

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

**EMPILHAMENTO DE REJEITO: Retroanálise de uma Pilha
Experimental**

Laís Rodrigues da Costa Chaves

Porto Alegre
2023

LAÍS RODRIGUES DA COSTA CHAVES

**EMPILHAMENTO DE REJEITO: Retroanálise de uma Pilha
Experimental**

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 Doutor em Engenharia.

Porto Alegre
2023

LAÍS RODRIGUES DA COSTA CHAVES

**EMPILHAMENTO DE REJEITO: Retroanálise de uma Pilha
Experimental**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 05 de julho de 2023

Prof^ª. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
Dr.^a. pela Universidade federal do Rio Grande do Sul
orientadora

Prof. Lucas Festugato (PPGEC)
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph.D. pela Concordia University

Profa. Michéle Dal Toé Casagrande (UnB)
Dr.^a. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Prof. Eduardo Pavan Korf (UFFS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Dedico este trabalho a minha família, pelo apoio incentivo
e compreensão durante o todo desenvolvimento deste
trabalho.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradeço à Deus, meu grande provedor, por me sustentar ao longo de toda minha vida, me guardando de todo o mal, iluminando cada decisão tomada e me guiando segundo a sua vontade.

Agradeço a meu pai Luciano e minha mãe Teresinha, por cada esforço despendido, assim como as privações que passaram para me ajudar a chegar até aqui, a minha irmã Tais, pelo auxílio nas minhas dificuldades e por estar sempre presente quando preciso.

Agradeço especialmente ao grande amor da minha vida Helder Mansur Chaves, que sempre me apoiou durante nossa caminhada de vida, tanto no âmbito acadêmico, pessoal e profissional. Obrigada por estar ao meu lado todos esses anos, em especial durante a vinda de nossos filhos Heloísa e Lael, à qual dedico essa vitória.

Agradeço à minha orientadora Karla Salvagni Heineck por todo apoio, conhecimento transmitido, confiança e disponibilidade em me orientar, mesmo diante de todas as dificuldades.

Agradeço ao professor Nilo Cesar Consoli, pelo amparo e auxílio nos momentos mais difíceis. Seu profundo intelecto, agilidade de raciocínio e dedicação em sempre ajudar seus alunos, são um exemplo pessoal e profissional para mim. Sou muito grata ao senhor!

Agradeço aos professores Lucas Festugato, Luciana Queiróz, Sérgio Marques, Alcebíades Macedo, Denio Ramam e Gérson Miranda, pelo apoio, amizade, motivação e disponibilidade em ajudar a qualquer momento durante a realização desta tese, seus conselhos e orientações.

Agradeço à Alexia Wagner, João Vitor Carvalho e Hugo Scheuermann Filho, por toda a ajuda e orientação durante a elaboração dessa pesquisa. Aos amigos que sempre estiveram presentes durante essa caminhada, Aziz Tebechrani, Gustavo Dias, Max Deluan, Andres Lotero, Cindy Moncaleano, Auxence Cocou, Maiki Mafessoli, Rodrigo Zorzal Camila Martinatto, Mariana Tonini, Suéllen Ferrazzo, e a todos integrantes da PPGEC, especialmente à família LEGG.

Agradeço à UFRGS pela oportunidade em cursar um doutorado de excelência. A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa concedida e pelo financiamento deste trabalho, e à Mineradora Vale, pelo fornecimento dos dados utilizados.

Não existe triunfo sem perda, não há vitória sem sofrimento, não há liberdade sem sacrifício.

J.R.R. Tolkien

RESUMO

CHAVES, L. R. C. **Empilhamento de Rejeito**: Retroanálise de uma Pilha Experimental. 2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O principal minério produzido no Brasil é o de ferro, utilizado principalmente na fabricação de aço e ferro fundido. O processo de extração de depósitos de minério abrange diversas atividades vinculadas à pesquisa, extração, tratamento e beneficiamento do recurso mineral, sendo que neste último são geradas grandes quantidades de resíduos em forma de polpa, que são comumente dispostos em barragens. Recentemente, graves acidentes ocorridos após o rompimento dessas estruturas levaram à busca de métodos construtivos mais seguros. Neste sentido, esta tese busca analisar o comportamento mecânico de uma pilha experimental construída a partir de rejeito de minério de ferro filtrado estabilizado com cimento Portland CP-V. O programa experimental foi estabelecido com o objetivo de realizar uma retro análise de uma pilha experimental de rejeito de minério de ferro filtrado, executada a partir de uma parceria entre a UFRGS e a empresa VALE S.A. A escolha do teor de cimento, teor de umidade e características de compactação foram baseados no estudo de Chaves (2023). Após a construção da pilha, foram coletadas amostras indeformadas em dois momentos, logo após a compactação e após um período de cura em campo. Foram então realizados ensaios mecânicos e microestruturais buscando-se comparar a cura realizada em laboratório e em campo. A partir do estudo estatístico, ao compararmos as médias ajustadas, as amostras curadas em campo apresentaram um comportamento mecânico levemente superior ao das amostras curadas em laboratório, comportamento também identificado no gráfico tensão-deformação, que exibiu uma curva com o pico ocorrendo a maiores deformações. A retroanálise indicou que as amostras compactadas em campo tiveram uma resistência à compressão baixa, resistência à tração próxima, e elevada rigidez, quando comparadas às amostras moldadas em laboratório com as mesmas características de campo. Os resultados da análise como um todo, se mostraram satisfatórios, assim é possível afirmar que o método pode ser extrapolado para o campo, sem grandes interferências devido à cura em campo.

Palavras-chave: *rejeito de ferro; cimento Portland; pilhas de rejeito.*

ABSTRACT

CHAVES, L. R. C. **Tailings Dry Stacking: Retroanalysis of an Experimental Stack.**2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The main ore produced in Brazil is iron, used mainly in the manufacture of steel and cast iron. The process of extracting ore deposits encompasses several activities linked to research, extraction, treatment, and improvement of the mineral resource, with the latter generating large amounts of waste in the form of pulp, which are commonly disposed of in dams. Recently, serious accidents occurred after the rupture of these structures led to the search for safer construction methods. In this sense, this thesis seeks to analyze the mechanical behavior of an experimental pile built from filtered iron ore tailings stabilized with CP-V Portland cement. The experimental program was established with the objective of carrying out a retro analysis of an experimental pile of filtered iron ore tailings, carried out through a partnership between UFRGS and the company VALE S.A. The choice of cement content, moisture content and compaction characteristics were based on the study by Chaves (2023). After building the pile, undisturbed samples were collected in two moments, right after compaction and after a period of curing in the field. Mechanical and microstructural tests were then carried out, seeking to compare the cure performed in the laboratory and in the field. From the statistical study, when comparing the adjusted means, the samples cured in the field showed a slightly superior mechanical behavior than the samples cured in the laboratory, a behavior also identified in the stress-strain graph, which displayed a curve with the peak occurring at greater deformations. Retroanalysis indicated that the field-compacted specimens had low compressive strength, close tensile strength, and high stiffness when compared to laboratory-formed specimens with the same field characteristics. The results of the analysis were satisfactory, so it is possible to state that the method can be extrapolated to the field, without major interference due to field curing.

Key-words: *iron waste; Portland cement; tailings piles.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Sistema de disposição de rejeitos: a) Hidrociclone; b) Spray Bars; c) Espigote (MENDES, 2007)	38
Figura 2.2 – Método construtivo de alteamento a montante (ELOI, 2021)	41
Figura 2.3 – Método construtivo de alteamento a jusante (ELOI, 2021)	42
Figura 2.4 – Método construtivo de alteamento por linhas de centro (ELOI, 2021)	43
Figura 2.5 – Exemplo de pilha de rejeito filtrado (ALVES, 2020)	44
Figura 2.6 – Esquema simplificado de filtro prensa (ALVES, 2020)	46
Figura 2.7 – Esquema de filtro de disco (ALVES, 2020)	47
Figura 2.8 – Esquema das zonas numa pilha de rejeitos (baseado em: CRYVAL et. al., 2018)	49
Figura 2.9 – Pilhas em vale: (a) típica; (b) transversais a um vale (HAWLEY E CUNMING, 2017)	50
Figura 2.10 – Pilhas de encosta: (c) típica; (d) de crista (HAWLEY E CUNMING, 2017)	51
Figura 2.11 – Pilhas em formato de pirâmide (HAWLEY E CUNMING, 2017)	51
Figura 2.12 – Distribuição granulométrica de diferentes tipos de rejeito de algumas minerações do quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2011)	53
Figura 2.13 – Etapas de hidratação do cimento x tempo (SANTOS, 2021)	62
Figura 2.14 – Efeito da quantidade de cimento Portland sobre a resistência à compressão simples para solos estabilizados, curados a 7 dias (baseado em: INGLÊS E METCLAF, 1972)	64
Figura 2.15 – Resistência à compressão não confinada em função do teor de cimento (CONSOLI et al., 2011)	64
Figura 2.16 – Efeito da porosidade nas misturas de solo-cimento (MOREIRA et al., 2019)	65
Figura 2.17 – Taxa de desenvolvimento de resistência em função do período de cura para misturas de solo-cimento (YAO et al., 2019)	68
Figura 2.18 – Resistência à compressão não confinada de misturas de solo-cimento em relação à razão do volume absoluto de vazios e o volume absoluto de cimento (V_v/V_c) (LARNACH, 1960)	69

Figura 2.19 – Curva do fator vazios/cimento versus resistência à compressão simples (Baseado em: FOPPA, 2005)	70
Figura 2.20 – Modelo de comportamento de um material com predominância da cimentação (CUCCOVILLO E COOP, 1999)	73
Figura 2.21 – Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais para uma rocha branda porosa (baseada em: ELLIOT e BROWN, 1985)	74
Figura 2.22 – Comportamento típico de cisalhamento de um material puramente friccional: (a) resposta tensão-deformação; (b) comportamento na mudança de volume; (c) mudança no índice de vazios; (d) modelo “dente de serra” para dilatância (ATKINSON, 2007)	76
Figura 2.23 – Curvas tensão-deformação no cisalhamento para o arenito de Castlegate (baseado em: COPP E WILSON, 2003)	76
Figura 2.24 – Curvas de compactação para diferentes tipos de solos (MELLO E TEIXEIRA, 1971)	79
Figura 2.25 – Curvas de compactação de um solo com diferentes energias (PINTO, 2006)	81
Figura 2.26 – Curvas densidade x profundidade x número de passadas do rolo (baseado em: D’APPOLONIA et al., 1969)	83
Figura 2.27 – Curvas de densidade relativa x profundidade (baseado em: D’APPOLONIA et al., 1969)	84
Figura 2.28 – Curvas altura da camada x número de passadas para atingir $D_r = 75\%$ (baseado em: D’APPOLONIA et al., 1969)	84
Figura 2.29 – K_0 x número de passadas, rolo de 5670 kgf (baseado em: D’APPOLONIA et al., 1969)	85
Figura 2.30 – K_0 x número de passadas, rolo de 2858 kgf (baseado em: D’APPOLONIA et al., 1969)	85
Figura 3.1 – Organograma das variáveis investigadas	89
Figura 3.2 – Curva granulométrica do rejeito de minério de ferro	92
Figura 3.3 – Curvas de compactação nas energias Proctor normal e Proctor intermediário	93
Figura 3.4 – Difrátograma do rejeito de minério de ferro	94
Figura 3.5 – Espectrometria do rejeito de minério de ferro	95
Figura 3.6 – Microscopia Eletrônica de Varredura do RMF: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X	95

Figura 3.7 – Curva granulométrica do cimento Portland CPV – ARI	96
Figura 3.8 – Localização da pilha experimental, Itabira/MG	97
Figura 3.9 – Planta baixa das pilhas experimentais	98
Figura 3.10 – Imagem da usina de mistura e dosagem de solos utilizado na construção da pilha	100
Figura 3.11 – Etapas da execução das pilhas experimentais de misturas de rejeito e cimento Portland CPV – ARI: (a) abastecimento da usina de solos; (b) descarregamento da mistura; (c) espalhamento e nivelamento da camada; (d) compactação da camada	101
Figura 3.12 – Moldagem dos blocos indeformados	102
Figura 3.13 – Etapas da retirada das amostras indeformadas: (a) proteção do bloco com plástico filme; (b) proteção do bloco com tela; (c) camada de parafina; (d) extração do bloco	103
Figura 3.14 – Etapas do armazenamento das amostras indeformadas: (a) aplicação da tela e parafina; (b) preenchimento do espaço livre com serragem	104
Figura 3.15 – Moldagem dos blocos indeformados	104
Figura 3.16 – Posicionamento do corpo de prova durante aplicação de carga: (a) RCS; (b) RTCD	107
Figura 3.17 – Visão geral do Equipamento triaxial (Bishop-Wesleye)	110
Figura 4.1 – Peso específico aparente seco e índice de porosidade das amostras indeformadas curadas em campo submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada	119
Figura 4.2 – Peso específico aparente seco e índice de porosidade das amostras indeformadas curadas em campo submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral	119
Figura 4.3 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas curadas em campo	120
Figura 4.4 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas curadas em campo	121
Figura 4.5 – Peso específico aparente seco e índice de porosidade das amostras indeformadas curadas em campo e em laboratório, submetidas ao ensaio de resistência à compressão simples	122
Figura 4.6 – Peso específico aparente seco e índice de porosidade das amostras indeformadas curadas em campo e em laboratório, submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral	122

Figura 4.7 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas curadas em campo e em laboratório	123
Figura 4.8 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas curadas em campo e em laboratório	124
Figura 4.9 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise de peso específico aparente seco	125
Figura 4.10 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, para análise de peso específico aparente seco	126
Figura 4.11 – Gráfico das interações das amostras indeformadas, análise de peso específico aparente seco	126
Figura 4.12 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise do módulo de rigidez inicial	127
Figura 4.13 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, para análise do módulo de rigidez inicial	128
Figura 4.14 – Gráfico das interações das amostras indeformadas, para análise do módulo de rigidez inicial	128
Figura 4.15 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à compressão simples	129
Figura 4.16 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, vibração para análise dos resultados de resistência à compressão simples	130
Figura 4.17 – Gráfico das interações das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à compressão simples	131
Figura 4.18 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à tração por compressão diametral	131
Figura 4.19 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à tração por compressão diametral	132
Figura 4.20 – Gráfico das interações das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à tração por compressão diametral	133
Figura 4.21 – Amostras indeformadas sem frequência de vibração, curadas em campo, ensaiadas à compressão triaxial: (a) curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento	135
Figura 4.22 – Amostras indeformadas com frequência de vibração, curadas em campo, ensaiadas à compressão triaxial: (a) curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento	136

Figura 4.23 – Amostras indeformadas com frequência de vibração, curadas em laboratório, ensaiadas à compressão triaxial: (a) curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento	137
Figura 4.24 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $p \times q$, para amostras compactadas sem frequência de vibração e curadas em campo: (a) amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco	139
Figura 4.25 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $p \times q$, para amostras compactadas com frequência de vibração e curadas em campo: (a) amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco	139
Figura 4.26 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $p \times q$, para amostras compactadas com frequência de vibração e curadas em laboratório: (a) amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco	140
Figura 4.27 – Degradação da rigidez da amostra não vibrada, curada em campo: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)	142
Figura 4.28 – Degradação da rigidez da amostra vibrada, curada em campo: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)	142
Figura 4.29 – Degradação da rigidez da amostra vibrada, curada em laboratório: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)	143
Figura 4.30 – Curvas tensão-dilatância das amostras indeformadas	144
Figura 4.31 – Curvas tensão-deformação axial para amostras curadas em campo e em laboratório, para obtenção do parâmetro M	146
Figura 4.32 – Resistências à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento	148
Figura 4.33 – Relação entre o parâmetro η/C_{iv} e a resistência à compressão não confinada	149
Figura 4.34 – Resistências à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento	151
Figura 4.35 – Relação do parâmetro η/C_{iv} e a resistência à tração por compressão diametral	152
Figura 4.36 – Módulo de rigidez inicial em função do teor de cimento	153
Figura 4.37 – Relação do parâmetro η/C_{iv} e Módulo de Rigidez inicial G_0	154
Figura 4.38 – Curva normalizada dos valores de q_u e q_t	156

Figura 4.39 – Curva normalizada dos valores de módulo de rigidez inicial	157
Figura 4.40 – Gráficos de Pareto para dos ensaios de caracterização mecânica: (a) resistência à compressão não confinada; (b) Resistência à tração por compressão diametral; (c) módulo de rigidez inicial	159
Figura 4.41 – Gráficos de efeitos principais: (a) resistência à compressão não confinada; (b) Resistência à tração por compressão diametral; (c) módulo de rigidez inicial	160
Figura 4.42 – Resistência à tração por compressão diametral em função da resistência à compressão simples	161
Figura 4.43 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas curadas em campo	166
Figura 4.44 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas curadas em campo	167
Figura 4.45 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras vibradas, curadas em campo e em laboratório	168
Figura 4.46 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras vibradas, curadas em campo e em laboratório	169
Figura 4.47 – Difratomogramas das amostras curadas em campo sem frequência de vibração	170
Figura 4.48 – Difratomogramas das amostras curadas em campo com frequência de vibração	171
Figura 4.49 – Difratomogramas das amostras curadas em laboratório com frequência de vibração	172
Figura 4.50 – Difrátograma da amostra moldada e curada em laboratório	173
Figura 4.51 – Espectroscopia das amostras curadas em campo	174
Figura 4.52 – Espectroscopia das amostras curadas em laboratório	175
Figura 4.53 – Espectroscopia da amostra moldada e curada em laboratório	176
Figura 4.54 – MEV da amostra CC-0Hz-6P-T: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X	177
Figura 4.55 – MEV da amostra CC-0Hz-6P-B: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X	178

Figura 4.56 – MEV da amostra CC-35Hz-6P-T: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X	179
Figura 4.57 – MEV da amostra CC-35Hz-6P-B: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X	180
Figura 4.58 – MEV da amostra CL-35Hz-6P-T: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X	181
Figura 4.59 – MEV da amostra CL-35Hz-6P-B: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X	182
Figura 4.60 – MEV da amostra MCL: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X	183

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Mecanismos de filtragem (baseado em: GUIMARÃES, 2011)	45
Tabela 2.2: Faixas de variação dos parâmetros de resistência para diferentes tipos de rejeito (PRAÇA, 2019)	56
Tabela 2.3: Composição química do cimento Portland (baseado em: KURTIS, 2007) ..	60
Tabela 2.4: Previsão da quantidade de cimento Portland em função do tipo de solo (baseado em: INGLES E METCLAF, 1972)	69
Tabela 3.1: Ensaio realizado por etapa do programa experimental	88
Tabela 3.2: Características e níveis de cada fator controlável para amostras indeformadas das pilhas vibradas e não vibradas	90
Tabela 3.3: Características e níveis de cada fator controlável para amostras moldadas em laboratório	90
Tabela 3.4: Propriedade físicas do rejeito de minério de ferro	92
Tabela 3.5: Resultados da compactação nas energias Proctor normal e Proctor intermediário	93
Tabela 3.6: Quantitativo pelo método de Rietveld do RMF	94
Tabela 3.7: Características geométricas da pilha	99
Tabela 3.8: Corpos de prova esculpidos para RCS e RTCD	105
Tabela 3.9: Corpos de prova esculpidos para ensaios de Resistência à compressão triaxial	106
Tabela 3.10: Programa experimental de estudo mecânico	112
Tabela 3.11: Programa experimental da Avaliação química, mineralógica e microestrutural	114
Tabela 4.1: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada	117
Tabela 4.2: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral	118
Tabela 4.3: Características e níveis de cada fator controlável para amostras indeformadas das pilhas vibradas e não vibradas	115
Tabela 4.4: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas aos ensaios de resistência triaxial	134

Tabela 4.5: Parâmetros obtidos nos ensaios de compressão triaxial das amostras extraídas do campo	141
Tabela 4.6: Dados de moldagem, e resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão não confinada	147
Tabela 4.7: Dados de moldagem, e resultados obtidos no ensaio de resistência à tração por compressão diametral	150
Tabela 4.8: Curvas de dosagem obtidas para as amostras moldadas em laboratório	158
Tabela 4.9: Aplicação do método Consoli (2014)	162
Tabela 4.10: Retroanálise para Resistência a Compressão não confinada	164
Tabela 4.11: Retroanálise para Resistência a tração por compressão diametral	165
Tabela 4.12: Quantitativo pelo método de Rietveld das amostras curadas em campo sem frequência de vibração	171
Tabela 4.13: Quantitativo pelo método de Rietveld das amostras curadas em campo com frequência de vibração	171
Tabela 4.14: Quantitativo pelo método de Rietveld das amostras curadas em laboratório com frequência de vibração	172
Tabela 4.15: Quantitativo pelo método de Rietveld da amostra moldada e curada em laboratório	173

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
FEAM	Fundação estadual do meio ambiente – Belo Horizonte-MG
MME	Ministério de minas e energia
ANM	Agência Nacional de Mineração
H ₂ O	Água
ARI	Alta resistência Inicial
h	Altura
H	Altura corpo de prova
ASTM	American Society for Testing and Materials
ϕ'_{cs}	ângulo de atrito efetivo no estado crítico
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
Ca	Cálcio
CaCO ₃	Carbonato de cálcio
C	Carbono
P	Carga de ruptura
R ²	Coefficiente de Determinação
A	coeficiente escalar
c'	Coesão
Cs	Compressão Simples
CPT	Cone Penetration Test
CID	Consolidado isotropicamente drenado
CP	Corpo de prova
ϵ_a	Deformação axial
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
D	Diâmetro

D ₅₀	Diâmetro mediano das partículas
CO ₂	Dióxido de Carbono
E _c	Energia de compactação
B	expoente de ajuste da curva
k	expoente interno de ajuste
Fe	Ferro
g/cm ³	Gramas por Centímetro Cúbico
Ca(OH) ₂	Hidróxido de cálcio
NaOH	Hidróxido de Sódio
IP	Índice de plasticidade
e	Índice de vazios
ACI	Instituto Americano de Concreto
IBRAM	instituto Brasileiro de Mineração
LEGG	Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
ρ _s	Massa Específica dos Grãos
G _s	Massa específica real dos grãos
MPa	Mega Pascal
m	Metros
m/s	Metros por segundo
mm	Milímetros
G ₀	Módulo cisalhante Inicial
NBR	Norma Brasileira
t _s	Onda de Cisalhamento
t _p	Onda de Compressão
CaO	Óxido de cálcio

Perc.	Percolado
γ	Peso Específico Aparente Seco
η –	Porosidade
PIB	Produto Interno Bruto
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
kN/m^3	Quilo Newton por metro cúbico
kgf	Quilograma força
q/p'	razão de tensão
η/Civ –	Relação da porosidade e teor volumétrico de cimento
ξ	Relação entre Resistência à tração por compressão diametral e Resistência à compressão não confinada.
RMF	Rejeiro de Minério de Ferro
RCS	Resistência a Compressão Simples
$q_u/q_u (\xi)$	Resistência à compressão simples normalizada
$q_t/q_t (\xi)$	Resistência à tração na compressão diametral normalizada
RTCD	Resistência à Tração por Compressão Diametral
q_t	Resistência à tração por compressão diametral
q_c	Resistência de ponta
q_u	Resistência à compressão não confinada
s	Segundos
C-S-H	Silicatos de cálcio hidratados
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
$d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$	taxa de dilatação
q	Tensão desvio
p'	Tensão efetiva média
C	Teor de cimento
ω	Teor de umidade

ω_{ot}	Teor de umidade Ótimo
C_{iv} –	Teor Volumétrico de Cimento
TR	Tração
Hz	Unidade de Frequência
kPa	Unidade de pressão quilopascal
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
K_0	Valor limite das tensões horizontais residuais
V_s	velocidade onda de Cisalhamento
V_p	Velocidade onda de Compressão
V	Volts
V	Volume
V_c	volume absoluto de cimento
V_v	volume absoluto de vazios

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	27
1.1 ASPECTOS GERAIS	27
1.2 JUSTIFICATIVA	29
1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA	30
1.3.1 Objetivo Geral	30
1.3.2 Objetivos Específicos	30
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	30
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	32
2.1 REJEITOS DA MINERAÇÃO	32
2.1.1 Processos de Beneficiamento	33
2.1.2 Classificação dos rejeitos de mineração	35
2.2 DEPOSIÇÃO DE REJEITOS	36
2.2.1 Descarga do rejeito	37
2.2.2 Formas de deposição dos rejeitos	39
2.2.2.1 Deposição subterrânea	39
2.2.2.2 Deposição subaquática	39
2.2.2.3 Deposição superficial	39
2.3 BARRAGENS DE REJEITOS	40
2.3.1 Métodos Construtivos de Barragens de rejeitos	40
2.3.1.1 Método de alteamento a montante.....	40
2.3.1.2 Método de alteamento a jusante	41
2.3.1.3 Método da linha de centro	42
2.4 EMPILHAMENTO DE REJEITOS FILTRADOS	43
2.4.1 Filtragem	44
2.4.2 Técnica de empilhamento	48
2.4.3 Geometria das pilhas	50

2.4.3.1 Pilhas em vale	50
2.4.3.2 Pilhas em encostas	50
2.4.3.3 Pilhas em formato de pirâmide	51
2.5 MINÉRIO DE FERRO	51
2.5.1 Caracterização do Rejeito	52
2.5.1.1 Granulometria de rejeitos	52
2.5.1.2 Massa específica	53
2.5.1.3 Permeabilidade	54
2.5.1.4 Limites de Atterberg	54
2.5.1.5 Parâmetros de resistência	55
2.6 MELHORAMENTO DE SOLOS	56
2.6.1 Técnica de Solo-Cimento	58
2.6.2 Cimento Portland	59
2.6.2.1 Hidratação do Cimento Portland	60
2.6.3 Variáveis que influenciam no comportamento de solos melhorados ..	63
2.6.3.1 Teores de Cimento	63
2.6.3.2 Porosidade	64
2.6.3.3 Teor de Umidade.....	66
2.6.3.4 Efeito do Tempo de Cura	67
2.6.4 Dosagem do Solo-Cimento Portland	68
2.6.5 Comportamento Mecânico do Solo Cimentado	71
2.6.5.1 Resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral	71
2.6.5.2 Compressão triaxial e tensão-deformação	72
2.6.5.3 O fenômeno da dilatância nos solos	75
2.7 COMPACTAÇÃO DE SOLOS	77
2.7.1 Fatores que Influenciam na Curva de Compactação do Solo	79
2.7.2 Métodos de Compactação	82
2.7.3 Efeito da Compactação em Campo	82
2.7.3.1 Fenômeno da sobrevibração ou sobrecompactação	83
2.7.3.2 Densidade	83
2.7.3.3 Número de passadas do rolo	83
2.7.3.4 Camada sobrejacente	83
2.7.3.5 Espessura da camada	84

2.7.3.6 Tensões verticais e horizontais	84
2.7.3.7 Frequência de operação do rolo	85
2.7.3.8 Aceleração vertical do rolo	85
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	86
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	86
3.2 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL	86
3.2.1 Variáveis Investigadas	88
3.2.2 Estudos de significância estatística	89
3.2.2.1 Amostras Indeformadas	89
3.2.2.2 Amostras moldadas em laboratório	90
3.3 MATERIAIS	91
3.3.1 Rejeito de Minério de Ferro	91
3.3.2 Cimento Portland	96
3.3.3 Água	96
3.4 MÉTODOS	97
3.4.1 Construção da Pilha Experimental	97
3.4.1.1 Localização da pilha	97
3.4.1.2 Projeto e características de execução	97
3.4.1.3 Execução da pilha experimental	99
3.4.2 Coleta de Amostras Indeformadas	101
3.4.2.1 Ensaios de laboratório – amostras indeformadas	104
3.4.3 Ensaios de Caracterização Mecânica	106
3.4.3.1 Resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral	106
3.4.3.2 Módulo cisalhante inicial	108
3.4.3.3 Ensaios de Resistência à Compressão Triaxial	109
3.4.4 Retroanálise da pilha experimental	111
3.4.4.1 Misturas estudadas	111
3.4.4.2 Preparação dos corpos de prova	112
3.4.5 Avaliação química, mineralógica e microstrutural	113
3.4.5.1 Difração de Raios-X (DRX)	114
3.4.5.2 Espectroscopia Raman (ER)	115

3.4.5.3 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)	115
4 RESULTADOS	116
4.1 ESTUDO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA – AMOSTRAS INDEFORMADAS	116
4.1.1 Ensaio de resistência ($q_u; q_t$) e rigidez inicial (G_0)	116
4.1.1.1 Amostras curadas em campo	118
4.1.1.2 Cura em campo x Cura em laboratório	121
4.1.2 Estudo estatístico	125
4.1.2.1 Análise do peso específico aparente seco	125
4.1.2.2 Análise do módulo de rigidez inicial	127
4.1.2.3 Análise dos resultados de resistência à compressão simples	129
4.1.2.4 Análise dos resultados de resistência à tração por compressão diametral	131
4.1.3 Ensaio Triaxiais Drenados – Amostras Indeformadas	133
4.1.3.1 Comportamento tensão-deformação	134
4.1.3.2 Trajetórias de tensões	138
4.1.3.3 Degradação da rigidez	141
4.1.3.4 Análise tensão-dilatância	143
4.1.3.5 Comportamento tensão-deformação normalizado	145
4.2 ESTUDO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA – AMOSTRAS MOLDADAS EM LABORATÓRIO	146
4.2.1 Resistência à Compressão Não Confinada (q_u)	146
4.2.1.1 Resistência à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento	147
4.2.1.2 Relação η/C_{iv} para previsão de q_u	148
4.2.2 Resistência à Tração por Compressão Diametral (q_t)	150
4.2.2.1 Resistência à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento	151
4.2.2.2 Relação η/C_{iv} para previsão de q_t	151
4.2.3 Ensaio de Ondas Ultrassônicas (G_0)	153
4.2.3.1 Relação η/C_{iv} para previsão de G_0	154
4.2.4 Resistência à compressão não confinada e Resistência à tração por compressão diametral normalizado (q_{un}/q_{tn})	155
4.2.5 Estudo Estatístico – Amostras MCL	158

4.2.6 Relação entre Resistência à Tração (q_t) e Resistência à Compressão (q_u)	160
4.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO CONSOLI (2014) – PREVISÃO DE ÂNGULO DE ATRITO E INTERCEPTO COESIVO	162
4.4 RETROANÁLISE CAMPO-LABORATÓRIO	163
4.4.1 Amostras curadas em campo	165
4.4.2 Cura em campo x Cura em laboratório	168
4.5 AVALIAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E MICROESTRUTURAL	169
4.5.1 Difração de Raios-X (DRX)	170
4.5.2 Espectroscopia Raman (ER)	173
4.5.3 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)	176
5 CONCLUSÕES	184
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	187
REFERÊNCIAS	188

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, será discutido o embasamento teórico do trabalho, bem como uma análise breve do contexto científico no qual a tese se desenvolve, destacando sua contribuição ao estado da arte. Desta forma, será descrito brevemente os aspectos gerais deste estudo, a relevância e a justificativa para sua realização. Além disso, serão definidos os objetivos, geral e específicos que se deseja alcançar.

1.1 ASPECTOS GERAIS

A mineração é uma atividade que busca transformar recursos minerais presentes na natureza, em insumos para a indústria. Os recursos minerais possuem um papel vital para o progresso de qualquer nação, visto que as substâncias metálicas representam uma matéria prima versátil, com propriedades como ductilidade, maleabilidade, dureza, reatividade, condutividade elétrica e térmica. Logo, são utilizados em várias aplicações no nosso cotidiano, representando um grande interesse econômico. Neste sentido, o setor da mineração abrange diversas atividades vinculadas à pesquisa, extração, tratamento e beneficiamento do recurso mineral. O Brasil possui em seu território uma variedade de minérios, destacando-se o alumínio, cobre, cromo, estanho, ferro, manganês, nióbio, níquel, ouro, vanádio e zinco. Dentre eles, o principal minério produzido no Brasil é o de ferro, sendo utilizado principalmente na fabricação de aço e ferro fundido.

A produção de minério de ferro no Brasil comumente se desenvolve em minas a céu aberto. A lavra é feita em bancadas com desmonte por explosivos, em seguida o material é transportado até uma usina de beneficiamento. De modo geral, o setor da mineração gera dois tipos de resíduos, os estéreis e os rejeitos. Os materiais estéreis, são provenientes, principalmente, da fase de extração, onde ocorre a retirada das camadas de solo que recobrem as rochas da mina, ou se encontram entre o corpo do minério de ferro, possibilitando o acesso ao minério. Esses materiais são classificados como resíduos sem valor econômico, que é lavrado e, geralmente, disposto em pilhas.

Já os rejeitos, são gerados durante o processo de beneficiamento dos minerais, que tem como finalidade padronizar o tamanho do produto principal e remover o material sem valor econômico associados aos minerais, e se divide nas etapas de britagem, peneiramento, lavagem,

classificação, concentração e pelotização, gerando um produto final de maior qualidade e pureza. Logo, a formação dos rejeitos ocorre através de uma sucessão de processos físicos e químicos, que modificam a estrutura dos grãos de solo, levando a uma dissociação entre a distribuição de tamanhos das partículas sólidas e sua composição mineralógica, o que os diferem de solos naturais.

A grande demanda mundial por bens minerais, gera grandes quantidades desses resíduos. Visando garantir a eficiência e estabilidade das estruturas de armazenamento, a indústria da mineração em parceria com o meio acadêmico, têm se empenhado em buscar técnicas que visam a melhorar a gestão dos resíduos gerados pela atividade, e um dos principais pontos estudados é a forma de disposição dos rejeitos, que deve ser realizada da forma mais segura possível.

Entre as soluções vistas como mais adequadas, configura as pilhas de rejeito filtrado, pois nessa forma de disposição o rejeito não fica submerso, o que reduz os riscos de uma eventual ruptura. Segundo Crystal et al. (2018) a filtragem de rejeitos para posterior disposição em pilhas é uma prática usual nas minerações localizadas em regiões de clima árido, pois a técnica reduz as perdas de água, além disso, devido à escassez de pluviosidade nessas regiões, se tem a maior possibilidade de que a pilha permaneça insaturada, favorecendo, assim, a estabilidade da mesma.

Para adaptar a técnica à climas úmidos tropicais e temperados, uma das tecnologias mais promissoras, que pode ser usada em pilhas de rejeitos, é a estabilização de solos, que visa adequar as propriedades e comportamento do material a um determinado nível de sollicitação, podendo utilizar métodos físicos, químicos e físico-químicos. As principais propriedades que podem ser alteradas são a resistência, rigidez, compressibilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, variação volumétrica etc. (LAMBE e WHITMAN, 1969). Porém, são necessários estudos mais aprofundados, sobre a utilização desse método em rejeitos de mineração, voltados principalmente para a aplicação em campo.

O Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFRGS, ao longo de décadas, têm contribuído ativamente com a comunidade acadêmica e indústria, na compreensão do comportamento físico-químico do material obtido por essa técnica, sejam eles estabilizados com cimento Portland ou cimentos produzidos a partir de resíduos industriais.

Destaca-se a pesquisa de Chaves (2023), que analisou o comportamento de uma pilha experimental executada em campo, com diferentes configurações e características de compactação, na qual foram realizados ensaios in situ e em laboratório com amostras indeformadas retiradas logo após a compactação das camadas. O estudo demonstrou que os melhores resultados foram observados para as amostras compactadas mais próximo da umidade ótima, na região da base das camadas, e evidenciou que o método pode ser aplicado em campo, garantindo-se um controle tecnológico rígido, e um melhor ajuste do método de mistura, resultando em uma maior homogeneidade do material.

Além desse estudo, foram ainda coletadas amostras indeformadas retiradas após 90 dias de cura na própria pilha. Logo, a proposta desta tese é analisar tais amostras, realizando a comparação dos resultados obtidos na cura em ambiente controlado (laboratório) e não controlado (campo), embasados no comportamento mecânico e na estrutura no mineral formado nas diferentes configurações e características de compactação.

1.2 JUSTIFICATIVA

A disposição de rejeitos de maneira adequada e segura é essencial tanto para o planejamento e gestão de empresas competentes, quanto para o bem-estar social e ambiental. Devido à crescente e constante demanda por recursos minerais, e a recentes acidentes relacionados a métodos de disposição comumente utilizados em nosso país, tais como os acidentes da barragem de fundão (2015) e Brumadinho (2019), ambos ocorridos no estado de Minas Gerais, aumentou a percepção e preocupação com potenciais danos à vida, saúde, meio ambiente e economia, em áreas atingidas diretamente e indiretamente quando se tem a ocorrência de acidentes.

Neste sentido, esta pesquisa busca contribuir no entendimento dos mecanismos que governam a estabilidade das estruturas formadas pela disposição de rejeitos de minério de ferro filtrado e cimentado, analisando a influência e os impactos do ambiente externo para a formação das ligações de cimentação e para o ganho de resistência de uma pilha cimentada. Dessa forma, busca-se contribuir para o aprimoramento dos projetos de pilhas de rejeitos filtrados, com base nos resultados obtidos nos diferentes locais de cura, tendo em vista a escassez de análises na literatura referentes às características de amostras compactadas em campo, curadas em ambiente controlado e não controlado, visando uma melhor clareza para a tomada de decisões

quanto à escolha do método de compactação, de modo a trazer benefícios e segurança para a indústria, sociedade e governantes.

