 - Rupturas das amostras CP20P - 60d (a) 40 kPa (b) 80kPa (c) 160 kPa.

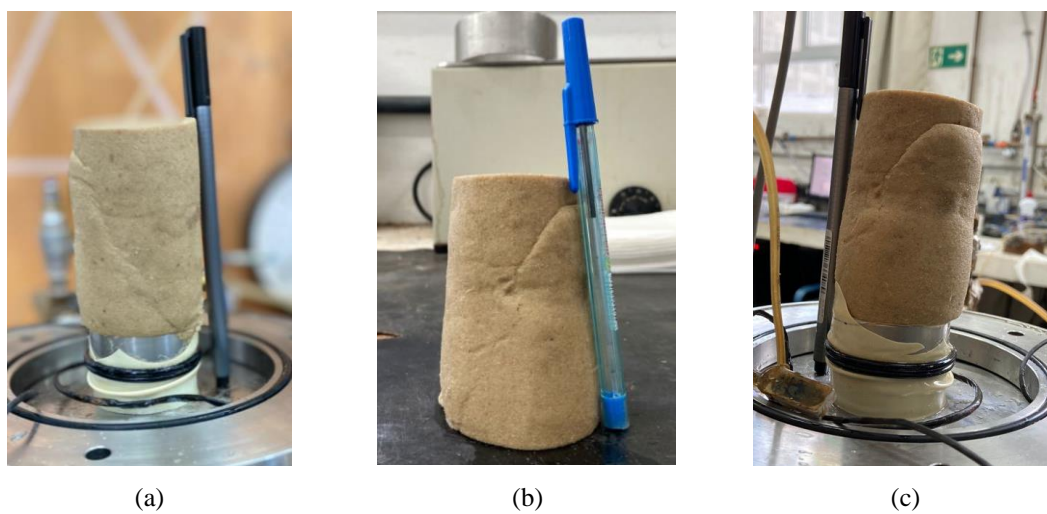
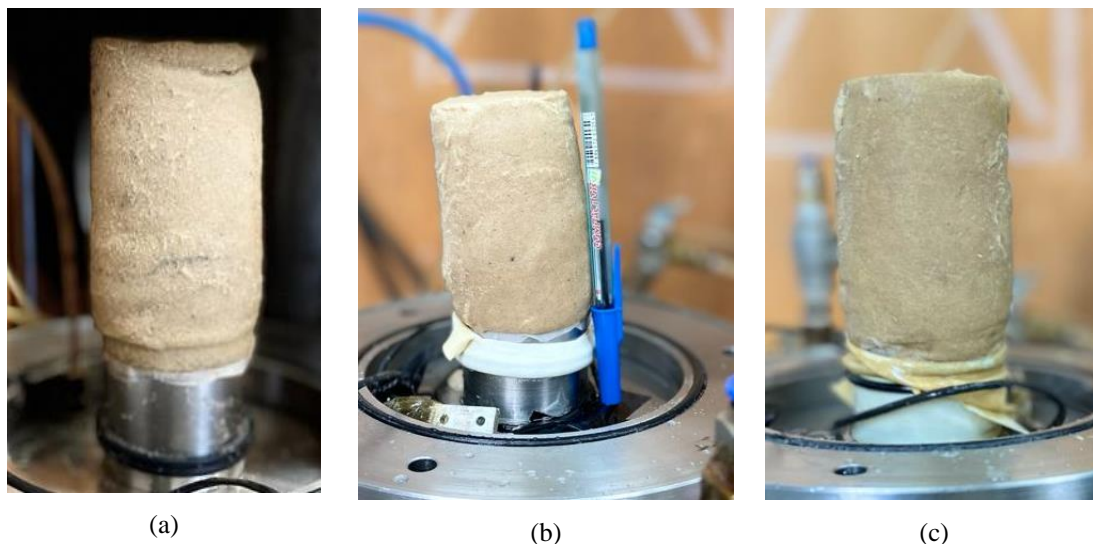


Figura 68 - Rupturas das amostras CP20P – 2d (a) 40 kPa (b) 80kPa (c) 160 kPa.



Embora as rupturas para o CP20P com 2 dias de cura, após serem retirados da membrana, não demonstraram na foto o plano de cisalhamento formado, vale citar que enquanto eles estavam na membrana foi evidente a formação do *shear plane failure* (Figura 69). Neste contexto, pode-se dizer que embora o material tenha apresentado comportamento característico de materiais cimentados, no momento de pós ruptura ele tende a permanecer quase inalterado. Isso porque, como relatado no item 2.2, polímeros possuem características capazes de envolver os grãos de areia e impedir a desintegração.

Figura 69 – Evidência do plano de cisalhamento das amostras CP20P – 2d (a) 40 kPa (b) 80kPa (c) 160 kPa.



(a)

(b)

(c)

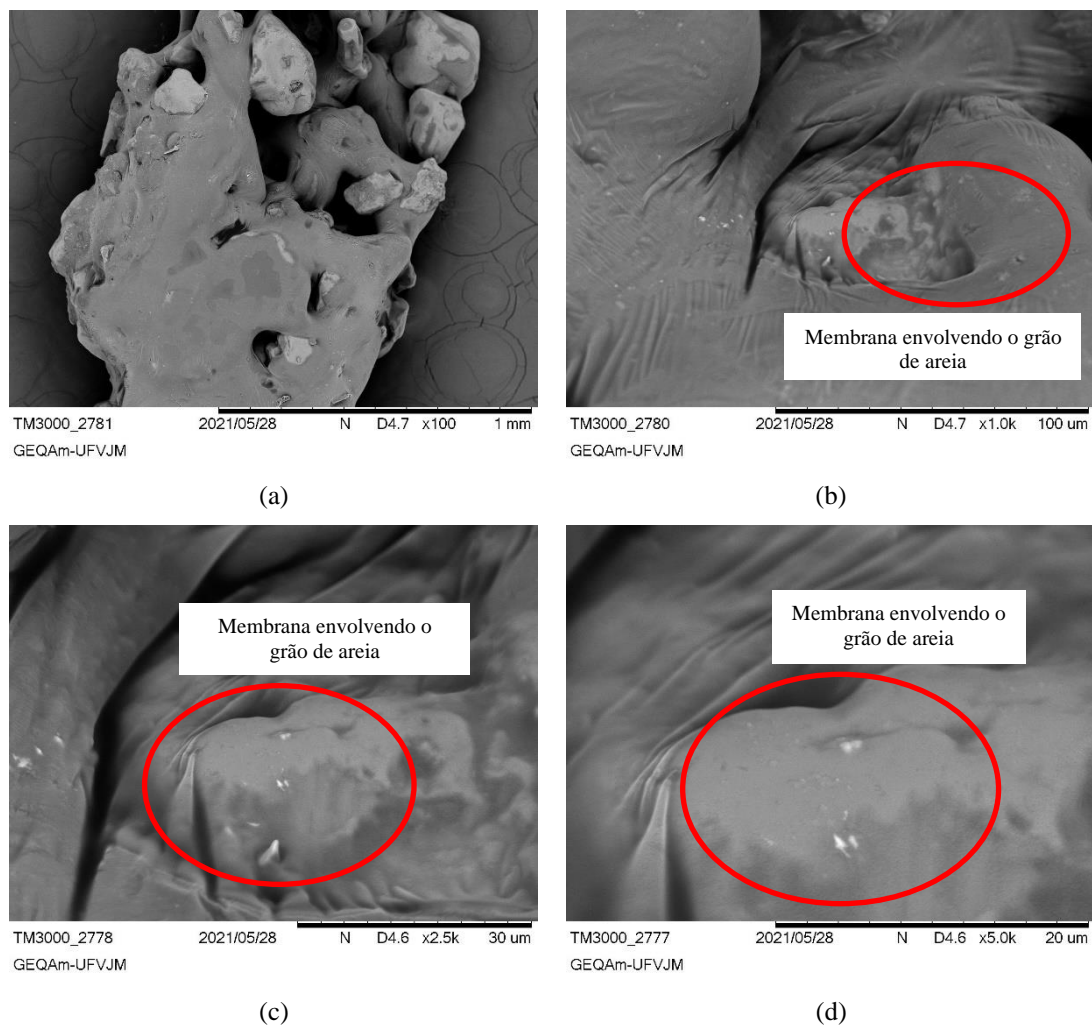
4.5. PROPRIEDADES MICROESTRUTURAIS

4.5.1. MEV: Microscopia eletrônica de varredura

A morfologia das amostras CP30P (mistura com o PGI_{Sem}) e CP20P (mistura com o PGI_{Liq}) foram investigadas a partir da técnica de microscopia eletrônica de varredura (MEV). As micrografias demonstraram, a partir da Figura 70 e Figura 71, que as partículas de areia são envolvidas e conectadas pelo polímero para formar uma estrutura estável. E, conforme constatado Liu et al. (2018), essa estrutura tende a aumentar as forças de ligação e o intertravamento entre os grãos de areia, além de diminuir o índice de vazios. Para melhor avaliação, em ambos os casos, avaliou-se a magnificação em 100 vezes (Figura 70a e Figura 71a), 1.000 vezes (Figura 70b e Figura 71b), 2.500 vezes (Figura 70c e Figura 71c) e 5.000 vezes (Figura 70d e Figura 71d).

Na Figura 70a, em uma visão menos ampliada, é possível observar a presença dos grãos de areia envoltos de forma parcial pela membrana polimérica, e a presença de vazios. Ao aumentar a magnificação, nota-se a matriz polimérica como uma membrana contínua e uniforme envolvendo o grão de areia em toda a sua superfície.

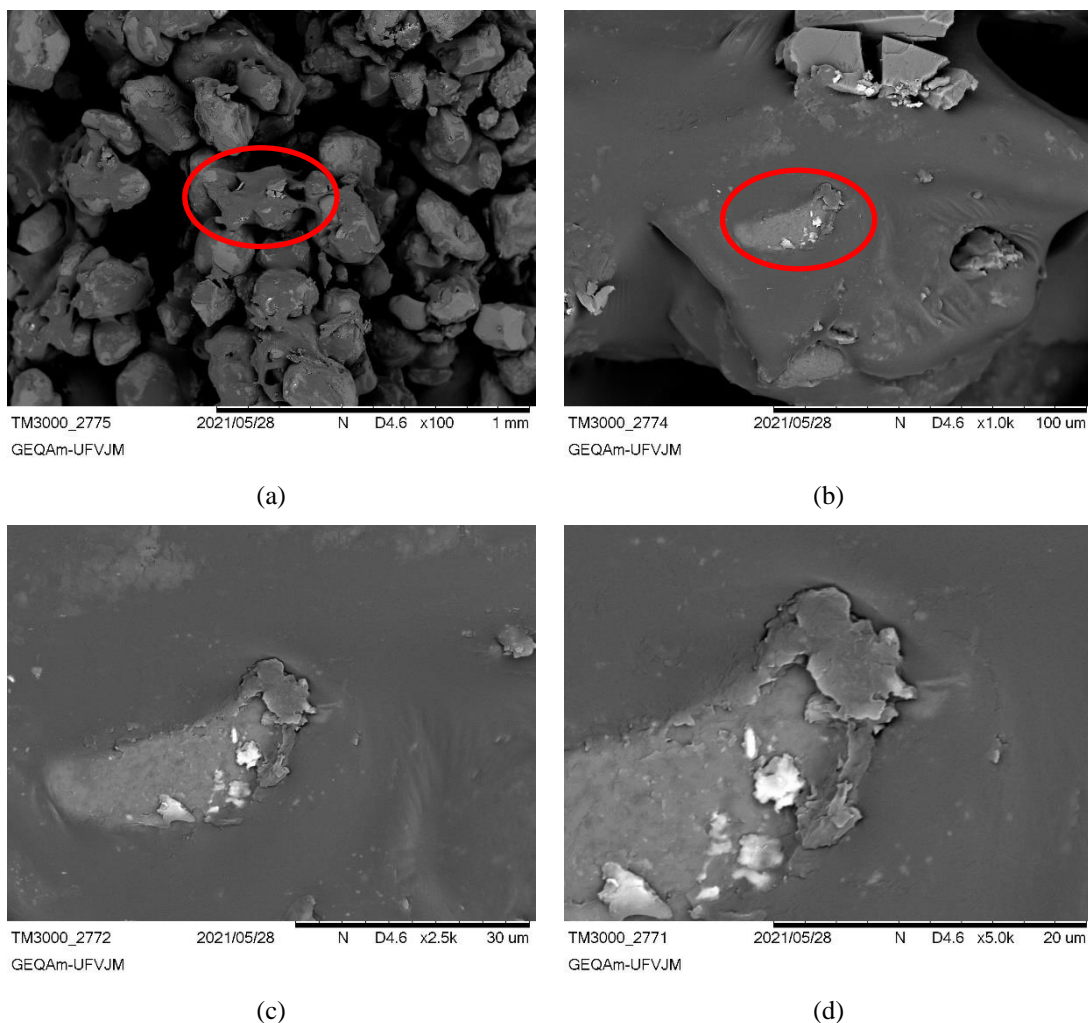
Figura 70 – Micrografias da amostra 30P: a) 100x; b) 1k; c) 2,5k; d) 5k.



A partir das micrografias realizadas na amostra CP20P, do solo melhorado com o polímero líquido (PGI_{Liq}), pode-se observar que uma parte do polímero permeia a superfície do solo e preenche os espaços vazios entre todas as partículas (Figura 71a). Como observado por Song et al (2019), ver item 2.2.6, isso favorece o aumento da força de conexão entre as partículas. A membrana reticulada formada na superfície das partículas de solo pelo polímero solubilizado é mostrada na Figura 71b, Figura 71c e Figura 71d, com as diferentes ampliações. Para o CP20P nota-se que a conexão entre a membrana reticulada e as partículas do solo é muito próxima, enquanto para o CP30P verifica-se uma membrana mais espessa e com maior dificuldade de cobertura das partículas de areia.

De forma geral, o PGI não realiza reação química com as partículas de areia. Em vez disso, os dois estão ligados principalmente por uma força intermolecular e de hidrogênio. Os grupos efetivos da cadeia polimérica, tendem a ser parcialmente adsorvidos nas superfícies das partículas de areia para formar uma membrana resistente (ver item 2.2.6).

Figura 71 – Micrografias da amostra 20P: a) 100x; b) 1k; c) 2,5k; d) 5k.



O mecanismo de melhoramento da areia com o PGI pode ser categorizado em três partes: envolvimento, enchimento e acoplamento. Na preparação, o polímero foi totalmente misturado com a areia e formou uma membrana elástica e viscosa para envolver as partículas. Durante a compactação, a solução polimérica não solidificada pode preencher os vazios e conectar partículas de areia adjacentes. Dessa forma, uma estrutura de membrana de rede espacial se forma, conforme mostrado nas micrografias. Essa estrutura

de membrana aumenta as forças de ligação e entrelaçamento entre as partículas de areia, que reúne a areia solta como um todo integrado. Além disso, essa membrana polimérica é um material leve e flexível que compõe uma matriz esquelética de pontos interconectados que atuam como um caminho efetivo de transferência de energia, podendo ainda inibir possíveis fissuras e/ou trincas como ocorre com materiais estabilizantes tradicionais (e.g. cimento Portland) após uma aplicação de carga (MOHSIN e ATTIA, 2015; GRAY e OHASHI, 1983; WANG, 2011; MA et al, 2015; GONG et al, 2016; LIU et al, 2017).

Verificou-se também que a força de ligação e o atrito desempenham um papel dominante no solo tratado com o polímero. A estrutura em rede formada tende a conter o deslocamento das partículas de areia, a partir das micrografias da Figura 71c e Figura 71d. Isso porque, observa-se que a superfície do polímero apresenta deslocamentos evidentes. Isso sugere fortes atritos entre o polímero e as partículas de areia, indicando que deve ter ocorrido um deslizamento relativo durante o ensaio triaxial consolidado e drenado.

A resistência ao cisalhamento interfacial, contribuída pela força de ligação e fricção, pode restringir o movimento relativo da amostra e impedir que seja formado um plano de ruptura bem definido. A força de atrito é amplamente determinada pela rugosidade e tensão das interfaces entre o polímero e as partículas de areia, que também podem neutralizar efetivamente a força de cisalhamento interfacial. Vários pesquisadores descobriram que a resistência ao deslizamento é fortemente dependente da rugosidade, granulometria e da superfície das partículas. E, conforme caracterizado no item 4.1.1 a areia utilizada neste estudo apresenta superfície lisa, granulometria uniforme e baixa área de superfície específica e baixo volume de poros que poderiam favorecer ainda uma maior ancoragem. Entretanto, como pode ser identificado o material favoreceu a um melhoramento do solo tratado considerando os parâmetros investigados no projeto experimental.

Contudo, o aumento do teor de PGI e considerando que o peso específico adotado foi o máximo, a área efetiva de contato entre o polímero e as partículas de areia tende a aumentar. Isso leva ao aumento da força de atrito e, portanto, a mais restrições no

deslocamento das partículas. Como mostra nas micrografias, existe uma ancoragem que dificulta o tracionamento do polímero.

4.5.2. FTIR: Espectroscopia de Infravermelho com Transformada de Fourier

Os espectros das amostras CP30P e CP20P, e os comparativos entre as amostras e os materiais (solo-polímero), são apresentados na Figura 72, Figura 73 e Figura 74. A partir dos espectros para as amostras com 30% de polímero semissólido (CP30P) e 20% de polímero solubilizado (CP20P), foram identificadas aproximadamente as mesmas bandas características em $\sim 3300\text{ cm}^{-1}$, $\sim 1710\text{ cm}^{-1}$, $\sim 1225\text{ cm}^{-1}$, $\sim 1030\text{ cm}^{-1}$ e $\sim 725\text{ cm}^{-1}$. Conforme descrito no item 4.1.2, estas são bandas características do PGI_{sem}, como pode ser verificado uma aproximação de sobreposição na Figura 74. Este fato, confirma a tese identificada a partir das micrografias (item 4.5.1), de que o polímero foi formado, identificado na mistura e que a matriz polimérica foi capaz de envolver a superfície dos grãos de areia. Corroborando a isso, vale citar que as bandas características de areia (item 4.1.1) não foram constatadas em nenhuma das amostras analisadas nesta pesquisa. Este fato pode ser justificado por dois motivos: (i) a técnica utilizada foi a ATR, que por sua vez analisa apenas a superfície, neste caso o polímero; (ii) há uma sobreposição de picos do polímero onde a areia apresenta sinais.

Figura 72 - Espectro de FTIR da amostra com 30% de polímero semissólido.

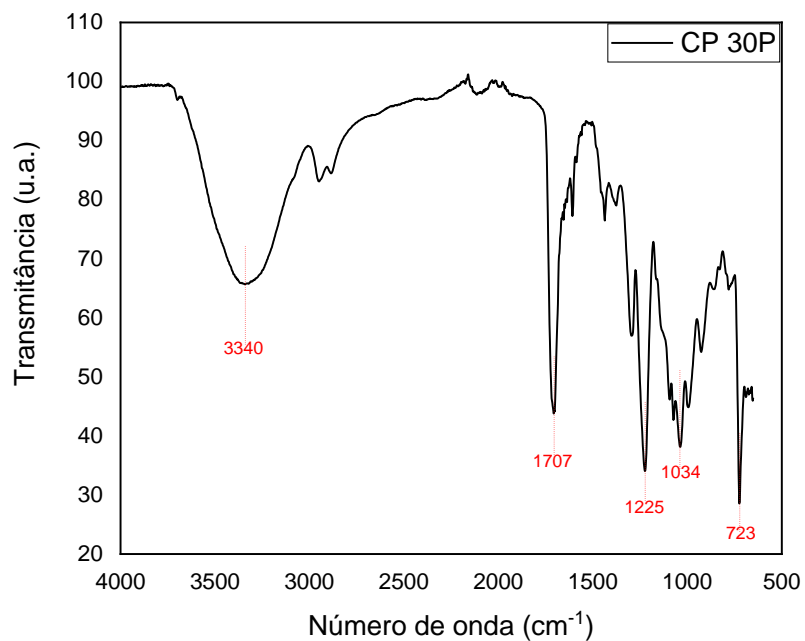
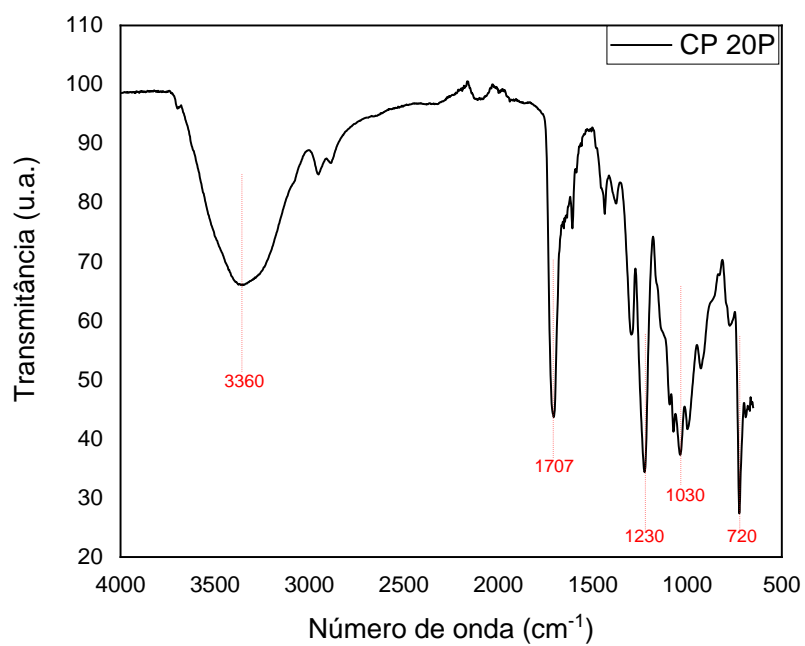
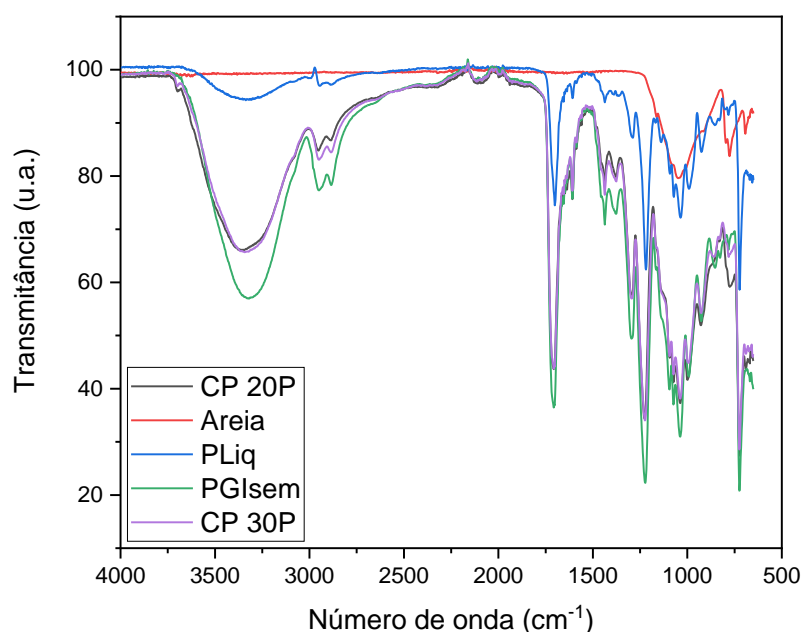


Figura 73 - Espectro de FTIR da amostra com 20% de polímero solubilizado.



A partir da Figura 74 observam-se as amostras CP20P, CP30P e cada material utilizado, como forma de comparação. Conforme o esperado, as amostras CP20P, CP30P apresentaram bandas características que se sobrepõem entre si, somado a isso apresentaram bandas mais próximas do PGI_{Sem} (polímero semissólido) em comparação com o PGI_{Liq}. Este fato comprova a reversibilidade do processo de solubilização do polímero. Este fator é extremamente relevante, uma vez que, o material solubilizado favorece o processo de mistura (e/ou aplicação), envolvimento, enchimento e acoplamento, entretanto após a cura o PGI_{Liq} tende a se comportar como um sólido flexível como uma rede espacial envolvendo as partículas do solo, como vista pelas micrografias. Do ponto de vista mecânico, este fator é essencial para favorecer parâmetros de resistência e de condutividade hidráulica, como mostrado anteriormente.