1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.3.1 Objetivo Geral

Avaliar a influência dos fatores não controláveis durante a compactação em campo de uma pilha experimental de rejeito de minério de ferro (RMF).

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) Analisar o comportamento mecânico do rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland CP-V, a partir de amostras indeformadas retiradas de uma pilha experimental;
- b) Verificar os possíveis fatores que interferem no desempenho mecânico em campo, comparando os resultados de ensaios em amostras curadas em ambiente controlado e não controlado;
- c) Identificar os produtos de hidratação formados na estrutura estabilizada através de uma caracterização microestrutural, mineralógica e química, comparando os resultados obtidos em laboratório e em campo.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A tese está estruturada em cinco capítulos, descritos a seguir.

Capítulo 1 - Introdução da pesquisa, que inclui os aspectos gerais, a justificativa do estudo, os objetivos gerais e específicos desse trabalho.

Capítulo 2 - Revisão bibliográfica sobre os conceitos pertinentes ao entendimento do tema abordado na tese. Os principais tópicos abordados são as definições do rejeito filtrado, métodos de disposição de rejeitos e de estabilização de solos.

Capítulo 3 - Programa experimental, demonstrando detalhadamente as propriedades físicas dos materiais estudados, os métodos e ensaios de campo e laboratório, utilizados para atingir os objetivos propostos.

Capítulo 4 - Apresentação e breve discussão dos resultados obtidos nos ensaios descritos no capítulo anterior.

Capítulo 5 - apresenta as conclusões com base nos resultados obtidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo busca condensar os principais temas referentes aos métodos de disposição e estabilização de rejeitos da mineração, focando nas definições e teorias comumente adotadas, constituição e características das matérias-primas envolvidas, e o comportamento esperado para uma pilha de rejeito filtrado com adição de cimento Portland.

2.1 REJEITOS DA MINERAÇÃO

O processo de extração de depósitos de minério movimentam grandes volumes de materiais, e a depender dos processos utilizados nas etapas de lavra e da concentração do minério, gera uma elevada quantidade de resíduos.

A Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010 (BRASIL, 2010) define rejeitos como sendo: “resíduos sólidos que, depois de esgotadas todas as possibilidades de tratamento e recuperação por processos tecnológicos disponíveis e economicamente viáveis, não apresentem outra possibilidade que não a disposição final ambientalmente adequada”. A NBR 13028 (2017) define rejeito como, “todo e qualquer material descartado durante o processo de beneficiamento de minérios”.

No processo de beneficiamento, utilizado na obtenção do minério, a rocha é submetida a etapas sucessivas de britagem, moagem, peneiramento, concentração, desaguamento, obtendo-se o mineral de elevada pureza. Esse procedimento gera grandes quantidades de rejeitos. Segundo Wanna et al. (2019) quase metade do volume total do material extraído nas operações de mineração se torna resíduos. Além disso, segundo Guimarães et al. (2012), a exploração crescente de jazidas com teor metálico cada vez menor também acentua essa tendência.

Destaca-se, que as propriedades físicas e químicas do rejeito, resultante desses processos, dependem do tipo do processo industrial utilizado, dos procedimentos de moagem, do tipo de minério e água do efluente (WOLFF, 2009). Assim, de acordo com o beneficiamento os rejeitos terão diferentes granulometria, forma e composição mineralógica, resultando em características geotécnicas variáveis e muito distintas do solo natural.

2.1.1 Processos de Beneficiamento

O beneficiamento de minérios é basicamente a separação física ou físico-química dos minerais em materiais com valor econômico e sem valor econômico (LUZ et al., 2018). Logo, o beneficiamento visa transformar a matéria bruta, proveniente do processo de lavra, em matérias primas preparadas para suprir os mais diversos ramos industriais. De maneira genérica, Luz e Lins (2018) destacam que as principais etapas do beneficiamento são:

- a) Amostragem: Consiste na retirada de quantidades representativas de um todo que se deseja amostrar;
- b) Cominuição: Também conhecido como fragmentação, é o processo controlado de desintegração de matérias primas, diminuindo sua granulometria, preparando o material para processos químicos subsequentes. A cominuição é realizada em estágios sucessivos, de acordo com as especificações granulométricas necessárias a cadeia de beneficiamento. Luz et al. (2018b) descrevem que a fragmentação também pode ser separada em três etapas, onde se obtém um material grosso e intermediário. As duas primeiras etapas, são realizadas com o uso de britadores, já a última etapa é executada com o auxílio de moinhos;
- c) Classificação e Peneiramento: consiste na separação de partículas em duas ou mais frações com base no tamanho das partículas. O peneiramento é um processo mecânico de separação realizado por peneiras. O Material retido é denominado *oversize* e o material passante é denominado *undersize*. Os equipamentos tradicionalmente utilizados são as peneiras vibratórias, rotativas e estáticas. O peneiramento pode ser executado em duas modalidades, de acordo com a fração granulométrica, a seco (frações até 6 mm) ou a úmido (frações até 0,4 mm). De acordo com Correia e Couto (2018) a água facilita a passagem das partículas finas nas malhas de peneiramento.

Já na classificação, o processo de separação de acordo com a velocidade de sedimentação das partículas imersas num meio fluido, comumente a água e o ar, utilizados nos processos de hidroclassificação e arosetração, respectivamente. Na hidroclassificação, os equipamentos mais usados são os cones estáticos, os hidrociclones, os classificadores espirais. Já na arosetração, são utilizados os ciclones e os arosetratadores dinâmicos.

d) Concentração: é a separação dos minerais desejados contidos na amostra, obtendo-se o mineral na forma mais concentrada possível (concentrado) e o resto do material (rejeito). A separação pode ser feita pelos seguintes métodos: Separação Magnética, Separação eletrostática e Flotação, a escolha do método depende da natureza do minério e de suas propriedades. A fragmentação é muito importante para esta etapa, pois é necessário que os minerais não estejam fisicamente agregados. A seguir é apresentado sucintamente cada método:

- Separação Magnética: Realizado através da suscetibilidade magnética dos minerais, comumente empregada na concentração de minerais ferrosos, que podem ser divididos em 3 grupos, de acordo com o seu comportamento quando submetidos à um campo magnético (natural ou induzido): ferromagnéticos (forte atração), paramagnéticos (média e fraca atração) e diamagnéticos (nenhuma atração). Os processos podem ser desenvolvidos via seca ou via úmida (DUTRA, 2006);
- Separação eletrostática: Baseado na condutividade elétrica, sendo os minerais classificados em condutores e não condutores de corrente elétrica. As partículas minerais quando submetidas à um campo elétrico de elevada intensidade, de acordo com sua condutividade, são atraídas ou repelidas por um dispositivo devidamente energizado;
- Flotação: De acordo com Dutra (2006), esse é o procedimento mais utilizado atualmente, podendo ser aplicado em quase todos os tipos de minério, devido à sua grande versatilidade e seletividade. O processo é possível devido a atividade físico-químico das superfícies de partículas minerais em suspensão aquosa. A utilização de reagentes químicos (coletores, depressores e modificadores), permite a recuperação seletiva dos minerais, por adsorção em bolhas de ar. O método é aplicado tanto no beneficiamento de minérios com alto teor de ferro, quanto nos de baixo teor (CHAVES; FILHO; BRAGA. 2018).

e) Desaguamento: É o processo que retira parte da água contida no concentrado e no rejeito, para obter produtos de baixa umidade e reintrodução desta água no fluxograma de beneficiamento mineral. As principais técnicas utilizadas de forma isolada ou em conjunto, são:

- Sedimentação: obtida através da deposição de partículas sólidas, anteriormente em suspensão, em um meio líquido, através da força gravitacional. O processo pode ser feito através de dois procedimentos: espessamento e clarificação. O espessamento visa a obtenção de um produto com altas concentrações de sólidos. Já na clarificação o objetivo é a remoção de partículas presentes em uma suspensão, ou seja, o interesse é no líquido sobrenadante, resultando em um produto de baixas concentração de sólidos. A utilização de reagentes flocculantes, favorece sobremaneira as operações pertinentes;
- Filtragem: Passagem forçada, pela ação de vácuo ou pressão induzida, de uma suspensão aquosa através de um filtro que retém as partículas sólidas. O processo pode ser contínuo ou intermitente;
- Secagem: é a retirada da água presente nas amostras, através da evaporação por ação do calor. É utilizada quando se requer um nível de umidade baixo. É um processo relativamente caro, uma vez que toda suspensão deve ser aquecida para que ocorra a evaporação.

Geralmente o rejeito passa pelo espessamento e segue para disposição, enquanto o concentrado passa pela filtragem e a secagem para a obtenção do produto.

2.1.2 Classificação dos rejeitos de mineração

De acordo com a sua granulometria, no momento da deposição, o rejeito pode ser classificado em lama quando ela é fina, ou granular quando o material tem granulometria mais grossa. Os rejeitos de granulometria fina, geralmente têm como características elevada plasticidade e compressibilidade, sendo materiais de difícil sedimentação. Já os rejeitos de granulometria grossa apresentam, elevada resistência ao cisalhamento e permeabilidade (IBRAM, 2016).

De acordo com Alves (2020), os rejeitos também podem ser classificados com base no teor de sólidos (massa de sólidos em relação à massa total) e na tensão de escoamento. Quando o rejeito não passa pelo processo de desaguamento e são depositados diretamente nas barragens, esse rejeito recebe o nome de polpa. Esse resíduo apresenta baixo teor de sólidos e alto teor de umidade, o transporte da polpa pode ser feito por bombeamento, porém existe uma velocidade crítica onde, acima desta, o fluxo é turbulento e arrasta os sólidos, mas abaixo desta os sólidos

se sedimentam e podem prejudicar o fluxo (PORTES, 2013). A quantidade de partículas sólidas varia entre 30% e 40%.

Embora esse processo ainda seja muito utilizado, tem crescido o número de métodos que utilizam a disposição de rejeitos desaguados. Esses rejeitos podem ser classificados como rejeito espessado, pasta ou filtrado. Os rejeitos desaguados apresentam como vantagem a redução ou eliminação da segregação, o reaproveitamento da água extraída da polpa, o aumento da resistência e a redução da suscetibilidade a lixiviação e liquefação.

O rejeito espessado (ou polpa de alta densidade) é um resíduo desaguado, consistência semelhante a polpa e com possibilidade de transporte por bombeamento, também condicionado à sua velocidade crítica, ele apresenta uma maior densidade, porém ainda ocorre segregação e liberação de pequenas quantidades de água. O grau de espessamento e o de método de deposição critérios de projeto fortemente dependentes das condições específicas de cada instalação (BACCO, 2020).

O resíduo em pasta, apresenta uma consistência de pasta sem fluidez natural. A pasta é um rejeito com maior densidade quando comparado ao espessado, sendo o seu transporte realizado por bombas de deslocamento positivo, não apresentando uma velocidade de escoamento crítica. A liberação de água livre é insignificante e não apresenta segregação durante transporte e disposição. Diante dessas características, a operação de bombeamento desse material pode ser interrompida por um curto período de tempo, sem que ocorra o entupimento da tubulação (PORTES, 2013).

Já o rejeito filtrado (ou torta), obtido através das técnicas de filtragem, apresenta baixo teor de umidade e comportamento geotécnico similar ao de solos naturais, não sendo passível o seu transporte por bombeamento. O transporte do rejeito deve ser feito através de caminhões ou transportadores de correia, de acordo com teor de umidade em que se encontra.

2.2 DEPOSIÇÃO DE REJEITOS

Como os processos de beneficiamento de minérios, geralmente, acontecem com o material sólido misturado a uma quantidade maior de água, os rejeitos se apresentam ao final do processo na planta, quase sempre, na forma de polpa. Devido à grande quantidade de água presente nessa polpa, os rejeitos de mineração tendem a apresentar grande mobilidade associada à pequena (ou

inexistente) resistência ao cisalhamento. Existe, portanto, a necessidade de conter ou dispor esse material de uma maneira que ofereça as condições necessárias de segurança, economicidade e respeito às normas e às leis. Isso acontece, geralmente, utilizando-se estruturas de contenção, popularmente chamadas de barragens, para reservar essa mistura de sólidos e água.

Nos processos de beneficiamento, a quantidade gerada de rejeitos é muito alta, fazendo a escolha do local de deposição um fator relevante no planejamento do processo de extração. A disposição dos resíduos é catalogada como um custo adicional sem retorno dentro do projeto, e dependendo dos objetivos econômicos da mineradora, pode ser feita em superfície, ou vinculada no processo de extração do minério de forma subterrânea ou a céu aberto.

Carneiro e Fourie (2018) afirmam que a seleção do método de disposição de rejeito com melhor custo-benefício para um empreendimento requer que todos os custos (ambientais, sociais, econômicos e associados ao risco) sejam devidamente contabilizados. Dentro desse contexto, os métodos de disposição de rejeito a partir de técnicas de desaguamento vêm sendo aplicados em um número cada vez maior de empreendimentos ao redor do mundo.

2.2.1 Descarga do rejeito

Os rejeitos podem ser dispostos no local destinado ao seu armazenamento, por meio de duas técnicas principais, a via úmida ou via seca. A primeira é aplicada a rejeitos suscetíveis ao transporte através de tubulações, onde escoam por meio de bombeamento ou, na maioria das vezes, por força da gravidade. A segunda técnica é (SILVA, 2016).

Mendes (2007), descreve que o processo de disposição de rejeitos por via úmida pode ser feito por três métodos diferentes. hidrociclones, spray bars ou espigotes (Figura 2.1)

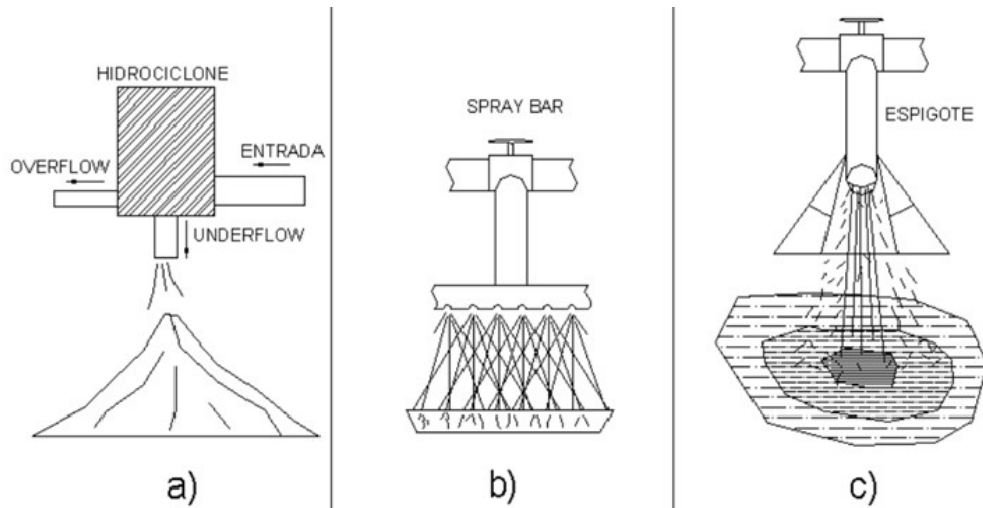


Figura 2.1 – Sistema de disposição de rejeitos: a) Hidrociclone; b) Spray Bars; c) Espigote (MENDES, 2007)

A técnica de disposição de rejeitos por hidrociclones consiste na separação das partículas dos rejeitos de acordo com o peso em: underflow (granulometria grossa) e overflow (granulometria fina). O processo de segregação ocorre devido a força centrífuga que faz com que as partículas de maior massa tenham movimento descendente e as de menor massa movimento ascendente. Geralmente, esse método é empregado quando se deseja utilizar os materiais granulares para construção de diques, e lançar o material fino no reservatório, formando as regiões denominadas de praia (MENDES, 2007). O uso dos rejeitos granulares é feito por equipamentos de terraplanagem, com controle tecnológico, visando reduzir os riscos inerentes à liquefação (SILVA, 2010).

A técnica spray bars, consiste em tubos longitudinalmente ao longo da praia, que apresentam pequenos furos distribuídos ao longo de seu corpo, e através desses furos o rejeito é lançado na estrutura de contenção. O objetivo principal é reduzir a pressão de lançamento de polpa na barragem, reduzindo o arraste de partículas sólidas melhorando a segregação hidráulica dos rejeitos, obtendo-se um material mais homogêneo, com menor variabilidade dos parâmetros de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica.

Na técnica de espigotes, o rejeito é lançado diretamente na estrutura de contenção. Geralmente se utiliza várias tubulações de menor diâmetro ligadas à tubulação principal espaçadas de forma regular. Ela pode causar sérios problemas de heterogeneidade do material, pois não se tem uniformidade nos pontos de lançamento, formando poças entre os pontos, o que gera variabilidade dos parâmetros de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica dos materiais dispostos.

2.2.2 Formas de deposição dos rejeitos

A deposição de rejeitos pode ser realizada de três formas distintas, subterrânea, subaquática ou superficial, que serão apresentadas abaixo. A escolha de cada uma é realizada de acordo com a disponibilidades técnicas e financeiras de cada região.

2.2.2.1 Deposição subterrânea

Na deposição subterrânea, os rejeitos, comumente espessados, são recondicionados nas cavidades lavradas (mine backfill), onde contribuem com a estabilidade nas paredes e tetos das galerias, reduzindo possíveis abatimentos na superfície ou subsidências na região. O material pode ser diretamente advindo do processo de beneficiamento, porém se ele apresentar limitações quanto suas características geotécnicas, pode-se realizar a mistura com outros materiais, visando o preenchimento dos vazios de forma mais homogênea. Também são empregadas técnicas que utilizam rejeitos em pasta, misturados em cimento, estéril e outros materiais, de forma a melhorar as propriedades geotécnicas. Freitas (2021) cita como vantagens deste método a redução de possíveis ocorrências de impactos ambientais, baixo custo operacional no transporte dos rejeitos, na estabilização e suporte da cavidade, além da minimização de exigência de novas áreas para a disposição de rejeitos em superfície.

2.2.2.2 Deposição subaquática

Nesse método, os rejeitos são lançados em forma de polpa diretamente nas águas de mares, lagos ou reservatórios, através de tubulações específicas. É utilizada, geralmente, quando se tem elevada pluviosidade, topografia acidentada e uso extensivo do solo para fins mais nobres, o que pode inviabilizar a atividades mineiras, caso esta solução não seja adotada (FERRAZ, 1993). Ela não é uma boa solução do ponto de vista ambiental, logo recomenda-se seu uso em procedimentos provisórios e a situações emergenciais.

2.2.2.3 Deposição superficial

A deposição superficial, pode ser dividida em duas técnicas principais, uma realizada por via úmida, na qual o material é depositado em diques (áreas planas ou pouco irregulares), barragens (regiões de relevo acidentado) e até em cavas de lavra exauridas. A segunda é por via seca, os rejeitos são drenados e então dispostos em forma de pilhas. A principal característica entre as técnicas é que por via úmida, ocorre a retenção de material sólido descartado junto com líquido. Já na via seca, técnica com maior custo de implantação e operação, ocorre a recuperação e recirculação de água, e menor risco de impacto ambiental.

2.3 BARRAGENS DE REJEITOS

As barragens ainda são as estruturas mais utilizadas para a disposição de rejeitos da extração mineral. Elas são construídas utilizando-se do solo retirado no local, materiais estéreis ou mesmo o próprio rejeito da mineração, executadas em etapa única ou por alteamentos sucessivos (BACCO, 2020).

Porém, o mais comum é a barragem de rejeito ser construída em etapas, definidas segundo a necessidade do empreendimento e o ritmo de lavra. Desta forma, à medida que são gerados rejeitos, os alteamentos são executados. A estrutura é feita através de um aterro inicial ou um dique de partida, construído com solo compactado. As etapas seguintes são os sucessivos alteamentos. Eles podem ser feitos utilizando o rejeito, materiais externos ou material estéril de mina (BACCO, 2020).

2.3.1 Métodos Construtivos de Barragens de rejeitos

Os métodos construtivos de barragens de rejeito dividem-se em três: método de montante; jusante e linha de centro. Estes métodos se diferenciam pelo processo de alteamento utilizado. A escolha da técnica está associada principalmente ao volume de material a ser armazenado, os custos da obra e os riscos associados.

2.3.1.1 Método de alteamento a montante

É o método de construção mais antigo e simples, é uma evolução dos procedimentos empíricos de disposição de rejeitos. Inicialmente é executada a construção de um dique inicial ou dique de partida, normalmente de material argiloso, no qual se inicia a deposição dos rejeitos. Na etapa de lançamento do rejeito, ele é acumulado formando uma praia de deposição, quando se alcança o nível desejado, um novo alteamento é construído a montante, sobre o rejeito. Este processo repete-se até que a cota final prevista no projeto seja atingida (Figura 2.2).

Esse método apresenta altos riscos, associados ao fato de os alteamentos posteriores ao dique de partida serem fundados sobre o próprio rejeito, que normalmente, não se encontra em níveis adequados de consolidação, e rejeitos sob condições saturadas e estado de compacidade fofo, apresentam baixa resistência ao cisalhamento e podem se liquefazer sob carregamentos tanto dinâmicos quanto estáticos. Assim, devem apresentar um bom sistema de drenagem e orientação de fluxo, além do controle do ritmo com que são executados os alteamentos, adequando-os ao grau de adensamento dos rejeitos, controlando os excessos de poropressão.

Logo, é necessário um controle eficaz durante os períodos construtivo, operacional e de descomissionamento.

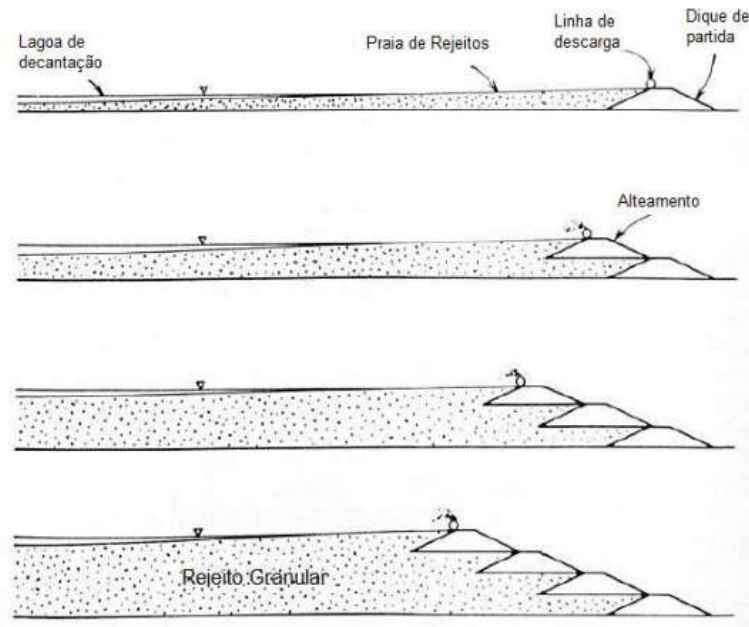


Figura 2.2 – Método construtivo de alteamento a montante (ELOI, 2021)

2.3.1.2 Método de alteamento a jusante

O método de alteamento a jusante também se inicia com a construção de um dique de partida, normalmente de solo ou enrocamento compactado, que é preenchido com rejeito. Porém os posteriores alteamentos subsequentes são realizados a jusante conforme (Figura 2.3) (IBRAM, 2016). Barragens alteadas por esse método apresentam maior estabilidade, visto que sua fundação não é assente sobre os rejeitos depositados, não dependendo da resistência deles. Outro ponto a destacar é a possibilidade de construção e incorporação de elementos de controle do nível freático na estrutura, tais como drenos e núcleos impermeabilizante (VICK, 1983).

Como desvantagens dos métodos pode-se citar, a grande quantidade de material necessários para a construção das barragens, se comparado aos outros métodos, apresentando maiores custos. Além disso, a área para a barragem de contenção de rejeitos deve ser muito maior, devido ao alteamento ser feito para jusante do dique inicial (ARAUJO, 2006).

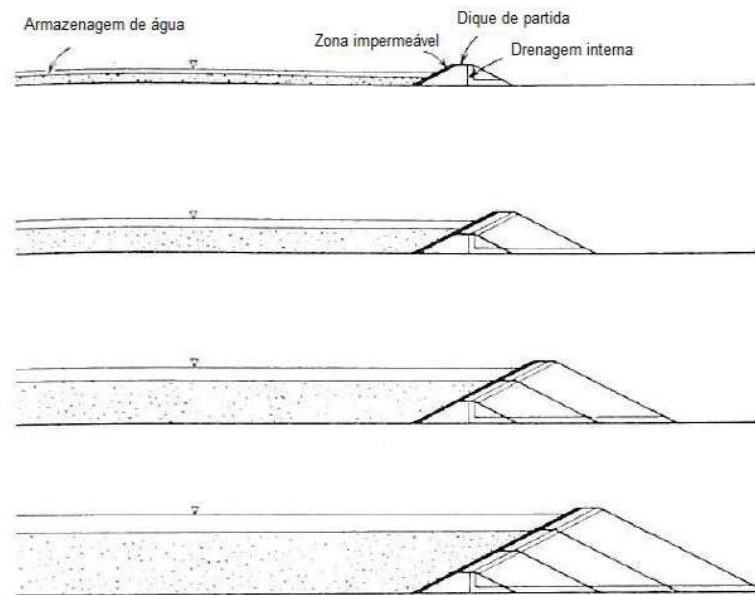


Figura 2.3 – Método construtivo de alteamento a jusante (ELOI, 2021)

2.3.1.3 Método da linha de centro

Consiste em uma mescla dos métodos de alteamento a jusante e a montante, sendo o alteamento feito pelo eixo da crista da barragem, onde parte do novo aterro fica sobre a praia de rejeitos e outra parte sobre a fundação a jusante do maciço implantado (Figura 2.4). Ou seja, a parte de montante do aterro é construída sobre o rejeito, já a parte jusante usa o alteamento anterior ou o terreno natural como fundação. É possível a utilização de zonas de drenagem interna ou núcleos impermeáveis que possibilitam melhor controle da linha de saturação dentro do maciço da barragem (FREITAS, 2021).

Dentre as vantagens destaca-se a necessidade moderado de material de empréstimo, necessário para a construção do aterro e sistema de drenagem interna em todas as etapas da obra. Outra vantagem é a menor suscetibilidade a liquefação, devido ser assente apenas em uma pequena parte sobre material não consolidado. Isto torna viável sua utilização mesmo em áreas com alta sismicidade. A grande desvantagem é a praia de rejeitos, formada muito próxima ao aterro, caso ocorra o aumento do nível de água, as condições geotécnicas dos rejeitos podem sofrer influência, gerando deformações e até mesmo instabilidade no talude de montante da barragem.

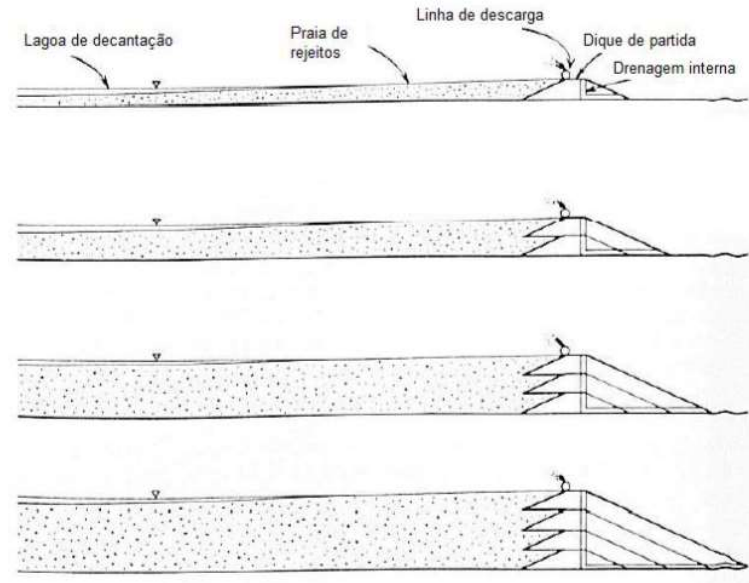


Figura 2.4 – Método construtivo de alteamento por linhas de centro (ELOI, 2021)

2.4 EMPILHAMENTO DE REJEITOS FILTRADOS

A possibilidade de se empilhar o rejeito como um depósito de estéril, além de diminuir a extensão da área afetada, proporciona uma estrutura com menor potencial de dano. Nessa técnica os rejeitos são espessados até atingirem uma certa consistência, e em seguida, são enviados a uma planta de filtragem, para a separação do sólido da água, utilizando-se filtros a vácuo ou de pressão positiva. A água proveniente das etapas de espessamento e filtragem pode então ser reintroduzida no processamento do minério (OLIVEIRA FILHO e ABRÃO, 2015). O teor de umidade após a filtragem, é um dos fatores mais importantes para o manejo posterior desse material (transporte, lançamento e eventual compactação).

Após a etapa de filtragem, o material é então transportado e lançado em pilhas, onde será compactado segundo critérios geotécnicos pré-estabelecidos. Este método é considerado uma alternativa viável à disposição convencional de rejeitos, por ocupar menor área de disposição, melhora o controle técnico da execução do projeto. Além disso se tem a redução do consumo de água, devido o reaproveitamento de água, o que gera ganhos econômicos e ambientais. A Figura 2.5 mostra um exemplo de pilha de rejeito filtrado sendo operada em Cerro Lindo, no Peru.



Figura 2.5 – Exemplo de pilha de rejeito filtrado (ALVES, 2020)

Segundo Crystal et al. (2018) a filtragem de rejeitos é uma prática usual nas minerações localizadas em regiões de clima árido, pois a técnica reduz as perdas de água, além disso, devido à escassez de pluviosidade nessas regiões, se tem a maior possibilidade de que a pilha permaneça insaturada, favorecendo, assim, a estabilidade dela.

2.4.1 Filtragem

A filtragem é realizada através da aplicação de uma força sobre as partículas dispostas em meio poroso, aplicada por meio de gravidade, vácuo, pressão ou centrifugação. A filtragem a vácuo, ocorre devido a aplicação de uma pressão no meio filtrante. Já a filtragem sob pressão, é feita através de uma pressão positiva aplicada na polpa. A filtragem pode ser feita também combinando-se as técnicas de vácuo e pressão (filtragem hiperbárica). Outra técnica utilizada é a partir da ação dos capilares de meios cerâmicos porosos combinados com a aplicação de vácuo (filtragem capilar) (GUIMARÃES, 2011). A Tabela 2.1 traz um resumo dos principais métodos de filtragem utilizados na indústria da mineração.

Tabela 2.1: Mecanismos de filtragem (baseado em: GUIMARÃES, 2011)

Tipos	Características	Modelos de Filtros
Filtragem a vácuo	Criada uma pressão negativa debaixo do meio filtrante	Filtro de tambor, filtro de disco convencional, filtro horizontal de mesa, filtro horizontal de esteira
Filtragem sob pressão	Uma pressão positiva é aplicada na polpa	Filtro prensa horizontal, Filtro prensa vertical
Filtragem centrífuga	Utiliza a força centrífuga para forçar a passagem do líquido	Centrífugas verticais e Decanters
Filtragem hiperbárica	A partir da combinação de vácuo e pressão	Filtro de disco encapsulado ou hiperbárico
Filtragem capilar	Utiliza a ação de capilares de meios cerâmicos porosos para efetuar o desaguamento	Ceramec

Entre os principais filtros utilizados na indústria mineral, destacam-se: filtro de disco, filtro e filtro prensa, que serão apresentados a seguir. Cada um apresenta características específicas de cada, apresentando peculiaridades em seus mecanismos de funcionamento. Ressalta-se que apesar de ser utilizados os filtros, o uso do espessador é recomendável, de maneira a reduzir o número de equipamentos e evitar mudanças bruscas nas características da polpa que alimenta o filtro (ALVES, 2020).

O filtro prensa é formado por câmaras, delimitadas por um conjunto de placas vizinhas. A superfície de cada placa é revestida com um tecido filtrante. O equipamento realiza a prensagem dos grupamentos de placas, a partir da ação de pistões, enquanto a polpa de rejeito é bombeada sob alta pressão para o interior das câmaras (Figura 2.6). Com a ação da força sobre a polpa, o fluido filtrado atravessa o tecido filtrante, indo em direção ao interior da moldura das placas, e flui por gravidade até orifícios (chamados de poros) na base de cada placa, sendo recolhido por sistema de drenagem. As partículas ficam retidas no tecido filtrante que envolve as molduras das placas, formando as tortas, que depois são descarregadas das placas. A descarga pode ser auxiliada por sopro ou por sistema agitador das placas, de acordo com o modelo do filtro. Os fabricantes de filtro prensa têm investido em sistemas cada vez mais automatizados, visando maximizar o desempenho e a taxa de produção do equipamento.

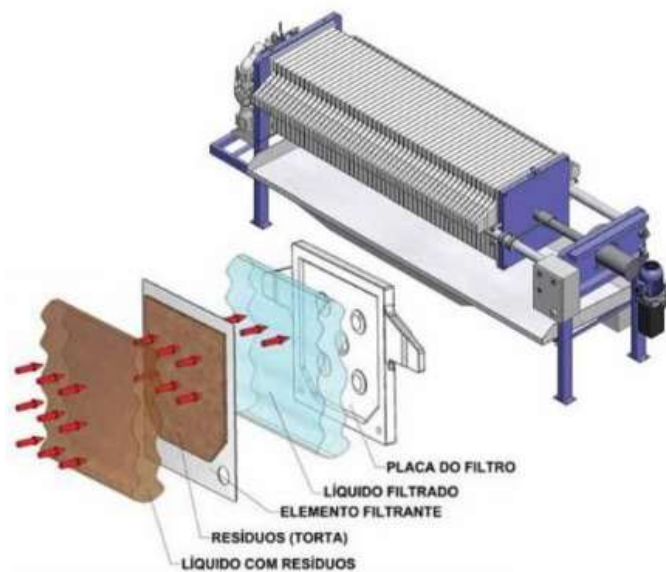


Figura 2.6 – Esquema simplificado de filtro prensa (ALVES, 2020)

O filtro de disco é composto por discos verticais ligados a um mesmo eixo, pelo seu centro, perpendicular aos planos dos discos. Os discos são imersos na polpa de rejeito e são submetidos a rotação a partir do eixo central, de modo que, parte do disco fique imerso na polpa, a outra parte fica externa a ela. A suspensão de polpa é constantemente movimentada por agitadores. As tortas filtrantes são formadas a partir da aspiração contínua do material presente na parte imersa do disco (zona de formação). Externamente ao tanque a sucção é continuada, o que retira mais umidade da torta e direciona o filtrado para o sistema de drenagem (zona de secagem). Em seguida, a torta é descarregada pela ação de um sopro de ar comprimido e com o auxílio de um objeto de raspagem (zona de sopro). Em seguida o equipamento direciona a torta filtrante para correias transportadoras instaladas abaixo do filtro. Alguns modelos ainda possuem um setor de sopragem submersa, para promover a limpeza do meio filtrante. A Figura 2.7 apresenta o esquema de funcionamento do filtro de disco.

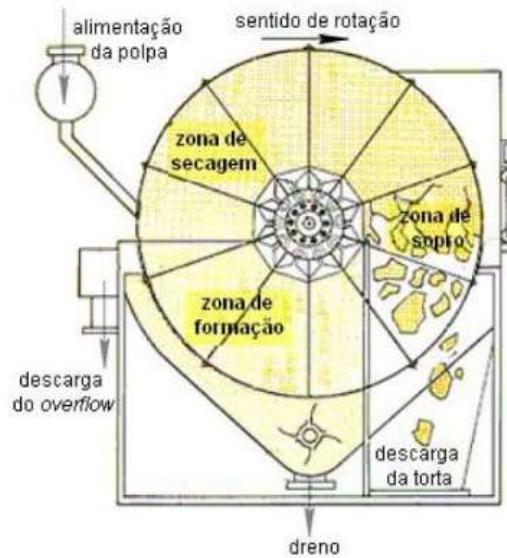


Figura 2.8 – Esquema de filtro de disco (ALVES, 2020)

Davies (2011) afirma que dois fatores são fundamentais na filtragem do rejeito, a distribuição granulométrica e a mineralogia. O autor cita que cada tipo de rejeito apresenta um comportamento único durante a filtragem, porém é importante prever as variações mineralógicas e granulométricas que poderão ser encontradas durante o funcionamento da mina.

Crystal et al. (2018) afirmam que é um equívoco orientação de que o rejeito pode e deve ser filtrado até atingir o teor de 15% de umidade, indicados na literatura técnica e por fornecedores. Deve ficar claro que esse valor é apenas uma referência, sendo a umidade atingida ao final da filtragem frequentemente maior. Outro ponto a se destacar, é que o valor alvo deve ser definido para cada empreendimento, atendendo critérios de projeto, plano de empilhamento, localização, clima, geometria da pilha, dentre outros fatores. Como exemplo, os autores citam a Alcoa Operations em Kwinana, Western Australia, onde o teor de umidade alvo do rejeito é de 30% devido ao plano de empilhamento e ao clima árido da região; na mina de Karara, também em Western Austrália, o valor comum de umidade alvo de 15%, atingindo em média um teor de umidade de 18%, baseado no ambiente, no plano de empilhamento e na geometria da pilha. Outro exemplo dado é a mina Escobal, na Guatemala, onde, devido ao alto risco relacionado a eventos sísmicos, a umidade alvo é da ordem de 12% a 13%.