Figura 74 - Espectros de FTIR dos materiais (areia, PGI_{Sem}, PGI_{Liq}) e das amostras CP30P e CP20P.

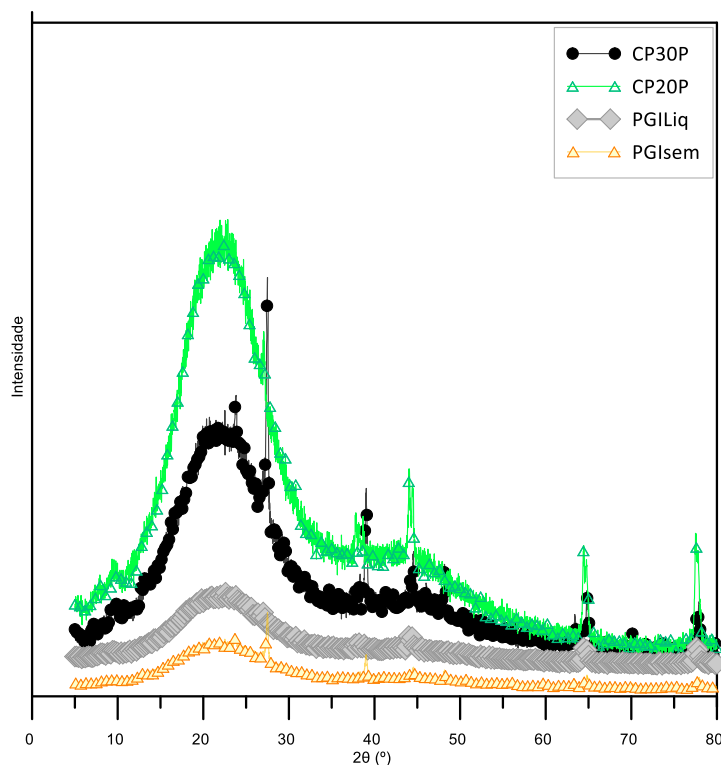


4.5.3. DRX: Difração de Raios-X

Os difratogramas das amostras de PGI_{Sem}, PGI_{Liq}, CP30P e CP20P são apresentados na

Figura 75. Observa-se que os espécimes CP30P e CP20P apresentam picos característicos àqueles encontrados para a areia de Osório (item 4.1.1), sendo os de maior intensidade identificados em aproximadamente 2θ igual a 27 e 40. Os demais picos característicos de quartzo de alta intensidade, detectados na areia de Osório em aproximadamente 2θ igual a 23 e 51 não foram identificados. Essas diferenças nas detecções de pico entre a amostra de areia e as amostras melhoradas (CP30P e CP20P) são atribuídos a diferenças nas composições das amostras devido a adição do polímero (AZZAM, 2014). O polímero é semicristalino e apresenta ampla banda de difração em aproximadamente 2θ igual a 24, conforme identificado também nos espécimes CP30P e CP20P. Conforme o esperado, as amostras de PGI_{sem}, PGI_{Liq}, CP30P e CP20P apresentaram similaridade entre si. Resultados análogos foram encontrados por Azzam (2014) e Vieira (2016).

Figura 75 – Difratoogramas de raios-x das amostras: CP30P, CP20P, PGI_{sem} e PGI_{Liq}.



Dessa forma, como citado neste subtópico (4.5), a partir das caracterizações químicas realizadas nesta pesquisa constata-se que o polímero foi claramente capaz de envolver as partículas de areia, como é evidente nos ensaios MEV, FTIR e DRX. As micrografias do

MEV demonstraram que as partículas de areia são envolvidas e conectadas pelo polímero. Os vazios são reduzidos e parcialmente preenchidos com o polímero. Além disso, houve um aumento na adesão, principalmente a saber que o solo melhorado era uma areia com coesão zero. A partir das espectroscopias comprovou-se que o polímero foi formado, identificado nos espécimes (CP30P e CP20P) e que a matriz polimérica foi capaz de envolver e unir a superfície dos grãos de areia. Os difratogramas dos espécimes CP30P e CP20P apresentaram similaridade com o polímero e apenas dois picos característicos de quartzo foram identificados, fator que corrobora para a tese de envolvimento das partículas de areia devido a rede polimérica formada. Este fato é constatado por Song et al (2019), isto é, quando o polímero está em contato com as partículas do solo, ele é adsorvido pela área superficial devido à atração eletrostática. Com a difusão e evaporação do solvente, as cadeias poliméricas são estendidas favorecendo maior preenchimento dos vazios e o encapsulamento das partículas dos grãos.

Outro fato relevante observado por Song et al (2019), e que associa o comportamento mecânico ao comportamento microestrutural nesta pesquisa é a estabilidade da mistura. Este comportamento possivelmente está associado à presença de cadeias hidrofóbicas na molécula, na qual uma estrutura de membrana reticular é formada na superfície e nas lacunas das partículas do solo por difusão, infiltração e envolvimento conduzindo a melhorias nas forças de ligação entre as partículas de solo como visto nas micrografias.

4.6. AVALIAÇÃO DO CICLO DE VIDA

4.6.1. Avaliação do impacto ambiental

Os resultados da avaliação de impacto do ciclo de vida usando a metodologia CML-IA são mostrados na Tabela 31. Levando em consideração os resultados, há uma diferença notável entre os três ligantes. De maneira geral, no cenário 1, em apenas duas categorias o cimento se mostrou mais vantajoso quando comparado com o PGI, são eles: custo total industrial e ecotoxicidade terrestre. No cenário 2, apenas na categoria de ecotoxicidade terrestre o PGI apresentou maior impacto quando comparado ao PI.

O PGI é composto majoritariamente pela glicerina e nesta análise optou-se por adotar a glicerina comercial de origem vegetal, fator este que justifica os impactos mais baixos em todas as categorias de impacto, exceto em ecotoxicidade terrestre. Assim, as contribuições para os impactos ambientais por cenário, em cada uma das categorias de impacto avaliadas, são apresentadas neste subtópico com o objetivo de identificar os *hot spots* ambientais correspondentes e propor novas melhorias.

Tabela 31 - Resultados da avaliação ambiental estimados para 1 kg de cada produto considerado neste estudo.

| Categoria de impacto | Unidade | PGI | PI | Cimento |
|--------------------------------|-------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | | | Portland |
| Depleção Abiótica | kg Sb eq | 1,92x10 ⁻⁷ | 3,59x 10 ⁻⁶ | 6,48x 10 ⁻⁴ |
| Depleção de recursos abióticos | MJ | 0,163605 | 78,62264 | 3,525114 |
| Aquecimento global | kg CO ₂ eq | 0,02745 | 0,829296 | 3,703636 |
| Depleção da camada de ozônio | kg CFC-11 eq | 1,19x10 ⁻⁹ | 3424x10 ⁻⁸ | 4,2x 10 ⁻⁶ |
| Toxicidade humana | kg 1,4-DB eq | 0,0199386 | 0,758349 | 4,895183 |
| Ecotox. Aquática água doce | kg 1,4-DB eq | 0,015744 | 0,030648 | 1,529793 |
| Ecotox. Marinha | kg 1,4-DB eq | 19,91577 | 89,71606 | 3657,12 |
| Ecotox. terrestre | kg 1,4-DB eq | 0,006002 | 0,000491 | 0,000403 |
| Oxidação fotoquímica | kg C ₂ H ₄ eq | 6,94x 10 ⁻⁶ | 0,000114 | 0,001076 |
| Acidificação | kg SO ₂ eq | 0,000465 | 0,001646 | 0,014289 |
| Eutrofização | kg PO ₄ eq | 0,000116 | 0,004594 | 0,000383 |

A Figura 76 e Figura 77 mostram as onze categorias de impacto para o cenário 1 (PGI *versus* cimento Portland) e cenário 2 (PGI *versus* polímero industrial) para 1 kg de cada produto, respectivamente. Utilizando uma escala de 0 a 1, o valor de 1 foi atribuído para a dosagem com maior impacto em uma determinada categoria e menores impactos foram definidos proporcionalmente.

Em ambos os cenários, o PGI obteve maior impacto ambiental apenas na categoria ecotoxicidade terrestre (0,006 kg 1,4-DB eq). De acordo a literatura, este impacto deve-se principalmente ao processo de produção da principal matéria-prima, devido ao uso de fertilizantes para a produção de biodiesel. Segundo Nakamura (2021), o uso do fosfato como fertilizante apresentou uma contribuição mais expressiva em quatro das cinco categorias estudadas, dentre elas a ecotoxicidade terrestre, toxicidade humana carcinogênica, toxicidade humana não carcinogênica e acidificação terrestre.

O maior impacto ambiental do cimento Portland nas categorias listadas deve-se ao processo de produção de matéria-prima, i.e. produção de clínquer, um processo de alta emissão e consumo energético relacionado ao processo de calcinação (GUERREIRO, 2014; HUNTZINGER e EATMON, 2009). Assim, apresentaram maior impacto

ambiental nesta ordem: ecotoxicidade marinha (3657,12 kg 1,4-DB eq), toxicidade humana (4,89 kg 1,4-DB eq), aquecimento global (3,70 kg CO₂ eq), ecotoxicidade aquática água doce (1,52 kg 1,4-DB eq) e acidificação (0,014 kg SO₂ eq).

O PI apresentou grandes impactos nas categorias de depleção de recursos abióticos (78,62 MJ), ecotoxicidade marinha (89,72 kg 1,4-DB eq) e aquecimento global (0,829296 kg CO₂ eq). Estes impactos devem-se principalmente à produção de polímeros com recursos esgotáveis, i.e., de base petrolífera. Resultados semelhantes foram identificados nos trabalhos de McDevitt e Grigsby (2014); Yang (2018) e Yang e Rosentrater (2021) e Yang (2022). Outra categoria com impacto representativo foi toxicidade humana e pode ser justificada pela matéria prima utilizada em maior quantidade para a síntese do PI, o estireno. Isso porque este é classificado como possível substância carcinogênica pela Agência internacional de pesquisa do câncer (IARC). Embora a Agência Americana de Proteção do Ambiente (EPA) atribua que o potencial de classificação da carcinogenicidade encontra-se em avaliação, a EPA descreve o estireno como um "carcinogênico suspeito" e "toxina suspeita de afetar os sistemas respiratório, gástrico e hepático, entre outros" (IARC, 2010; EPA, 2008).

Figura 76 - Impactos ambientais para o cenário 1: PGI e cimento Portland.