2.4.2 Técnica de empilhamento

No método de disposição de rejeito filtrado, o material deixa a planta de filtragem com um determinado teor de umidade, necessário ao transporte por caminhão ou correia, e que permita a aplicação do material para formar uma pilha densa e não-saturada (“dry stack”).

Em relação a escolha de caminhões para transporte dos rejeitos, Davies (2011) citam alguns pontos que devem ser levados em consideração: a trafegabilidade, em períodos chuvosos a superfície da pilha pode se tornar intrafegável, dificultando a operação, além disso o autor afirma que o grau de compactação necessário ao tráfego eficiente de caminhões geralmente é maior que o grau de compactação necessário para atingir o peso específico que atende ao critério de estabilidade geotécnica da pilha. Logo, o uso de caminhões pode ser uma atividade mais cara, que requer um maior cuidado operacional.

No momento da disposição, é importante que o material esteja com um teor de umidade ótimo e seja compactado com o peso específico desejada de acordo com o projeto, para que se mantenha a estabilidade da pilha. Alves (2020), descreve que comumente, quando o rejeito se encontra em umidade superior, para atingir esses valores ótimos, as operações de compactação são realizadas em finas camadas de rejeito filtrado. A espessura fina das camadas facilita a evaporação da água pela ação dos ventos e da radiação solar, e garante uma melhor distribuição da energia de compactação.

As pilhas de rejeitos geralmente são estruturas autoportantes, sem a necessidade de uma estrutura de retenção do material da pilha. Porém, em alguns casos, dependendo das características de umidade e plasticidade do depósito formado, pode ser necessária a construção de uma estrutura de contenção (DAVIES, 2011).

Crystal et. al. (2018), dividem essas pilhas de rejeitos em duas zonas, estrutural compactada e não estrutural, conforme Figura 2.8. Nessa divisão a região mais externa do depósito, possui função estrutural, atenda a critérios mais rigorosos de teor de umidade e compactação, já a zona interna ao depósito, é denominada de não-estrutural, geralmente composta por rejeitos de granulometria mais fina, com alto teor de umidade.

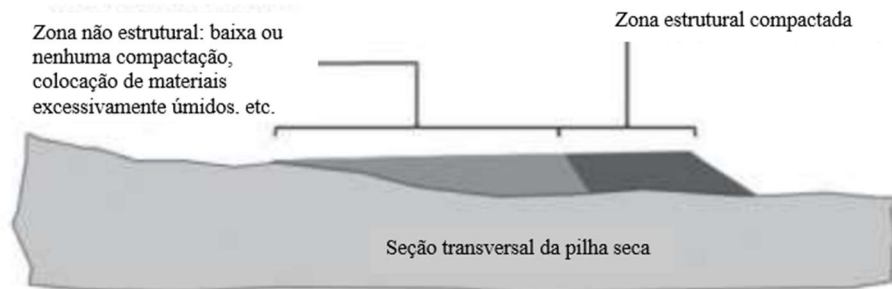


Figura 2.8 – Esquema das zonas numa pilha de rejeitos (baseado em: CRYSTAL et. al., 2018)

Davies (2011), Oliveira-Filho e Abrão (2015) e Silva (2020), destacam que essa prática de construir a pilha em duas zonas é indicada a locais com a estação chuvosa bem definida. A disposição dos rejeitos na estação mais seca é realizada na parte mais externa do depósito, realizando a compactação dele obedecendo a especificações de aterro similares à construção de uma estrutura de contenção. Esses rejeitos compactados, na zona estrutural, funcionam como espaldares para a contenção dos rejeitos filtrados que serão depositados na porção mais interna (zona não-estrutural) do depósito durante a estação chuvosa. O material depositado na zona não-estrutural é simplesmente lançado e/ou espalhado, podendo ser ligeiramente compactado na porção mais interna da pilha de rejeitos filtrados.

Durante o processo de execução da ilha, deve-se atentar principalmente para a taxa de subida do depósito, ela deve ser adequada a intensidade de trabalho, de modo que haja tempo suficiente para ocorrer a consolidação do material depositado e a dissipação de poropressões. Esse cuidado, somado a uma rigorosa instrumentação e monitoramento, são fundamentais para minimizar riscos de acidentes no depósito, pois se o material saturado, a pilha se torna suscetível à liquefação e a uma eventual ruptura.

Assim, outro cuidado essencial diz respeito as condições de drenagem, especialmente na base da pilha, pois o material depositado é úmido, e devido a construção de camadas subsequentes de rejeitos a percolação de água pode levar à saturação das camadas da base.

Davies (2011) considera que a pilha deve possuir dois sistemas de drenagem: um para impedir que ocorra a interação entre a água superficial e freática, com a pilha de rejeitos filtrados; Já o outro seria para coletar a água proveniente do próprio rejeito depositado na pilha. Além disso, para os autores, com o intuito de minimizar a infiltração na pilha eles recomendam que sejam feitas bermas de segurança com pontos para saída da água drenada, além de construir superfícies com inclinação suficiente para evitar empoçamento de água.

2.4.3 Geometria das pilhas

Segundo Hawley & Cuning (2017), existem três tipos de geometria aplicadas a pilhas distintas: vale, encosta e pirâmide, sendo esta última a mais comum, descritas abaixo. A geometria da pilha é determinada em função da topografia do local e dos parâmetros intrínsecos ao rejeito utilizado.

2.4.3.1 Pilhas em vale

As pilhas em vale são construídas preenchendo um ponto da encosta até outro, como apresentado na Figura 2.9 (a), possuem condições de permitir o fluxo de água descendente, uma vez que as superfícies desse tipo de pilha são inclinadas realizando a drenagem natural da água da chuva. Uma variação das pilhas em vale são as pilhas transversais a um vale (Figura 2.9 (b)), nas quais a estrutura se encontra em um vale, mas não o preenche. Geralmente, estradas e vias de acesso são construídas em cima desse tipo de estrutura. Uma das desvantagens dessas estruturas é a necessidade de um sistema de drenagem eficiente, de modo a evitar que a água se acumule a montante da pilha.

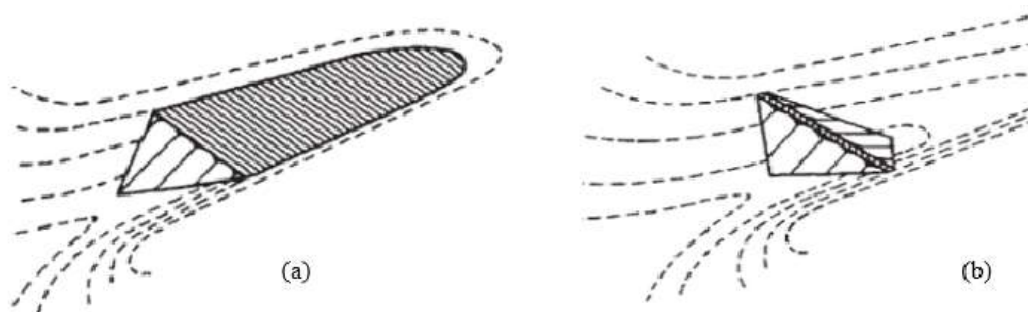


Figura 2.9 – Pilhas em vale: (a) típica; (b) transversais a um vale (HAWLEY E CUNMING, 2017)

2.4.3.2 Pilhas em encostas

As pilhas em encostas são alocadas contra as encostas, sendo que sua construção é iniciada no fundo do vale, e posteriormente são realizados os alteamentos se (Figura 2.10 (a)). O formato dessas pilhas favorece o acúmulo de água, assim é necessária uma maior quantidade de canais de desvio superficiais, dependendo da altura em que a estrutura está. As pilhas de crista, mostradas na Figura 2.10 (b), são um tipo de pilha em encosta na qual a inclinação das pilhas é simétrica, ocorrendo em ambos os lados da estrutura.

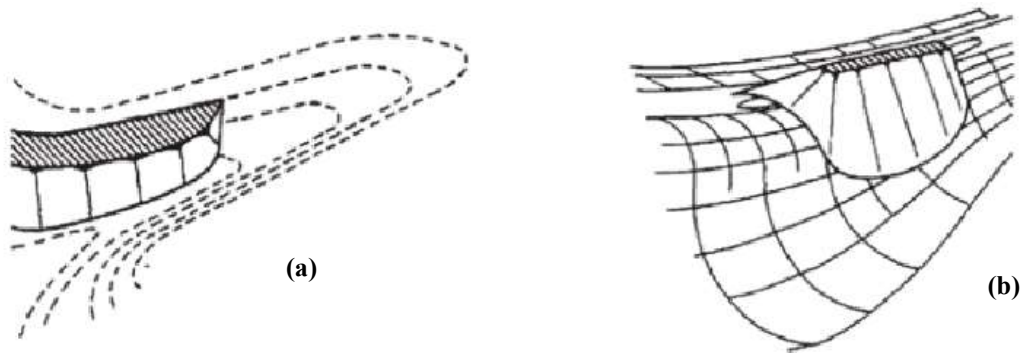


Figura 2.10 – Pilhas de encosta: (a) típica; (b) de crista (HAWLEY E CUNMING, 2017)

2.4.3.3 Pilhas em formato de pirâmide

Primeiramente é construída uma base quadrada ou um dos lados alongados (Figura 2.11). A base da pirâmide deve ser plana e ligeiramente inclinada. Souza (2020), cita como vantagem desse tipo de construção o fato de nesse formato a pilha recebe somente precipitação direta sobre a pilha, reduzindo a quantidade de água a ser tratada. Como desvantagem está a menor quantidade de rejeito disposta por área, quando comparada com outras configurações. No Brasil, esse tipo de pilha é chamado também de “bolo de noiva”.

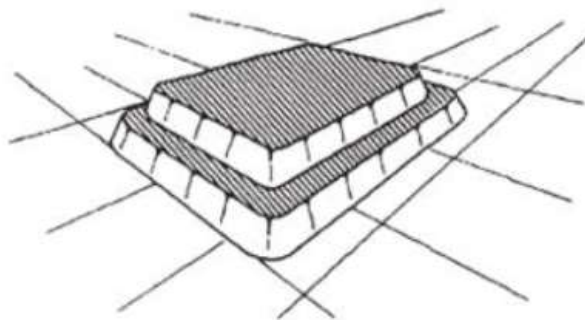


Figura 2.11 – Pilhas em formato de pirâmide (HAWLEY E CUNMING, 2017)

2.5 MINÉRIO DE FERRO

O ferro é um dos elementos mais abundantes na natureza, ocupando cerca de 4,5% da crosta terrestre. Diversos minerais têm ferro como componente, porém somente os óxidos apresentam grandes concentrações, tais como a hematita (Fe_2O_3), magnetita (Fe_3O_4), goethita ($\alpha - \text{FeOOH}$) e siderita (FeCO_3), e em menores proporções, a limonita ($\text{FeO}(\text{OH}) \cdot n\text{H}_2\text{O}$).

Os maiores depósitos de minério de ferro no Brasil são formados por itabiritos, que são formações ferríferas bandadas, compostas de hematita (Fe_2O_3) e sílica, havendo a possibilidade da existência de itabiritos intercalados com hematita compacta com teores de ferro elevados.

Devido à sua grande diversidade geológica e extensão territorial, o Brasil é um dos países que se destacam no que diz respeito às reservas e produções minerais, sendo os principais estados fornecedores do minério em 2019, o Pará e Minas Gerais, cuja porcentagem produzida foi respectivamente 51,6% e 36,1% (IBRAM, 2020). A indústria extrativista mineral é responsável por 28,5% das exportações do Brasil, sendo o minério de ferro o principal componente, representando 80,3% desse valor total (COMEX STAT, 2022). Segundo dados da Agência Nacional de Mineração (2019), o minério de ferro é responsável por cerca de 4% do produto interno bruto (PIB) do Brasil.

Para que esse minério de ferro seja introduzido no mercado, é necessário um processo de beneficiamento, que consiste em um tratamento industrial responsável por preparar granulometricamente, aumentar o grau de concentração ou purificar os minérios, através de métodos químicos ou físicos, sem alterar a sua composição química. No processo de extração mineral, são gerados materiais denominados de resíduos.

2.5.1 Caracterização do Rejeito

Neste item será apresentada os principais aspectos da caracterização dos rejeitos de ferro. A caracterização geotécnica de rejeitos de mineração é de fundamental para se prever os parâmetros utilizados em seu projeto, assim como o comportamento mecânico das pilhas, garantindo sua estabilidade. Essa caracterização é realizada por meio de ensaios de laboratórios de solo especializados e/ou campo, executados em amostras representativas do rejeito.

2.5.1.1 Granulometria de rejeitos

Os rejeitos de minério são fortemente influenciados pela heterogeneidade da mineralogia das rochas e dos diferentes processos de extração, beneficiamento e deposição, utilizados em uma mina. Essa variabilidade dificulta a obtenção de uma curva granulométrica característica, sendo geralmente determinada uma faixa de ocorrência dessas curvas (ELOI, 2021). Assim, os rejeitos de mineração variam de materiais arenosos não plásticos à materiais finos de alta plasticidade.

Um aspecto importante que influencia no comportamento mecânico dos rejeitos, é a porcentagem de fração argilosa. Quando os rejeitos possuem granulometria fina (abaixo de

0,074 mm) são denominados lama e quando possuem granulometria grossa (acima de 0,074 mm), são denominados rejeitos granulares (IBRAM, 2016).

Guimarães (2011) também apresentou em seu estudo um gráfico (Figura 2.12) que ilustra as diferentes faixas granulométricas de diversos tipos de rejeitos de flotação e rejeito da concentração magnética, oriundos de minas de minério de ferro situadas na região do Quadrilátero Ferrífero.

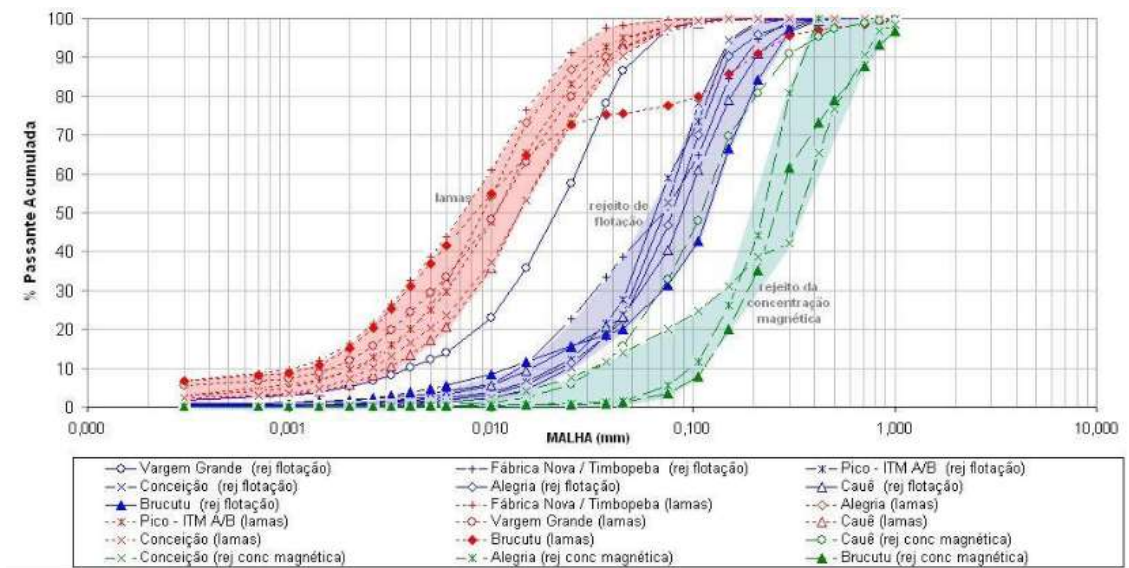


Figura 2.12 – Distribuição granulométrica de diferentes tipos de rejeito de algumas minerações do quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2011)

Boccamino (2017) descreve que os rejeitos provenientes das minas localizadas no Quadrilátero Ferrífero são divididos tipicamente em rejeitos arenosos, derivados do processo de flotação, e os rejeitos finos, derivados do processo de deslamagem.

2.5.1.2 Massa específica

A determinação da massa específica de rejeitos em campo é uma tarefa difícil, dada a grande heterogeneidade desses materiais, principalmente, por esse índice físico está diretamente ligado à composição mineralógica do material. Outro ponto a se destacar é o fato dos resíduos possuírem em torno de 10 a 25% em peso de sólidos quando lançados em reservatórios (ELOI, 2021).

Segundo Portes (2013) os rejeitos de minério de ferro da região do quadrilátero ferrífero apresentam como constituinte a hematita (Fe_2O_3) cuja massa específica dos grãos é em torno de $5,25 \text{ g/cm}^3$ e quartzo (SiO_2), com massa específica em torno de $2,65 \text{ g/cm}^3$, valores que indicam o limite inferior e superior do peso específico desses rejeitos.

2.5.1.3 Permeabilidade

A permeabilidade de um solo representa a facilidade com que a água se movimenta em seu interior. Rejeitos de mineração não são produtos produzidos por ação antropogênica, através da alteração física ou composição química de um material, para retirada do mineral. As suas propriedades variam significativamente, dependendo do método utilizado no beneficiamento, do modo de disposição dos rejeitos, da granulometria e da porção em que se encontram na estrutura de armazenamento.

Devido à grande variabilidade dos parâmetros envolvidos na determinação da condutividade hidráulica desses materiais, deve-se executar ensaios de campo com bastante cautela, procurando a configuração que será representativa do problema que se deseja analisar. Outra alternativa, geralmente mais confiável, é a realização de ensaios de laboratório.

Segundo Eloi (2021), a condutividade hidráulica do rejeito de minério de ferro é a mais difícil de generalizar, dentre as propriedades geotécnicas dos rejeitos de minério. Porém ele cita que os valores se encontram em uma faixa que varia de $1,0 \times 10^{-9}$ a $1,0 \times 10^{-4}$ (m/s). A condutividade hidráulica depende das características específicas de cada processo de mineração e disposição, que podem gerar diferentes materiais, devido variações de tensões de confinamento, distribuição granulométrica, quantidade de finos, forma das partículas, angulosidade, rugosidade, superfície específica, composição mineralógica, índice de plasticidade. Outros fatores que influenciam estão relacionados: ao arranjo estrutural das partículas (compreendido pelo índice de vazios e grau de saturação); ao fluido (natureza do fluido, tipo de fluxo e temperatura) e ao estado natural dos rejeitos (heterogeneidade e anisotropia) (VICK, 1983).

2.5.1.4 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg representa a correlação entre o teor de umidade e o estado de consistência dos solos, variando para diferentes tipos de solos e quantidade de água em seus poros. De acordo com a quantidade de água os solos podem estar no estado sólido, semi-sólido, plástico ou líquido. Eles também são usados como critério para a avaliação da suscetibilidade à liquefação dos solos, logo é indispensável na caracterização de rejeitos de mineração. Os

limites de Atterberg são determinados através de uma série de ensaios, onde se obtém o limite de liquidez, o limite de plasticidade e o limite de retração do material. Sendo o limite de plasticidade o teor de umidade que separa o estado semissólido do plástico. Swarbrick (1992), demonstrou em seu estudo que o limite de liquidez está presente em um intervalo de 30 a 33%, já o índice de plasticidade varia de 9 a 11%.

2.5.1.5 Parâmetros de resistência

A resistência ao cisalhamento é o parâmetro que representa a capacidade dos solos de resistirem a solicitações aplicadas a eles, de forma interna e externa. A resistência ao cisalhamento de um solo é definida como a tensão máxima que ele suporta sem romper, sob um determinado estado. A resistência do solo é regida principalmente, pelo atrito e a coesão, parâmetros do critério de ruptura de Mohr- Coulomb.

Assim a resistência por atrito é definida como a força tangencial necessária para que ocorra o deslizamento entre as partículas em movimento regular, e é representado pelo parâmetro denominado ângulo de atrito interno. O ângulo de atrito interno varia conforme a pressão confinante, o imbricamento entre as partículas, e depende do formato e tamanho dos grãos, da distribuição granulométrica e do índice de vazios (PINTO, 2006). Já a coesão funciona como uma cola, advindas de interações eletroquímicas e ligações cimentícias entre as partículas, que podem ser naturais ou artificiais que não são sensíveis à pressão intersticial, ou a sucção em solos não saturados ou totalmente secos. É importante distinguir a coesão aparente da coesão verdadeira, sendo que, de fato, a primeira se deve à pressão capilar da água em solos úmidos, não saturados, e desaparece com a saturação. À medida que o rejeito é filtrado, sua consistência aumenta e resistência ao cisalhamento aumenta progressivamente.

De modo geral, os rejeitos de mineração são caracterizados por baixos ou nenhum valor de coesão. Apresentam também, se comparados a solos naturais em condições semelhantes de granulometria, peso específico e nível de tensão, maiores ângulos de atrito. Isso se deve ao processo de formação desse material, oriundo da britagem de rochas que, costumam ser compostos por minerais duros e não alterados, diferente da formação de solos siltosos e argiloso, onde a rocha passa por uma série de processos químicos e físicos.

Rejeitos com predominância de partículas com diâmetros maiores que 0,075 mm, sem plasticidade, apresentam valores de ângulo de atrito maiores, uma permeabilidade elevada, alta resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade. Ressalta-se que o processo de

compactação em diferentes compacidades afetará a relação de vazios, e consequente propriedades de resistência desses materiais (SILVA, 2020).

Dadas as particularidades dos rejeitos de mineração, os parâmetros de resistência desses materiais variam para diferentes minérios, assim como para um mesmo minério coletados em diferentes pontos. Logo, é conveniente se fazer a caracterização desses materiais a partir de faixas de variação dos parâmetros de resistência (Tabela 2.2).

Tabela 2.2: Faixas de variação dos parâmetros de resistência para diferentes tipos de rejeito (PRAÇA, 2019)

Tipo de rejeito	Φ' (°)	c' (kPa)	Fonte
Ouro	23 - 30	0 - 10	Robertson <i>et al</i> (2003); Bedin (2010)
Bauxita	22 a 42	0 a 100	Somogyi& Gray (1977)
Ferro	27 a 37	0 a 2	Hernandez (2002); Ribeiro <i>et al</i> (2003)
Carvão mineral	29 - 37	0 - 25	Hegazy, Cushing e Lewis (2004)
Cobre	32 - 36	0	Campaña e Verdugo (2013)

2.6 MELHORAMENTO DE SOLOS

Quando é necessário a implementação de uma obra de engenharia, um dos aspectos principais a serem analisados é a capacidade de carga do maciço de solo que prestará suporte a essa estrutura. Por vezes, o engenheiro geotécnico se depara com solos que apresentam baixa resistência, identificadas através de Investigações geotécnicas, que permitem analisar regiões, camadas, ou maciços de solo com características de resistência e deformabilidade desfavoráveis a intervenção que se pretende realizar no terreno. Ingles e Metcalf (1972), destacam que nessas situações pode-se adotar três alternativas distintas visando a implementação do projeto: Substituição da camada de solo inadequada por material com melhores propriedades que se busca; adequar o projeto as propriedades do solo encontradas em campo; Aplicar técnicas de melhoramento que visam alterar as propriedades do solo.

Geralmente, as duas opções iniciais não são soluções viáveis economicamente de se realizar, tendo em vista que a substituição da camada de solo inadequado é realizada facilmente até profundidades de três a quatro metros, além podem ser gerados custos adicionais com operações de empréstimos de locais longes da obra. Adaptar o projeto as características do material, pode gerar custos incompatíveis ao orçamento disponível para a construção do empreendimento, pois a solução tomada geralmente inclui o uso de fundações profundas (CONSOLI *et al.*, 2007).

Diante disso, a técnica de melhoramento do solo local, pode ser uma excelente alternativa de custo-benefício, permitir a execução de projetos de construção sobre esses solos. Existem várias tecnologias aplicáveis ao melhoramento de solos, que são agrupadas em dois tipos principais de intervenção, o reforço do terreno e o tratamento do solo.

A técnica de reforço consiste na introdução de elementos de elevada resistência a tração (fitas metálicas, mantas geotêxteis, malhas de aço) ou compressão (calda de cimento), que aumentam a resistência e diminuem a deformabilidade do maciço. Neste método, o comportamento global do maciço é melhorado à custa da transferência de esforços para os elementos resistentes. Os principais métodos utilizados serão apresentados a seguir.

Tratamento do solo, consiste em um processo físico, mecânico, ou químico, aplicado aos solos para melhorar as propriedades dos solos, principalmente as características de suporte de carga do solo, diminuir o recalque total e diferencial das estruturas subsequentemente construídas sobre o mesmo e evitar/reduzir esforços em estruturas vizinhas.

O tratamento mecânico é considerado o método mais utilizado e mais antigo na construção de estradas, trata-se de uma melhoria proveniente das mudanças no sistema trifásico do solo, ou seja, alterações na proporção das partes sólidas, líquidas e gasosas. Pode ser realizada por compactação, adensamento.

O tratamento físico: é descrita como parte da estabilização mecânica. Nele são alteradas algumas as propriedades físicas do solo (Textura, granulometria, estrutura, etc.), a partir da ação do calor, da eletricidade, substituição de porções granulométricas, entre outros.

A técnica de tratamento químico, consiste na adição de uma determinada substância química ao solo, de modo a provocar mudanças que influenciam as propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e deformabilidade deste, atingindo-se, então o objetivo de melhorá-lo. O tratamento químico pode ser aplicado em vários tipos de solos, desde argilas moles até rochas brandas.

Os ligantes mais utilizados são o cimento Portland, a cal, a escória granulada de alto forno, a cinza volante, a sílica de fumo, entre outros. Os ligantes provenientes de subprodutos industriais podem agir de forma conjunta com o cimento Portland ou a cal, sozinhos através de reações pozolânicas ou álcali-ativados com soluções alcalinas.

Nicholson (2015), cita como principais propriedades dos solos que são objetos de modificações, diminuição da compressibilidade para evitar elevados recalques; Maior resistência, estabilidade e durabilidade; Redução da permeabilidade para restringindo o fluxo de águas subterrâneas; Aumento da permeabilidade para permitir a drenagem e diminuir o potencial de liquefação.

2.6.1 Técnica de Solo-Cimento

Segundo a NBR 12253 (ABNT, 2012), “produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem”. Já a definição da American Concrete Institute, citado pelo U. S. Army Corps of Engineers, “uma mistura adequadamente proporcionada de solo, cimento e água, compactada em uma alta densidade”. Para a ACI (2009), o solo cimentado corresponde à mistura de solo/agregado, cimento Portland, água e a possíveis adições de outros materiais cimentícios, adequadamente, compactado e curado tornando-se um material rígido com determinadas características técnicas de aplicação na área da engenharia. O solo cimentado ainda é caracterizado por um material capaz de satisfazer as características de durabilidade e/ou resistência, resistindo a carregamentos impostos ou aos fenômenos naturais (ciclos de gelo/degelo, secagem/molhagem, ação pluviométrica etc.)

O resultado do Solo-cimento é diferente do concreto ao se considerar diversos aspectos. Uma das principais diferenças é o fato que no concreto existe uma quantidade de pasta (cimento + água) suficiente para recobrir a superfície dos agregados presentes na mistura e preencher os vazios existentes entre eles. Já nas misturas de solo-cimento, a quantidade de pasta é insuficiente para recobrir a superfície de todas as partículas de solo e preencher os vazios existentes, resultando em uma matriz cimentícia que une nódulos de agregados não-cimentados (FOPPA, 2016).

A água a ser usada no processo de melhoramento com solo-cimento deve ser isenta de teores altos teores de sais, ácidos, álcalis e matéria orgânica. Se possível deve-se avaliar a qualidade da água, identificando sua composição química e às características de resistência mecânica que confere aos cimentados de modo geral (MACÊDO, 2004).

A estabilização com cimento é largamente empregada na construção de estradas, sendo geralmente utilizado como base ou sub-base de pavimentos (INGLES & METCALF, 1972; SENÇO, 2001). Além dessas obras, o método é aplicado na proteção de taludes contra a erosão, obras hidráulicas, melhoramento e reforço de fundações, melhoramento de aterros, contenção

em escavações, barreira de fluxo sob barragens, prevenção de liquefação em areias, etc. (ACI, 1991; DUPAS e PECKER, 1979; INGLES e METCLAF, 1972; LIN e WONG, 1999; FOPPA, 2016).

Nesse cenário a Universidade Federal do Rio grande do Sul, é uma das principais universidades geradoras de conhecimento nessa área, pesquisas de solo-cimento, utilizando cimento Portland ou alternativos, vêm sendo pesquisados desde 1990, dentre as principais pesquisas temos: Prietto (1996), Garcia (1998), Heineck (1998), Sales (1998), Cruz (2003), Vendruscolo (2003), Prietto (2004), Foppa (2005), Rotta (2005), Dalla Rosa (2006), Lemos(2006), Knop (2007), Cruz (2008) e Dalla Rosa (2009), Consoli et al. (2007), Viana da Fonseca et al. (2009), Consoli et al. (2009), Consoli (2014), Consoli, et al. (2017), Consoli et al. (2018a), Consoli et al. (2018b), Festugato et al. (2018), Foppa et al (2018), Consoli et al (2020), etc.

2.6.2 Cimento Portland

O cimento Portland é um material fornecido em pó com propriedades aglomerantes ou aglutinantes que endurece sob a ação de água. Após o endurecimento, e mesmo em presença de água, o cimento apresenta alta resistência a decompõe. A literatura aponta que o cimento Portland foi desenvolvido por um construtor inglês, Joseph Aspdin, que o patenteou em 1824. Naquela época era comum construir com pedra proveniente da ilha de Portland. Como a invenção de Aspdin era semelhante na cor e na dureza dessa rocha, o termo Portland foi utilizado na patente, dando origem à tradicional designação “cimento Portland” (PEREIRA, 2021).

O cimento Portland é ligante hidráulico muito resistente, composto de clínquer (produto resultante do aquecimento, até à sinterização, de uma mistura de calcário, argila e materiais corretivos), principal componente, e demais adições que lhes confere propriedades importantes. O clínquer ao entrar em contato com a água desenvolve reações químicas, nas quais primeiramente, apresenta um estado pastoso e, em seguida, endurece, adquirindo elevada resistência e durabilidade. As adições são misturadas ao clínquer na fase de moagem e de acordo com o tipo de adição o cimento recebe uma nomenclatura diferente, destacam-se abaixo algumas delas e suas propriedades (CHAVES, 2020).

- a) gesso: A principal função dessa adição é controlar o tempo de pega, isto é, atrasa o início do endurecimento do clínquer moído quando este é misturado com água;

- b) materiais carbonáticos: São rochas moídas, que apresentam carbonato de cálcio em sua constituição tais como o próprio calcário. Tal adição aumenta a trabalhabilidade dos concretos, porque os grãos ou partículas desses materiais moídos têm dimensões adequadas para se alojar entre os grãos ou partículas do cimento, funcionando como um verdadeiro lubrificante.

Assim o cimento Portland é constituído principalmente por uma mistura de silicatos, aluminatos e ferrite-aluminato de cálcio. Os principais componentes estão listados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Composição química do cimento Portland (baseado em: KURTIS, 2007)

Compuesto	Formula	Contenido (% en peso)	Propiedades
Alita o Silicato tricálcico	Ca_3SiO_4 (C ₃ S)	50 - 70%	- Resistencias a edades tempranas (en los primeros 7 días); - Produce mayor calor de hidratación.
Belita o Silicato dicálcico	Ca_2SiO_3 (C ₂ S)	15 - 30%	- Resistencias a largo plazo (despues de 7 días); - Endurecen lentamente y encargados de resistencia última; - Produce menor calor de hidratación;
Aluminato tricálcico	$\text{Ca}_3\text{Al}_2\text{O}_6$ (C ₃ A)	5 - 10%	- Reacciona rápidamente con el agua (endurecimiento rápido); - Para prevenir su rápido endurecimiento es requerido la adición de yeso al clinker - Libera mucho calor durante hidratación; - Baja contribución a la resistencia. - Baja resistencia a el ataque de sulfatos;
Ferrito aluminato tetracálcico	$\text{Ca}_4\text{Al}_2\text{Fe}_2\text{O}_{10}$ (C ₄ AF)	5 - 15%	- Se hidrata rápidamente; - Contribuye muy poco en resistencia; - Da color gris al cemento Portland ordinario; - Resistencia mayor al ataque de los sulfatos.
Oxido de sodio y potasio	Na_2O	0.5 - 1.3%	-
Oxido de potasio	K_2O		

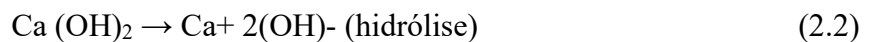
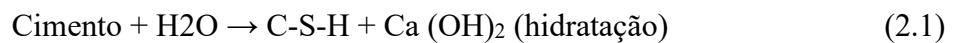
Lotero (2020), descreve que os processos de reação do cimento independem do tipo de minerais do solo, e suas propriedades cimentícias são desenvolvidas pela reação com a água. Ele é utilizado para estabilizar uma ampla gama de solos, porém o autor indica que ele é considerado mais eficaz e econômico para a estabilização de solos de natureza granular. As propriedades dos solos tratados com cimento dependem do teor de cimento, energia de compactação, teor de água e porosidade do solo tratado.

2.6.2.1 Hidratação do Cimento Portland

A hidratação do cimento Portland corresponde as reações que ocorrem entre o cimento e/ou os seus constituintes (desidratados) e a água, provocando mudanças, quer químicas e físico

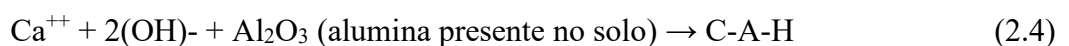
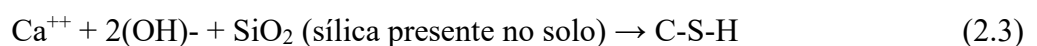
mecânicas, formando uma matriz cimentada após o endurecimento do cimento. Ressalta-se, que pode ocorrer a hidratação parcial do cimento, se a quantidade de água a qual o cimento for exposto for insuficiente para que as reações ocorram em sua totalidade, o que pode ocorrer apenas por contato do material com o ar úmido, por isso ele deve ser bem acondicionado.

Quando é adicionado água ao cimento ocorrem reações de hidratação, nesse processo os silicatos de cálcio dão lugar à formação de silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) e hidróxido de cálcio $[Ca(OH)_2]$, que se dissocia em água elevando o pH do meio. Os C-S-H, apresentam-se em consistência gelatinosa e amorfa, a essa estrutura vai densificando ao longo do tempo, conforme o avanço das reações de hidratação. Já o hidróxido de cálcio apresenta uma única fase de hidratação que tem composição química e estrutura cristalina bem definidas. A sua morfologia consiste basicamente em massivos cristais hexagonais (CASTRO GOMES, 1996).



A resistência mecânica final apresentada pelas pastas já endurecidas de cimento é devida à presença de uma rede tridimensional contínua de fases hidratadas. Grandes concentrações de íons de Na^+ , K^+ , e OH^- são responsáveis pelo alto valor do pH, de 12,5 a 13,5, do fluido nos poros das pastas de cimento Portland.

Moh (1965) estudou as reações químicas em misturas com diferentes solos e agentes cimentantes. O autor verificou que as reações, de modo geral, seguiam um padrão de ocorrência comum as misturas, as principais diferenças observadas pelo autor foram na taxa de reação das misturas analisadas e na quantidade relativa de produtos formados. As reações que ocorrem no cimento ocorrem conforme descrito acima, posteriormente o cálcio, proveniente da hidrólise do hidróxido de cálcio, reage gradualmente com a sílica e a alumina presentes nos solos, formando produtos cimentantes adicionais, essas reações químicas são denominadas secundárias.



A Figura 2.13 apresenta o processo de hidratação do cimento ao longo do tempo descrito por Mindess e Young (1981) apud Santos (2021).

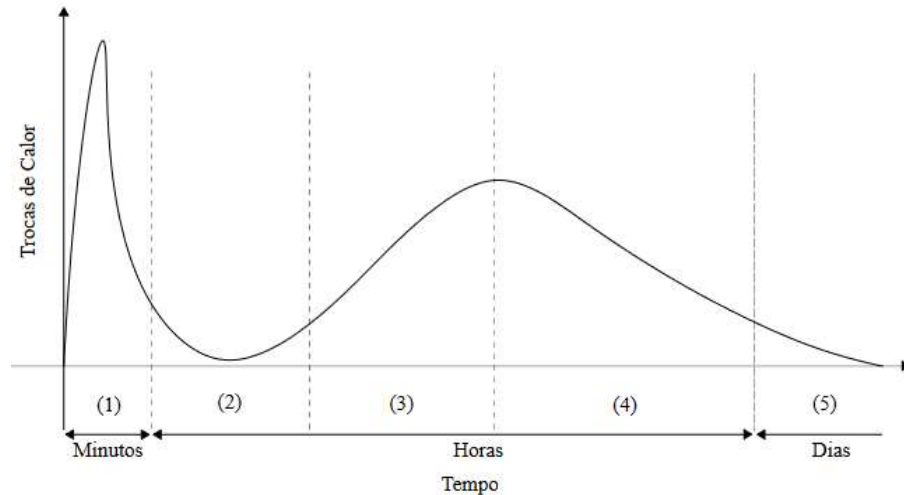


Figura 2.13 – Etapas de hidratação do cimento x tempo (SANTOS, 2021)

Primeira fase (pré-indução): ao entrar em contato com a água, se inicia as reações de hidratação e dissolução do cimento, nessa fase ocorre a liberação de íons de Ca_2^+ , Al^{+3} , SiO^- , essa etapa dura de 10 a 20 minutos após a adição da água.

Segunda fase (indução): apresenta uma baixa taxa de reações, nela ocorre a primeira formação dos compostos C-S-H etapa representa as reações de hidratação e dissolução do cimento com a adição da água. A Duração dessa etapa é entre 2 e 4 horas em condições de cura a 20°C , ao final dela a pega (endurecimento);

Terceira fase (aceleração das reações): ocorre o aumento das taxas de reações, que acarretam o aumento da resistência e crescimento dos produtos de hidratação. A duração é de 5 a 10 horas após a adição da água.

Quarta etapa (desaceleração): ocorre a desaceleração do crescimento do produto hidratação, que passam a ser moderados, os espaços entre as partículas são preencher com água; acontece o desenvolvimento inicial da microestrutura;

Quinta etapa (estável): A belite (C_2S) dissolve-se e reage mais lentamente que a alite (C_3S), a dissolução também produz C-S-H e hidróxido de cálcio (CH), formando um sólido. Ocorre

também a densificação gradual da microestrutura e a geração dos compostos definitivos da hidratação, esse processo pode se prolongar por anos.

2.6.3 Variáveis que Influenciam no Comportamento de Solos Melhorados

Como já discutido anteriormente, as principais propriedades de interesse a serem melhoradas ao se realiza a técnica solo-cimento, são as relacionadas a resistência, deformabilidade e durabilidade, essas propriedades são influenciadas diretamente pelas condições em que são realizados os tratamentos, assim é essencial entender como esse processo afeta as características do solo.

Lade e Trads (2014), apontam que os três fatores mais impactantes para a resposta tensão-deformação e comportamento volumétrico de solos granulares artificialmente cimentados, são a pressão confinante efetiva, índice de vazios inicial e quantidade de cimento. Além deles, outros fatores relacionados as características físico-químicas do solo também são importantes, como a textura do solo e o teor de umidade no momento da compactação, pois eles interferem na alteração do comportamento das misturas solo-cimento, independentemente da natureza do solo (CONSOLI et al. 2007^a; MOREIRA, 2020). Nesse item, serão discutidos os principais parâmetros relacionados à resposta de resistência de misturas compactadas de solo-cimento.

2.6.3.1 Teores de Cimento

Ingles e Metcalf (1972) cita, que as características geradas pela adição do cimento ao solo dependem da quantidade, adições de até 2% geram pequenas alterações, como o aumento do tamanho das partículas, a redução da capacidade de retenção de água e a redução no índice de plasticidade. Já para adições superiores, geram o aumento da capacidade de carga, da durabilidade, e menor susceptibilidade à expansão de solos argilosos. Os autores também mostram os efeitos da quantidade de cimento em diversos solos curados a 7 dias (Figura 2.14).

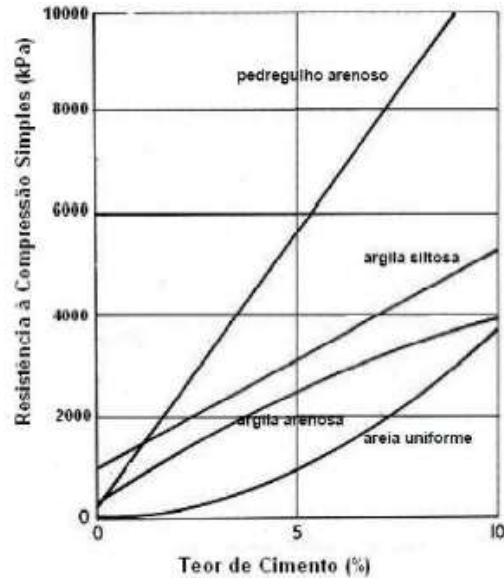


Figura 2.14 – Efeito da quantidade de cimento Portland sobre a resistência à compressão simples para solos estabilizados, curados a 7 dias (baseado em: INGLÊS E METCLAF, 1972)

Com maiores teores de cimento (C) ocorre o ganho de a resistência à compressão não confinada, mantendo-se a índice de vazios, conforme mostrado na Figura 2.15. Porém esse valor cresce até um determinado valor limite.

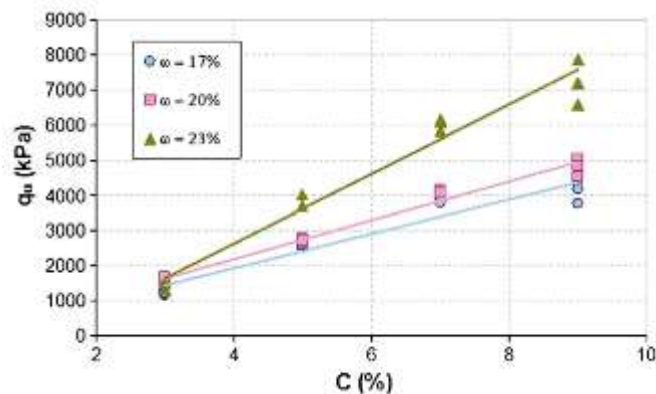


Figura 2.15 – Resistência à compressão não confinada em função do teor de cimento (CONSOLI et al., 2011)

2.6.3.2 Porosidade

Diversas pesquisas demonstram que a redução da porosidade do solo, proporciona um maior número de contato entre as partículas de solo, gerando maior capacidade de distribuição de tensões de atrito e normais no interior da amostra, e um material com melhor intertravamento. Além disso o maior contato favorece o desenvolvimento de uma melhor matriz cimentícia, pois

o maior número de contatos das partículas propicia mais pontos de ligação cimentados. Conforme demonstrado na Figura 2.16, com a redução da porosidade, comumente ocorre o aumento da resistência a compressão não confinada em solos tratados com cimento (Moreira, 2020).

Além disso, através da realização de diversos ensaios em solos arenosos, argilosos e siltosos, Felt (1955), verificou que a redução da porosidade afeta de maneira positiva a perda de massa do solo tratado, principalmente em solos siltosos e argilosos, tendo em vista que amostras submetidas a ciclos de molhagem e secagem com menores porosidades resultaram em uma menor perda de massa.

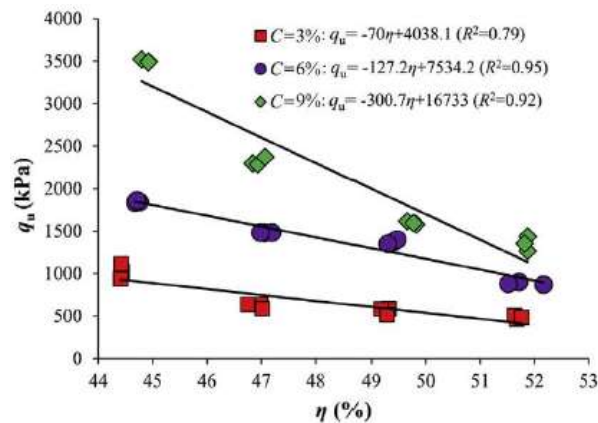


Figura 2.16 – Efeito da porosidade nas misturas de solo-cimento (MOREIRA et al., 2019)

Outro fator importante relacionado com a porosidade é o peso específico obtido pela compactação do solo, como visto no item anterior, Horpibulsuk et al. (2010) mostram que ao se aumentar a energia de compactação, aumentando o peso específico, e o material passa a ter uma maior resistência. Clough et al. (1981), realizaram ensaios triaxiais em solos arenosos, pa dois grupos de solos com densidade relativa de 60% e 90%, mantendo-se constante a porcentagem de cimento. Através dos resultados, os autores observaram um aumento na coesão, que passou de 120 kPa para 150 kPa. O mesmo ocorreu com o ângulo de atrito interno, que passou de 29° para 41°.

2.6.3.3 Teor de Umidade

Geralmente busca-se compactar os solos melhorados com o teor de umidade pré-determinado, pois a quantidade de água influencia na obtenção de uma determinada massa específica aparente seca máxima, e para esse valor corresponde um único teor de umidade (teor de umidade ótimo).

Esses valores de peso específico e umidade, representam um ponto no plano, que separa a curva de compactação em ramos “seco” e “úmido”. No ramo seco, o solo segue a tendência de diminuição da porosidade, com o aumento do peso específico, conforme o aumento gradativo do teor de água, porém quando alcança o teor ótimo de umidade, a amostra também atinge a densidade seca máxima. A partir deste ponto, o aumento do teor de umidade faz com que a densidade seca decresça.

Em misturas solo-cimento, um teor de água mínimo deve ser assegurado para a hidratação total do cimento, assim quantidade maiores exigiram maior teor de umidade (HORPIBULSUK et al. 2010). Caso a umidade durante a compactação do solo-cimento seja superior a quantidade mínima, a água em excesso apresenta um comportamento deletério para o desenvolvimento da resistência (RIBEIRO et al., 2016).

Felt (1955) desenvolveu o estudo sobre o grau de influência da variação do teor umidade sobre a resistência e durabilidade, através de ensaios de durabilidade e de com pressão simples, realizados em amostras de solos arenosos, siltosos e argilosos. O autor verificou que ao se compactar amostras de argila e silte, com umidade abaixo da ótima, apresentaram grandes perdas de massa. Já para umidades acima do teor ótimo, a perda de massa foi baixa e praticamente constante com o aumento do teor de umidade. Para os solos arenosos compactados, em um teor de umidade levemente inferior ao ótimo observou-se menores perdas de massa nos testes de durabilidade. Já nos ensaios de compressão simples, verificou-se que, de forma geral, a máxima resistência é obtida quando o teor de umidade é levemente inferior ao teor ótimo de compactação, exceto para o solo mais argiloso testado. Assim, o autor descreve que o melhor desempenho do cimento pode ser obtido para areias, compactadas ente abaixo ou no teor ótimo, enquanto para siltes e argilas, a mistura deve ser compactada com um teor de umidade 1% a 2% superior ao teor ótimo determinado no ensaio de compactação.

Foppa (2005) realizou ensaios de resistência a compressão simples em amostras de solo (areia fina siltosa) e cimento (Portland) com diferentes teores de umidade, mantendo constante o específico aparente seco, então observou-se que o aumento do teor gerava uma maior resistência

a compressão simples até um valor limite (ótimo), a partir do qual a resistência passa a diminuir. A compactações em teores de umidade abaixo do teor ótimo formam estruturas mais floculada, que apresentam maior resistência, menor compressibilidade e maior permeabilidade do que o esmo solo, no mesmo índice de vazios, porém no estado disperso, que seriam os solos compactados em teores de umidade acima do ótimo.

2.6.3.4 Efeito do Tempo de Cura

Solos melhorados com cimentos são afetados diretamente pelo tempo de cura das misturas, pois de forma análoga ao concreto, o solo-cimento continua tendo ganhos de resistência ao longo do tempo, por conta da dinâmica de hidratação do cimento.

Akinmusuru (1987), cita que o valor do módulo de deformação em 28 dias é aproximadamente o triplo, em relação a um tempo de cura de 7 dias. ACI (2009) descreve que a resistência à compressão simples é maior para longos períodos de cura, e além desse ganho de resistência também se tem a diminuição da permeabilidade solo.

Felt (1955) estudou o efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples, de um solo arenoso melhorado com diferentes porcentagens de cimento Portland. O estudo demonstrou que a resistência à compressão simples aumenta ao decorrer do tempo.

Vale salientar que os ganhos de resistência não são desenvolvidos com uma alta taxa de incremento no início da cura, porém há uma tendência de redução dessa taxa de resistência à ao longo do tempo de cura, devido a redução da formação de produtos de hidratação do cimento, tornando o desenvolvimento de resistência ao longo do tempo próximo ao formato de uma assintota. Yao et al. (2019) modelaram essa tendência de acordo com dados de diferentes solos cimentados, através de um modelo matemático hiperbólico, conforme mostrado na Figura 2.17.

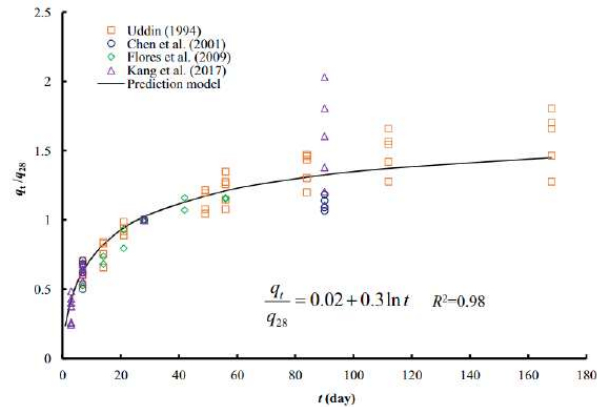


Figura 2.17 – Taxa de desenvolvimento de resistência em função do período de cura para misturas de solo-cimento (YAO et al., 2019)

A hidratação do cimento Portland ocorre através de reações exotérmicas, assim o calor total liberado durante a dinâmica das reações, pode ser influenciado, gerando diferentes resultados no desenvolvimento de resistência mecânica de solos cimentados. Temperaturas de cura elevadas contribuem para acelerar a cinemática de hidratação do cimento.

2.6.4 Dosagem do Solo-Cimento Portland

Quando se utiliza a técnica solo-cimento, busca-se determinar uma mistura que ao ser implementada atenda aos requisitos mínimos de características mecânicas de resistência, rigidez e durabilidade. A dosagem do solo-cimento não pode ser feita baseada apenas na relação água/cimento, desenvolvida para concreto, pois a compactação do solo-cimento não promove a expulsão completa de ar da mistura, tornado o preenchimento dos vazios com água ineficiente, ao contrário do que ocorre argamassas e concretos tradicionais. Logo, a resistência dos solos melhorados não pode ser correlacionada ao fator água/cimento (LARNACH, 1960). Dessa forma, diversos estudos foram desenvolvidos a fim de estabelecer uma relação para os solo-cimento que estabelecesse a quantidade mínima de cimento para atender às propriedades pretendidas, principalmente a resistência e durabilidade (CLOUGH, 1981)

A Portland Cement Association (PCA, 1995), apresenta um documento completo relativo às aplicações de solo-cimento, ele apresenta os teores usuais de cimento utilizados para aplicações em pavimentos, sendo o cimento é expresso em relação à massa de solo seco ou volume. Em 1972, Ingles e Metclaf, apresentaram uma previsão da quantidade de cimento Portland para a estabilização de solos de acordo com o tipo de solo (Tabela 2.4), o cimento é expresso em relação à massa de solo seco.

Tabela 2.4: Previsão da quantidade de cimento Portland em função do tipo de solo (baseado em: INGLES E METCLAF, 1972)

Tipo de Solo	Porcentagem de Cimento a Adicionar
Pedra finamente britada	0,5 a 2
Pedregulho areno-argiloso bem graduado	2 a 4
Areia bem graduada	2 a 4
Areia mal graduada	4 a 6
Argila-arenosa	4 a 6
Argila-siltosa	6 a 8
Argilas	8 a 15

Larnach (1960) avaliou a resistência de misturas de areia fina e argila, melhoradas com cimento, variando o teor de umidade da moldagem e a massa específica seca para cada teor de cimento adotado (5,3%, 11,1% e 17,7%). O autor estabeleceu uma relação entre os resultados do ensaio de resistência à compressão não confinada, de amostras curadas por 7 dias, e a razão do volume absoluto de vazios e o volume absoluto de cimento (V_v/V_c) conforme expresso na Figura 2.18.

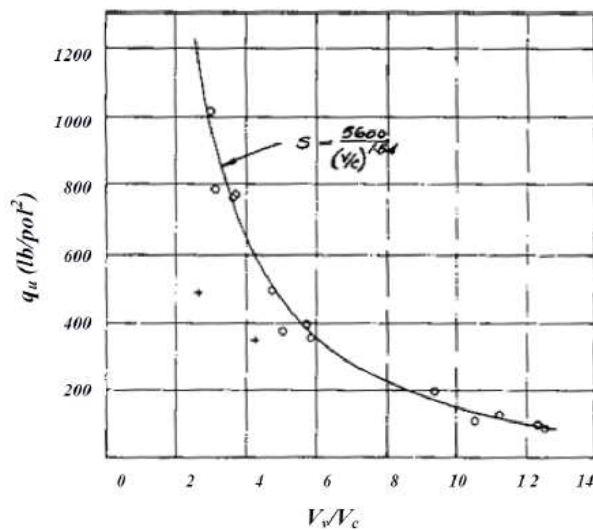


Figura 2.18 – Resistência à compressão não confinada de misturas de solo-cimento em relação à razão do volume absoluto de vazios e o volume absoluto de cimento (V_v/V_c) (LARNACH, 1960)

Foppa (2005) e Consoli et al. (2007), propuseram um método de dosagem racional para misturas solo-cimento. No qual o autor determina empiricamente que a resistência à compressão não confinada (q_u) de solo cimentado pode ser determinada pelo quociente $\eta/(C_{iv}^k)$ através do uso de um expoente de ajuste (k). Esse parâmetro representa o fator vazios/cimento, nessa reação a porosidade da mistura compactada (η) representa a compacidade, enquanto o teor volumétrico

de cimento (C_{iv}) representa a influência da cimentação. Assim, através dessa relação é possível determinar a produzindo a seguinte relação tipo potência:

$$q_u \text{ ou } q_r = A \left[\frac{\eta}{(C_{iv})^k} \right]^{-B} \quad (2.5)$$

onde, A é um coeficiente escalar e B é um expoente de ajuste da curva. Diambra et al. (2017) estudaram a relação descrita acima observaram que os valores de k e B dependem predominantemente das características do solo. Sendo k, aproximadamente o inverso de B ($k \approx 1/B$). Enquanto o escalar A, é governado pelas propriedades tanto do solo como da matriz cimentícia. Scheuermann Filho (2022), descreve que o expoente k compatibiliza a relações entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento em um determinado solo. Se k for igual a um ($K=1$) indica que tanto a porosidade quanto a quantidade de cimento exercem influência equivalente em relação à resistência de um determinado solo misturado com cimento. Um valor de K positivo menor que um ($K<1$) indica que a porosidade tem uma maior relevância na mistura de solo-cimento compactada. Porém, se K for maior que um ($K>1$) a maior influência sobre a resistência é das ligações cimentícias.

A relação é expressa graficamente na Figura 2.19. O método consiste basicamente na elaboração da curva fator vazios/cimento versus resistência à compressão simples, denominada de "curva de dosagem". Uma vez estabelecida a curva, verifica-se no gráfico qual o fator vazios/cimento que corresponde a resistência à compressão simples que se deseja alcançar. A partir disso, é possível alterar a densidade na qual a mistura deve ser compactada e a quantidade de cimento adicionado, permitindo equilibrar a escolha minimizando os custos (FOPPA, 2005).

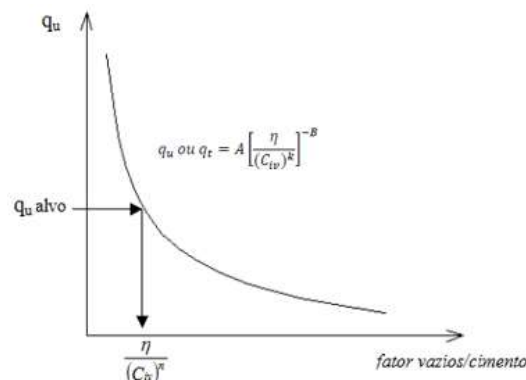


Figura 2.19 – Curva do fator vazios/cimento versus resistência à compressão simples (Baseado em: FOPPA, 2005)

Além disso, diversos estudos têm possibilidade da correlação do quociente $\eta/(C_{iv}^k)$ com outros parâmetros geotécnicos de solos artificialmente cimentados, entre eles pode-se citar, a durabilidade, medida em relação a perda de massa acumulada, Consoli et al. (2017a, 2017b, 2018), Hoch (2017), Baldovino et al. (2020b); e o módulo de rigidez inicial. (G_0), Cruz (2008), Fonini (2012), Hoch (2017), Consoli et al. (2017d), Tomasi (2018), Corte (2020).

2.6.5 Comportamento Mecânico do Solo Cimentado

2.6.5.1 Resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral

Quando um solo é melhorado com cimento Portland, um dos principais objetivos é alterar seus parâmetros, os quais incluem a sua resistência, que pode ser representada principalmente pela resistência a compressão e tração não confinada. Na literatura existem diversos estudos que buscam quantificar essa influência do cimento. Tais como: Ingles e Metclaf (1972), mostra o efeito da quantidade de cimento Portland sobre a resistência à compressão simples para solos estabilizados com cimento Portland, curados a 7 dia. Os autores também descrevem que a resistência à tração nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima está em torno de 10% da resistência à compressão simples nas mesmas condições; Felt (1955), que apresenta o efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples, para um solo arenoso misturado com cimento Portland, para diferentes teores de cimento.

Prietto (1996) descreve que, para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é um a medida direta do grau de cimentação. O autor cita que a grande maioria dos trabalhos relatados na literatura sobre solos artificialmente cimentados, representam o grau de cimentação pela porcentagem de cimento em relação à massa de solo seco, o que está incorreto, o grau de cimentação não é função somente da quantidade de agente cimentante, pois outros fatores estão relacionados a resistência, como a compacidade inicial, a forma e a natureza superficial das partículas, mineralogia, etc.

Dass et al. (1994), através de curvas tensão-deformação obtidas de ensaios de resistência à tração por com pressão diametral, tração direta e com pressão simples em amostras de areia artificialmente cimentadas, com diferentes teores de cimento (4%, 6% e 8%) em relação à massa de solo seco, os autores destacam alguns pontos importantes:

- a) a resistência à tração aumenta e a deformação específica na ruptura diminui com o aumento do teor de cimento, independente do ensaio utilizado;

- b) a deformação específica na ruptura é praticamente igual para os dois tipos de ensaio de tração;
- c) as resistências à tração, observadas nos testes de tração por com pressão diametral, variam de 11 a 12% do valor de resistência à com pressão não confinada. Já as resistências à tração, observadas nos testes de tração direta, variam de 11 a 14%;
- d) a razão entre a deformação específica na ruptura durante o ensaio de compressão simples e a deformação específica na ruptura durante o de tração variou entre 18 e 20 para todas as porcentagens de cimento utilizadas.

2.6.5.2 Compressão triaxial e tensão-deformação

O comportamento tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados quando submetidos ao cisalhamento pode ser descrito como sendo inicialmente rígido, aparentemente linear, até alcançar a plastificação, que ocorre em um ponto bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até romper. A literatura demonstra que os estados de pico de solos cimentados, naturalmente ou artificialmente, em especial os de matriz arenosa, podem ser adequadamente representados por uma envoltória linear definida pelos valores da coesão (c'), devido à cimentação, e do ângulo de atrito interno (ϕ') (PRIETTO, 2004).

A cimentação controla o comportamento do material até a quebra das ligações, pois a parcela coesiva é mobilizada primeiro (LADE e TRADS, 2014). A partir daí, o componente de atrito começa a agir. Porém, se o material atingir a superfície de escoamento antes da fase de cisalhamento, a resposta do material será controlada pelo atrito e os efeitos da quantidade inicial de cimento sobre os parâmetros de tensão efetiva são desprezíveis (ROTTA et al., 2003).

Coop e Atkinson (1993) e Cuccovillo e Coop (1999) identificaram três modos de comportamento para areias cimentadas, durante o cisalhamento sob condições drenadas, que dependiam do estado inicial da amostra em relação à curva de rendimento das ligações de cimento. O primeiro comportamento (Figura 2.20-1) é observado quando a amostra é submetida ao cisalhamento sob baixas tensões de confinamento. A amostra, cisalhada apresenta um pico de resistência a pequenas deformações, seguido de strain-softening até retornar à linha de estado crítico.

O segundo comportamento (Figura 2.20-2) está presente quando o ensaio é realizado em níveis intermediários de tensão confinante no qual, embora a cimentação esteja intacta antes do

começo do cisalhamento. O escoamento ocorreu antes do estado crítico e a falha é principalmente friccional. Observa-se o comportamento tensão versus deformação aparentemente elástica, até um ponto de plastificação, ao ocorrer a plastificação, passa a ser governado pelo componente friccional do material, sem a observação de pico de resistência.

O terceiro comportamento (Figura 2.20-3) ocorre para tensões de confinamento mais altas, que causam a quebra da cimentação, e a amostra ultrapassa a superfície de plastificação na fase de compressão isotrópica; seu comportamento em cisalhamento será similar ao do mesmo material sem cimentação, sendo controlado pelo seu componente friccional e não apresentando pico de resistência.

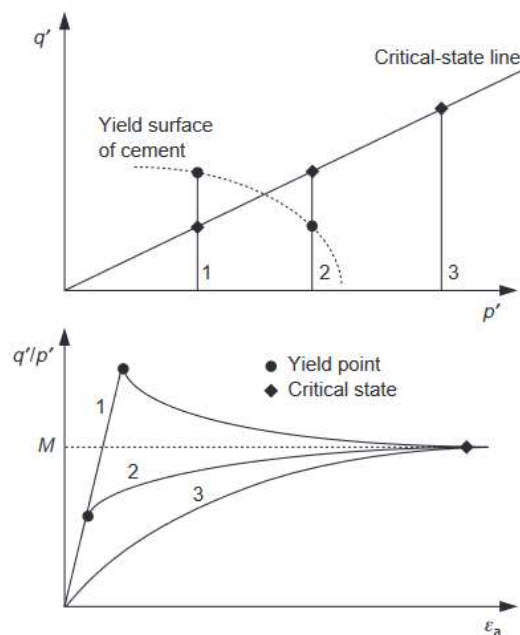


Figura 2.20 – Modelo de comportamento de um material com predominância da cimentação (CUCCOVILLO E COOP, 1999)

O comportamento demonstrado na Figura 2.20 é característico dos casos em que há predominância da cimentação no comportamento do solo, onde a componente friccional é menos atuante, observado principalmente em amostras remoldadas com fortes cimentações.

Prietto (1996) destaca, quanto maior o grau de cimentação em relação à tensão efetiva média inicial, maior será a contribuição da parcela de cimentação, e quanto maior a tensão efetiva média inicial em relação ao grau de cimentação maior é a contribuição da parcela friccional, nesse caso.

A Figura 2.21 mostra o efeito da variação da tensão efetiva média inicial sobre o comportamento tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados, através de resultados de ensaios triaxiais realizados sobre amostras de uma rocha branda porosa (ELLIOT; BROWN, 1985). À medida em que a tensão efetiva média aumenta o comportamento frágil e dilatante observado para baixas tensões efetivas se altera, de forma gradual, para um comportamento dúctil e compressivo. Após o pico a amostra atinge um estado último onde a tensão desvio e a deformação volumétrica tendem a valores estáveis com a deformação axial.

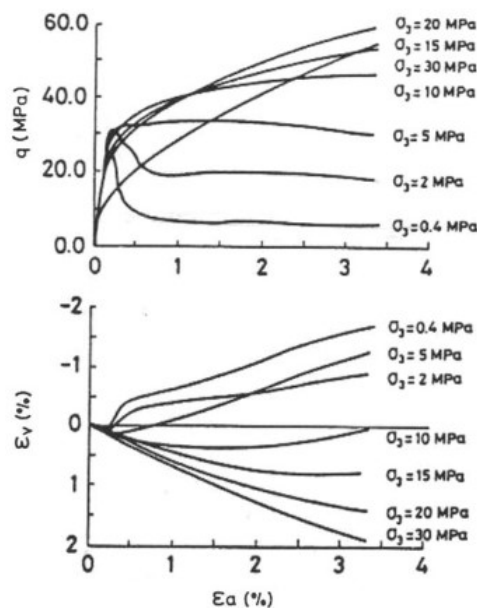


Figura 2.21 – Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais para uma rocha branda porosa (baseada em: ELLIOT e BROWN, 1985)

Conforme observado as deformações volumétricas durante o cisalhamento apresentam padrões distintos de comportamento, influenciados pelo nível de tensão confinante que a amostra está submetida. Para tensões confinantes em que o cisalhamento do material ocorre de maneira frágil, ou seja, apresentam pico, as deformações volumétricas são inicialmente compressivas até o ponto próximo à ruptura, e, a partir de então, apresentam um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatância diminui ao longo do cisalhamento, tendendo a um estado último onde não há variação volumétrica. Quando as tensões de confinamento são altas o suficiente para que ocorra a quebra das cimentações, o cisalhamento ocorre de maneira dúctil, e são observadas somente deformações de compressão (ROTTA, 2000).

2.6.5.3 O fenômeno da dilatância nos solos

Quando se utiliza a técnica solo-cimento, busca-se determinar uma mistura que ao ser implementada atenda aos requisitos mínimos de características mecânicas de resistência, rigidez e durabilidade. A dilatância é definida como a tendência de materiais granulares mudarem de volume, quando submetidos a tensões cisalhante. Portanto, a dilatância é uma característica dos materiais friccionais. Vale salientar que independentemente do estado inicial da amostra de um material granular cisalhada, ela irá atingir um estado final, denominado estado crítico, no qual o material continua a sofrer distorção sem que ocorra qualquer alteração de tensão de cisalhamento ou tensão normal ou índice de vazios (BEEN; JEFFERIES, 2016).

O estado inicial da amostra, resultado do índice de vazios e tensão efetiva média, afeta o comportamento da tensão-deformação, além da mudança de volume do material até atingir o estado crítico. Através dos resultados de ensaios triaxiais em amostras fofas e densas, demonstrados por Atkinson (2007), é possível identificar a diferença entre o comportamento de um material fofo e um material denso (Figura 2.22). No primeiro caso, o comportamento é totalmente contrativo, e a resistência do material pode ser identificada por meio do ϕ'_{cv} , pois a curva tensão-deformação não apresenta pico. Já no caso das amostras densas, a amostra tende a dilatar e a resistência não depende inteiramente do componente de atrito ϕ'_{cv} , tendo em vista que o comportamento apresenta pico de resistência, associado a dilatação.

Essa tendência dilatante em amostras densas, de um material puramente friccional, está associada rearranjo das partículas, mais especificamente ao intertravamento das partículas, que implica em uma maior quantidade de energia para possibilitar o cisalhamento. Esse mecanismo pode ser entendido ao se fazer analogia a um modelo de dente de serra de (Figura 2.22-d), onde o ângulo de atrito de pico mobilizado (ϕ'_m), corresponde a soma do ângulo de dilatação e ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cs}), que pode ser considerado uma constante do material.

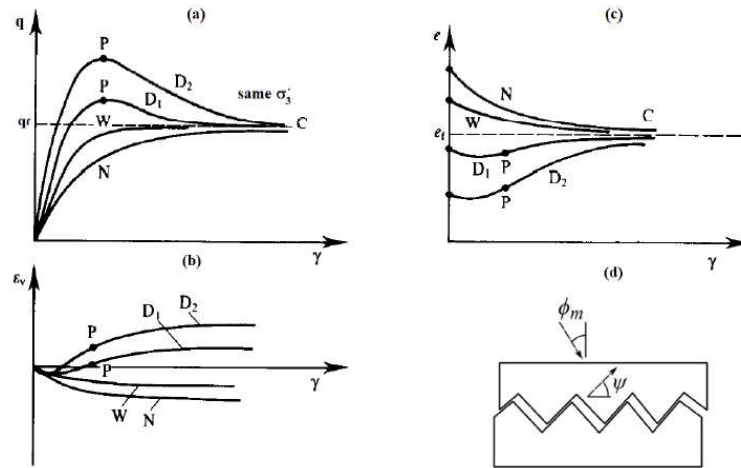


Figura 2.21 – Comportamento típico de cisalhamento de um material puramente friccional: (a) resposta tensão-deformação; (b) comportamento na mudança de volume; (c) mudança no índice de vazios; (d) modelo “dente de serra” para dilatância (ATKINSON, 2007)

Coop & Wilson (2003) estudaram o comportamento tensão-dilatância de um arenito, e apresentaram um gráfico em termos de taxa de dilatação ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$) versus razão de tensão (q/p'), conforme Figura 2.23. Os autores, observaram duas tendências no comportamento do solo durante o cisalhamento. No início do carregamento a parcela coesiva contém o comportamento expansivo, evitando grandes variações de volume das amostras. Após a plastificação do material, com a degradação da cimentação, ocorre uma variação expressiva da dilatância, onde o comportamento do solo passa a seguir uma tendência (friccional). Os autores não fazem distinção em relação aos componentes elástico e plástico da deformação, e expressaram os incrementos em termos de deformações totais.

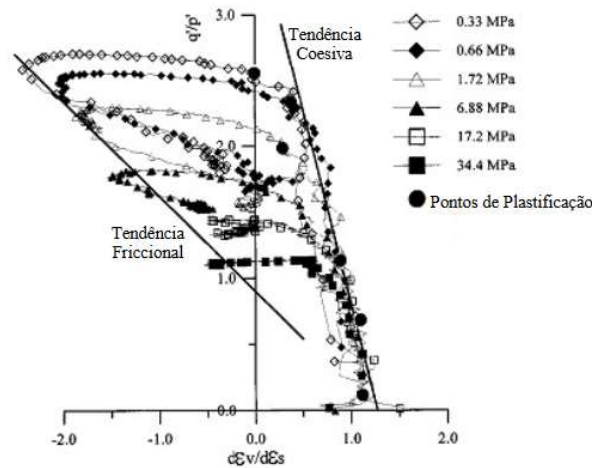


Figura 2.23 – Curvas tensão-deformação no cisalhamento para o arenito de Castlegate (baseado em: COPP E WILSON, 2003)

2.7 COMPACTAÇÃO DE SOLOS

A compactação por si só já representa um método de melhoramento de solo, que atua nas propriedades mecânicas de um solo. Ele é efetuado com a aplicação de forças externas, através de métodos mecânicos, sob umidade constante, que visam a expulsão de ar dos poros do solo, reduzindo o índice de vazios, causando a densificação do solo. Esse procedimento gera deformações permanentes que modificam as propriedades originais do solo, resultando em um novo material que apresenta um melhor desempenho de comportamento, adequado a aplicação em obras de engenharia (BALMACEDA, 1991).

O estudo dessa técnica é atribuído ao engenheiro norte-americano Ralph Proctor, que em 1933 observou que ao se aplicar uma certa quantidade de energia no solo, a massa específica dele varia de acordo com o grau de umidade em que ele se encontra. Seu estudo demonstrou que ao se aumentar o teor de umidade de uma massa de solo, em pequenas porcentagens, ocorre primeiramente a lubrificação das partículas, permitindo maior aproximação entre elas, diminuindo o volume do solo durante a compactação, e conseqüentemente aumentando-se a densidade aparente da amostra de solo até atingir um valor limite. Ao atingir esse limite, continuando a umedecer a amostra, a água introduzida pelo umedecimento expulsa o ar existente nos poros, preenchendo-os, ou a mantém oclusa, e ao se compactar a solo parte da energia é absorvida por essa água, impedindo a aproximação das partículas e a redução do volume durante a compactação (BAPTISTA, 1976; SENÇO, 1997).

Ao se traçar um gráfico com os pares de pontos (teor de umidade e densidade), observa-se que ao variar a umidade do solo, mantendo-se a energia de compactação, existe um determinado valor de umidade que corresponde a uma massa específica seca máxima, essa umidade é denominada de ótima. O gráfico resultante é apresentado em formato de curvas, denominadas de curva de compactação, a porção da curva antes do ponto de umidade ótima é chamada de ramo seco, já a porção posterior de ramo úmido. De acordo com Senço (1997), para toda e qualquer execução de obras que envolvam a construção de aterros, a obtenção das maiores densidades possíveis, irá gerar um material com maior estabilidade e impermeabilidade, propriedades importantes para resistir as solicitações que ele sofrerá em campo.

Após os estudos pioneiros de Proctor (1933), diversos pesquisadores desenvolveram teorias, que visam explicar o comportamento da curva de compactação, em função da capilaridade, lubrificação, viscosidade da água, interação físico-química e tensões efetivas, entre outros.

Hogentogler (1937) desenvolveu uma teoria baseada na viscosidade da água, que ao ser adicionada no solo submete a curva de compactação a quatro estágios de umidade: hidratação, lubrificação, inchamento e saturação do solo. No início da adição de água, ocorre o aumento da espessura das camadas de água adsorvida nas partículas do solo, formando uma espécie de película, que reduz a viscosidade da água, diminui o atrito entre os grãos permitindo a aproximação dos grãos ao serem compactados, aumentando a massa específica do solo.

A partir de uma certa umidade, a adição de água gera uma lubrificação das partículas, e a viscosidade da água passa a ter menor significância. Nessa fase, que se atinge o maior efeito de compactação, que ocorre quando o solo atinge o teor de umidade ótima. Acima da umidade ótima, o acréscimo de água provoca o processo de inchamento da massa de solo facilitando o deslocamento entre partículas sem alteração na quantidade de ar existente na lubrificação limite, ocorrendo uma redução significativa da massa específica do solo. No último estágio, após o inchamento sucessivo, ocorre a saturação, que corresponde ao estado em que os vazios do solo estão completamente preenchidos pela água.