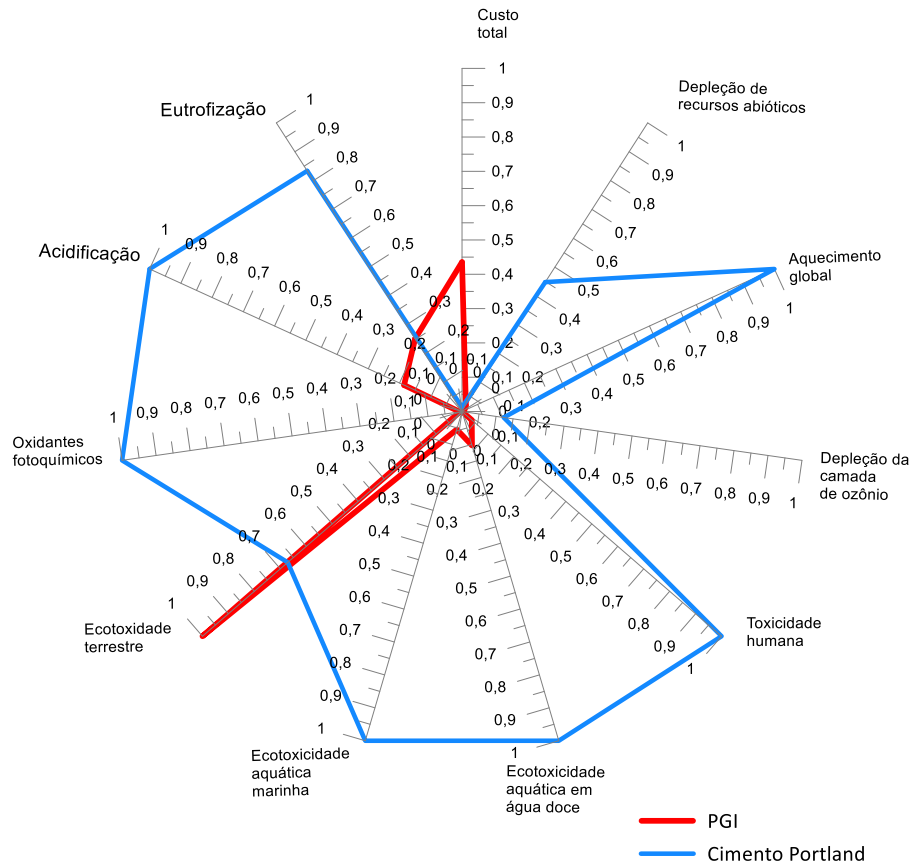
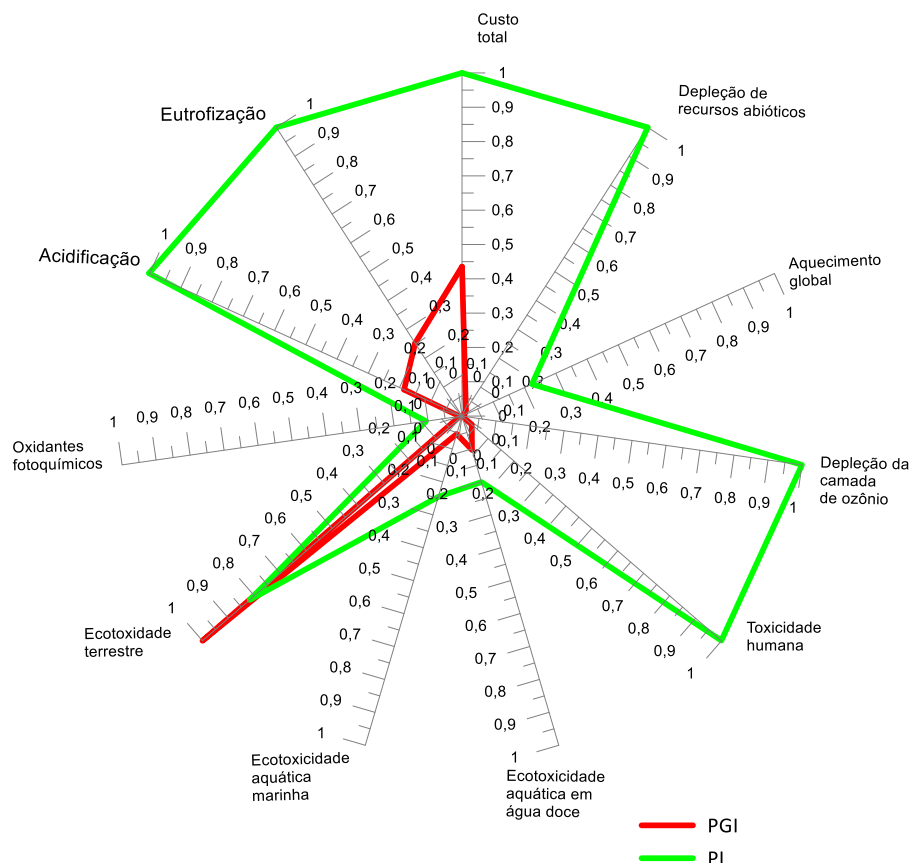


Figura 77 - Impactos ambientais para o cenário 2: PGI e PI.



4.6.1.1. Análise de sensibilidade

A Tabela 32 e Tabela 33 apresentam a comparação dos métodos CML-IA e TRACI. Os resultados encontrados nas três categorias de impacto (aquecimento global, depleção da camada de ozônio, e acidificação, comum aos métodos) apresentaram poucas mudanças. Cada metodologia de avaliação de impacto possui fatores de caracterização distintos aplicados para converter os resultados da análise de inventário às unidades de medida das categorias de impacto. Assim, metodologias distintas podem ocasionar resultados distintos para as categorias de impacto (FINNVEDEN et al., 2009), o que não foi observado. A maior diferença foi observada para a categoria acidificação do produto PI: 0,75%. Contudo, em média, a diferença entre os resultados das metodologias CML-IA e TRACI foi inferior a 1%.

Tabela 32 – Análise de sensibilidade de avaliação de impacto para o cenário 1.

| Categoria de impacto | Unidade | Cenário 1 | | | | | |
|------------------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------------|
| | | PGI | | | Cimento Portland | | |
| | | CML-IA (1) | TRACI (2) | % Diferença [(1-2)/1] | CML-IA (1) | TRACI (2) | % Diferença [(1-2)/1] |
| Aquecimento global | Kg CO ₂ eq | 0,02745 | 0,02657 | 0,03205 | 3,703636 | 3,652623 | 0,01377 |
| Depleção da Camada de Ozônio | kg CFC-11 eq | 1,19x10 ⁻⁹ | 1,53x10 ⁻⁹ | -0,286 | 4,2x10 ⁻⁶ | 5,59x10 ⁻⁶ | -0,331 |
| Acidificação | kg SO ₂ eq | 0,0002646 | 0,0002651 | -0,00189 | 0,014289 | 0,014357 | -0,00476 |

Tabela 33 – Análise de sensibilidade de avaliação de impacto para o cenário 2.

| Categoria de impacto | Unidade | Cenário 2 | | | | | |
|------------------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | | PGI | | | PI | | |
| | | CML-IA (1) | TRACI (2) | % Diferença [(1-2)/1] | CML-IA (1) | TRACI (2) | % Diferença [(1-2)/1] |
| Aquecimento global | Kg CO ₂ eq | 0,02745 | 0,02657 | 0,03205 | 0,829296 | 0,82694 | 0,00284 |
| Depleção da Camada de Ozônio | kg CFC-11 eq | 1,19x10 ⁻⁹ | 1,53x10 ⁻⁹ | -0,286 | 4,24x10 ⁻⁸ | 3,23x10 ⁻⁸ | 0,238 |
| Acidificação | kg SO ₂ eq | 0,000264 6 | 0,000265 1 | -0,00189 | 0,001646 | 0,002883 | -0,75151 |

4.6.2. Avaliação do impacto econômico

O custo direto total de cada produto analisado foi o seguinte:

- (i) cimento Portland: R\$0,84 por kg (em escala de produção industrial) e R\$48,89 (em escala de produção laboratorial);
- (ii) PI: R\$68,00 (em escala de produção industrial) e R\$120,00 (em escala de produção laboratorial);
- (iii) PGI: R\$29,42 por kg.

O custo comercial do cimento Portland e do PI correspondeu ao custo do produto comercial e embutido o custo do transporte igual a R\$0,84 e R\$120,00,

respectivamente. Entretanto, simulando a aquisição dos materiais para a produção do cimento em escala laboratorial, constatou-se um aumento aproximado de 58 vezes chegando a custar R\$48,89. Utilizando a mesma metodologia para o PI e analisando o custo orçado em escala laboratorial e industrial, nota-se que ele foi reduzido em ~43%, caindo para R\$68,00 em escala industrial.

Neste contexto, o cimento Portland apresentou o menor custo para a aquisição e transporte da matéria prima comparado ao PGI e PI, tanto em escala de produção industrial ou laboratorial. No processo de produção do cimento o maior contribuinte para o seu custo é a água, representando 88% do custo total. Para os polímeros, o maior contribuinte para o custo total do processo de produção do PGI foi a aquisição de ácido isoftálico, representando 74%. Já para o PI, o ácido isoftálico representou o segundo maior custo com 22% do custo total, sendo o primeiro o estireno com 37%. Além disso, é importante considerar que o processo de produção do PGI é apresentado com cinco componentes: o glicerol (74%), ácido isoftálico (20%), a eletricidade (3%), água (2%) e a propanona (1%). Enquanto o PI apresenta cinco componentes: estireno (37%), ácido isoftálico (22%), propileno glicol (18%), anidrido maleico (15%) e a eletricidade (8%). Nota-se que o PGI e PI utilizaram o mesmo percentual de ácido isoftálico, e mesmo assim apresentou menor impacto ambiental e econômico.

5. CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados dos ensaios realizados pode-se dizer que foi possível realizar o melhoramento geotécnico da areia conhecida, a partir da adição do PGI. Além disso, foi viabilizada sua forma de aplicação (mistura) tornando-o líquido. Dentre as variáveis investigadas, para a mistura solo-polímero, a concentração de PGI demonstrou maior relevância nos resultados mecânicos, i.e. quanto maior a concentração de PGI maiores os resultados de resistência (q_u e q_t) e menor a condutividade hidráulica (k).

Neste cenário, a composição com 30% de polímero semissólido (PGI_{Sem}), em temperatura ambiente e sem a presença de cimento, resultou na maior resistência à compressão simples média (q_u), maior resistência à tração por compressão diametral média (q_t) e maior módulo cisalhante inicial médio (G_0), equivalente a 2,2 MPa, 550 kPa e 28.879 MPa, respectivamente. Já para o PGI_{Liq} , a composição com 20% de polímero solubilizado (PGI_{Liq}), em temperatura ambiente e com 20% de cimento, resultou na maior resistência à compressão simples média (q_u), maior resistência à tração por compressão diametral média (q_t) e maior módulo cisalhante inicial médio (G_0), equivalente a 881 kPa, 400 kPa e 16.969 MPa, respectivamente.

Considerando os resultados do Projeto Experimental 1 é possível verificar que para ambos os tipos de polímero tem-se um aumento na resistência (q_u e q_t) e rigidez (G_0). Esse aumento da variável resposta é mais pronunciado para o polímero semissólido, na ausência do cimento. Enquanto para o polímero solubilizado, o aumento da variável resposta é favorecido com o aumento do teor de cimento.

No Projeto Experimental 2, resultados de condutividade hidráulica, ensaios triaxiais consolidados e drenados e caracterizações químicas foram realizadas. Através da reprodução e da coerência dos resultados nota-se que as amostras analisadas nesta etapa, 30P-0C-23, 20P-0C-23 e 10P-0C-23 apresentaram comportamento de baixa condutividade hidráulica. A amostra 30P-0C-23 com 60 dias de cura, se apresentou como material impermeável, considerando as variáveis de contorno desta pesquisa. A mesma amostra com 2 dias de cura, resultou em uma condutividade baixa em se tratando de um

solo arenoso, igual a $2,51 \times 10^{-10}$ m/s. E, as amostras de 20P-0C-23 e 10P-0C-23 com cura de 2 dias e 60 dias, apresentaram condutividade igual a $7,42 \times 10^{-8}$ m/s e $3,85 \times 10^{-8}$ m/s; $3,71 \times 10^{-7}$ m/s e $1,83 \times 10^{-7}$, respectivamente. Fica evidenciado a influência do período de cura e do percentual de PGI sob as variáveis analisadas.

A partir dos ensaios triaxiais e da comparação dos valores dos parâmetros de resistência estabelecidos a partir destes resultados com valores apresentados na literatura, fica claro que:

- A inclusão do polímero proposto ao solo proporciona a melhoria das propriedades mecânicas, permitindo o desenvolvimento de um novo material geotécnico com características próprias, fortemente influenciadas pelas características do melhoramento.
- A partir das curvas de resistência em função da deformação distorcional e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional, constatou-se um acréscimo de resistência, em relação ao solo sem aditivo, no material tratado, para todos os polímeros investigados.
- Comportamento semelhante foi identificado nas curvas de tensão *versus* deformação distorcional para o PGI_{sem} e PGI_{Liq}.
- Os parâmetros geotécnicos do PGI_{sem} não apresentaram variações significativas para os diferentes tempos de cura (2 e 60 dias) avaliados. Entretanto, o PGI_{Liq} apresentou aumento no intercepto coesivo para os diferentes tempos de cura.