Em 1956, Hilf para entender o processo da compactação utilizou a teoria de poro-pressão aplicada a solos não saturados. O autor descreve, que solos com teores de umidade correspondentes ao ramo seco, durante a compactação estão submetidos às forças de atrito resultantes de forças capilares causadas por meniscos de alta curvatura, formados entre as partículas. À medida que esse teor de umidade aumenta, os meniscos diminuem as suas curvaturas e, conseqüentemente, as forças capilares são reduzidas, fazendo com que as massas específicas secas aumentem até atingir um valor máximo, obtido para o teor de umidade ótima, porém acima desse teor há uma redução da densidade, devido à dificuldade da expulsão do ar.

Lambe (1960) observou o comportamento de cada ramo da curva de compactação a luz das características da interação físico-química das partículas. O autor descreve que em solos com baixa umidade ocorrem elevadas concentrações eletrolíticas, reduzindo as forças de repulsão osmótica entre as partículas, resultando em uma estrutura do tipo floculada, ocasionando a perda de orientação das partículas. Ao se elevar o teor de umidade, ocorre a diminuição da concentração eletrolítica, formando-se uma dupla camada difusa, ocasionando estruturas mais dispersas, diminuindo a concentração de sólidos, gerando estruturas menos densas e cada vez mais orientadas.

2.7.1 Fatores que Influenciam na Curva de Compactação do Solo

Para se atingir determinadas características em solos através da compactação, é necessário entender quais condições influenciam nesse processo, de modo que se possa ajustar essas condições, obtendo-se um material com comportamento previsto em projeto. Os fatores de maior influência durante a compactação de um solo são, das características do solo, a umidade do solo, e a energia de compactação.

Quanto às características do solo, sabe-se que solos granulares têm suas características geotécnicas mais afetadas pela densidade relativa do solo. De forma geral, o aumento de densidade implica em uma melhoria nas condições de resistência e redução da sua compressibilidade. Nesse tipo de solo não é necessário o controle rigoroso da umidade, tendo em vista o fato do material praticamente não ser afetado por efeitos eletroquímicos. Porém, em solos siltosos e argilosos a umidade é um dos principais parâmetros de controle, por conta da sua susceptibilidade as iterações eletroquímicas, o que torna difícil definir comportamentos característicos para esse material.

Mello e Teixeira (1971) descrevem que solos de granulometria diferentes, quando compactados com a mesma energia, apresentam curvas de compactação diferentes, que são características a cada tipo de material, conforme demonstrado na Figura 2.24. As areias possuem maior densidade máxima e menor umidade ótima quando comparadas com as argilas, já os siltes se comportam de forma intermediária, além disso as argilas geralmente apresentam curvas mais abertas.

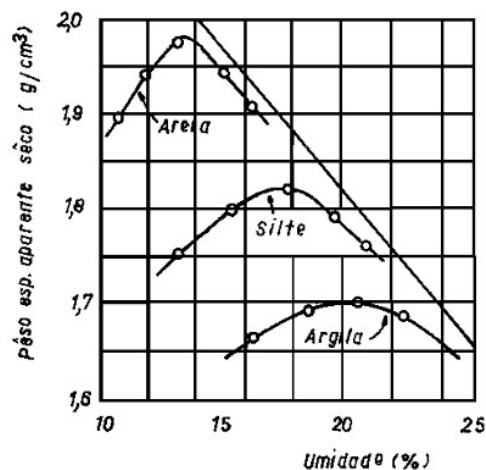


Figura 2.24 – Curvas de compactação para diferentes tipos de solos (MELLO E TEIXEIRA, 1971)

Em se tratando da umidade do solo, para uma determinada energia de compactação o solo pode atingir um mesmo peso específico seco para diferentes teores de umidade, porém os solos compactados no ramo seco tendem a ser mais floclados (arranjo desordenado das partículas), se comparados ao mesmo solo compactado com o mesmo esforço no ramo úmido da curva de compactação. Quando a umidade cresce, ocorre uma maior repulsão entre as partículas, o que permite um melhor arranjo entre elas para uma dada quantidade de energia.

Ao se aumentar a quantidade de energia, as partículas tendem a se orientar da forma mais paralela possível, assim para amostras do mesmo solo com mesma umidade, quanto maior for a energia de compactação, maior o grau de dispersão (LAMBE e WHITMAN, 1979, LAMBE, 1958; SEED et al., 1962; CRUZ, 1967;). Em geral, solo com estrutura floclada apresentam maior resistência, permeabilidade e baixa compressibilidade, quando comparado ao mesmo solo, com o mesmo índice de vazios, porém em estado disperso (LAMBE e WHITMAN, 1979).

Em se tratando de energia de compactação (E_c), de maneira geral o aumento da energia de compactação resulta em diminuição do teor de umidade ótimo e no aumento da densidade máxima (BAPTISTA, 1976). O aumento da energia de compactação transmitida ao solo, ocorre devido ao aumento da pressão aplicada, do número de vezes em que se realiza a aplicação, que é caracterizada pelo número de passadas em campo. Deve-se atentar também aos casos em que ocorre a diminuição dessa energia, que ocorre com o aumento da velocidade de aplicação do carregamento, da espessura da camada compactada (RICARDO e CATALANI, 1990).

Com o aumento da energia de compactação, ocorre o deslocamento da curva de compactação para cima e para a esquerda, como mostrado na Figura 2.25. Logo, a massa específica seca máxima e a umidade ótima do solo são parâmetros que dependem da energia aplicada durante o processo de compactação. Os pontos de máxima densidade seca e umidade ótima para as diferentes energias de compactação, aplicadas a um mesmo solo, se dispõem ao longo de uma curva com formato semelhante ao de uma curva de igual grau de saturação (PINTO, 2006).

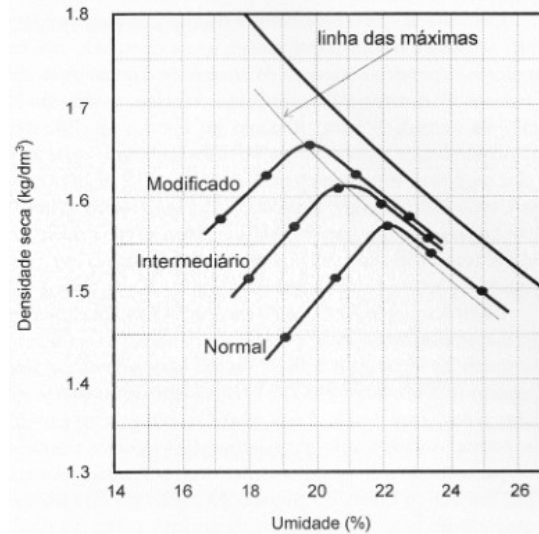


Figura 2.25 – Curvas de compactação de um solo com diferentes energias (PINTO, 2006)

Proctor (1933) ao desenvolver seus estudos de compactação, denominou a energia padrão como Proctor Normal, que correspondia a energia de $5,95 \text{ kg/cm}^2$, obtida pelos equipamentos de compactação disponíveis na época. Na década de 40, houve a necessidade de melhorar o desempenho dos pavimentos aeroportuários, devido ao início da Segunda guerra mundial, então Proctor, aumentou a energia de compactação para o Proctor Modificado, correspondente a $27,35 \text{ kg/cm}^2$. Posteriormente, com o maior desenvolvimento da pavimentação, as empresas passaram a utilizar uma energia intermediária ($12,93 \text{ kg/cm}^2$) denominada Proctor Intermediário, visando a construção de pavimentos que atendam a necessidade de tráfego sem grandes custos. A energia de compactação pode ser calculada pela fórmula abaixo.

$$E_c = \frac{M \cdot H \cdot N_g \cdot N_c}{V} \quad (2.6)$$

sendo:

E_c = energia de compactação (kgf/cm^2);

M = massa do soquete (kgf);

H = altura de queda do soquete (cm);

N_g = número de golpes por camada;

N_c = número de camadas; e

V = Volume do cilindro (cm^3).

2.7.2 Métodos de Compactação

A compactação de solos pode ser realizada por diferentes métodos, porém os resultados obtidos, provavelmente, serão diferentes para um mesmo tipo de solo. Em laboratório, os métodos de compactação mais utilizados são: compactação dinâmica ou por impacto; compactação estática ou por pressão; compactação por pisoteamento ou amassamento, e compactação por vibração.

Esses métodos são aplicados ao solo com a intenção de reproduzir as condições do processo de compactação em campo, mas é uma tarefa difícil estabelecer uma correspondência clara entre o trabalho realizado em campo e os resultados de laboratório. No campo existem muitos fatores que influenciam no processo de compactação, como o número e a espessura das camadas, o tipo de equipamento e seus procedimentos de execução, a quantidade de energia aplicada e a umidade do solo no momento da compactação. Cada método apresenta uma única relação entre a densidade e teor de umidade, em função da energia de compactação aplicada (RODRIGUEZ e MEJIA, 1976).

Pinto (2006) destaca que a escolha do melhor método, deve ser baseado no tipo de obra, destacando a densidade que se deseja alcançar, e nas características do solo disponível, principalmente a umidade em que se encontra. O autor cita ainda, que para a compactação de solos granulares, como as areias e pedregulhos, puros ou com reduzidas quantidades de finos, tanto no campo como no laboratório, melhores resultados são obtidos por meio de vibração.

Quintans (2008) também descreve que o método de vibração é mais eficaz para a compactação de solos granulares, já que permite o rearranjo dos grãos com maior facilidade, reduzindo os vazios entre eles. Já para solos finos, o autor recomenda a compactação por amassamento, por apresentar características de reprodução mais próxima da compactação feita em campo.

2.7.3 Efeito da Compactação em Campo

D'Appolonia et al. estudaram, a compactação de um solo granular através de compactadores vibratórios, empregados em campo. O estudo avaliou variáveis como o tamanho e peso do rolo, frequência de operação do rolo, velocidade, altura da camada, número de passadas do rolo, tamanho das partículas, granulometria e teor de umidade. Os autores utilizaram uma areia de duna com coeficiente de uniformidade de 1,5, com partículas angulares e sub-angulares, formadas predominantemente de quartzo. As densidades máxima e mínima, obtidas foram de 17,28KN/m³ e 13,9KN/m³. A seguir são destacadas as principais observações dos autores.

2.7.3.1 Fenômeno da sobrevibração ou sobrecompactação

De acordo com os autores, a eficiência da compactação junto ao topo da camada é menor em relação a regiões inferiores, independentemente do número de passadas do rolo compactador. Esse fato é atribuído à alta aceleração das partículas e a uma baixa tensão efetiva que produzem uma separação das partículas durante a vibração, que ao cessar a compactação as partículas são depositadas em estado fofo (Figura 2.26).

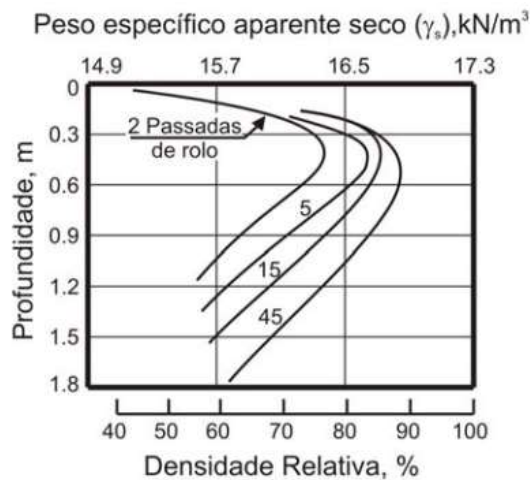


Figura 2.26 – Curvas densidade x profundidade x número de passadas do rolo (baseado em: D'APPOLONIA et al., 1969)

2.7.3.2 Densidade

A densidade aumenta com a profundidade até um ponto limite, a partir do qual começa a decrescer (Figura 2.25).

2.7.3.3 Número de passadas do rolo

O maior número de passadas do rolo, resulta em maiores densidades atingida em toda a camada, porém existe um valor limite, e que partir dele o incremento de densidade é insignificante (Figura 2.25).

2.7.3.4 Camada sobrejacente

A compactação da camada sobrejacente incrementa a densidade na zona de sobrevibração da camada subjacente, insignificante o ganho nos demais pontos da camada (Figura 2.27).

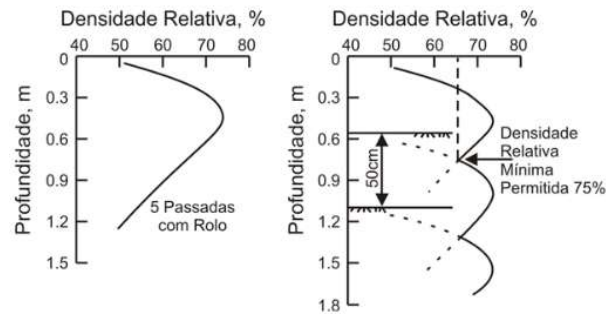


Figura 2.27 – Curvas de densidade relativa x profundidade (baseado em: D'APPOLONIA et al., 1969)

2.7.3.5 Espessura da camada

Há uma espessura ideal de camada, camadas com espessuras abaixo dessas ao serem compactadas, parte significativa da energia de compactação é perdida na zona de sobrevibração. Já em camadas com grande espessuras requer uma maior energia para se ter uma influência mais profunda da compactação (Figura 2.28)

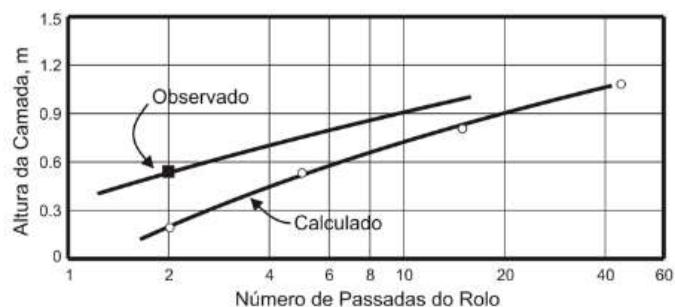


Figura 2.28 – Curvas altura da camada x número de passadas para atingir $Dr = 75\%$ (baseado em: D'APPOLONIA et al., 1969)

2.7.3.6 Tensões verticais e horizontais

As tensões verticais causadas pela compactação podem ser consideradas independentes do número de passadas do rolo (Figura 2.40). As tensões horizontais podem ser divididas em duas, a de pico e a residual. As tensões de pico são independentes do número de passadas do rolo, já as tensões horizontais residuais têm a tendência de aumentar gradativamente com o aumento das passadas, até atingir um valor limite (K_0), que também é afetado pela frequência de operação. O valor máximo de K_0 ocorre no plano perpendicular à direção de avanço do rolo, enquanto o valor mínimo ocorre no plano paralelo (Figura 2.29 e Figura 2.30).

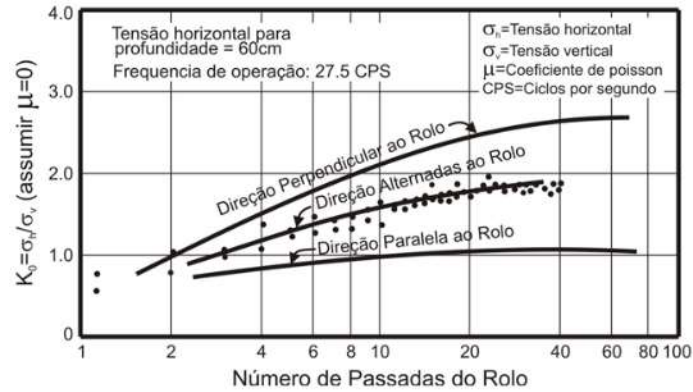


Figura 2.29 – K_0 x número de passadas, rolo de 5670 kgf (baseado em: D'APPLONIA et al., 1969)

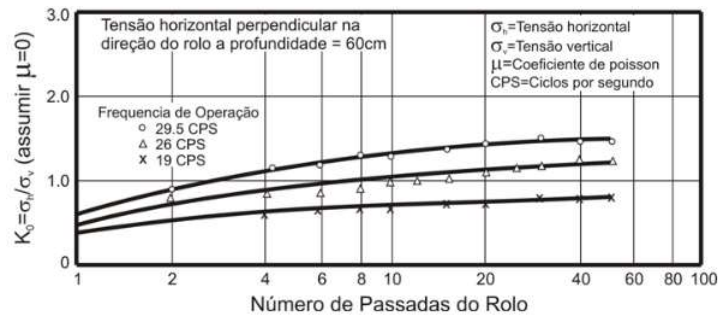


Figura 2.30 – K_0 x número de passadas, rolo de 2858 kgf (baseado em: D'APPLONIA et al., 1969)

2.7.3.7 Frequência de operação do rolo

Os autores recomendam, para um melhor processo de compactação, que a frequência de operação do rolo seja maior ou igual à de ressonância do solo, visando causar um maior deslocamento das partículas.

2.7.3.8 Aceleração vertical do rolo

Segundo D'Appolonia et al (1969), a magnitude do pico de aceleração do rolo (ponto A na Figura 2.42) é diretamente proporcional a rigidez do material compactado. Porém, durante o processo de compactação esse valor não se altera, mesmo após 45 passadas, esse fato deve-se a sobrevibração, que faz com que o topo da camada fique em estado fofo.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo serão descritos o planejamento da pesquisa, com as variáveis, condições e etapas relacionadas ao programa experimental, bem como a descrição das características dos materiais pesquisados e dos procedimentos e métodos adotados para obtenção dos resultados que serão apresentados posteriormente no capítulo 4.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental foi estabelecido com o objetivo de realizar uma retro análise de uma pilha experimental de rejeito de minério de ferro filtrado, executada a partir de uma parceria entre a UFRGS e a empresa VALE S.A. A escolha do teor de cimento, teor de umidade e características de compactação foram baseados no estudo de Chaves (2023). Após a construção da pilha, foram coletadas amostras indeformadas em dois momentos, primeiramente foram extraídas logo após a compactação, sendo curadas por 90 dias em laboratório, e, posteriormente foram extraídas outras, com 90 dias de cura em campo. Foram então realizados ensaios mecânicos e microestruturais buscando-se comparar a cura realizada em laboratório e em campo. Com base nesses resultados foram moldados corpos de prova em laboratório com as características geotécnicas próximas às encontradas em campo, para realização de ensaios mecânicos. Logo, o programa experimental foi dividido em cinco etapas, sendo a primeira focada na caracterização física dos materiais; a segunda na construção da pilha experimental; a terceira no estudo de resistência mecânica das amostras indeformadas moldadas em laboratório; a quarta etapa no estudo de resistência mecânica amostras moldadas em laboratório; e a quinta no estudo microestrutural das amostras indeformadas.

3.2 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido em quatro etapas. Na etapa 01, será descrito os procedimentos de construção da pilha experimental e coleta das amostras indeformadas. A pilha experimental foi compactada em diferentes configurações: com/sem frequências de vibração, e números de passadas do compactador. Ressalta-se que ela foi compactada em camadas, cada uma com diferentes teores de umidade, porém nesta pesquisa as análises terão como base apenas a camada superior, compactada na umidade ótima, devido às melhores condições para coleta das amostras indeformadas após 90 dias de cura. Durante a construção dessa pilha

experimental, foram coletados blocos de amostras indeformadas e enviados para laboratório, que ao completarem seu tempo de cura, foram submetidos a ensaio de resistência. Além disso, um período após o término da execução das pilhas, foram coletados blocos indeformados, ou seja, blocos curados em campo, que também foram enviadas ao laboratório para uma bateria de ensaios.

Na etapa 02 foi realizado o estudo de resistência mecânica das amostras indeformadas. Nesta etapa foram ensaiadas as amostras indeformadas retiradas da camada mais superficial, curadas em campo. Foram realizados ensaios de resistência à compressão não confinada, resistência à tração por compressão diametral, de rigidez inicial e de resistência à compressão triaxial, visando a posterior comparação com os resultados obtidos para amostras curadas em laboratório.

Na etapa 03 será apresentado o estudo de resistência mecânica das amostras moldadas em laboratório. Nessa etapa foram selecionados umidade e peso específico aparente seco próximos aos encontrados nas amostras recebidas do campo. A partir disso, foi feito um estudo de resistência mecânica baseada em ensaios de resistência à compressão não confinada (q_u) e resistência a tração por compressão diametral (q_t), para diferentes teores de cimento adicionados ao RMF.

Na etapa 04 foram desenvolvidos ensaios de laboratório com o objetivo de analisar a microestrutura das amostras, buscando-se uma correlação entre o comportamento mecânico e os produtos de hidratação encontrados nas amostras curadas em campo e curadas em laboratório. Nesta fase, foram realizados ensaios de Difração de Raios-X (DRX), Espectroscopia Raman (RE) e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).

A Tabela 3.1 apresenta o resumo dos ensaios que foram realizados, os materiais utilizados e suas respectivas etapas.

Tabela 3.1: Ensaios realizados por etapa do programa experimental

ETAPA	MATERIAIS ANALISADOS	PROCEDIMENTO
(01) Construção das pilhas experimentais	Rejeito de minério de ferro (RMF) + Cimento Portland	Coleta de amostras Indeformadas
(02) Estudo de resistência mecânica Amostras indeformadas	Rejeito de minério de ferro (RMF) + Cimento Portland (cura em campo)	Módulo de Rigidez inicial Resistência à compressão não confinada Resistência à tração por compressão diametral Resistência à compressão triaxial (CID)
(03) Estudo de resistência mecânica Amostras moldadas em laboratório	Rejeito de minério de ferro (RMF) + Cimento Portland (diferentes teores)	Módulo de Rigidez inicial Resistência à compressão não confinada Resistência à tração por compressão diametral
(04) Avaliação química, mineralógica e microstrutural	Rejeito de minério de ferro (RMF) + Cimento Portland (cura em campo e em laboratório)	Difração de Raios-X (DRX) Espectroscopia Raman (ER) Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

No item a seguir são descritas as variáveis identificadas nas etapas 02 e 03, e que serão mais bem detalhadas no capítulo 4, quando serão analisados o projeto de experimentos dos ensaios realizados a partir das amostras indeformadas e das moldadas em laboratório, realizando uma comparação com os estudos de Chaves (2023).

3.2.1 Variáveis Investigadas

O projeto de experimentos permite que se estruture a sequência de ensaios de forma a traduzir os objetivos preestabelecidos pelo pesquisador. Trata-se, portanto, de uma metodologia apoiada fortemente em conceitos estatísticos, destinada a otimizar o planejamento, execução e análise de um experimento, e envolve o estudo sistêmico de diversos fatores que podem afetar uma ou mais características de qualidade. (RIBEIRO; CATEN, 2000). Existem ainda os fatores de ruído, ou seja, fatores que podem influenciar o desempenho do sistema, no entanto não se consegue controlá-los. Os fatores de ruído são, por exemplo, a temperatura e umidade do dia, o desgaste das ferramentas e a habilidade e cansaço do operador.

Nesta pesquisa tais fatores serão descritos a partir de variáveis, que foram divididas em: dependentes e independentes. As dependentes são as variáveis resposta do planejamento experimental. Já as variáveis independentes, correspondem aos fatores que podem causar algum efeito nas variáveis dependentes e foram classificadas em: controláveis, não controláveis (fatores de ruído) e constantes.

A metodologia de análise será utilizada em dois momentos distintos desta pesquisa. Num primeiro momento, serão analisadas as amostras coletadas a partir de blocos indeformados, retirados diretamente da pista experimental (Etapa 02), e posteriormente, serão realizadas as análises das amostras moldadas em laboratório (Etapa 03). A Figura 3.1 apresenta a descrição

das variáveis, bem como o intervalo de investigação (níveis). Vale destacar que as variáveis constantes e dependentes serão as mesmas para as duas etapas.

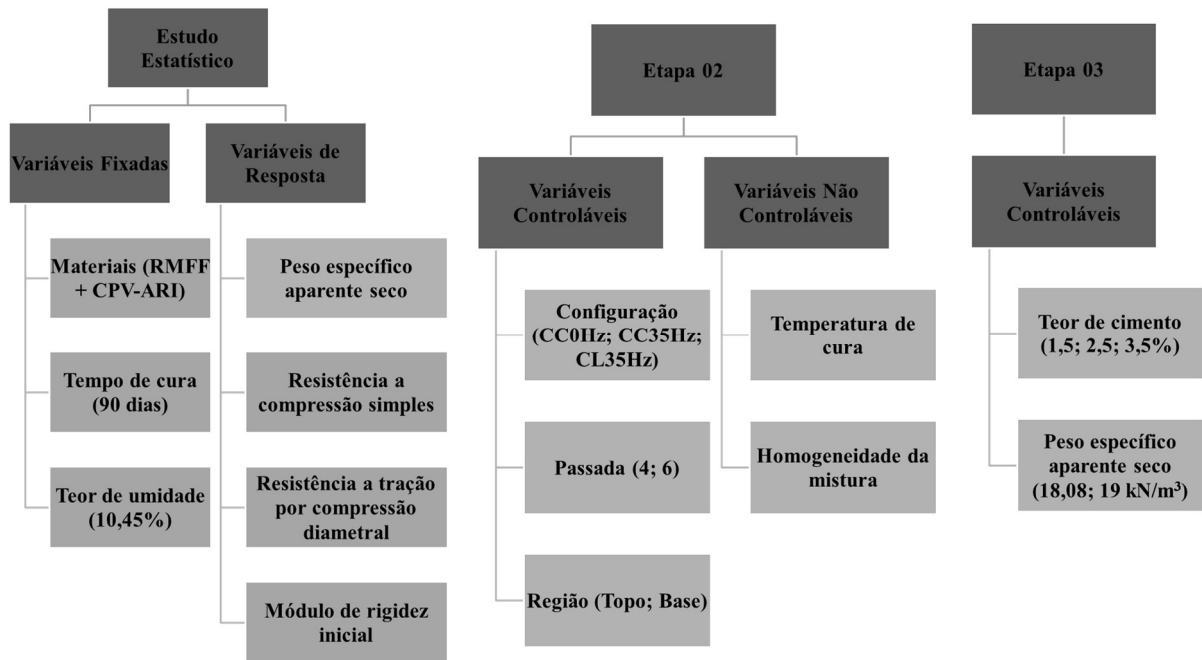


Figura 3.1 – Organograma das variáveis investigadas

3.2.2 Estudos de significância estatística

Neste item serão apresentados os estudos de significância estatística para avaliar a influência dos fatores controláveis sobre o valor do peso específico aparente seco, resistência à compressão simples, resistência a tração por compressão diametral, e módulo de rigidez inicial, através da análise de variância (ANOVA). O equipamento (macaco e prensa hidráulica), operador e sistemas de medição (balança com precisão de 0,001g e paquímetro) foram únicos, evitando assim possíveis efeitos indesejáveis, por esse motivo nenhum fator foi bloqueado.

3.2.2.1 Amostras Indeformadas

A análise foi desenvolvida em função das amostras compactadas em campo, retiradas do bloco mais a superfície da pilha experimental e foi aplicada para a pilha vibrada e a não vibrada, com cura em campo, e para a pilha vibrada com cura em laboratório, permitindo avaliar as duas técnicas de compactação em conjunto com a avaliação dos resultados para os dois locais de cura. Vale destacar ainda que os resultados analisados foram obtidos para as amostras que foram submetidas aos ensaios de resistência à compressão não confinada e à tração por compressão diametral, os quais foram realizados em amostras duplicadas, totalizando 4 amostras para o

estudo do peso específico aparente seco e módulo de rigidez inicial. Foi adotado um nível de significância igual a 5%. A Tabela 3.2 apresenta a descrição e os níveis de cada fator controlável.

Tabela 3.2: Características e níveis de cada fator controlável para amostras indeformadas das pilhas vibradas e não vibradas

FATORES CONTROLÁVEIS	DESCRIÇÃO	NÍVEIS	INTERVALO DE INVESTIGAÇÃO
A	Configuração	3	CC0Hz; CC35Hz; CL35Hz
B	Número de Passadas	2	4; 6
C	Região do Bloco	2	Base; Topo

3.2.2.2 Amostras moldadas em laboratório

Para planejar o experimento, foi elaborado um projeto fatorial completo geral, com um fator a dois níveis e um fator a três níveis. Os ensaios foram realizados com duas réplicas e em um único bloco, totalizando 24 amostras.

Os ensaios de resistência foram realizados num prazo suficiente para não haver grandes variações de temperatura, sendo a cura realizada numa câmara úmida à temperatura de 23°C. Todas as misturas tiveram em sua composição a mesma matriz de solo e agente cimentante.

As variáveis resposta foram obtidas através dos ensaios de resistência à compressão simples (q_u), à tração por compressão diametral (q_t) e de velocidade de pulso ultrassônico (G_0), em amostras de rejeito de minério de ferro, estabilizadas com cimento Portland CP V-ARI, moldados em laboratório. A Tabela 3.3 apresenta a descrição e os níveis de cada fator controlável.

Tabela 3.3: Características e níveis de cada fator controlável para amostras moldadas em laboratório

FATORES CONTROLÁVEIS	DESCRIÇÃO	NÍVEIS	INTERVALO DE INVESTIGAÇÃO
A	Peso Específico Aparente Seco (kN/m^3)	2	18,08; 19
B	Teor de Cimento (%)	3	1,5; 2,5; 3,5

Nos itens a seguir, são descritos os materiais, métodos e equipamentos, necessários à execução dos ensaios de campo e laboratório, descritos nas etapas do programa experimental, de acordo com as normas técnicas pertinentes aos procedimentos.

3.3 MATERIAIS

Abaixo serão apresentados os materiais utilizados nesta pesquisa, incluindo sua caracterização física, química, mineralógica e morfológica. Para as amostras de rejeito de minério de ferro, foi determinada sua composição granulométrica, densidade real dos grãos, limites de Atterberg, umidade ótima e peso específico seco máximo.

3.3.1 Rejeito de Minério de Ferro

A amostra do rejeito do minério de ferro (RMF) utilizado na pesquisa, foi fornecido pela empresa VALE, oriundo da cadeia produtiva de beneficiamento de minério de ferro, localizada no complexo de Itabira, região do Quadrilátero Ferrífero, no estado de Minas Gerais, Brasil (ver Figura 3.5). O material é denominado de rejeito total, e é composto por proporção de 80% de rejeito arenoso e 20 % de rejeito ultrafino (mistura 80/20).

O material foi coletado em sacos de 22 kg cada, e ao chegar no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG), foi submetido ao procedimento de secagem em lâmpadas de calor por 48 horas. Posteriormente, o rejeito foi armazenado em recipientes herméticos, a fim de se evitar ganho de umidade e/ou contaminação por outros materiais.

O ensaio granulométrico do resíduo de minério de ferro foi feito através do processo de peneiramento e sedimentação com uso de defloculante, seguindo especificações da NBR 7181 (ABNT, 2018). A curva granulométrica do rejeito de minério de ferro é apresentada na Figura 3.2, e as suas características físicas são explicitadas na Tabela 3.4.

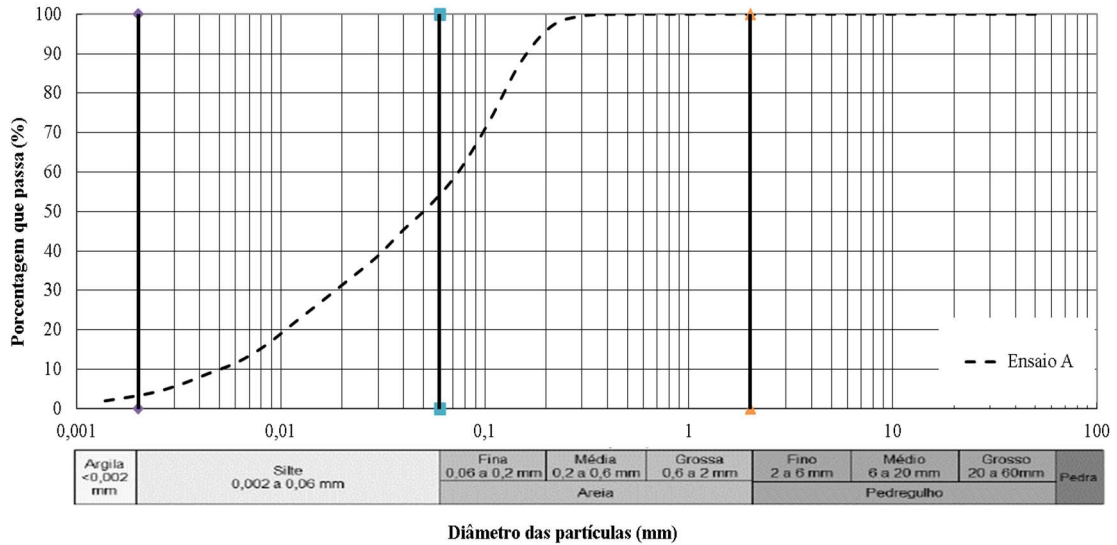


Figura 3.2 – Curva granulométrica do rejeito de minério de ferro

Observa-se, que a maior porcentagem do rejeito apresenta uma granulometria de areia fina e silte, de acordo com a ASTM D-2487-11, que adota o sistema unificado de classificação (UCS), a amostra é classificada como uma areia siltosa.

Tabela 3.4: Propriedade físicas do rejeito de minério de ferro

PROPRIEDADES	INTERVALO	RESULTADO	REFERÊNCIA NORMATIVA
Pedregulho	$2 \leq d < 60$ mm	0,00	
Areia Grossa	$0,6 \leq d < 2$ mm	0,00	
Areia Média	$0,2 \leq d < 0,6$ mm	3,10%	
Areia Fina	$0,06 \leq d < 0,2$ mm	45,24%	ABNT NBR 7181
Silte	$0,002 \leq d < 0,06$ mm	47,89%	
Argila	$d < 0,002$ mm	3,77%	
Coefficiente de Uniformidade (Cu)	-	10,47	
Diâmetro Efetivo (D10)	-	0,009	
Peso específico real dos grãos (g/cm ³)	-	3,015	ABNT NBR 6458
Limite de liquidez	-	-	ABNT NBR 6459
Limite de plasticidade	-	-	ABNT NBR 7180
Índice de plasticidade	-	Não plástico	-

O ensaio para determinação do peso específico real dos grãos do resíduo de minério de ferro foi realizado de acordo com os procedimentos descritos na NBR 6458 (ABNT, 2016). Para o cimento Portland CPV-ARI, o ensaio seguiu as especificações da NBR 16605 (ABNT, 2017).

Para determinar os limites de Atterberg, foram realizados os ensaios de limite de liquidez e plasticidade, seguindo as metodologias presentes na NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. Porém, conforme demonstrado na Tabela 3.4, o rejeito não apresentou limite de liquidez e plasticidade.

Para determinar o peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d\text{máx}}$) e teor de umidade ótima (ω_{ot}), foram executados ensaios de compactação com as energias de compactação Proctor Normal, intermediário e modificado, seguindo a metodologia descrita na norma brasileira NBR 7182 (ABNT, 2020). A Figura 3.3 e Tabela 3.5 apresentam o resultado do ensaio de compactação das amostras de RMF, realizados nas energias Proctor normal e intermediário.

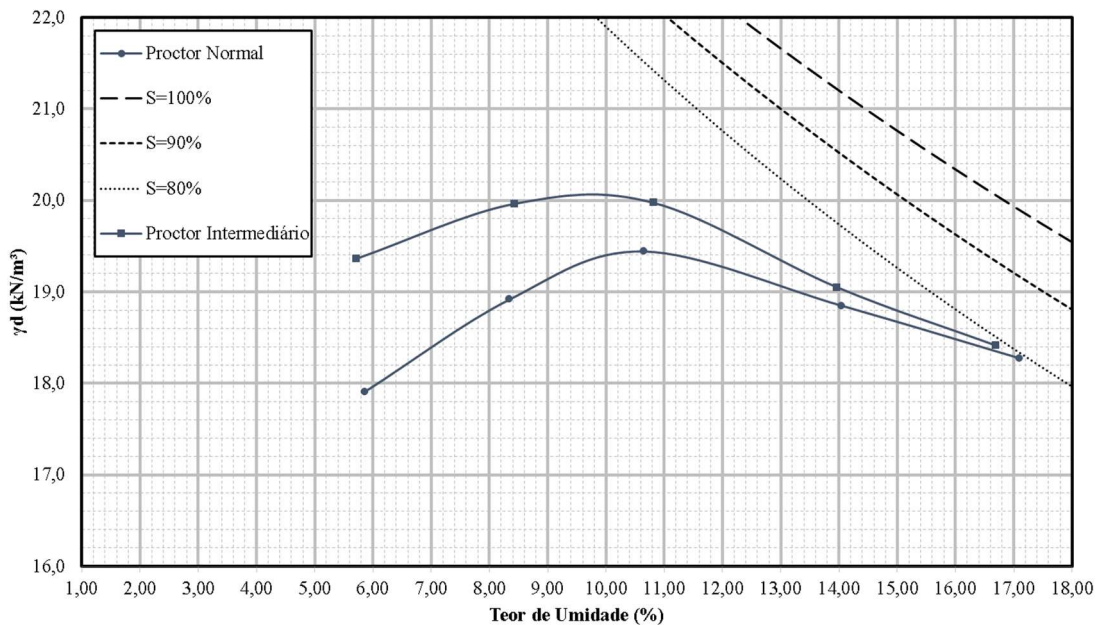


Figura 3.3 – Curvas de compactação nas energias Proctor normal e Proctor intermediário

Tabela 3.5: Resultados da compactação nas energias Proctor normal e Proctor intermediário.

Energia	Peso específico aparente seco máximo (kN/m^3)	Teor de umidade Ótimo (%)
Normal	19,4	10,5
Intermediário	20,05	9,7

A Figura 3.4 apresenta o difratograma do rejeito de minério de ferro. Foram identificadas as fases de Quartzo, Magnetita e Ilmenita. A Tabela 3.6 apresenta o levantamento quantitativo

feito através da análise pelo método de Rietveld. Foi possível observar as fases de quartzo, ilmenita em maiores quantidades, e em quantidades menores a magnetita.

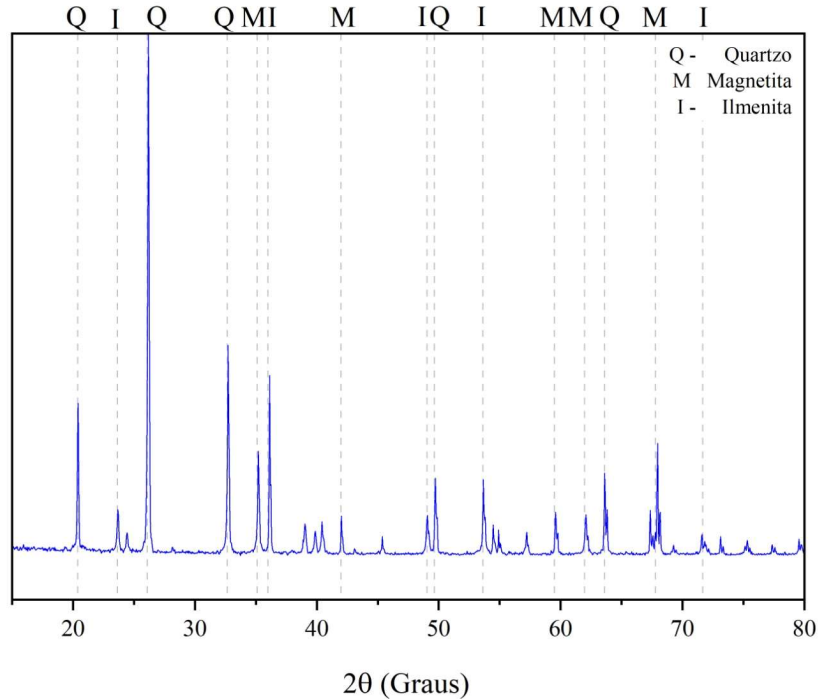


Figura 3.4 – Difratograma do rejeito de minério de ferro

Tabela 3.6: Quantitativo pelo método de Rietveld do RMF

	RMF
Quartzo	55,8
Ilmenita	38,3
Magnetita	5,9

A Figura 3.5 apresenta a identificação molecular, realizada através da Espectroscopia Raman. O padrão da espectrometria do RMF apresenta picos mais definidos. Os picos em torno de 460 e 202 cm^{-1} são característicos do mineral quartzo (ZHONG et al., 2021), é um mineral muito comum e esperado neste tipo de rejeito. Em torno de 670 cm^{-1} temos uma banda característica da magnetita (HANESCH, 2009). Por volta de 1300-1320 cm^{-1} houve um pico intenso, a literatura registra esse pico como sendo de óxidos de ferro (OLIVARES et al., 2010), principalmente magnetita, hematita ou até a ilmenita.

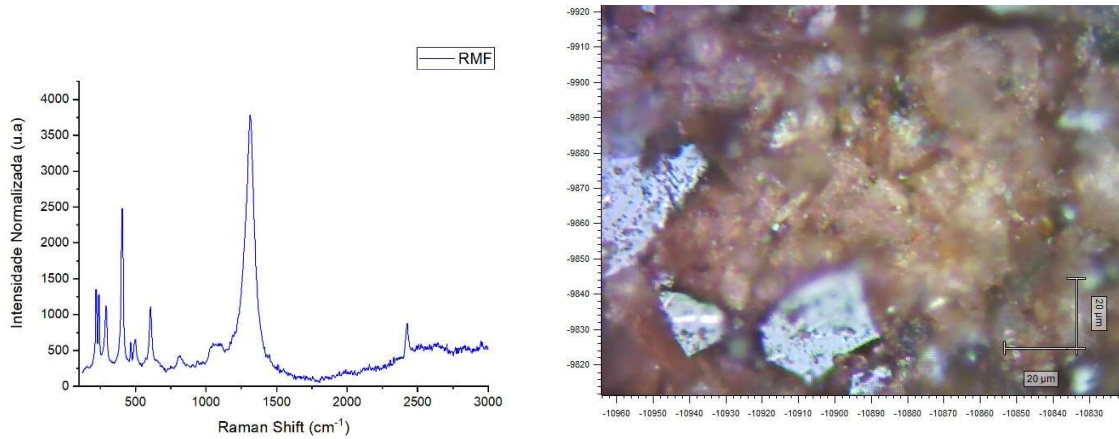


Figura 3.5 – Espectrometria do rejeito de minério de ferro

Através da Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) foi possível analisar a morfologia do rejeito de minério de ferro. Na Figura 3.6, observa-se que os grãos livres não apresentam forma e tamanho regulares, possuindo formato angular, devido ao processo de moagem para beneficiamento do minério de ferro. É possível identificar ainda que esse formato permanece nas partículas finas.

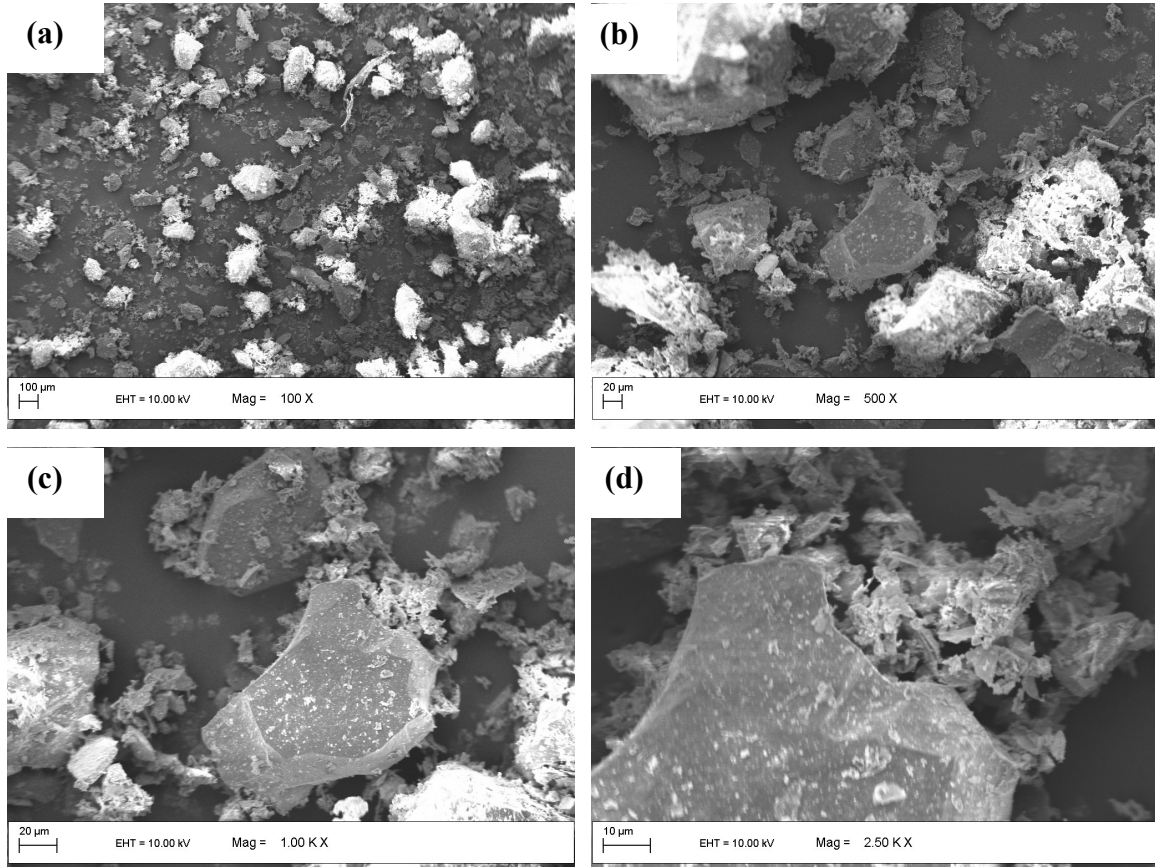


Figura 3.6 – Microscopia Eletrônica de Varredura do RMF: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X

3.3.2 Cimento Portland

O aglomerante utilizado nessa pesquisa foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV - ARI). O clínquer utilizado na fabricação desse cimento apresenta uma porcentagem de calcário e argila baixas ou nulas, em comparação com outros cimentos, conferindo a esse material um acelerado ganho de resistência, chegando a atingir, em apenas 7 dias 80% da resistência obtida aos 28 dias de cura do CP III. Devido a essas características, que conferem um avançado estágio e uma maior precisão dos futuros produtos de hidratação, optou-se por utilizar esse aglomerante para a realização desta pesquisa. O peso específico real dos grãos da amostra utilizada é de 3,05 g/cm³. Sua curva granulométrica foi realizada através de um equipamento de difração a laser para caracterização de partículas, (CILAS 1180 – Particle Size Analyser), com capacidade de detecção entre 0,00004 mm e 2,5 mm. seguiu as especificações da NBR 16605 (ABNT, 2017) e está apresentada na Figura 3.7.

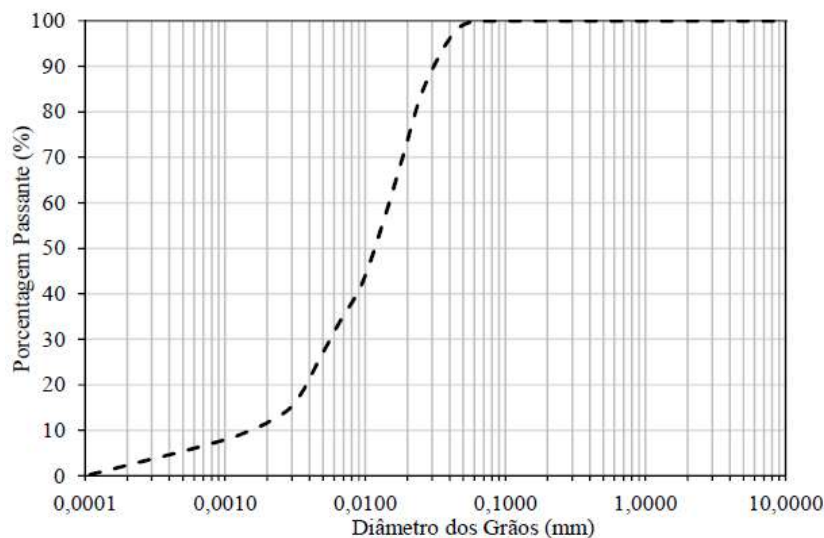


Figura 3.7 – Curva granulométrica do cimento Portland CPV – ARI

3.3.3 Água

Para a realização dos ensaios de caracterização e moldagem de corpos de prova, foi utilizada água destilada. Para a execução da pilha experimental em campo, foi utilizada água de um poço livre de contaminantes.

3.4 MÉTODOS

A seguir serão discutidos os procedimentos adotados para o desenvolvimento da pesquisa, que englobam todas as etapas propostas no programa experimental. Os procedimentos baseados em normativas nacionais e/ou internacionais não serão descritos detalhadamente. Para os demais procedimentos, baseados na literatura, será feita uma explicação detalhada.

3.4.1 Construção da Pilha Experimental

Neste item, será abordada a etapa de construção das pilhas, com rejeito total filtrado misturado com 2,5% de cimento Portland CPV-ARI, em relação ao seu peso seco. Essas pilhas experimentais fazem parte de um projeto, de propriedade da mineradora VALE S. A. A seguir serão apresentados os aspectos da construção da pilha, assim como a configuração adotada.

3.4.1.1 Localização da pilha

A pilha experimental foi construída sobre responsabilidade da Companhia Vale, em uma mina, pertencente à mineradora Vale S/A, localizada no quadrilátero ferrífero de Minas Gerais no município de Itabira – MG, distante cerca de 105 km de Belo Horizonte (Figura 3.8).

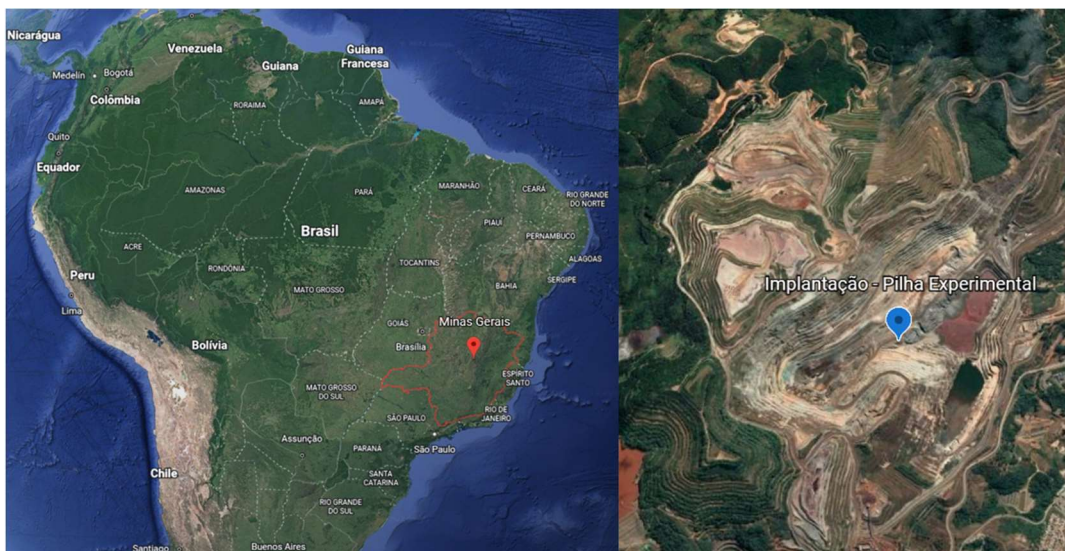


Figura 3.8 – Localização da pilha experimental, Itabira/MG

3.4.1.2 Projeto e características de execução

Foram executadas duas pilhas experimentais, compactadas por um rolo liso com peso bruto de 20 toneladas. A primeira, foi compactada sem frequência de vibração (0Hz), já a segunda foi

compactada com o rolo vibrando a uma frequência de 35 Hz. A pilha não vibrada, foi dividida em 3 pistas diferentes, de 2,30 m de largura, e cada uma foi compactada com passadas (P) diferentes do rolo (2P, 4P e 6P). A pilha vibrada também foi dividida, em apenas 2 pistas, também compactadas com diferentes passadas (4P e 6P).

As pilhas foram construídas em 5 camadas, cada uma compactada em condições individuais, que consistem em diferentes espessuras, granulometria do rejeito e teores de umidade. Chaves (2023) realizou um amplo estudo para se verificar a influência da umidade ótima na resposta mecânica das camadas compactadas. Esta tese está focada na camada 05, por se tratar da camada a superfície, facilitando-se a retirada de blocos indeformados 90 dias após sua construção. Tal camada teve como referência o teor de umidade ótima da curva de compactação na energia Proctor normal, que corresponde a 11,4%. As características geométricas de cada pilha são apresentadas na Figura 3.9 e Tabela 3.7.

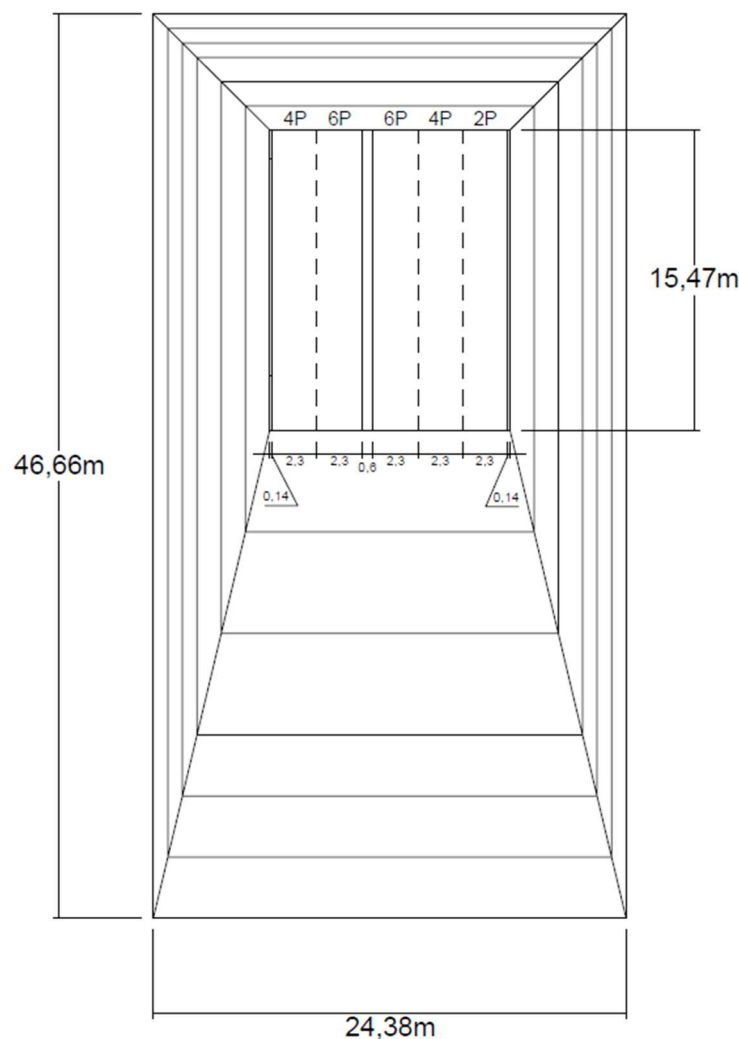


Figura 3.9 – Planta baixa das pilhas experimentais

Tabela 3.7: Características geométricas da pilha

DIMENSÕES	PILHA 01 (0Hz)	PILHA 02 (35Hz)
Comprimento (m)	15,47	15,47
Largura (m)	4,6	6,9
Altura (m)	2,3	2,3
N de pistas	2	3
Local	Inclinação	
Talude	1:2,5	
Rampa de Acesso	1:10,5	

Observa-se, que as pilhas foram construídas bem próximas, divididas apenas por uma lareira de proteção com 60 cm de largura, dessa forma, as duas pistas compartilham a rampa de acesso, e parte do talude de equilíbrio. Logo, as duas pilhas formam um conjunto interligado, porém durante o desenvolvimento desse trabalho, elas serão abordadas de forma independente, visando facilitar o entendimento ao leitor.

3.4.1.3 Execução da pilha experimental

A mistura do rejeito de minério de ferro com o cimento Portland CPV-ARI, foi realizado em uma usina de mistura e dosagem de solos móvel, montada em um único chassi com capacidade de produção de até 600 t/h, com quatro silos individuais de 7,5 m³ cada, dotado de placas extensoras aumentando a capacidade de até 10 m³. Além disso, ela possui sistema de pesagem individual em cada silo, bomba helicoidal de dosagem de água, misturador pug-mill; cabine de controle e automação completa. A Figura 3.10 apresenta a imagem da usina utilizada.



Figura 3.10 – Imagem da usina de mistura e dosagem de solos utilizado na construção da pilha

Um dos primeiros procedimentos adotados para início da construção da pilha, foi a limpeza e regularização da área destinada à construção, garantindo-se uma superfície com declividade de 0,5% em direção da rampa de acesso.

No momento da mistura, o rejeito era levado para a usina, com o auxílio de uma pá carregadeira, sendo despejado em silos (Figura 3.11-a), onde realizava-se o processo de correção da umidade, para atingir o teor de projeto, e então ocorria a mistura do rejeito com o cimento. Logo após a mistura do rejeito com agente cimentante, o material era transportado para o local de construção e descarregado na pista, em forma de pilhas (Figura 3.11-b). Posteriormente a mistura era espalhada, por uma motoniveladora, utilizada para regularizar a camada até que ela atingisse a espessura uniforme (Figura 3.11-c). Por fim, a compactação era executada com a passagem do rolo compactador de 20 toneladas (Figura 3.11-d).

Ressalta-se, que o controle de umidade das pilhas experimentais foi feito através do método Speedy e estufa. O teor de umidade era verificado antes do rejeito ir para usina, antes do início da compactação, e após a compactação.



Figura 3.11 – Etapas da execução das pilhas experimentais de misturas de rejeito e cimento Portland CPV – ARI: (a) abastecimento da usina de solos; (b) descarregamento da mistura; (c) espalhamento e nivelamento da camada; (d) compactação da camada

3.4.2 Coleta de Amostras Indeformadas

Foram coletadas amostras indeformadas do tipo bloco (30cmx30cmx30cm), para que fosse realizados ensaios de resistência em laboratório, visando avaliar o desempenho mecânico dos materiais cimentados em campo.

Foram coletados blocos das pilhas vibradas e não vibradas, nas pistas de 4P e 6P passadas do rolo compactador. Os blocos indeformados foram retirados das camadas, conforme elas eram executadas, ou seja, o material ainda não apresentava resistências significativas, então eram armazenadas em laboratório até o período de cura. Além desses blocos, foram coletadas amostras da camada 05, por ser a mais superficial, de todas as pistas após 90 dias de cura. Logo, foram ensaiadas amostras compactadas em campo e curadas no laboratório e amostras compactadas e curadas em campo.

O procedimento de retirada dos blocos consistiu primeiramente na abertura de uma trincheira transversal a pista, com de 1m de largura, então com ferramentas manuais de escavação,

cuidadosamente realizou-se a moldagem dos blocos cúbicos com 30 cm de aresta. A Figura 3.12 exemplifica a moldagem dos blocos indeformados.



Figura 3.12 – Moldagem dos blocos indeformados

Após os blocos serem esculpidos, eles foram envolvidos com plástico filme (Figura 3.13-a), e uma tela do tipo tarlatana (Figura 3.13-b), a qual foi aplicado parafina até que se obtivesse uma aderência da tela ao bloco (Figura 3.13-c), procedimento foi realizado para se ter mais segurança contra impactos durante o transporte bloco e manter a umidade em que o solo foi compactado. Após esta etapa, o topo do bloco foi coberto com serragem e posicionou-se sobre ele uma caixa de madeira, com arestas internas de aproximadamente 35 cm, e então teve sua base cortada (Figura 3.13-d).



Figura 3.13 – Etapas da retirada das amostras indeformadas: (a) proteção do bloco com plástico filme; (b) proteção do bloco com tela; (c) camada de parafina; (d) extração do bloco

Posteriormente o bloco foi virado e teve a sua base também coberta com plástico filme, tarlatana e parafina (Figura 3.14-a). Ao término do procedimento as laterais da caixa e o espaço acima do bloco, foram preenchidas com serragem (Figura 3.14-b).



Figura 3.14 – Etapas do armazenamento das amostras indeformadas: (a) aplicação da tela e parafina; (b) preenchimento do espaço livre com serragem

3.4.2.1 Ensaios de laboratório – amostras indeformadas

Para os blocos enviados para o laboratório, foram esculpidos corpos de prova, que posteriormente foram submetidos aos ensaios de resistência à compressão não confinada, ensaios de resistência à tração por compressão diametral e de resistência à compressão triaxial. Ressalta-se que os corpos de prova utilizados nos ensaios foram moldados sempre no sentido vertical do bloco, utilizando-se ferramentas manuais para minimizar o risco de desestruturação das amostras (Figura 3.15).



Figura 3.15 – Moldagem dos blocos indeformados

Para este estudo, foram esculpidas um número mínimo 8 amostras de aproximadamente 5cmx10cm por bloco, sendo 4 do topo (T) e 4 da base (B), sendo duas amostras submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada e as outras duas ao de resistência à tração, ambos com medidas de módulo cisalhante inicial. A Tabela 3.8 apresenta a quantidade de corpos de prova esculpido para realização dos ensaios de resistência à compressão não confinada e à tração por compressão diametral.

Tabela 3.8: Corpos de prova esculpido para RCS e RTCD

LOCAL DE CURA	VIBRAÇÃO	PASSADA	LOCAL NO BLOCO	RCS	RTCD
Laboratório	35Hz	4	topo	2	2
			base	2	2
		6	topo	2	2
			base	2	2
Campo	0Hz	4	topo	2	2
			base	2	2
		6	topo	2	2
			base	2	2
	35Hz	4	topo	2	2
			base	2	2
		6	topo	2	2
			base	2	2
Total de Amostras				24	24

Além disso, para os blocos retirados da pilha vibrada compactada com 6P, curadas em laboratório e em campo, foram esculpido três corpos de prova do topo e três da base, destinadas ao ensaio de Resistência à compressão triaxial drenados (Tabela 3.9).

Tabela 3.9: Corpos de prova esculpidos para ensaios de Resistência à compressão triaxial

LOCAL DE CURA	VIBRAÇÃO	LOCAL NO BLOCO	TENSÕES EFETIVAS (kPa)	Nº DE CP's POR CONFIGURAÇÃO
Laboratório	35Hz	topo	50	1
			100	1
			200	1
		base	50	1
			100	1
			200	1
Campo	0Hz	topo	50	1
			100	1
			200	1
		base	50	1
			100	1
			200	1
Campo	35Hz	topo	50	1
			100	1
			200	1
		base	50	1
			100	1
			200	1
Total de Amostras				18

3.4.3 Ensaios de Caracterização Mecânica

Nesta seção serão mostrados os ensaios referentes ao comportamento mecânico das amostras ensaiadas. Vale ressaltar, que os procedimentos aqui descritos foram aplicados as amostras compactadas em campo, curadas em laboratório e no campo, assim como nas moldadas em laboratório.

3.4.3.1 Resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral

Os ensaios de resistência à compressão não confinada, também denominada de resistência à compressão simples (RCS), foram realizados de acordo com os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025 (ABNT, 1990). Já os ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RTCD) seguiram os procedimentos gerais descritos pela NBR 7222 (ABNT, 2016). Em ambos os procedimentos, foi utilizada uma prensa automática, com velocidade de deslocamento constante igual a 1,14 mm/minuto, equipada com uma célula de carga com capacidade máxima de 10 kN, devidamente calibrada. A principal diferença entre os ensaios está no posicionamento do corpo de prova durante aplicação de carga, nos ensaios de RCS sua maior dimensão é

posicionada na vertical, já nos ensaios de RTCD, ela é posicionada na horizontal, conforme mostrado na Figura 3.16.



Figura 3.16 – Posicionamento do corpo de prova durante aplicação de carga: (a) RCS; (b) RTCD

A determinação da resistência à compressão simples (q_u) é feita através da divisão da carga de ruptura registrada durante o ensaio, pela área transversal do corpo de prova, conforme a Equação 3.1. Para obter a resistência a tração, através do ensaio de compressão diametral, foi utilizada a seguinte equação 3.2:

$$q_u = \frac{P}{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right)} \quad (3.1)$$

Onde:

q_t : Resistência à compressão não confinada.

P: Carregamento axial máxima aplicada ao corpo de prova;

D: Diâmetro médio do corpo de prova.

$$q_t = \frac{2P}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (3.2)$$

Onde:

q_t : resistência à tração por compressão diametral.

P: carga de ruptura média.

D: diâmetro do corpo de prova;

H: altura do corpo de prova.

Ressalta-se, que 24 horas antes dos ensaios citados acima, os corpos de provas foram submersos em água, de forma a minimizar os efeitos de sucção. Antes da imersão, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio não destrutivo de módulo cisalhante inicial através de pulso ultrassônico.

3.4.3.2 Módulo cisalhante inicial

Considerando-se o solo como um meio isotrópico elástico ideal, pode-se determinar o módulo de cisalhamento inicial (G_0) a partir da velocidade (V_s) com que uma onda percorre o seu corpo ao ser excitado. Logo, o ensaio consiste em uma fonte emissora de ondas e um receptor, e ao ser aplicada uma onda no sentido longitudinal da amostra, obtém-se o tempo que ela demora para ser lida no receptor, e de posse das medidas do corpo de prova, é possível calcular a velocidade dessa onda. Nesta pesquisa foi utilizado o equipamento PunditLab (+), que gera ondas compressivas e cisalhantes, através de pulsos de ondas ultrassônicas, transmitidas ao corpo de prova. No próprio dispositivo em que aplica as ondas, estão presentes transdutores piezoelétricos, que medem o tempo de propagação das ondas.

Existe um transdutor específico para a medição do tempo de cada onda aplicada ao corpo de prova. Para a onda de compressão (t_p) utiliza-se transdutores longitudinais, que emitem a onda numa frequência de 54 kHz. O contato com a amostra ocorre através de um gel, visando eliminar o ar entre eles, e auxiliar na transmissão e leitura do sinal entre os transdutores. A leitura da velocidade da onda de compressão (t_p) é feita diretamente no equipamento.

Na medição do tempo de onda de cisalhamento (t_s), utilizou-se os transdutores de cisalhamento, que emitem ondas numa frequência de 250 kHz, sendo que para contato com o corpo de prova, foi utilizado outro tipo de gel, específico para essa função. A leitura do tempo da onda (t_s) foi realizada com o auxílio de um programa computacional, denominado Pundit Link, desenvolvido pelo fabricante. Assim, através da relação entre a altura do corpo de prova e o tempo que a onda leva para percorrer essa medida, pode-se determinar as velocidades (V_p e V_s). Ao se relacionar a velocidade da onda com a massa específica da amostra, pode-se estimar o módulo cisalhante a pequeníssimas deformações, através da Equação (3.3).

$$G_0 = \rho \cdot V_{(p,s)}^2 \quad (3.3)$$

Onde:

ρ : Massa específica do corpo de prova (kg/m^3);

$V_{(p,s)}$: Velocidade da onda de compressão (p) ou de cisalhamento (s) (m/s)

3.4.3.3 Ensaio de Resistência à Compressão Triaxial

Os ensaios triaxiais foram realizados no equipamento do tipo Bishop-Wesley (1975). Todos os ensaios triaxiais foram feitos consolidado isotropicamente drenado (CID), com tensões efetivas de 50, 100 e 200 kPa para cada dosagem verificada. Durante a interpretação dos dados obtidos no ensaio, foram feitas correções de área para plano de cisalhamento e/ou embarrigamento, demonstrado por Rochelle et al. (1988) e Head (1998).

O equipamento do tipo Bishop-Wesley tem interfaces ar/água do tipo bladder, para aplicação de pressão confinante e contrapressão, onde o ar comprimido aplicado ao sistema é feita mediante válvulas de ajuste proporcional da marca NROGREN, série VP 51, alimentadas por uma tensão contínua de 24 V. A aplicação do carregamento axial é realizada através de um cilindro hidráulico movido por um motor de passo. Já o controle das pressões na câmara (pressões confinante e de contrapressão) foram feitas através de válvulas servo-controladas. A carga foi medida com uma célula externa a câmara, com capacidade de 10 kN e fabricada pela HBM® e resolução de 0,001kN. As pressões aplicadas durante o ensaio foram medidas por dois transdutores de pressão (confinante e contrapressão da base). Para medir os deslocamentos axiais sofridas pelo corpo de prova durante o carregamento, utilizou-se dois sistemas, um montado externamente a câmara triaxial, no qual a medida do deslocamento foi feita a partir de uma régua resistiva de deslocamento linear, com 0,01 mm de resolução, posicionado sobre a câmara. O segundo sistema de medição, é composto por três sensores de efeito hall, dois posicionados na vertical, de forma a controlar os deslocamentos verticais, e um acoplado transversalmente ao corpo de prova para controle dos deslocamentos radiais. A variação de volume que o corpo de prova apresentou durante consolidação isotrópica e o cisalhamento, foi obtida através de um medidor externo do tipo Imperial College (capacidade máxima de 50 cm^3). A aquisição dos dados é feita através de duas placas modelo PCI-DAS1602/16 da Measurement Computing, que apresentam oito canais analógicos de entrada e saída, cada. A faixa máxima de tensão de cada placa é $\pm 10 \text{ V}$. A Figura 3.17 apresenta o sistema completo de ensaio.



Figura 3.17 – Visão geral do Equipamento triaxial (Bishop-Wesleye)

A montagem do ensaio se inicia com o posicionamento no molde bipartido, dos anéis de vedação e a membrana, previamente marcada para fixação dos sensores de efeito hall. Posteriormente aplica-se sucção à membrana, através de um orifício presente no molde, que gera a aderência momentânea dela nas paredes internas do molde, permitindo a introdução do corpo de prova no interior da membrana. Em seguida são colocados na base da câmara triaxial a pedra porosa e o papel filtro, devidamente saturados, e sobre eles é posicionada o corpo de prova. Então, na outra extremidade são colocados o papel filtro, a pedra porosa e o top-cap.

Para garantir a diferença entre a pressão confinante e contrapressão durante o ensaio, a membrana deve vedar totalmente o corpo de prova, para isso são fixados os anéis de vedação na porção que cobre a base e o top-cap. Após a membrana ser presa, é retirado o molde bipartido, e os sensores de efeito Hall são colados à ela, e ajustados através da calibração correspondente, para que se obtenha o maior trecho linear das leituras de deslocamento

Após a instalação da instrumentação interna, a câmara triaxial é fechada, o pistão e a célula de carga são fixados ao pórtico de reação e o transdutor de deslocamento linear externo é posicionado. Em seguida, a câmara é enchida com água, mantendo-se a válvula de pressão atmosférica aberta, para não pressurizar o interior da câmara durante o enchimento.

O procedimento de saturação dos corpos de provas ocorreu em três etapas: a primeira consistiu na percolação através da amostra de CO_2 , durante 30 minutos, para substituir o ar por esse gás, que apresenta uma maior solubilidade em água; posteriormente, o corpo de prova foi percolado por água, até que o volume percolado fosse igual ou maior 2 vezes o volume de vazios do corpo

de prova ensaiado; e por último, foram aplicados incrementos de pressão e contrapressão equivalentes (mantendo-se uma tensão efetiva de 20 kPa), em intervalos de tempo iguais, até atingir 400 kPa de contrapressão. No último incremento, para verificar a saturação do corpo de prova, mediu-se o valor do parâmetro B de Skempton (1954). Para todos os corpos de prova cimentados, adotou-se um valor mínimo para B de 0,95.

Ao se atingir o parâmetro B desejado, passou-se para a realização da consolidação isotrópica do corpo de prova, aplicando apenas incrementos de tensão de confinamento de 20 em 20 kPa, a cada 30 min, para que ocorresse a dissipação de toda poropressão gerada (medindo-se a variação volumétrica durante esse tempo), até alcançar a tensão efetivas escolhidas para os ensaios. Após esses procedimentos, iniciava-se a fase de cisalhamento, ligando a prensa, a uma velocidade de 4,35 mm/hora, mantendo-se as válvulas da base e do topo abertas, para medir a deformação volumétrica da amostra.

3.4.4 Retroanálise da pilha experimental

O estudo de retro análise foi montado para que fosse avaliado o desempenho mecânico das misturas de rejeito aglomerado com cimento Portland a partir das características geotécnicas encontradas em campo, assim como obter a curva de dosagem do material possibilitando a comparação entre as resistências obtidas para os corpos de prova compactados em laboratório e das misturas compactadas em campo. A seguir serão apresentadas as dosagens estudadas.

3.4.4.1 Misturas estudadas

Para viabilizar a comparação dos resultados de resistência entre as amostras indeformadas, compactadas em campo, com as amostras moldadas em laboratório, foram escolhidos dois pesos específicos, sendo um referente ao limite inferior encontrado em campo (18,08 kN/m³) e outro próximo à média dos resultados encontrados (19 kN/m³). O teor de umidade utilizado foi de 10,45%, semelhante ao encontrado em campo.

Optou-se por moldar amostras compactadas em laboratório com dois valores de peso específico aparente seco próximos ao encontrado em campo, pois duas porosidades distintas são necessárias para se verificar a influência do peso específico aparente seco (γ_d) na resistência do RMF aglomerado e traçar a curva de dosagem do material. Além disso, a pilha foi compactada com diferentes número de passadas e vibração, resultando em energias diferentes, logo era esperado grandes intervalos entre os pesos específicos encontrados, assim a utilização de pesos

específicos diferentes para as amostras compactadas em laboratório permite uma comparação mais abrangente.

Os teores de cimento (C) estudados foram de 1,5; 2,5; 3,5% em relação ao peso seco do rejeito de minério de ferro, com tempo de cura de 90 dias. A Tabela 3.10 apresenta o resumo das dosagens e quantidade de corpos de prova ensaiados. Vale ressaltar, que as amostras foram feitas em duplicata.

Tabela 3.10: Programa experimental de estudo mecânico

ENSAIO	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	TEOR DE UMIDADE E (%)	TEOR DE CIMENTO (%)	Nº de CP's POR TEOR	Nº TOTAL DE CP's POR CONFIGURAÇÃO
Resistência à Compressão não Confinada	18,08	11,4	1,5	2	6
			2,5		
			3,5		
	19	10	1,5	2	6
			2,5		
			3,5		
Resistência à Tração por Compressão Diametral	18,08	11,4	1,5	2	6
			2,5		
			3,5		
				Total de Amostras	24

3.4.4.2 Preparação dos corpos de prova

Primeiramente, o rejeito de minério de ferro, foi seco, destorroado, peneirado na peneira n. 10 (2 mm) e armazenado em recipientes herméticos. De maneira análoga, o cimento Portland CP V-ARI foi passado pela peneira n. 200 (0,074 mm) e guardado em um recipiente vedado. Um dia antes da moldagem, todo material (RMF e cimento CPV) devidamente seco, era pesado e armazenado em embalagens herméticas.