Na Avaliação do ciclo de vida, no cenário 1 (PGI - cimento Portland) pode-se concluir que o cimento Portland apresentou maiores impactos ambientais negativos por consumir maior quantidade de matéria-prima tradicional, o calcário. O custo total do PGI foi superior ao cimento Portland, principalmente devido ao alto custo de aquisição do ácido isoftálico. Entretanto, ao comparar o custo laboratorial do cimento com o custo laboratorial do PGI, o menor custo calculado é o PGI. No cenário 2 (PGI - PI) o PI apresentou maiores impactos ambientais negativos devido o consumo elevado de ácido

isoftálico, anidrido maleico e estireno. O custo do PI se apresentou quatro vezes maior do que o valor do PGI. Uma análise de sensibilidade da avaliação ambiental do ciclo de vida resultou em impactos ambientais similares utilizando-se as metodologias de avaliação de impacto CML-IA e TRACI.

Contudo, pode-se dizer que o polímero oriundo de um subproduto do biodiesel mostrou-se eficiente para o melhoramento do solo arenoso em termos de comportamento mecânico (i.e. resistência, rigidez, parâmetros geotécnicos de testes triaxiais) e redução da condutividade hidráulica em função do teor de PGI, podendo ser aplicado em obras de Engenharia, mais especificamente como camadas impermeáveis. Além disso, a avaliação do ciclo de vida ambiental dos materiais cimento, PGI e PI comparativamente sugere o uso do PGI. Enquanto a avaliação do ciclo de vida econômica apresentou diretamente menores resultados em escala industrial para o cimento Portland (R\$0,84) seguido do PGI (R\$32,42) e PI (R\$68,00). Entretanto, considerando-se todos em escala laboratorial sugere-se o PGI (R\$29,42), cimento Portland (R\$48,89) e PI (R\$120,00) nesta ordem de custo.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para ampliação do conhecimento científico acerca do comportamento mecânico, microestrutural de um solo inerte (areia). E, a avaliação do ciclo de vida ambiental e econômico dos materiais utilizados como possíveis estabilizantes, sugere-se os seguintes tópicos de pesquisa:

- (a) Determinar o tamanho da cadeia do PGI;
- (b) Produzir a emulsão deste polímero;
- (c) Avaliação do comportamento mecânico a partir de outros ensaios (e.g. Durabilidade e Lixiviação);
- (d) Aplicação de análises TGA e DSC ao solo estabilizado;
- (e) Execução de ensaios triaxiais drenados e não-drenados no solo estabilizado com o PGI líquido e comparativamente a um polímero industrial (e.g. Terrafix 11®);
- (f) Execução de ensaios de condutividade hidráulica para um polímero industrial (e.g. Terrafix 11®) nas mesmas condições realizadas para o PGI líquido;
- (g) Aplicação de novas categorias de impacto ambiental e metodologias de avaliação de impacto para os ligantes estudados;
- (h) Análise de sensibilidade da ACV considerando-se o transporte com diferentes localidades para os processos utilizados no SimaPro na análise de inventário, para um determinado estudo de caso;
- (g) Realizar a avaliação S-LCA a partir da aplicação de questionários para avaliação social de ciclo de vida e aplicação do mesmo para um maior número possível de participantes.

REFERÊNCIAS

ABBAWI, Z.W.S. Studying strength and stiffness characteristics of sand stabilized with cement and lime additives. *Eng. Technol. J.* 33, 1857–1875. 2015.

ABREU, D. G. JEFFERSON, I.; BRAITHWAITE, P. A.; CHAPMAN, D. N. Why is sustainability important in Geotechnical Engineering? *Geotechnical Special Publication*, [s. l.], n. 178, p. 821–828, 2008. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/40971\(310\)102](https://doi.org/10.1061/40971(310)102)

AKINMUSURU, J. O. The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand. In: 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987, Lagos. *Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema*, v.1, p.435-442, 1987.

AL-KHANBASHI, A., ABDALLA, S. W. Evaluation of three waterborne polymers as stabilizers for sandy soil. *Geotech. Geol., Eng.*, 24(6), 1603–1625, 2006.

ANP – Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis. Anuário Estatístico Brasileiro do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis 2022. Ano base 2021. Biocombustíveis, 2021.

ARANHA, I. B.; LUCAS, E. F., Poli(Álcool Vinílico) Modificado com Cadeias Hidrocarbônicas: Avaliação do Balanço Hidrófilo/Lipófilo. *Seção Técnica de Polímeros*, 2001. DOI: <https://doi.org/10.1590/S0104-14282001000400007>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Solo – Rochas e solos – Terminologia. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro: [s. n.], 2022.

_____. NBR 7222: Concreto e argamassa —Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: [s. n.], 2011.

_____. NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro: [s. n.], 2018.

_____. NBR 7182: Solos – Ensaio de compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro: [s. n.], 2016a.

_____. NBR 16605 - Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro: [s. n.], 2017c.

_____. NBR 13292 - Solo — Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro: [s. n.], 2021.

_____. NBR 14545 - Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro: [s. n.], 2021.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM - D2166/D2166M: Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. American Society for Testing and Materials, [s. l.], p. 1–7, 2016. Disponível em: https://doi.org/10.1520/D2166_D2166M-16

_____. ASTM - D854: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. [S. l.: s. n.], 2014b. Disponível em: <https://doi.org/10.1520/D0854-14>.

_____. ASTM - D2487: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). [S. l.: s. n.], 2020d. Disponível em: <https://doi.org/10.1520/D2487-17E01>.

_____. ASTM - D2216: Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. [S. l.: s. n.], 2019. Disponível em: <https://www.astm.org/d2216-19.html>.

_____. ASTM - D4253: Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. [S. l.: s. n.], 2016. Disponível em: <https://www.astm.org/d4253-16e01.html>.

_____. ASTM - D4254: Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. [S. l.: s. n.], 2016. Disponível em: <https://www.astm.org/d4254-16.html>.

_____. ASTM - D6913: Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. [S. l.: s. n.], 2017. Disponível em: <https://www.astm.org/d6913-04r09e01.html>

_____. ASTM - D2845: Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock. [S. l.: s. n.], 2017. Disponível em: <https://www.astm.org/d2845-00.html>

_____. ASTM - D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. [S. l.: s. n.], 2020. Disponível em: <https://www.astm.org/d7181-20.html>.

_____. ASTM - D5084: Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. [S. l.: s. n.], 2016a. Disponível em: <https://doi.org/10.1520/D5084-16A>.

_____. ASTM - C150/C150M: Standard Specification for Portland Cement. [S. l.: s. n.], 2020c. Disponível em: https://doi.org/0.1520/C0150_C0150M-20.

ATE, A. The effect of polymer-cement stabilization on the unconfined compressive strength of liquefiable soils. *Int. J. Polym. Sci.* 2013, 155–171, 2013.

ATKINSON, J.; LAU, W.; POWELL, J. Measurement of soil strength in simple shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Research Press, v. 28, n. 2, p. 255–262, 1991.

AZZAM, W.R. Behavior of modified clay microstructure using polymer nanocomposites technique. *Alexandria Engineering Journal*, v. 53, 143–150, 2014.

BASU, Dipanjan; MISRA, Aditi; PUPPALA, Anand J. Sustainability and geotechnical engineering: Perspectives and review. *Canadian Geotechnical Journal*, [s. l.], v. 52, n. 1, p. 96–113, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0120>

BENSON, C. H.; DANIEL, D. E. Water Content-Density Criteria for Compacted Soil Liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York: ASCE. v. 116. N. 12. p. 1811-1830, 1990.

BENETTI, M. Comportamento hidráulico e mecânico de um solo residual tratado com cal. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2015.

BHADRA, S.; SINGHA, N.K.; KHASTGIR, D. Electrochemical synthesis of polyaniline and its comparison with chemically synthesized polyaniline. *Journal of Applied Polymer Science*, v. 104, n. 3, p. 1900–1904, 2007.

BISHOP, A. W.; WESLEY, L. D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing, *Geotechnique*, London, vol. 25, n.4, p.676-970, 1975.

BJØRN, A.; OWSIANIAK, M.; MOLIN, C.; HAUSCHILD, M. Z. Life Cycle Inventory Analysis. In: HAUSCHILD, Michael Z.; K. ROSENBAUM, Ralph; OLSEN, Stig Irving (org.). *Life Cycle Assessment: Theory and Practice*. Cham, Switzerland: Springer International Publishing, p. 1215, 2018b.

BOFF, F. E. Avaliação do comportamento de uma mistura compactada de solos lateríticos frente a soluções de Cu^{++} , K^{+} e Cl^{-} em colunas de percolação. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 1999.

BOYNTON, S. S.; DANIEL, D. E. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York: ASCE. v. 111. N. 4. p. 465–478. 1985.

BRE. Product Category Rules for Type III Environmental Product Declaration of Construction Products to EN 15804:2012. Watford, UK: [s. n.], 2013.

BRIOUDE, M. M.; GUIMARÃES, D. H.; FIÚZA, R. P.; PRADO, L. A. S. A.; BOAVENTURA, J. S.; JOSÉ, N. M. Synthesis and Characterization of Aliphatic Polyesters from Glycerol, by-Product of Biodiesel Production, and Adipic Acid. *Materials Research*, Vol. 10, No. 4, 335-339, 2007.

BUENO, B. S.; LODI, P. C.; ZORNBERG, J. G. Uma breve visão sobre geossintéticos aplicados a aterros sanitários, *Revista Tecnologia*, v. 30. N. 2. p. 188-197, 2009.

CANEVAROLO, J. S. V. *Ciência dos Polímeros*. 3. ed. São Paulo: Artliber Editora, 277p., 2010.

CARDOSO, R.; RIBEIRO, D.; NÉRI, R. Bonding effect on the evolution with curing time of compressive and tensile strength of sand-cement mixtures. *Soils and Foundations*, v. 57, n. 4, p. 655–668, 2017.

CARVALHO, M. F. Comportamento mecânico de resíduos sólidos urbanos. 300 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

CARVALHO, J.de. Análise de ciclo de vida ambiental aplicada a construção civil – Estudo de caso: comparação entre cimentos Portland com adição de resíduos. 2002. 102 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

CASAGRANDE, M.D.T. Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações. Porto Alegre, 2005, 217p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 2005.

CATTON, M. D. Soil-Cement Technology – A Résumé. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin 136. Reprinted from the Journal of PCA Research and Development Laboratories, v. 4, n.1, p.13-21, 1962.

CEPURITIS, R.; MØRTSELL, E. Possibilities of improving crushed sand performance in fresh concrete by washing: A case study. Mater. Struct., 49, 1–16, 2016.

CHANG, T. S.; WOODS, R. D. Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus. Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.

CHANG, I.; CHO, G.C. Strengthening of korean residual soil with β -1,3/1,6-glucan biopolymer. Constr. Build. Mater., 30, 30–35, 2012.

CHAUDHARI, H. K.; KELKAR, D. S. X-ray diffraction study of doped polyaniline. Journal of Applied Polymer Science, v. 62, n. 1, p. 15 – 18, 1996.

CHEN, J., C. BENSON, E. TUNCER. Hydraulic conductivity of bentonite-polymer geosynthetic clay liners permeated with coal combustion product leachates. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 145 (9): 04019038, 2019. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002105](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002105).

CLAYTON, C. R. I.; MILITITSKY, J.; WOOD, R. I. Earth Pressure and Earth Retaining Structures. 2ed. Glasgow: Chapman & Hall. P.146-148, 1993.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. Cemented Sands Under Static Loading. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p.799-817, 1981.

CML - DEPARTMENT OF INDUSTRIAL ECOLOGY. CML-IA Characterisation Factors. [S. l.], 2016. Disponível em: <https://www.universiteitleiden.nl/en/research/research-output/science/cml-ia-characterisation-factors>. Acesso em: 28 fev. 2023.

CNPE - Conselho Nacional de Política Energética. Decisão no CNPE para o futuro sustentável. [S. l.], 2023. Disponível em: <https://www.biodieselbr.com/biodiesel/conselho-nacional-de-politica-energetica-cnpe-dia-17-de-marco-o-teor-de-mistura-de-biodiesel-no-diesel>. Acesso em: 23 mar. 2023.

CONSOLI, N.C., VENDRUSCOLO, M.A., PRIETTO, P.D.M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, v. 129. n. 1, p 96-101, 2003.

CONSOLI, N.C., MONTARDO, J.P., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M. Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites. *Ground Improvement*, ISSMGE, v.8 n.2, p.77-90, 2004.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(197), 197–205, 2007.