No dia seguinte, os materiais foram misturados até atingir uma cor uniforme, então foi adicionada a água destilada, de acordo com a quantidade prevista na dosagem, e realizou-se a homogeneização da massa. Concluída a homogeneização, foram coletadas amostras em cápsulas (três por corpo de prova) para a determinação da umidade. Em seguida, o material foi pesado em três recipientes com tampa, tendo em vista que o corpo de prova foi compactado em três camadas diferentes. Após a pesagem, o material de cada camada era despejado no molde e compactado estaticamente, durante o processo o topo das duas primeiras camadas foram

levemente escarificados para garantir a aderência entre camadas. Ressalta-se que foram utilizados moldes cilíndricos tripartidos, com dimensões de $50 \pm 0,2$ mm de diâmetro e $100 \pm 0,5$ mm de altura.

Após a compactação, o corpo de prova foi retirado do molde, pesado, medido, acondicionado em saco plástico e armazenado em um tanque de cura, com temperatura controlada de $60^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, até completar o tempo de cura. Para que os corpos de prova fossem considerados adequados para a realização dos ensaios, foi avaliado seu peso unitário seco e o teor de umidade, que deveriam apresentar uma variação dentro dos limites de $\pm 1\%$ e $\pm 0,5\%$, respectivamente, em relação dos valores alvos.

3.4.5 Avaliação química, mineralógica e microestrutural

A análise microestrutural será realizada para as misturas compactadas em diferentes configurações em campo e, posteriormente, nas amostras moldadas em laboratório. Desse modo, será possível comparar tanto a estrutura formada nas diferentes configurações de compactação e cura, quanto a estrutura formada em campo e nas amostras moldadas em laboratório.

Após os ensaios de resistência mecânica, foram coletados fragmentos das amostras, realizando-se a imersão em acetona P.A por cinco minutos, para interrupção do processo de hidratação pela eliminação da água livre presente nos poros (SCRIVENER *et al*, 2018).

As amostras então foram secas em estufa a $100 \pm 5^{\circ}\text{C}$ por um período de 24 horas. Para o teste de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), foram coletados pequenos fragmentos com peso máximo de 0,05g e dimensões máximas de 0,5cm, posteriormente colocados em dessecadores para evitar a absorção de água do meio. Para os ensaios de Difração de Raios-X (DRX) e Espectroscopia Raman (RE), as amostras foram pulverizadas e peneiradas em malha #325. Todos os ensaios citados foram realizados no Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER - UFRGS). A Tabela 3.11 apresenta o quantitativo de ensaios realizados.

Tabela 3.11: Programa experimental da Avaliação química, mineralógica e microestrutural

LOCAL DE CURA	VIBRAÇÃO	PASSADA	LOCAL NO BLOCO	DRX	ER	MEV
Laboratório	35Hz	4	topo	1	-	-
			base	1	-	-
		6	topo	1	1	1
			base	1	1	1
Campo	0Hz	4	topo	1	-	-
			base	1	-	-
		6	topo	1	1	1
			base	1	1	1
	35Hz	4	topo	1	-	-
			base	1	-	-
		6	topo	1	1	1
			base	1	1	1
Amostra moldada e curada em laboratório				1	1	1
Total de Amostras				13	7	7

3.4.5.1 Difração de Raios-X (DRX)

A difração de raios X é um ensaio utilizado para determinar a estrutura atômica e molecular de um material cristalino, assim identificando as fases que o compõe e auxiliando na caracterização microestrutural.

A técnica consiste em incidir um feixe de raios X, que resultará em um espalhamento e dispersão pelos elétrons de cada átomo, e ao interagir com um material com estrutura altamente ordenada, um cristal, os feixes irão difratar em direções específicas, conforme a equação de Bragg. (KLUG; ALEXANDER, 1975)

$$n\lambda = 2d \sin\theta \quad (3.4)$$

O Difratorômetro de raios X então, irá medir a angulação das difrações e suas intensidades, cada conjunto de direções representa uma fase cristalográfica, enquanto a intensidade está relacionada a localização dos átomos na fase cristalina e a quantidade daquela fase presente na amostra.

Desta forma, a técnica permite caracterizar os cristais presentes na amostra através do padrão único que cada fase cristalina forma ao difratar os raios X, esses padrões são representados no difratograma como picos de intensidade, onde no eixo das abscissas é representado a angulação da difração representada em valores de 2θ e no eixo das ordenadas a intensidade da difração.

Para identificação das fases mineralógicas foram realizados ensaios em um difratômetro de raios X PHILLIPS, modelo X'Pert MDP Shimadzu XRF1800 (tubo de raios X com radiação $\text{Cu K}\alpha$). As condições de análise foram em intervalos de ângulos de 2θ variando de $5-75^\circ$ com velocidade angular de $0,05^\circ/\text{s}$, fendas de $\frac{1}{2}^\circ$ em janela de 20 mm e informações sobre os ângulos de difração foram retiradas do banco de dados cristalográfico do ICSD. A análise quantitativa foi realizada pelo método de Rietveld.

3.4.5.2 Espectroscopia Raman (ER)

A técnica consiste em um espectrômetro que focaliza um feixe de radiação eletromagnética sobre a amostra a ser analisada, e ao interagir com a amostra o feixe será espalhado em comprimentos de onda específicos que será identificado pelo receptor.

O comprimento de onda dos feixes espalhados podem ser elásticos ou inelásticos (referente a energia do fóton espalhado), sendo o segundo tipo, os feixes que permitem sondar a estrutura vibracional das moléculas presentes na amostra, permitindo uma caracterização química e estrutural do material. Esse efeito de espalhamento de feixes inelásticos recebem o nome de espalhamento Raman, por isso o nome da técnica.

A identificação molecular foi realizada através do uso de um micro Raman Spectrometer System, Model inVia (Renishaw) na faixa de 100 a 800 cm^{-1} com comprimento de onda de excitação de 532 nm e potência laser de 0.5 mW .

3.4.5.3 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

O ensaio consiste em direcionar um feixe contínuo de elétrons sobre a amostra, esses elétrons ao interagir com o material emitem respostas específicas em forma de energia, o equipamento consegue coletar essa energia e transformar em imagens microscópicas de alta definição.

A análise da morfologia das amostras foi realizada com um microscópio da marca Carl Zeiss, modelo EVO MA10, nas ampliações de $100X$, $500X$, $1000X$, e $2500X$.

4 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios realizados nas amostras indeformadas coletadas em campo, referentes aos ensaios de resistência à compressão não confinada (q_u), resistência à tração por compressão diametral (q_t), módulo de cisalhamento inicial (G_0) e resistência à compressão triaxial confinada. Será apresentado também os resultados do estudo estatístico com os dados dos três primeiros ensaios descritos acima, focando na comparação entre as três configurações estudadas, ou seja, cura em campo sem frequência de vibração (CC0Hz), cura em campo com frequência de vibração (CC35Hz), e cura em laboratório com frequência de vibração (CL35Hz).

4.1 ESTUDO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA – AMOSTRAS INDEFORMADAS

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de laboratório realizados em amostras retiradas de blocos indeformados (30 x 30 x 30) coletados nas pilhas experimentais. Ressalta-se, que essa bateria de ensaios inclui blocos coletados logo após a construção de cada camada das pilhas, e tiveram seu período de cura em laboratório, assim como blocos indeformados que foram retirados após um certo período de cura em campo.

4.1.1 Ensaio de resistência ($q_u; q_t$) e rigidez inicial (G_0)

Foram utilizados corpos de prova, obtidos de acordo com o procedimento apresentado no item 3.4.2.1. Ressalta-se, que por se tratar de amostras indeformadas e cimentadas, não foi possível manter exatamente as dimensões 5cmx10cm em todos os CP's. Durante a moldagem dos corpos de prova, fez-se a verificação do teor de umidade do material que era retirado do próprio corpo de prova, e de posse desse resultado e das dimensões do corpo de prova, foi possível determinar o peso específico de cada corpo de prova moldado.

Vale destacar que antes de cada ensaio de resistência, os CP's passaram por ensaio não destrutivo de pulso ultrassônico, e então foram colocados em imersão por 24 horas, visando reduzir o efeito da sucção sobre os resultados.

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam as características de moldagem de todas as amostras ensaiadas, assim como os resultados obtidos. Ressalta-se que os dados obtidos das amostras curadas em laboratório fazem parte da pesquisa apresentada por Chaves (2023).

Tabela 4.1: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada

AMOSTRA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDAD E η (%)	$\eta/(C_{iv})^1$ Teórico	q_u (kpa)	G_0 (MPa)
CC_0Hz_4P_B_01	18,89	0,60	37,58	26,07	927,96	2305,48
CC_0Hz_4P_B_02	18,84	0,61	37,77	24,77	659,82	1724,88
CC_0Hz_4P_T_03	18,84	0,61	37,76	25,61	1235,30	2412,81
CC_0Hz_4P_T_04	18,36	0,65	39,34	26,87	996,95	2244,16
CC_0Hz_6P_B_05	19,62	0,54	35,19	22,84	1174,80	2731,65
CC_0Hz_6P_B_06	19,74	0,53	34,79	22,17	1215,55	2828,07
CC_0Hz_6P_T_07	19,92	0,52	34,18	21,71	1468,37	2861,84
CC_0Hz_6P_T_08	19,73	0,53	34,82	22,69	1418,23	2665,70
CC_35Hz_4P_B_09	19,57	0,55	35,34	22,85	801,98	1717,02
CC_35Hz_4P_B_10	18,15	0,67	40,04	27,81	707,07	1578,96
CC_35Hz_4P_T_11	19,17	0,58	36,68	24,67	618,07	1636,89
CC_35Hz_4P_T_12	18,09	0,67	40,23	28,17	550,49	1274,25
CC_35Hz_6P_B_13	19,91	0,52	34,23	22,26	743,75	1739,04
CC_35Hz_6P_B_14	18,03	0,68	40,42	30,28	541,57	1613,34
CC_35Hz_6P_T_15	16,67	0,82	44,91	33,70	547,28	1745,45
CC_35Hz_6P_T_16	19,48	0,55	35,63	21,46	656,57	1964,59
CL_35Hz_4P_B_17	19,07	0,59	37,00	23,65	865,23	1814,27
CL_35Hz_4P_B_18	19,29	0,57	36,26	23,55	659,71	1711,65
CL_35Hz_4P_T_19	18,47	0,64	38,98	26,78	560,64	1558,87
CL_35Hz_4P_T_20	17,93	0,69	40,78	29,25	450,39	1420,98
CL_35Hz_6P_B_21	19,36	0,56	36,05	24,52	773,65	1751,10
CL_35Hz_6P_B_22	19,21	0,58	36,55	23,22	368,87	1547,79
CL_35Hz_6P_T_23	18,31	0,65	39,50	27,19	627,09	1671,21
CL_35Hz_6P_T_24	18,76	0,61	38,02	25,82	563,95	1708,28

Tabela 4.2: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral

AMOSTRA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDAD E η (%)	$\eta/(C_{iv})^1$ Teórico	q_t (kpa)	G_0 (MPa)
CC_0Hz_4P_B_25	18,87	0,60	37,67	24,92	145,05	2143,37
CC_0Hz_4P_B_26	17,92	0,69	40,79	28,24	119,29	1900,29
CC_0Hz_4P_T_27	18,69	0,62	38,25	26,17	178,03	2098,51
CC_0Hz_4P_T_28	18,39	0,65	39,25	27,74	130,95	2015,25
CC_0Hz_6P_B_29	19,11	0,58	36,87	25,12	141,25	2466,58
CC_0Hz_6P_B_30	19,33	0,57	36,14	22,37	189,31	2512,46
CC_0Hz_6P_T_31	20,08	0,51	33,67	20,89	171,49	2766,42
CC_0Hz_6P_T_32	18,80	0,61	37,89	25,20	158,70	2403,37
CC_35Hz_4P_B_33	18,16	0,67	40,01	28,28	87,59	1708,65
CC_35Hz_4P_B_34	19,32	0,57	36,16	22,12	109,44	1638,17
CC_35Hz_4P_T_35	17,55	0,72	42,01	30,27	89,14	1340,01
CC_35Hz_4P_T_36	19,11	0,58	36,85	24,02	101,81	1699,32
CC_35Hz_6P_B_37	18,62	0,63	38,49	26,12	97,10	1620,31
CC_35Hz_6P_B_38	19,58	0,55	35,30	20,21	112,19	1814,70
CC_35Hz_6P_T_39	18,75	0,61	38,05	25,66	103,74	1744,75
CC_35Hz_6P_T_40	18,16	0,67	40,00	26,89	86,44	1567,45
CL_35Hz_4P_B_41	18,92	0,60	37,48	26,11	106,82	1978,55
CL_35Hz_4P_B_42	19,32	0,57	36,16	22,64	103,70	1821,14
CL_35Hz_4P_T_43	18,35	0,65	39,36	28,52	77,64	1653,15
CL_35Hz_4P_T_44	18,31	0,65	39,52	27,56	105,93	1589,79
CL_35Hz_6P_B_45	19,16	0,58	36,68	24,08	86,53	1282,18
CL_35Hz_6P_B_46	19,46	0,56	35,71	21,50	96,88	1629,00
CL_35Hz_6P_T_47	18,38	0,65	39,27	26,90	90,77	1946,51
CL_35Hz_6P_T_48	18,38	0,65	39,29	26,77	100,35	2057,39

Para o bom entendimento dos gráficos que serão demonstrados a seguir, destaca-se que os parâmetros em análise serão plotados no eixo das ordenadas. No eixo das abscissas estão as informações quanto ao número de passadas do rolo compactador (4 ou 6), assim como a região do bloco em que pertencem, topo (T) ou base (B).

4.1.1.1 Amostras curadas em campo

A Figuras de 4.1 e 4.2 apresentam os pesos específicos aparentes secos, assim como a porosidade obtida para as amostras curadas 90 dias em campo, com e sem frequência de vibração. O teor de umidade médio verificado após a mistura e antes da compactação, foi de 10,45% para a pilha compactada, próximo à umidade ótima encontrada pela curva de compactação do rejeito de minério de ferro.

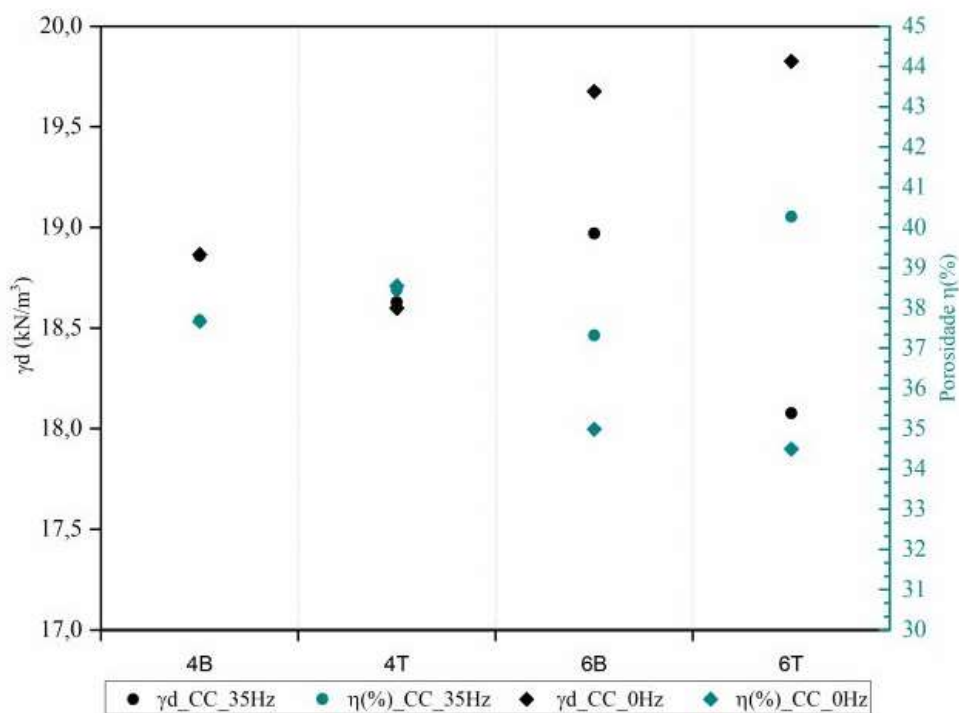


Figura 4.1 – Peso específico aparente seco e índice de porosidade das amostras indeformadas curadas em campo submetidas ao ensaio de resistência à compressão não confinada

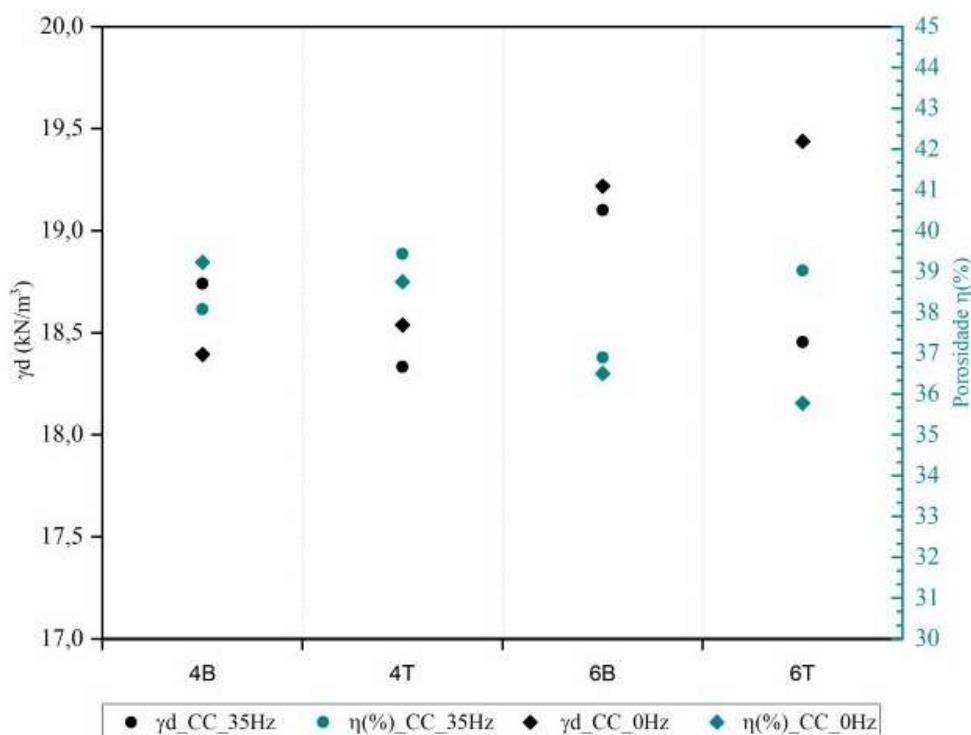


Figura 4.2 – Peso específico aparente seco e índice de porosidade das amostras indeformadas curadas em campo submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Os valores médios de peso específico aparente seco variaram de 18,08 kN/m³ a 19,1 kN/m³ para a pilha compactada com vibração, e de 18,39 kN/m³ a 19,83 kN/m³ para a pilha compactada sem vibração, que apresentou valores mais próximos ao peso específico máximo da curva de compactação Proctor normal. Conforme observado nas Figuras 4.34 e 4.35, o aumento do número de passadas gerou materiais menos porosos, e os valores de peso específico seco das amostras de base foram maiores que as de topo, na pilha com vibração, já na pilha sem vibração, esse comportamento foi o inverso, e está de acordo com os resultados encontrados em D'apollonia (1969). Porém, observa-se que a amostra CC-35Hz-6T, apresentou comportamento atípico, o que pode ter relação com o estado do bloco recebido em laboratório, tendo em vista que ele apresentava uma certa quantidade de partículas com granulometria elevada, que aparentemente eram partículas de cimento endurecido, dessa forma, o bloco apresentava pontos de heterogeneidade, principalmente na pista vibrada. Ressalta-se, que as amostras escolhidas para todos os ensaios realizados foram as mais homogêneas, amostras que apresentavam esse material de maior granulometria eram descartados.

As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam os valores de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente, assim como os módulo de cisalhamento inicial, dos resultados referentes às amostras curadas em campo.

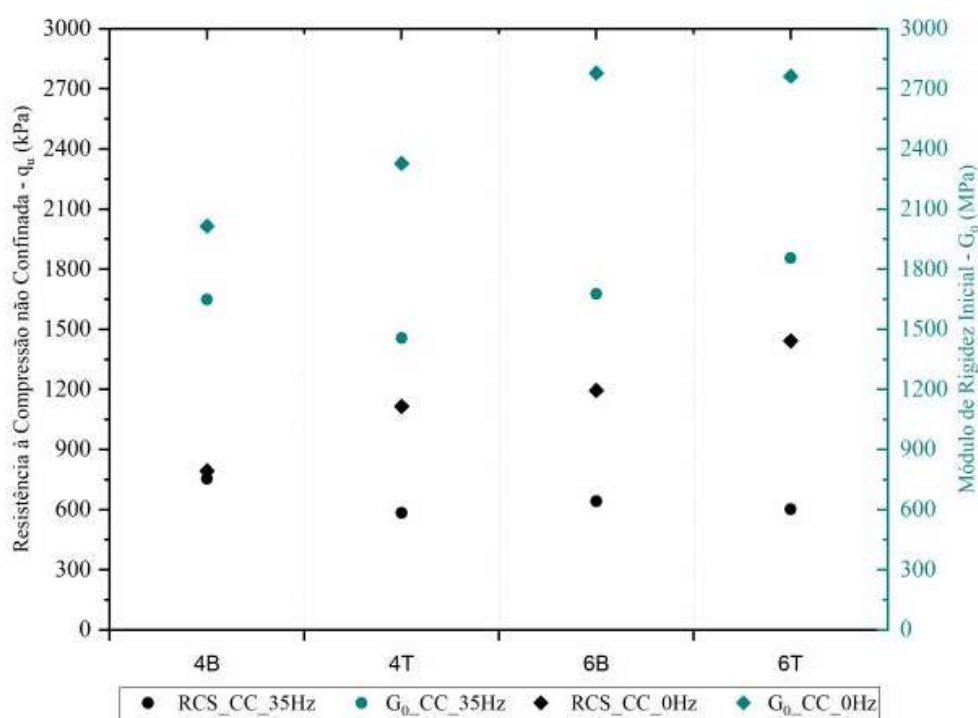


Figura 4.3 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas curadas em campo

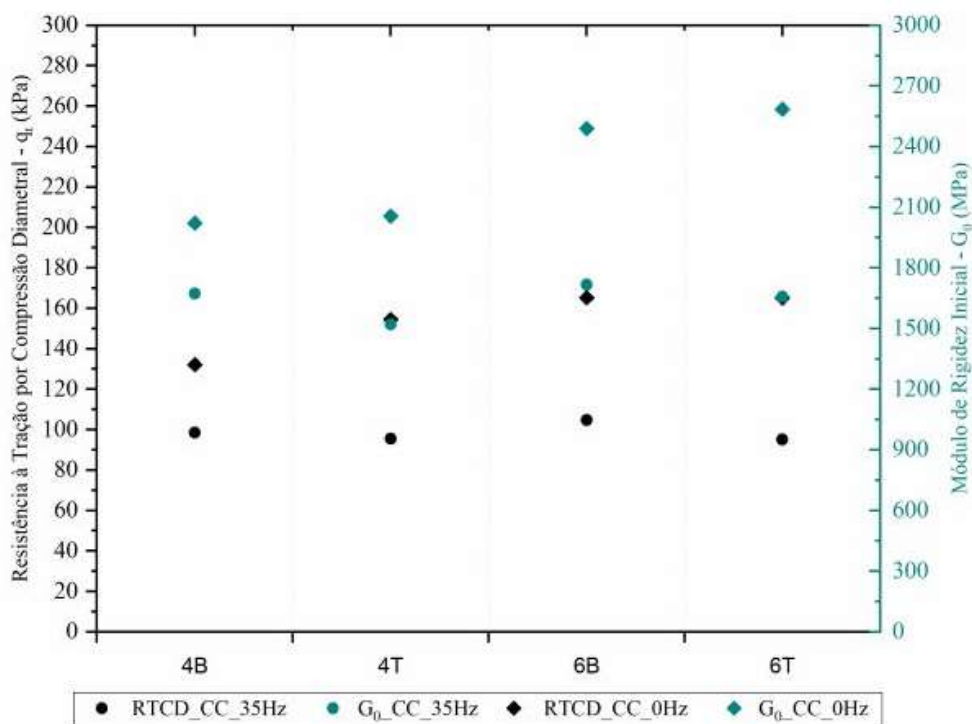


Figura 4.4 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas curadas em campo

Conforme observado nos resultados de resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral, para as amostras curadas em campo, foram obtidos valores razoáveis, que seguiram a mesma tendência do peso específico aparente seco, ou seja, quanto maior o seu valor, maior foi a resistência à compressão simples, dessa forma, as amostras sem frequência de vibração apresentaram maiores valores de resistência.

Ressalta-se que, de modo geral, as amostras estudadas apresentaram elevados valores de rigidez inicial, acima dos valores encontrados no estudo de dosagem apresentado por Chaves (2023), que para amostras moldadas em laboratório com 2,5% de teor de cimento, a rigidez inicial não ultrapassou 2.000 Mpa.

4.1.1.2 Cura em campo x Cura em laboratório

A Figuras de 4.5 e 4.6 apresentam os pesos específicos aparentes secos, assim como a porosidade obtida para as amostras da camada superior da pilha vibrada, obtidos para os corpos de prova moldados a partir de blocos indeformados retirados logo após a construção da pilha, comparando-os aos retirados após 90 dias. Ressalta-se, que essa análise será focada na pilha vibrada pois apenas estas amostras foram recebidas nas duas configurações de cura.

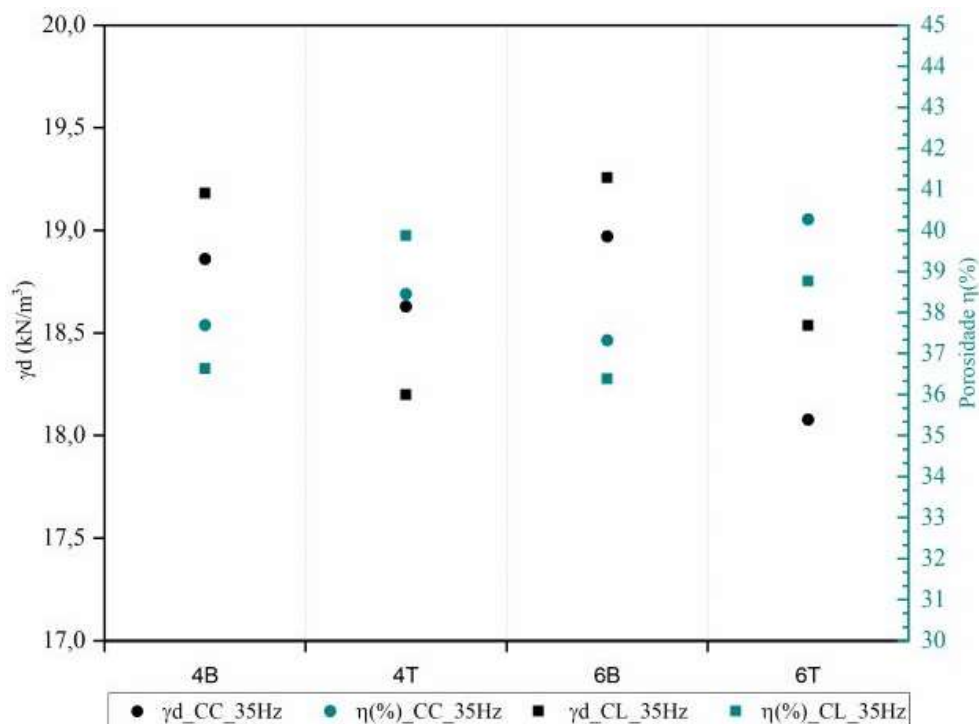


Figura 4.5 – Peso específico aparente seco e índice de porosidade das amostras indeformadas curadas em campo e em laboratório, submetidas ao ensaio de resistência à compressão simples

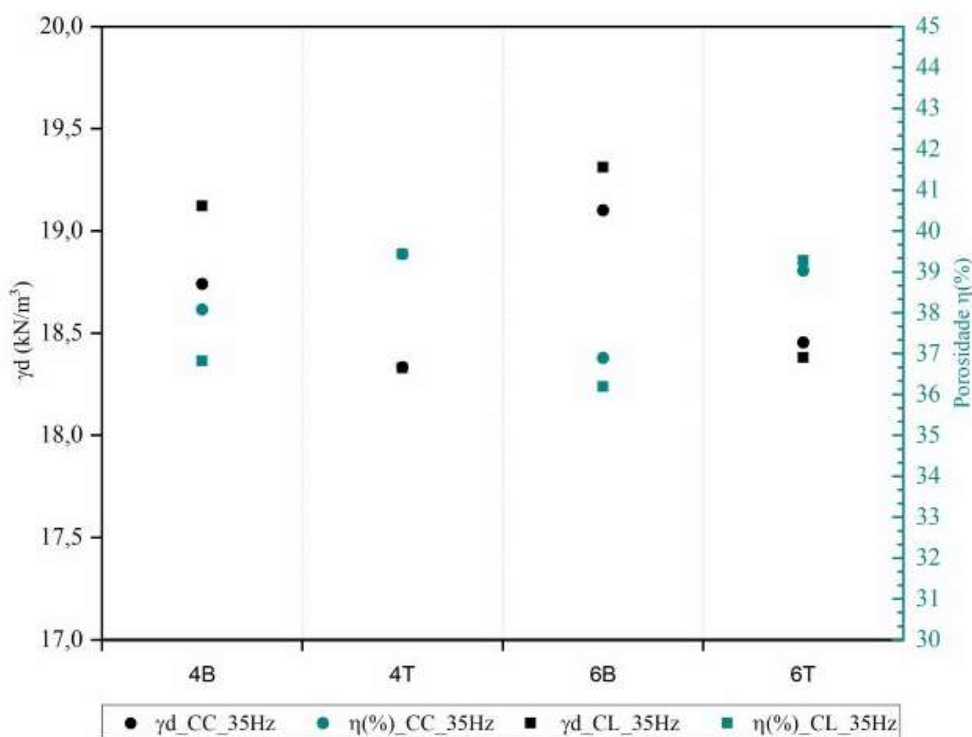


Figura 4.6 – Peso específico aparente seco e índice de porosidade das amostras indeformadas curadas em campo e em laboratório, submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral

O valor médio de peso específico aparente seco para as amostras curadas em campo foi de 18,65 kN/m³, ficando levemente inferior à média das amostras curadas em laboratório (18,79 kN/m³). Tal resultado pode estar relacionado à heterogeneidade do rejeito, bem como às variações de temperatura e umidade em que as amostras curadas em campo foram expostas. Assim como observado nos resultados das amostras curadas em campo, o aumento do número de passadas gerou materiais menos porosos, e os valores de peso específico seco das amostras de base foram maiores que as de topo, para as amostras curadas em laboratório. Este comportamento se demonstrou comum para a pista compactada com rolo vibratório, devido a melhor eficiência deste em camadas mais profundas.

As Figuras 4.7 e 4.8 apresentam os valores de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente, assim como os módulo de cisalhamento inicial, dos resultados obtidos para amostras curadas em campo e em laboratório.

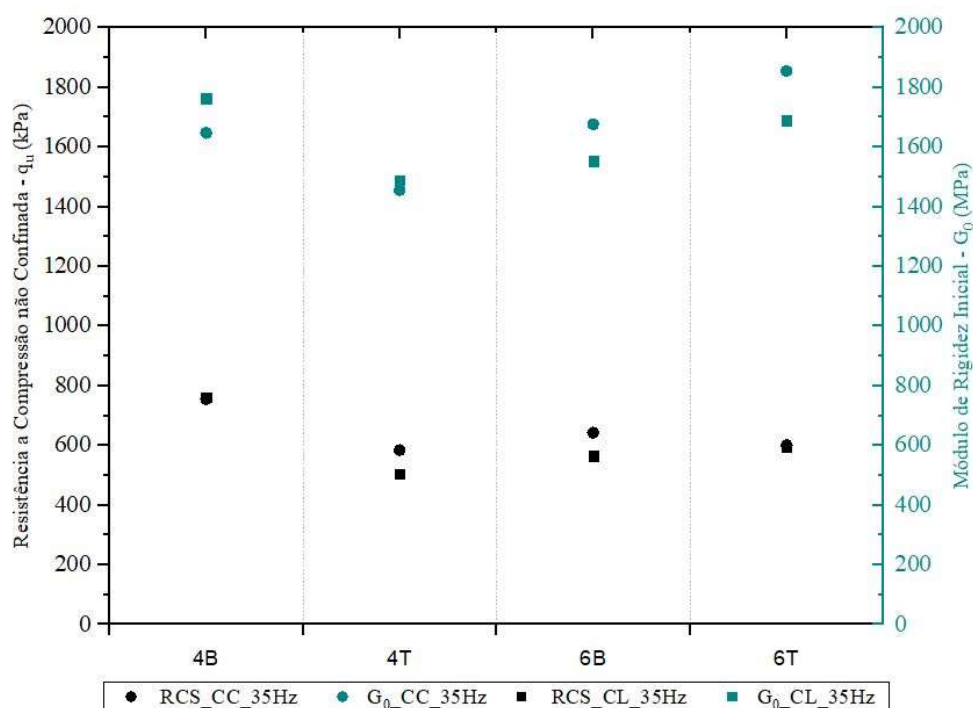


Figura 4.7 – Resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas curadas em campo e em laboratório

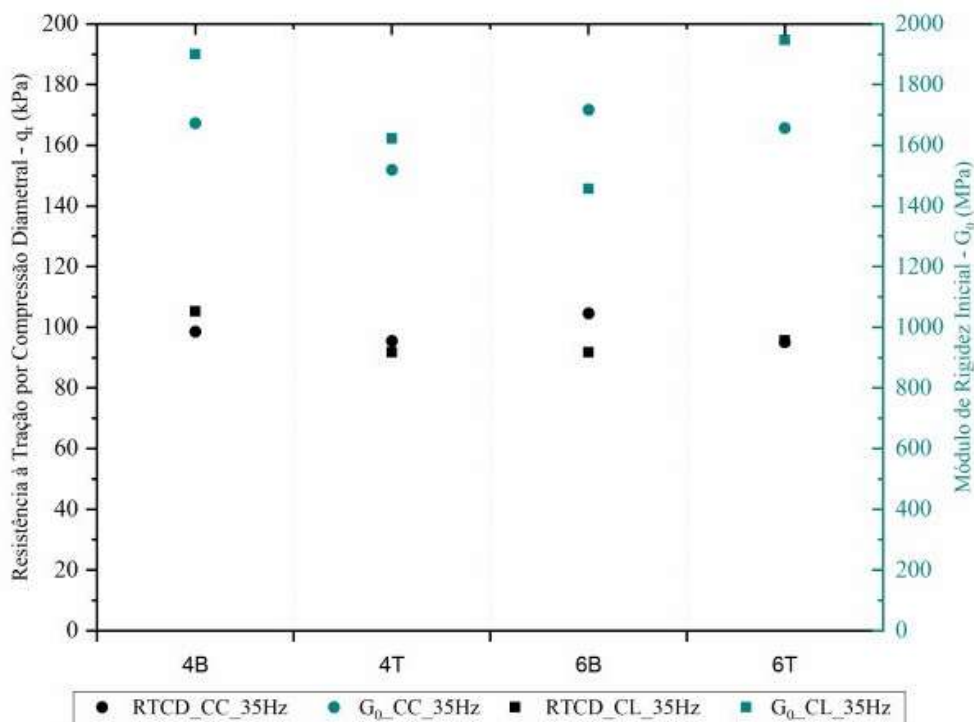


Figura 4.8 – Resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial para as amostras indeformadas curadas em campo e em laboratório

Ao se analisar os resultados de resistência à compressão não confinada e tração por compressão diametral, observa-se que a magnitude dos valores alcançados nas amostras curadas em campo foi próxima à das amostras curadas em laboratório, e de acordo com os pesos específicos alcançados, ou seja maior resistência para maiores valores de pesos específicos. Verificou-se também que, analisando as amostras num contexto total, os valores de resistência à compressão não confinada na região da base do bloco variaram entre 642,66 kPa e 762,47 kPa, e na região do topo, variaram entre 505,52 kPa e 601,92 kPa, ou seja, nenhuma amostra localizada no topo alcançou a resistência encontrada na base do bloco, demonstrando que a desestruturação causada pelo rolo compactador influencia tanto na porosidade, quanto na resistência da superfície de compactação.

Em relação ao módulo da rigidez inicial, observa-se que para as amostras ensaiadas tanto por compressão quanto por tração, o comportamento foi de acordo com as resistências alcançadas, ou seja, quanto maior a resistência maior foi o módulo verificado. De modo geral, se alcançou módulos de rigidez inicial mais elevados para maiores valores de pesos específicos. Ao compararmos as amostras de diferentes locais de cura, observou-se que seguiu uma mesma tendência, com médias próximos entre si.