CONSOLI, N. C.; LOPES JÚNIOR, L. S.; HEINECK, K. S. Key parameters for the strength control of lime stabilized soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 10.1061/(ASCE)0899-1561(2009)21:5(210), 210–216, 2009.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 10.1061/(ASCE)GT .1943-5606.0000278, 759–763, 2010.

CONSOLI, N.C.; LOPES JÚNIOR, L.S.; PRIETTO, P.D.M.; FESTUGATO, L.; CRUZ, R.C. Variables controlling stiffness and strength of lime-stabilized soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 137, p. 628-632, 2011a.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, A.; SALDANHA R. B. Variables governing strength of compacted soil–fly ash–lime mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*. Vol. 23, No.4, pp 432-440. 2011b.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FONSECA, A. V.; COOP, M. R. Influence of Cement/Voids Ratio on Stress-Dilatancy Behavior of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.138, n.1, p.100-109, 2012.

CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. S.; DALLA ROSA, A.; MASUERO, J. R. The strength of soil industrial by products lime blends. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 166, 431-440, 2013.

CONSOLI, N. C.; WINTER, D.; LEON, H. B.; FILHO, H. C. S. Durability, strength, and stiffness of green stabilized sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, [s. l.], v. 144, n. 9, p. 1–10, 2018b. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001928](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001928)

CONSOLI, N. C.; LEON, H. B.; CARRETTA, M. S.; DARONCO, J. V. L.; LOURENÇO, D. E. The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of sandenvironment friendly binder blends. *Soils and Foundations*, v. 59, p. 1428–1439, 2019b.

CONSOLI, N. C.; ARAÚJO, M. T.; FERRAZZO, S. T.; RODRIGUES, V. L.; DA ROCHA, C. G. Increasing density and cement content in stabilization of expansive soils: Conflicting or complementary procedures for reducing swelling. *Canadian Geotechnical Journal*, [s. l.], v. 58, n. 6, p. 866–878, 2021b. Disponível em: <https://doi.org/10.1139/cgj-2019-0855>

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. *The Mechanics of Cemented Carbonate Sands*. Géotechnique, London, v.42, n.4, 1992.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. *The Mechanics of Cemented Carbonate Sands*. Géotechnique, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.

COOP, M. R.; WILLSON, S. M. Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Reston – Virginia – USA, v.129,n.11, p.1010-1019, 2003.

CRUZ, R. C. Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada. 2008. 216p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 2008.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the Mechanics of Structured Sands. *Geotechnique*, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.

DA FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C.; CONSOLI, N. C. Strength Properties of Sandy Soil – Cement Admixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 27, p. 681–686, 2009.

DALLA ROSA, F. Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada. 2009. 191p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 2009.

DA ROCHA, C. G.; PASSUELLO, A.; CONSOLI, N. C.; SAMANIEGO, R. A. Q.; KANAZAWA, N. M. Life cycle assessment for soil stabilization dosages: A study for the Paraguayan Chaco. *Journal of Cleaner Production*, v. 139, p. 309–318, 2016.

DANIEL, D. E. *Geotechnical practice for waste disposal*. 1. ed. London: Chapman & Hall, 1993.

DANIEL, D.E. State-of-the-art: Laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils. In: *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport In Soil*, Philadelphia. ASTM STP 1142, ASTM, p. 30-78, 1994.

DANIEL, D.E.; KOERNER, R.M. *Waste Containment Facilities: Guidance for construction, quality assurance and quality control of liner and cover systems*. 2. ed. New York: ASCE, 1995.

DAS, L.; ANNAN, J. D.; HARGREAVES, J. C.; EMORI, S. Centennial scale warming over Japan: are the rural stations really rural? *Atmospheric Science Letters*. 12: 362–367, 2011. Disponível em DOI:10.1002/asl.350

DAS, B. M.; YEN, S. C.; DASS, R. N. Brazilian tensile strength test of lightly cemented sand. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 32, p. 166–171, 1995.

DEDAVID, B. A.; GOMES, C. I.; MACHADO, G. *Microscopia Eletrônica de Varredura: aplicações e preparação de amostras: Materiais poliméricos, metálicos e semicondutores*. CEMM ed. Porto Alegre: EDIPUCRS, 2007.

DIETZ, M. S.; LINGS, M. L. Postpeak strength of interfaces in a stress-dilatancy framework. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 132, n. 11, p. 1474–1484, 2006.

DIXIT, M.K.; FERNÁNDEZ-SOLIS, J.L.; LAVY, S.; CULP, C.H. Identification of parameters for embodied energy measurement: a literature review. *Energy and Buildings*, 42: 1238–1247, 2010. Doi:10.1016/j.enbuild.2010.02.016.

DIXON, J. B.; WEED, S. B.; PARPITT, R. Minerals in soil environments. *Soil Science, LWW*, v. 150, n. 2, p. 562, 1990.

DYVIK, R.; MADSHUS, C. Laboratory measurement of G_{max} using bender elements. *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*. Detroit: Proc. ASCE, 1985.

DMAE, Departamento Municipal de Água e Esgotos, 2022. Disponível em: https://www2.portoalegre.rs.gov.br/dmae/default.php?p_secao=177. Acesso em: 10 de janeiro 2023.

ELLIOT, G.; BROWN, E. T. Yield of a soft, hig-porosity rock. *Géotechnique*, 35(4), 413-423, 1985.

EPA, Environmental Protection Agency. Occupational Safety and Health Administration, 2008. Disponível em: <https://yosemite.epa.gov/opa/admpress.nsf/6427a6b7538955c585257359003f0230/09b1cf3cd5813928852570d8005e1603OpenDocument>. Acesso em: 21 março 2023.

FARMER, V.C. PALMIERI, F. The characterization of soil minerals by infrared spectroscopy. In: GIESEKING, J.E., ed. Soil components. New York, Springer-Verlag., p.573-670, 1975.

FAVARETTI, M.; MORACI, N.; PREVIATELLO, P. Effects of Leachate on the Hydraulic and Mechanical Behavior of Clay Liners. In: 1ST CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS. Proceedings. Edmonton, Alberta, Canadá, v. v.1, p. 221-226.1994.

FERNANDES, M. D. M. Mecânica dos solos - conceitos e princípios fundamentais. 1. ed. São Paulo, Brasil: Oficina de Textos, 2016. Disponível em: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAFBkgAF/mecanica-dos-solos-cefet-rs?part=5>

FESTUGATO, L. Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto. 146 p. Tese (Dissertação de Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2008.

FIROOZI A. A.; GUNEY, C. O.; FIROOZI, A. A.; Fundamentals of soil stabilization. 1. Geo-Engineering, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.1186/s40703-017-0064-9>.

FINNVEDEN, G., HAUSCHILD, M.Z., EKVALL, T., GUINEE, J., HEIJUNGS, R., HELLWEG, S., KOEHLER, A. Recent developments in Life Cycle Assessment. Journal of Environmental Management, [s. l.], v. 91, n. 1, p. 1–21, 2009. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2009.06.018>

FOPPA, D. Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

FOPPA, D. Novo método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

FRANCO, C. Glicerina, Loira Fatal: O Mercado Brasileiro e as Perspectivas. BiodieselBR.com, 29ª Edição, São Paulo, 2012.

FRIED, J. R., Polymer Science and Technology. ISBN 0-13-018168-4. Second Edition, Westford, Massachusetts, 2009.

GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, p. 485-494. Athens: Proceedings. Rotterdam: AA Balkema, 1993.

GEORGIANNOU, V. N. et al. Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. Geotechnique, Thomas Telford Ltd, v. 58, n. 2, p. 113–124, 2008.

GEORGIANNOU, V. N. Effects of density on cyclic behaviour of anisotropically consolidated ottawa sand under undrained torsional loading. Géotechnique, ICE Publishing, v. 64, n. 4, p. 287, 2014.

GHANNADZADEHA, A.; TARIGHALESAMI, A. H. Environmental life cycle assessment of glycerine production: Energy transition from natural gas to biomass. Sustainable Energy Technologies and Assessments, 42, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.seta.2020.100775>

GIDDINGS, B.; HOPWOOD, B.; O'BRIEN, G. Environment, economy and society: Fitting them together into sustainable development. Sustainable Development, [s. l.], v. 10, n. 4, p. 187–196, 2002. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/sd.199>

GOEDKOOOP, Mark et al. Introduction to LCA with SimaPro Colophon. [S. l.: s. n.], 2016a.

GOEDKOOOP, Mark et al. SimaPro TutorialSimaPro. [S. l.: s. n.], 2016b.

GONG, W.; ZANG, Y.; LIU, B.; CHEN, H.; WU, F.; HUANG, R.; WANG, S. Effect

of using polymeric materials in ecological sand-fixing of kerqin sandy land of china. J. Appl. Polym. Sci., 133, 2016.

GRANOL. Indústria de produção de farelos e óleos vegetais no Brasil. Disponível em <http://www.granol.com.br/Produtos/#glicerina>. Acessado dia 13 de Dezembro de 2022.

GRAY, D.H.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforcement in sand. J. Geotech. Eng., 109, 335–353, 1983.

GUDEMAN, L.; PEPPAS, N. “Preparation and characterization of pH-sensitive, interpenetrating networks of poly(vinyl alcohol) and poly(acrylic acid).” J. Appl. Polym. Sci., 55 (6): 919–928, 1995. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/app.1995.070550610>.

GUERREIRO, A. Q. Avaliação do ciclo de vida dos cimentos de produção mais significativa no Brasil. Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.

HABAUE, S.; TAKAHASHI, Y.; HOSOGOE, Y.; YAMASHITA, H.; KAJIWARA, M. Poly (ethylene terephthalate) synthesis with catalysts derived from chrysotile asbestos. Natural Science, v.2, p. 557-567, 2010.

HABIABDOLMAJID, V.; KAISER, P.; MARTIN, C. Modelling brittle failure of rock. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 39, pp. 731-741, 2002.

HAN, M. G. Preparation and characterization of polyaniline Nanoparticles synthesized from DBSA micellar solution. Synthetic Metals, v. 126, n. 1, p. 53 – 60, 2002.

HEAD, K. Manual of Soil Laboratory Testing (Vols. 1, 2 e 3). Whittles Publishing, 2006.

HEINECK, K. Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de

PósGraduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 1998.

HOPKINS, A. R.; LIPELES, R. A.; HWANG, S. J. Morphology characterization of polyaniline nano and microstructures. *Synthetic Metals*, v. 158, n. 14, p. 594 – 601, 2008.

HOUGH, B. K. *Basic soil engineering*. New York: Ronald Press, 1957.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand. In: *INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS*, 1993, Athens. *Proceedings...* Rotterdam: A. A Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553.560.

HUANG, S., FREDLUND, D.G., BARBOUR, S.L. Measurement of the coefficient of permeability for a deformable unsaturated soil using a triaxial permeameter. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 35, p 426-432, 1998.

HUNTZINGER, D. N.; EATMON, T. D. A life-cycle assessment of Portland cement manufacturing: comparing the traditional process with alternative technologies. *Journal of Cleaner Production*, [s. l.], v. 17, n. 7, p. 668–675, 2009. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2008.04.007>

IARC, International Agency for Research on Cancer. *Occupational Safety and Health Administration*, 2010. Disponível em: <https://www.osha.gov/styrene>. Acesso em: 21 março 2023.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. *Soil stabilization: principle and practice*. Melbourne: Butterworths, 1972.

ISHIHARA, K.; OKADA, S. Yielding of overconsolidation sand and liquefaction model under cyclic stress. *Soils and Foundation*, 18, p. 57-72, 1978.

ISO. ISO 14040: Environmental management — Life cycle assessment — Principles and framework. Switzerland: [s. n.], 2006a.

ISO. ISO 14042: Environmental management - Life cycle I assessment - Life cycle impact assessment. Switzerland: [s. n.], 1999.

ISO. ISO 14044: Environmental management - Life cycle assessment - Requirements and guidelines. Switzerland: [s. n.], 2006b. Disponível em:
<http://www.springerlink.com/index/10.1007/s11367-011-0297-3>.

JARDINE, R.; LEHANE, B. M.; EVERTON, S. Friction coefficients for piles in sands and silts. In: Offshore site investigation and foundation behaviour. [S.l.]: Springer, 1993.

JEFFERIS, S.A. Moving towards sustainability in geotechnical engineering. In Proceedings of the Geo Congress 2008. Geotechnical Special Publication N°. 178. p. 844–851, 2008.

JOEL, M.; AGBEDE, I. Mechanical-cement stabilization of laterite for use as flexible pavement material. Journal of Materials in Civil Engineering. 23 (2), 146-152, 2011.

KENDALL A.; RAYMOND A. J.; TIPTON J.; DEJONG J. T. Review of life-cycle-based environmental assessments of geotechnical systems P I Civ Eng – Eng Su 171(2) pp 57-67, 2018.

KHACHATOORIAN, R., PETRISOR, I.G., KWAN, C.C., YEN, T.F. Biopolymer plugging effect: laboratory-pressurized pumping flow studies.” J. Pet. Sci. Engng,38 (1–2), 13– 21, 2003.

KHATAMI, H.R., O’KELLY, B.C. Improving mechanical properties of sand using biopolymers. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012.

KIBERT, C.J. Sustainable construction. 2nd ed. John Wiley and Sons Inc., New Jersey, 2008.

KIM, S.; PALOMINO, A. M. “Factors influencing the synthesis of tunable polymer-clay nanocomposites using bentonite and polyacrylamide.” *Appl. Clay Sci.*, 51 (4): 491–498, 2011. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.clay.2011.01.017>

KIM, C.; LEE, J.; LEE, S. TiO₂ nanoparticle sorption to sand in the presence of natural organic matter. *Environ. Earth Sci.*, 73, 5585–5591, 2015.

KLOEPFFER, Walter. State-of-the-Art in Life Cycle Sustainability Assessment (LCSA) Life Cycle Sustainability Assessment of Products. *Int J LCA*, [s. l.], v. 13, n. 2, p. 89–95, 2008. Disponível em: <https://doi.org/10.1065/lca2008.02.376>

KONSTADINOU, M. Cyclic behaviour of loose anisotropically consolidated ottawa sand under undrained torsional loading. *Géotechnique*, ICE Publishing, v. 63, n. 13, p. 1144, 2013.

KUMAR, R.; MURTY, H. R.; GUPTA, S. K.; DIKSHIT, A. K. An overview of sustainability assessment methodologies. *Ecological Indicators*, v. 15, n. 1, p. 281–299, 2012.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. Cementation Effects in Frictional Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York: ASCE, v.115, n.10, p.1373-1387, 1990.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. *Soil Mechanics*, SI version. New York, John Wiley and Sons Inc. New York, NY, 553p., 1979.

LANGDON, Davis. Life cycle costing (LCC) as a contribution to sustainable construction : a common methodology Draft Methodology : Key issues and outline framework. [S. l.: s. n.], 2006.

LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L. TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1988.

LATIFI, N.; MARTO, A.; EISAZADEH, A. Analysis of strength development in non-traditional liquid additive-stabilized laterite soil from macro- and micro-structural considerations. *Environ. Earth Sci.*, 73, 1133–1141, 2015.

LATIFI, N.; RASHID, A.S.A.; SIDDIQUA, S.; HORPIBULSUK, S. Micro-structural analysis of strength development in low- and high swelling clays stabilized with magnesium chloride solution—A green soil stabilizer. *Appl. Clay Sci.*, 118, 195–206, 2015.

LATIFI, N.; HORPIBULSUK, S.; MEEHAN, C.L.; MAJID, M.Z.A.; RASHID, A.S.A. Xanthan gum biopolymer: An eco-friendly additive for stabilization of tropical organic peat. *Environ. Earth Sci.*, 75, 1–10, 2016.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rocks. *Géotechnique*, 40(3), 467–488, 1990.

LI, Y., YANG, I.C.Y., LEE, K.-I., YEN, T.F. Subsurface application of *Alcaligenes eutrophus* for plugging of porous media. *Microbial Enhanced Oil Recovery - Recent Advances*. Amsterdam, pp. 65–77, 1993.

LICHTENVORT, K.; HUNKELER, D. D.; REBITZER, G.; CIROTH, A. *Environmental life cycle costing*. 1. ed. Pensacola: CRC Press, 2008.

LIU, Q.; TIAN, M.; DING, T.; SHI, R.; ZHANG, L. Preparation and Characterization of a Biodegradable Polyester Elastomer with Thermal Processing Abilities. *Journal of Applied Polymer Science*, Vol. 98, 2033–2041 p., 2005.

LIU, J. *Experimental Study on Development and Application of Polymer Soil Stabilizers*, Nanjing University, 2011.

LIU, J.; SHI, B.; LU, Y.; JIANG, H.; HUANG, H.; WANG, G.; KAMAI, T. Effectiveness of a new organic Polymer sand-fixing agent on sand fixation. *Environ. Earth Sci.*, 65, 589–595, 2012.

LIU, J.; FENG, Q.; WANG, Y.; BAI, Y.; WEI, J.; SONG, Z. The effect of polymer-fiber stabilization on the unconfined compressive strength and shear strength of sand. *Adv. Mater. Sci. Eng.*, 2017, 2370763, 2017.

LIU, J.; QI, X.; ZHANG, D.; FENG, Q.; WANG, Y.; KANUNGO, D.P. Study on the permeability characteristics of polyurethane soil stabilizer reinforced sand. *Adv. Mater. Sci. Eng.*, 5240186, 2017.

LIU, J.; BAI, Y.; SONG, Z., LU, Y.; QIAN, W.; KANUNGO, D. P. Evaluation of Strength Properties of Sand Modified with Organic Polymers. *Polymers*, 10, 287; DOI:10.3390, 2018.

LIU, J.; SONG, Z.; LU, Y.; WANG, Q.; KONG, F.; BU, F.; KANUNGO, D. P.; SUN, S. Improvement Effect of Water-Based Organic Polymer on the Strength Properties of Fiber Glass Reinforced Sand. *Polymers*, 10, 836. DOI:10.3390, 2018.

LIU, J.; Bai, Y.; Song, Z.; Kanungo, D. P.; Wang, Y.; Bu, F.; Chen, Z.; Shi, X. Stabilization of sand using different types of short fibers and organic polymer. *Construction and Building Materials* 253. DOI: 119164, 2020.

LONG, J.C.S., AMADEI, B., BARDET, J.-P., CHRISTIAN, J.T., GLASER, S.D., GOODINGS, D.J., KAVAZANJIAN, E., MAJOR, D.W., MITCHELL, J.K. *Geological and geotechnical engineering in the new millennium: opportunities for research and technological innovation*, 2009. Disponível em: <http://www.nap.edu/catalog/11558.html>

LUIS, J.; RIBEIRO, D.; TEN CATEN, C. *Série Monográfica Qualidade - Projeto de Experimentos*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 1–169, 2014.

LUKIANCHUKI, J. A. *Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica e na resistência ao cisalhamento de um solo arenoso utilizado como barreira impermeabilizante*. 2007. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

MA, G.; RAN, F.; FENG, E.; DONG, Z.; LEI, Z. Effectiveness of an eco-friendly

polymer composite sand-fixing agent on sand fixation. *Water Air Soil Pollut.*, 226, 221, 2015.

MANO, E. B.; MENDES, L. C. *Introdução a polímeros*. 2. ed. rev. e aum. São Paulo: Edgard Blücher, 2004.

MARQUES, S. F. V. *Comportamento de uma areia artificialmente cimentada até altas tensões de confinamento*. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MARTIN, G.R., YEN, T.F., KARIMI, S. Application of biopolymer technology in silty soil matrices to form impervious barriers. *Proceeding of 7th Australia-New Zealand Geomechanics Conference*, Adelaide, Australia, 1996.

MARTINS, F. B. *Investigação do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2001.

MARTO, A.; LATIFI, N.; EISAZADEH, A. Effect of non-traditional additives on engineering and microstructural characteristics of laterite soil. *Arab. J. Sci. Eng.*, 39, 6949–6958, 2014.

MAYO, D. W., MILLER, F.A, HANNAH, R. W. *Course Notes On The Interpretation Of Infrared And Raman Spectra*, ISBN 0-471-24823-1, 163-296 p., 2004.

MCDEVITT, J. E., GRIGSBY, W. J. Life cycle assessment of bio- and petro-chemical adhesives used in fiberboard production. *J. Polym. Environ.*, 22(4), 537-544, 2014.

MDIC - Ministério do Desenvolvimento, Indústria, Comércio e Serviços. *Demanda internacional de glicerina*. [S. l.], 2023. Disponível em: <https://www.gov.br/mdic/pt-br/search?SearchableText=glicerol>. Acesso em: 22 mar. 2023.

MENEGHETTI, S. M. P.; MENEGHETTI, M. R.; BRITO, Y. C. A Reação de

Transesterificação, Algumas Aplicações e Obtenção de Biodiesel. *Revista Virtual de Química*, v. 5, n. 1, p. 63-73, jan. 2013.

MFRURAL. Indústria de agronegócio no Brasil, 2022. Disponível em <https://www.mfrural.com.br/detalhe/310928/glicerina-loira-80>. Acessado dia 13 de Dezembro de 2022.

MINDESS, S.; YOUNG, J. F.; DARWIN, D. *Concrete*. 2. ed. Hoboken, New Jersey: Prentice Hall, 2002.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. *Fundamentals of Soil Behavior*. 3. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2005.

MOHSIN, M.A.; ATTIA, N.F. Inverse emulsion polymerization for the synthesis of high molecular weight polyacrylamide and its application as sand stabilizer. *Int. J. Polym. Sci.*, 2015, 436583, 2015.

MOLTESEN, A.; BJØRN, A. LCA and Sustainability. *In: HAUSCHILD, Michael Z.; K. ROSENBAUM, Ralph; OLSEN, Stig Irving (org.). Life Cycle Assessment: Theory and Practice*. Cham, Switzerland: Springer International Publishing, p. 1215, 2018.

MOMENI, D., KAMEL, R., MARTIN, G.R., YEN, T.F. Potential use of biopolymer grouts for liquefaction mitigation. *Phytoremediation and Innovative Strategies for Specialized Remedial Applications*, vol. 5 (6). Batelle Press, Columbus, OH, pp. 175–180, 1999.

MONTGOMERY, D. C. *Design and Analysis of Experiments*. 9. ed. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 2017.

MOUSAVI, F.; ABDI, E.; RAHIMI, H. Effect of polymer stabilizer on swelling potential and cbr of forest road material. *KSCE J. Civ. Eng.*, 18, 2064–2071, 2014.

NAEINI, S.A.; GHORBANALIZADEH, M. Effect of wet and dry conditions on strength of silty sand soils stabilized with epoxy resin polymer. *J. Appl. Sci.*, 10, 2839–2846, 2010.

NAEINI, S.A.; NADERINIA, B.; IZADI, E. Unconfined compressive strength of clayey soils stabilized with waterborne polymer. *KSCE J. Civ. Eng.*, 16, 943–949, 2012.

NAKAMURA, B. S.; FERREIRA, M. C. Avaliação do ciclo de vida do biodiesel etílico a partir de óleo de soja extraído com etanol. XXIX Congresso de Iniciação Científica da UNICAMP, 2021.

ONYEJEKWE, S.; GHATAORA, G.S. Soil stabilization using proprietary liquid chemical stabilizers: Sulphonated oil and a polymer. *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 74, 651–665, 2015.

ORTIGÃO, J. A. R. *Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. [S.l.]: [s.n.], 2009.

PAINTER, P.; COLEMAN, M. *Fundamentals of polymer science: An introductory text*. 2nd ed. Boca Raton, FL: CRC Press., 1998.

PARK, T.; HOFFMAN, A. “Synthesis and characterization of pH-and/ or temperature-sensitive hydrogels.” *J. Appl. Polym. Sci.*, 46 (4): 659–671, 1992. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/app.1992.070460413>

PATROCÍNIO, G. M. A. *Cone Cíclico: Efeito da Degradação na Resistência de Solos Granular e Fino*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2021.

PENDER, M.J. Prologue: Designing for sustainability from the big picture to the geotechnical contribution. In *Geotechnics and earthquake geotechnics towards global sustainability*. Edited by S. Iai. Springer, p. 409, 2011.

PIRIE, A.; SINGH, B.; ISLAM, K. Ultra-violet, visible, nearinfrared, and mid-infrared diffuse reflectance spectroscopic techniques to predict several soil properties. *Austr. J.*

Soil. Res., 43:713-721, 2005.

PRATICÒ F, SARIDE S AND PUPPALA A J. Comprehensive life-cycle cost analysis for selection of stabilization alternatives for better performance of low-volume roads Transp Res Rec 2204(1) pp 120-9, 2011.

PRÉ CONSULTANTS. Company history. [S. l.], 2020. Disponível em: <https://www.presustainability.com/about-pre/company-history>. Acesso em: 2 maio 2020.

PRIETTO, P. Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 1996.

PRIETTO, P. Resistencia e Dilatância de Solos Cimentados. Uma Abordagem TeóricoExperimental. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2004.

PRUSINSKI, J. R.; BHATTACHARIA, S. Effectiveness of Portland cement and lime in stabilizing clay soils. Transportation Research Record, Washington, 1652, p. 215-227, 1999.

QI, C.; BAI, Y.; LIU, J.; SONG, Z.; KANUNGO, D.P.; BU, F.; WANG, Q.; ZENG, Z. Improvement of Water Stability of Sand Admixed with Water-Soluble Organic Polymer. Int. J. Polym. Sci. 2020, 2020.

REBITZER, G.; EKVALL, T.; FRISCHKNECHT, R.; HUNKELER, D.; NORRIS, G.; RYDBERG, T.; SCHMIDT, W.-P.; SUH, S.; WEIDEMA, B. P.; PENNINGTON, D. W. Life cycle assessment Part 1: Framework, goal and scope definition, inventory analysis, and applications. Environment International, v. 30, p. 701–720, 2004.

REYNOLDS, O. An Experimental Investigation of the Circumstances Which Determine Whether the Motion of Water Shall Be Direct or Sinuous, and of the Law of Resistance in Parallel Channels. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 174, pp. 935-982. The Royal Society, 1883. Disponível em <https://www.jstor.org/stable/109431>.

REZAEIMALEK, S., BIN-SHAFIQUE, S., HUANG, J. Evaluation of curing method and mix design of a moisture activated polymer for sand stabilization. *Construction and Building Materials* (under review), 2016.

RÖDGER, J.-M.; KJÆR, L. L.; PAGOROPOULOS, A. Life cycle costing: An introduction. In: HAUSCHILD, M. Z.; ROSENBAUM, R. K.; OLSEN, S. I. (Eds.). . *Life cycle assessment: Theory and practice*. 1. ed. Cham, Switzerland: Springer International Publishing, p. 373–399, 2018.

ROJAS, J. W. J. Estudo da resistência, condutividade hidráulica e lixiviação de um solo argiloso cimentado e contaminado. 2012. 219 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

SALDANHA, R. B.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; MALMANN, J. E. C.; CONSOLI, N. C.; REDDY, K. R. Physical-Mineralogical-Chemical Characterization of Carbide Lime: An Environmental-Friendly Chemical Additive for Soil Stabilization. *Journal of Materials in Civil Engineering*. In press, accepted in: 2018.

SALDANHA, R. B.; DA ROCHA, C. G.; CAICEDO, A. M. L.; CONSOLI, N. C. Technical and environmental performance of eggshell lime for soil stabilization. *Construction and Building Materials*, v. 298, p. 123648, 2021.

SAMANIEGO, R. A. Q. Estabilização de um solo dispersivo com adição de cal. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2015.

SAMUEL, R.; PUPPALA, A. J.; RADOVIC, M. Sustainability benefits assessment of metakaolin-based geopolymer treatment of high plasticity clay. *Sustainability*, v. 12, p. 10495, 2020.

SANTANA, R. C. Análise instrumental aplicada à polímeros. Material de Apoio à Disciplina de Análise Instrumental Aplicada a Polímeros. UFRGS, 2009. Disponível em: http://chasqueweb.ufrgs.br/~ruth.santana/analise_instrumental/aula2c.html

SAXENA, S.; LASTRICO, R. Static Properties of Lightly Cemented Sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 104(GT12), 1978.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of Cemented Sand in Triaxial Compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), p. 857-868, 2001.

SHERWOOD, P. *Soil stabilization with cement and lime*. 1. ed. London: Her Majesty Stationary Office, 1993.

SHIRLEY, D.; HAMPTON, L. Shear-wave measurements in laboratory sediments. *J. Acoust. Soc. Am.*, 63(2), p. 607-613, 1977.

SHRIVASTAVA, A.K.; JAIN, D.; VISHWAKARMA, S. Frictional resistance of drilling fluids as a borehole stabilizers. *Int. J. Geo-Eng.*, 7, 12, 2016.

SILVA, N. A. B. S. Desempenho de um compósito solo-polímero para aplicabilidade em obras geotécnicas e de pavimentação. 2020. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

SILVERSTEIN, R. M.; WEBSTER, F. X., KIEMLE, D. J. *Identificação Espectroscópica de Compostos Orgânicos*. 7ª ed., Ed. S.A: Rio de Janeiro, 2006.

SIVATHAYALAN, S.; HA, D. Effect of static shear stress on the cyclic resistance of sands in simple shear loading. *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Research Press, v. 48, n. 10, p. 1471–1484, 2011.

SKEMPTON, A W. The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, v. 4, n. 4, p. 143–147, 1954.

STEVENS, M. P. *Polymer Chemistry An Introduction*. ISBN 978-0-19-512444-6, Oxford University Press, 129-160 p., 1999.

- STEWART, T.L.; FOGLER, H.S. Biomass plug development and propagation in porous media. *Biotechnology and Bioengineering*, February 5, 353–363, 2001.
- SONG, Z.; LIU, J.; BAI, Y.; WEI, J.; LI, D.; WANG, Q.; CHEN, Z.; KANUNGO, D. P.; QIAN, W. Laboratory and Field Experiments on the Effect of Vinyl Acetate Polymer-Reinforced Soil. *Applied Sciences*. 9, 208, 2019.
- SOUSA JÚNIOR, J.G.A.; DEMATTÊ, J.A.M.; GENUÍ, A.M. Comportamento espectral dos solos na paisagem a partir de dados coletados por sensores terrestre e orbital. *R. Bras. Ci. Solo*, 32, p.727-738, 2008.
- SUHENDRO, Bambang. Toward green concrete for better sustainable environment. *Procedia Engineering*, [s. l.], v. 95, n. Scescm, p. 305–320, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.12.190>.
- SWANN, J.; BRAS, W.; TOPHAM, P.; HOWSE, J.; RYAN, A. Effect of the Hofmeister anions upon the swelling of a self-assembled pH-responsive hydrogel. *Langmuir* 26 (12): 10191–10197, 2010. Disponível em: <https://doi.org/10.1021/la100339f>.
- SUN, H.H.; LEE, E.Y. Restoration of eroded coastal sand dunes using plant and soil-conditioner mixture. *Int. Biodeterior. Biodegrad.* 113, p. 161–168, 2016.
- TATSUOKA, F.; KOHATA, Y. Stiffnes of hard soils and soft rocks in engineering application. *Int. Symp Pre-failure deformation of Geomaterial*. Japão: AA Balkema, p. 947-1063, 1995.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2. ed. New York: Jhon Wiley & Sons, 1967.
- THE ECOINVENT CENTRE. *Ecoinvent 5.3*. [S. l.], 2017. Disponível em: <https://www.ecoinvent.org/database/older-versions/ecoinvent-53/ecoinvent-53.html>. Acesso em: 18 dez. 2022.

TIAN, K., C. BENSON, J. TINJUM. Chemical characteristics of leachate in low-level radioactive waste disposal facilities.” *J. Hazard. Toxic Radioactive Waste* 21 (4): 04017010, 2016. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HZ.2153-5515.0000361](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HZ.2153-5515.0000361)

TIAN, K; LIKOS, W. J.; BENSON, C. H. Polymer Elution and Hydraulic Conductivity of Bentonite–Polymer Composite Geosynthetic Clay Liners. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 145(10): 04019071, 2019. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002097](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002097)

TONEY, M. X-Ray Diffraction. In: BRUNDLE, R. C.; EVANS JR, C. A.; WILSON, S. (Eds.). *Encyclopedia of Materials Characterization*. Boston: Butterworth-Heinemann. p. 198–213, 1992.

UNEP-SETAC. *Towards a life cycle sustainability assessment: Making informed choices on products*. 1. ed. [s.l.] United Nations Environment Programme, 2011.

VAID, Y. P.; THOMAS, J. Liquefaction and Postliquefaction Behavior of Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Volume 121,1995. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:2\(163\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:2(163))

VAID, Y. P.; SIVATHAYALAN, S. Static and cyclic liquefaction potential of Fraser delta sand in simple shear and triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Research Press, v. 33, n. 2, p. 281–289, 1996.

VAID, Y. P.; STEDMAN, J.; SIVATHAYALAN, S. Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Research Press, v. 38, n. 3, p. 580–591, 2001.

VAID, Y. P.; SIVATHAYALAN, S. Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Research Press, v. 37, n. 3, p. 592–606, 2000.

VAN IMPE, W.F.V. Soil improvement techniques and their evolution. Rotterdam, A.A. Balkema, 125p., 1989.

VARGAS, A. S.; Estudo da viabilidade do uso do pó de aciria elétrica a arco na confecção de blocos de concreto para pavimentação. 166p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEM/UFRGS. Porto Alegre, 2002.

VAUGHAN, P. Engineering and hydraulic properties of in situ residual soils - general report. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks. Athens: A. A. Balkema, p. 231- 263, 1985.

VENDRUSCOLO, M. A. Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais. 2003. 247 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VIEIRA, G. A., Síntese e Caracterização de Polímeros Verdes: Poliésteres do Glicerol e do Ácido Isoftálico. 2016. Dissertação de mestrado - Programa de Pós-Graduação em Tecnologia Ambiente e Sociedade, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri, Teófilo Otoni - MG.

WAHEED, M; ASMAEL, N. Improvement of engineering soil properties using non - traditional additives. MATEC Web of Conferences 162, 01027, 2018.

WANG, X.Q.; MIN, G.; BO, H.U. Triaxial testing study of expansive soil reinforced with geogrid. Rock Soil Mech. 32, 1649–1653, 2011.

WHINFIELD, J. R. Chemistry of 'Terylene'. Nature 158, p. 930–931, 1946.
<https://doi.org/10.1038/158930a0>

WISZNIEWSKI, M.; CABALAR, A. F. Hydraulic conductivity of a biopolymer treated sand. Geotechnical International Conference 3, GeoShanghai, 2014.

WYPYCH, G. Handbook of Solvents. 1. ed. Toronto: CheTec Publishing, New York:

Willian Andrew Publishing, 112 p, 2001.

XING, C; LIU, X.; ANUPAM, K. Response of Sandy Soil Stabilized by Polymer Additives. *Open Access Journal of Environmental and Soil Sciences*. ISSN: 2641-6794, 2018.

YANG, Z. X.; LI, X. S.; YANG, J. Undrained anisotropy and rotational shear in granular soil. *Géotechnique*, v. 57, n. 4, p. 371–384, 2007.

YANG, M. Life cycle assessment (LCA) and techno-economic analysis (TEA) of biobased adhesive derived from glycerol. Tese de doutorado 16695. 2018. Iowa State University. Disponível em: <https://lib.dr.iastate.edu/etd/16695>. Acessado dia 15 de Julho de 2022.

YANG, M., ROSENTRATER, K. A. Cradle-to-gate life cycle assessment of structural bio-adhesives derived from glycerol. *The International Journal of Life Cycle Assessment* 26:799–806, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s11367-020-01733-9>.

YANG, J.; WANG, F.; FANG, L.; TAN, T. The effects of aging tests on a novel chemical sand-fixing agent—Polyaspartic acid. *Compos. Sci. Technol.* 67, 2160–2164, 2007.

ZHANG, M.; GUO, H.; EL-KORCHI, T.; ZHANG, G.; TAO, M. Experimental feasibility study of geopolymers as the next-generation soil stabilizer. *Constr. Build. Mater.* 47, 1468–1478, 2013.