4.1.2 Estudo estatístico

A seguir será apresentado o estudo da significância para avaliar a influência das configurações de compactação das pilhas sobre o valor do peso específico aparente seco, resistência à compressão simples, resistência a tração por compressão diametral, e módulo de rigidez inicial.

4.1.2.1 Análise do peso específico aparente seco

O gráfico de Pareto é utilizado para identificar estatisticamente os fatores significativos de um projeto de experimentos. A Figura 4.9 apresenta o gráfico de Pareto, utilizado para indicar os fatores estatisticamente significativos, de um projeto de experimentos, através de seus fatores principais e suas interações. Observa-se, que os fatores importantes para o peso específico aparente seco foram a região do bloco (C) e o número de passadas (B).

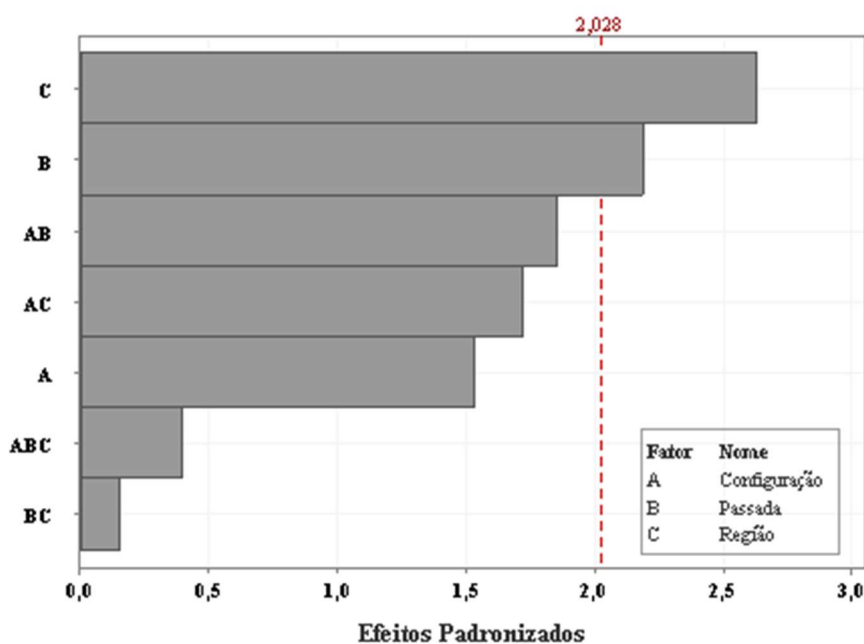


Figura 4.9 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise de peso específico aparente seco

A Figura 4.10 exibe o gráfico de efeitos principais do estudo realizado. Observa-se que a região e o número de passadas tiveram grande influência nos resultados de peso específico aparente seco, ocorrendo o aumento desse valor conforme o aumento de passadas. Por outro lado, observa-se que a pilha não vibrada apresentou uma estrutura mais compacta em relação à pilha vibrada, este comportamento foi semelhante nos dois locais de cura estudados.

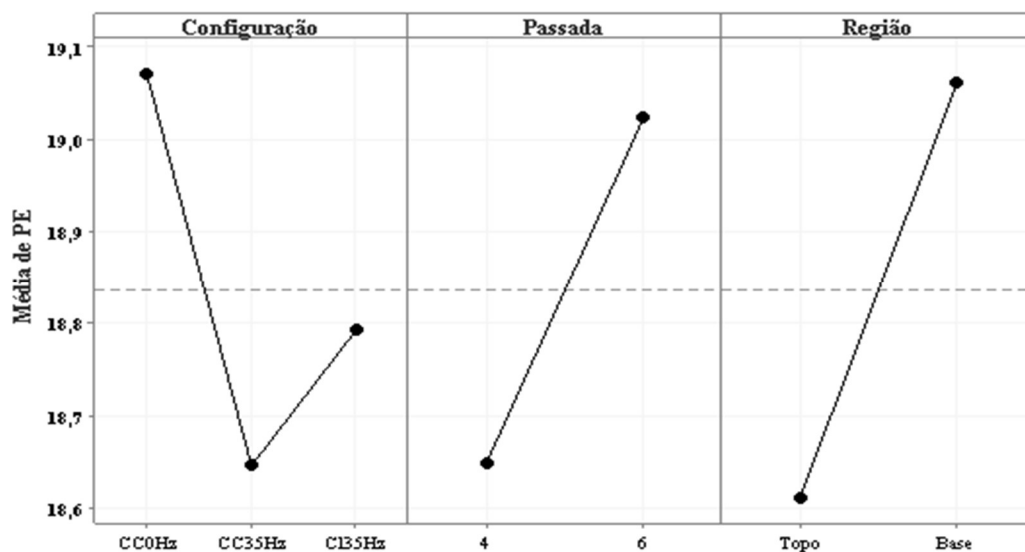


Figura 4.10 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, para análise de peso específico aparente seco

A Figura 4.11 demonstra o gráfico das interações entre os fatores estudados. Primeiramente, comparando-se a configuração e o número de passadas, observa-se que a média das amostras CC0Hz-6P obteve peso específico superior às demais amostras. Já ao compararmos configuração e região do bloco, observa-se uma constância nos valores na região da base entre todas as configurações, porém, no topo, a configuração não vibrada apresentou média superior à pilha vibrada. Ao compararmos número de passadas e região do bloco, observa-se que em ambas as regiões, quanto maior o número de passadas, mais compactada ficou a pista.

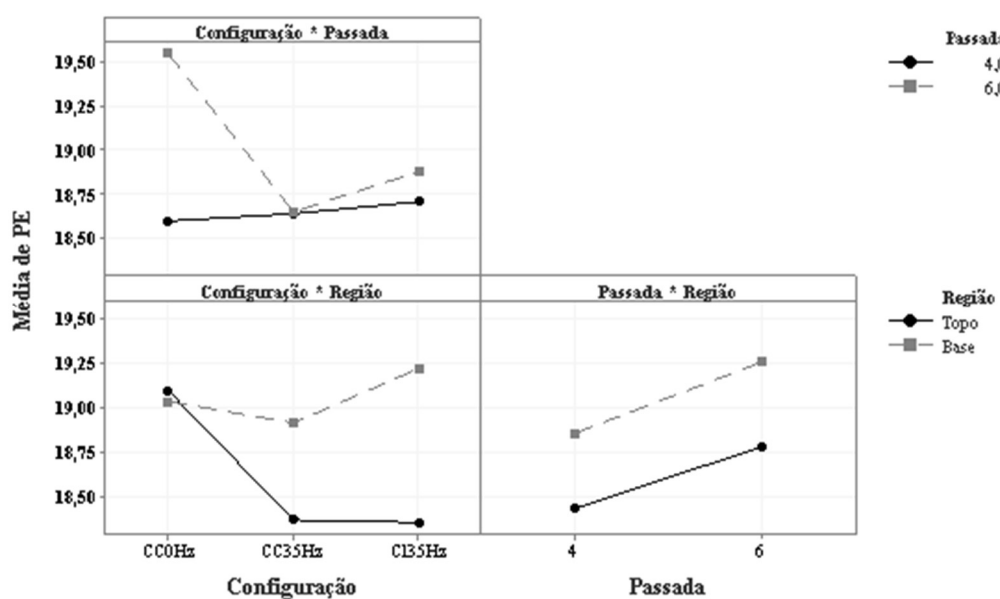


Figura 4.11 – Gráfico das interações das amostras indeformadas, análise de peso específico aparente seco

4.1.2.2 Análise do módulo de rigidez inicial

A Figura 4.12 apresenta os gráficos de Pareto com os fatores principais e suas interações, referente à variável resposta do módulo de rigidez inicial. Observa-se que os fatores principais significativos foram a configuração (A) e a passada (B).

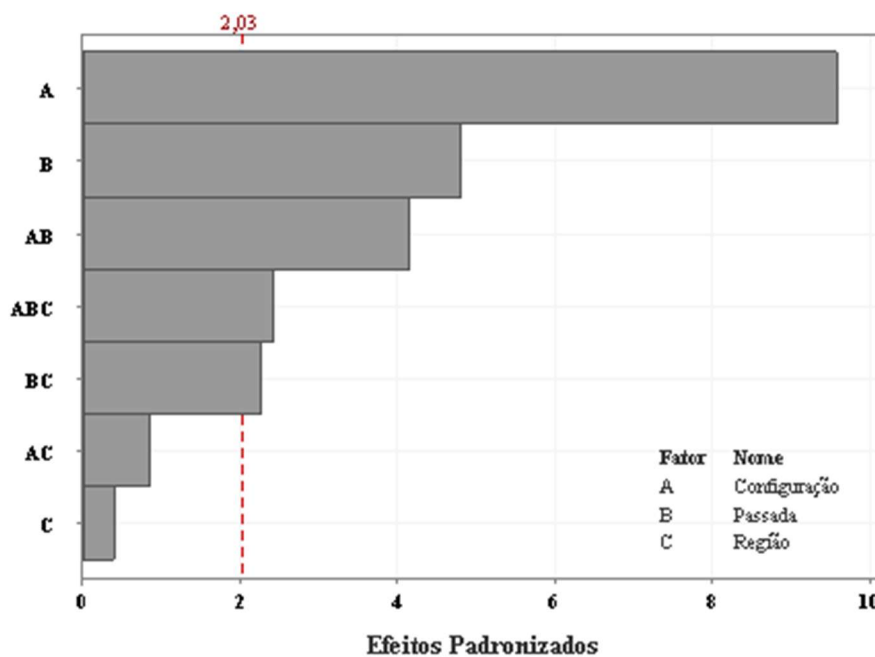


Figura 4.12 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise do módulo de rigidez inicial

A Figura 4.13 exibe o gráfico de efeitos principais do estudo realizado. Observa-se que a configuração não vibrada apresentou menor desempenho quanto a rigidez. Com relação a pilha vibrada, a cura em laboratório apresentou valores levemente superior à cura em campo. Quanto ao número de passadas, o aumento de rigidez foi proporcional ao número de passadas.

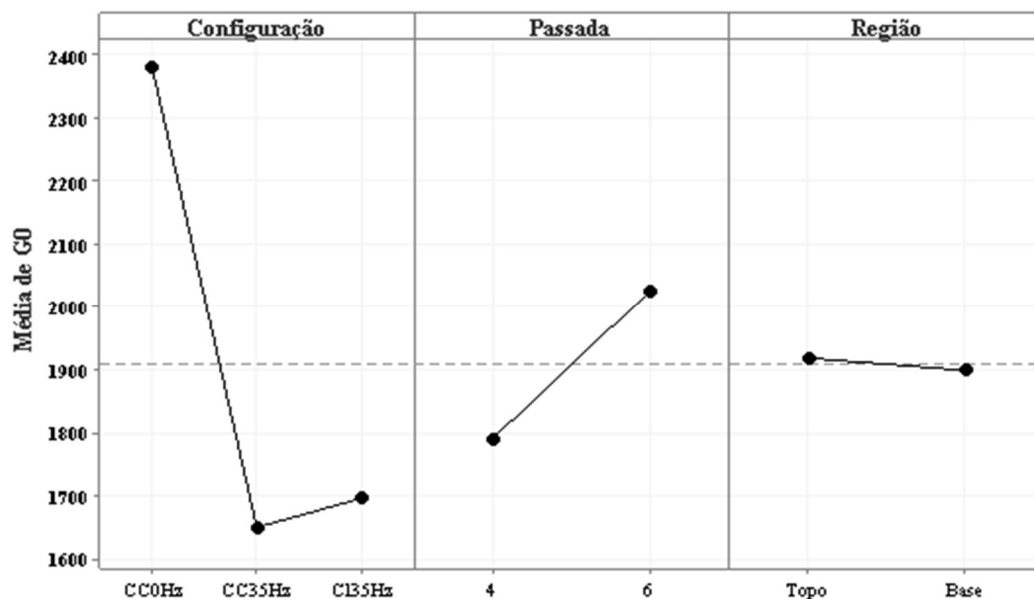


Figura 4.13 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, para análise do módulo de rigidez inicial

A Figura 4.14 exibe o gráfico das interações referentes a variável resposta rigidez inicial. Observa-se que a interação configuração*passada demonstra que tanto na pilha não vibrada quanto na vibrada, o aumento no número de passadas melhorou a rigidez das amostras. Já as interações com a região, não apresentaram grandes variações na rigidez, tanto em relação com a configuração, quanto ao número de passadas.

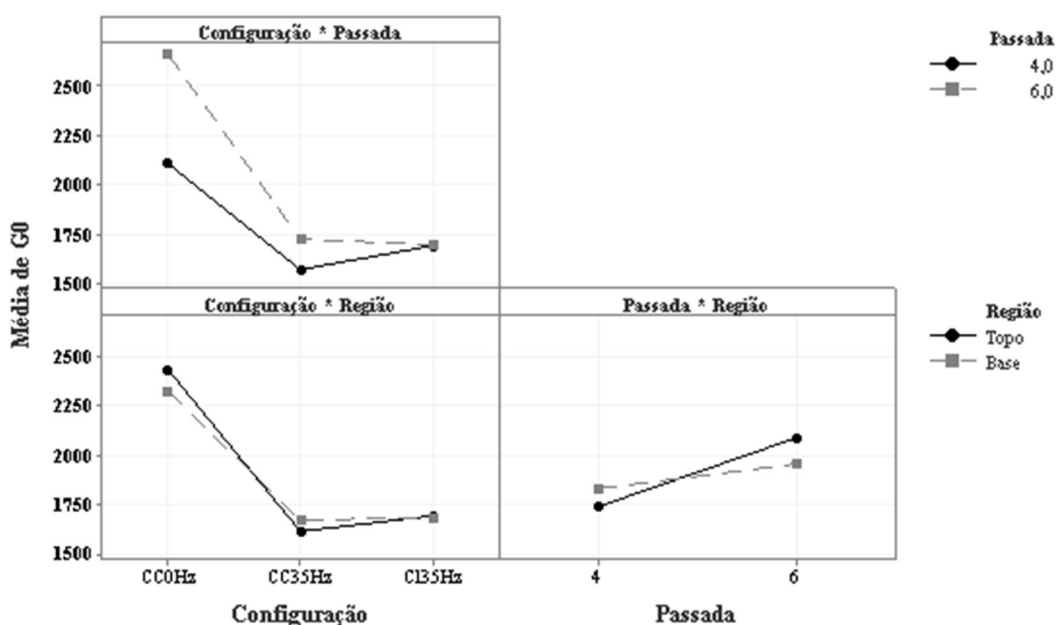


Figura 4.14 – Gráfico das interações das amostras indeformadas, para análise do módulo de rigidez inicial

4.1.2.3 Análise dos resultados de resistência à compressão simples

A Figura 4.15 apresenta os gráficos de Pareto com os fatores principais e suas interações, referente à variável resposta resistência a compressão simples. Observa-se que a configuração (A) foi o único fator principal significativo, seguido pelas interações deste fator com o número de passadas (AB) e do local do bloco (AC).

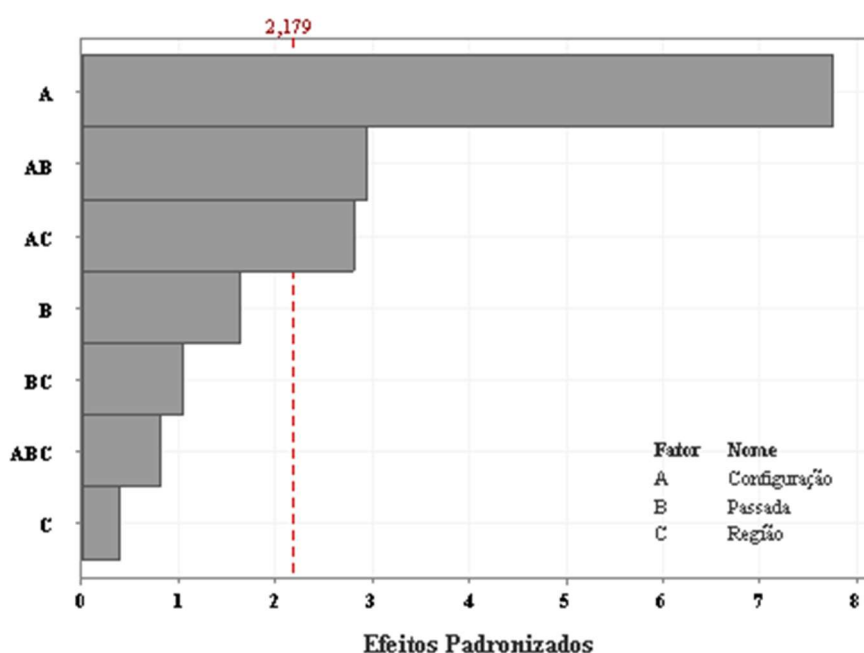


Figura 4.15 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à compressão simples

A Figura 4.16 exibe o gráfico de efeitos principais do estudo realizado. De modo geral, a pista não vibrada obteve melhor resistência à compressão em comparação à pista vibrada, porém não se pode afirmar que a compactação não vibrada apresenta melhor desempenho, pois foram identificados problemas na mistura desta última camada da pista compactada na umidade ótima, conforme identificado por Chaves (2023). Logo, uma comparação apenas entre os locais de cura se mostra mais relevante. Neste sentido, observa-se que a cura em campo apresentou um melhor desempenho quanto a resistência a compressão, apesar de possuir menor peso específico e rigidez. Destaca-se também que o aumento do número de passadas, de 4 para 6, gerou maiores valores de resistência. Por se tratar de um estudo geral, que comparou tanto a pilha não vibrada quanto a vibrada em dois locais de cura, não foi possível identificar o comportamento dessas três configurações nos gráficos de efeitos principais.

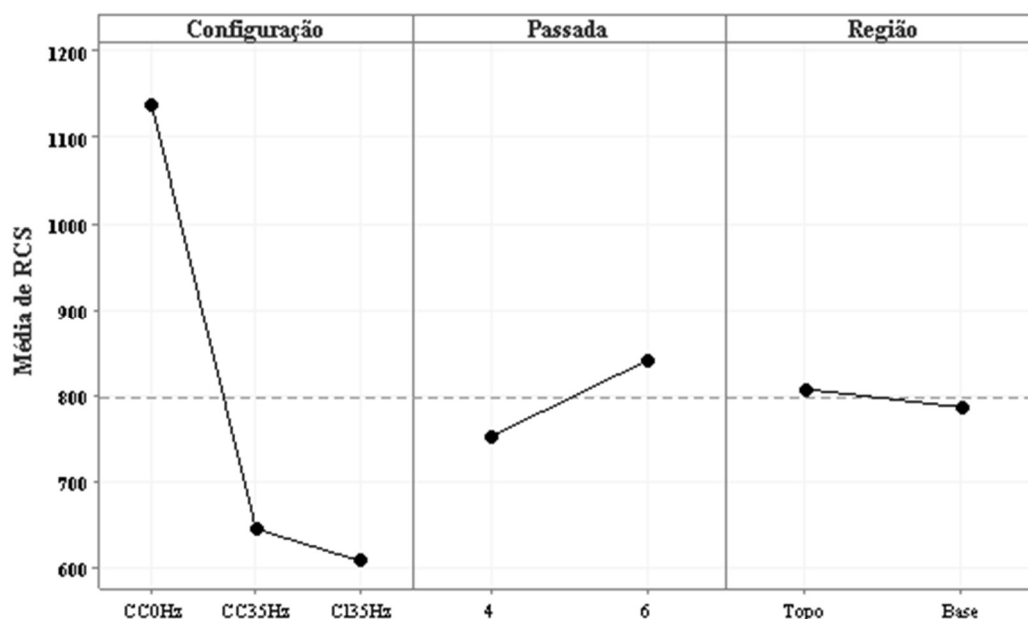


Figura 4.16 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, vibração para análise dos resultados de resistência à compressão simples

A Figura 4.17 exibe o gráfico das interações encontradas para a variável resistência à compressão simples. Na interação configuração*região do bloco, pode-se verificar que a pilha vibrada apresentou maior resistência na base, enquanto o comportamento foi o inverso, na pilha não vibrada. Esta tendência também pode ser visualizada no estudo do peso específico aparente seco. O melhor grau de compactação obtido na base em relação ao topo, corrobora com estudos demonstrado na literatura, por D'Appolonia et al. (1969), que demonstra que a parte mais superficial de um aterro apresenta menores valores de peso específico, tendo em vista a perturbação causada pela vibração das partículas.

Ao analisarmos a interação Configuração*Passada, verifica-se que para a pista não vibrada, a resistência aumentou com o acréscimo de passadas, porém tal comportamento não se repetiu para a pista vibrada. Apesar do intervalo de resistência ser pequeno entre 4 e 6 passadas, são dois possíveis fatores que levaram a esse comportamento. O primeiro é que o aumento do número de passada gera menores valores de peso específico aparente seco, isso pode ocorrer quando se alcança o grau de compactação para aquela umidade trabalhada, e aumentar o número de passadas pode produzir perda no grau de compactação, por destruição de uma estrutura recém-formada (LI, 2021). Porém, na pilha vibrada o peso específico para 6 passadas foi igual ou superior ao de 4 passadas. Logo, o principal motivo deve ser a heterogeneidade da mistura no momento da compactação, identificado principalmente na pista 6P (CHAVES, 2023).

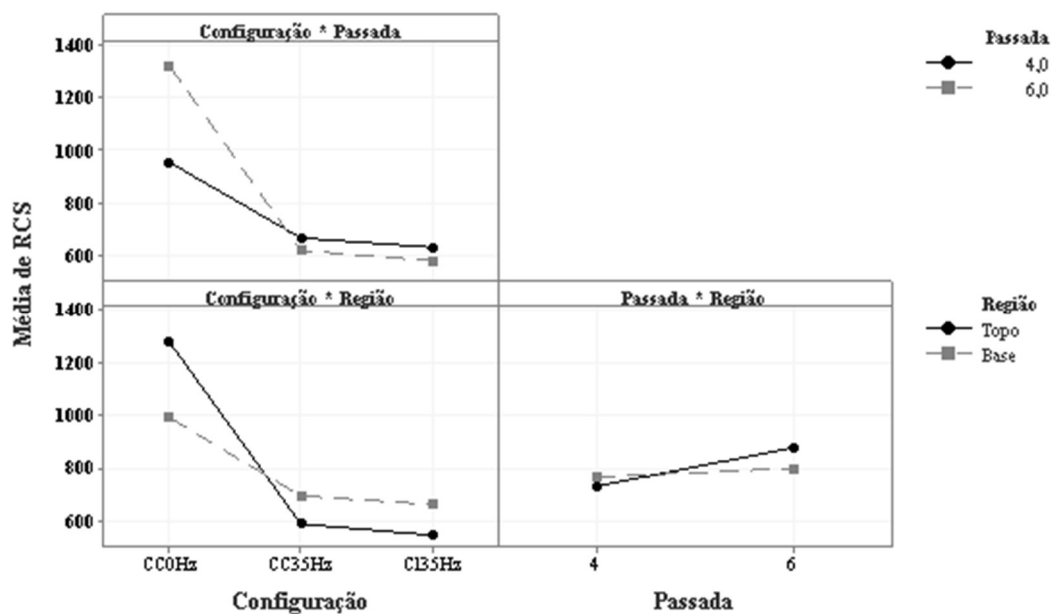


Figura 4.17 – Gráfico das interações das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à compressão simples

4.1.2.4 Análise dos resultados de resistência à tração por compressão diametral

A Figura 4.18 apresenta os gráficos de Pareto com os fatores principais e suas interações, referente à variável resposta resistência a tração por compressão diametral. Observa-se que o único fator significativo foi a configuração das amostras.

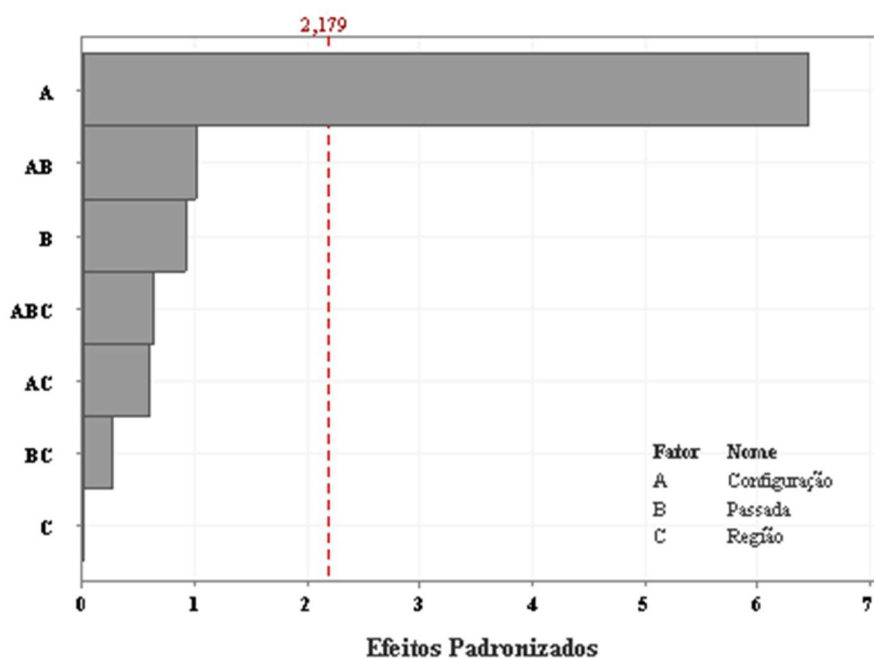


Figura 4.18 – Gráfico de Pareto das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à tração por compressão diametral

A Figura 4.19 exibe o gráfico de efeitos principais. Conforme identificado anteriormente, a pilha não vibrada apresentou melhor desempenho e o aumento do número de passadas, gerou maiores valores de resistência a tração. Vale destacar que a cura em campo apresentou valores levemente superior à cura em laboratório.

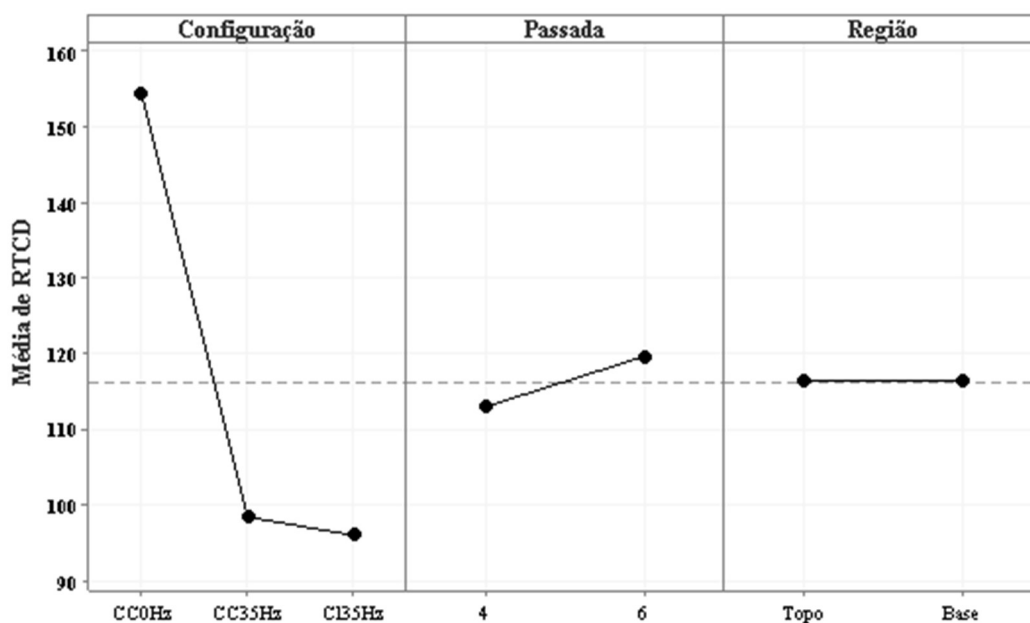


Figura 4.19 – Gráfico de efeitos principais das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à tração por compressão diametral

A Figura 4.20 apresenta o gráfico das interações neste estudo. Na interação Configuração*Passada, foi possível identificar que, nas amostras curadas em campo, o melhor desempenho foi identificado na pista com 6 passadas. Já na interação Configuração*Região, foi identificado o comportamento semelhante ao da resistência à compressão, ou seja, na pista não vibrada, a maior resistência ficou na região superior do bloco, enquanto na pista vibrada, a maior resistência foi identificada na região inferior.

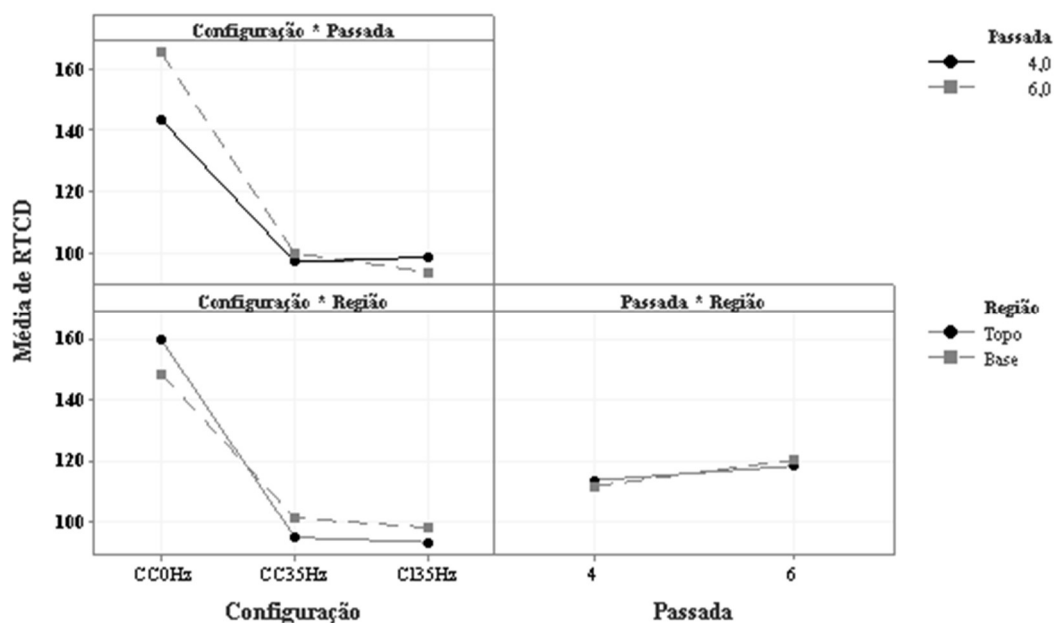


Figura 4.20 – Gráfico das interações das amostras indeformadas, para análise dos resultados de resistência à tração por compressão diametral

4.1.3 Ensaios Triaxiais Drenados – Amostras Indeformadas

Conforme especificado na metodologia, também foram realizados ensaios de compressão triaxial drenados (CID) em amostras indeformadas, coletadas diretamente da pilha experimental, e curadas por 90 dias, em dois locais distintos, laboratório e campo. Para a realização dos ensaios foram escolhidas amostras das pistas vibrada e não vibrada compactadas com 6 passadas. Para cada local de cura, foram realizados um conjunto de três ensaios para amostras retiradas do topo e três retiradas da base, com tensões efetivas de 50, 100 e 200 kPa. Os dados de moldagem dos corpos de prova ensaiados são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Dados de moldagem das amostras indeformadas, submetidas aos ensaios de resistência triaxial

TIPO DE ENSAIO	LOCAL DE CURA	TENSÕES EFETIVAS (kPa)	AMOSTRA	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	Porosidade η (%)	$\eta/(C_v)^4$
Consolidado Isotropicamente e drenado (CID)	Campo	50	CC 0Hz 6B 01	19,04	0,59	37,11	24,69
		100	CC 0Hz 6B 02	19,26	0,57	36,38	23,93
		200	CC 0Hz 6B 03	18,80	0,61	37,91	25,55
		50	CC 0Hz 6T 01	19,52	0,55	35,53	23,06
		100	CC 0Hz 6T 02	18,88	0,60	37,65	25,27
		200	CC 0Hz 6T 03	19,13	0,58	36,83	24,40
	Campo	50	CC 35Hz 6B 01	19,04	0,59	37,32	24,70
		100	CC 35Hz 6B 02	18,88	0,60	38,33	25,26
		200	CC 35Hz 6B 03	18,90	0,60	37,52	25,18
		50	CC 35Hz 6T 01	18,00	0,68	41,41	28,55
		100	CC 35Hz 6T 02	18,13	0,67	38,89	28,06
		200	CC 35Hz 6T 03	18,07	0,68	42,48	28,28
	Laboratório	50	CL 35Hz 6B 01	19,8	0,53	35,51	22,14
		100	CL 35Hz 6B 02	18,88	0,60	37,35	25,25
		200	CL 35Hz 6B 03	19,37	0,56	35,79	23,56
		50	CL 35Hz 6T 01	18,28	0,66	37,96	27,46
		100	CL 35Hz 6T 02	18,21	0,66	41,22	27,72
		200	CL 35Hz 6T 03	18,41	0,64	38,36	26,98

4.1.3.1 Comportamento tensão-deformação

A Figura 4.21 apresenta as curvas tensão-deformação axial, e as curvas de deformação volumétrica em relação deformação axial, das amostras indeformadas curadas em campo, compactadas sem frequência de vibração. Observa-se que o aumento da tensão efetiva média, gerou maiores tensões desvio de ruptura, e as amostras apresentaram um trecho inicial de deformação linear e pico bem definido, caracterizando um comportamento frágil, atingindo elevados valores de tensão desviadoras, e que no comportamento pós-pico, houve pontos em que o aumento das deformações ocorreu sem que houvesse diminuição da tensão, formando “degraus”.

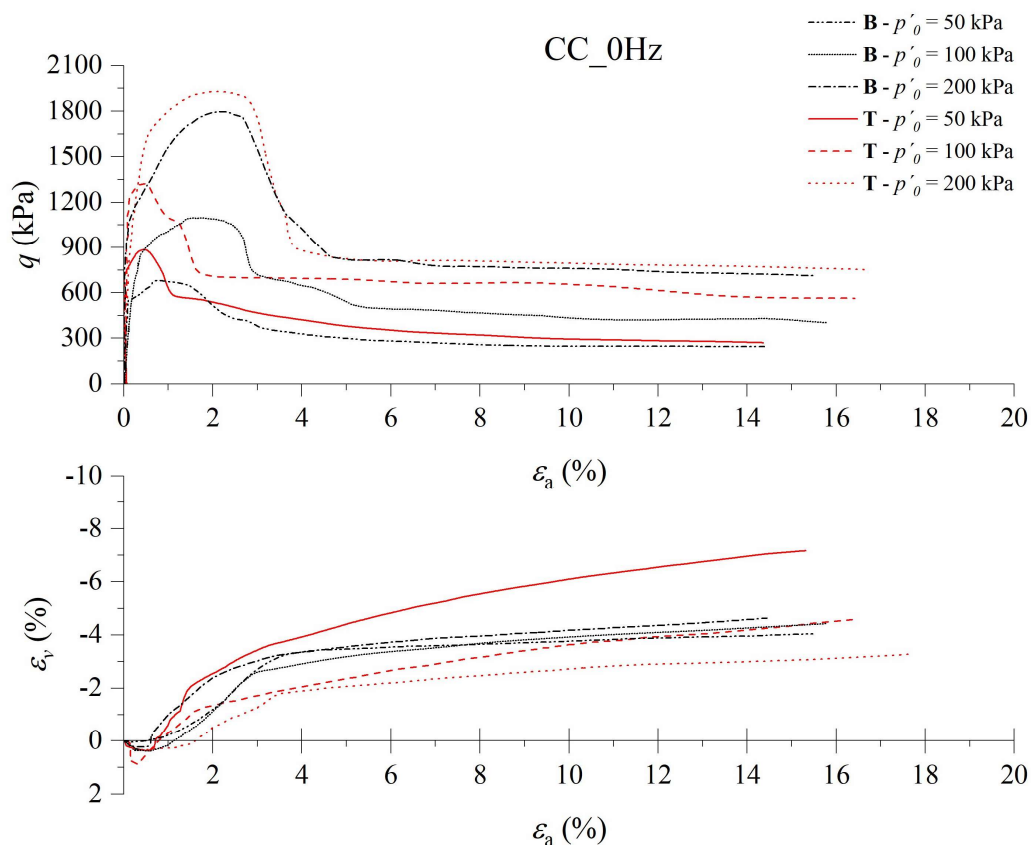


Figura 4.21 – Amostras indeformadas sem frequência de vibração, curadas em campo, ensaiadas à compressão triaxial: (a) curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento

A Figura 4.22 apresenta as curvas tensão-deformação axial, assim como as curvas de deformação volumétrica em relação deformação axial, das amostras indeformadas curadas em campo, compactadas com 35 Hz de frequência de vibração. Observa-se que o comportamento foi igual ao descrito para as amostras compactadas sem vibração, em que a queda de tensão no pós-pico ocorreu de forma suave, sem que houvesse queda de tensão, formando uma espécie de “degraus”, esse comportamento demonstra um material com uma melhor distribuição de ligações cimentícias, resultando em um comportamento mais homogêneo, principalmente para as amostras do topo, submetidas à uma tensão efetiva de 100 e 200 kPa.

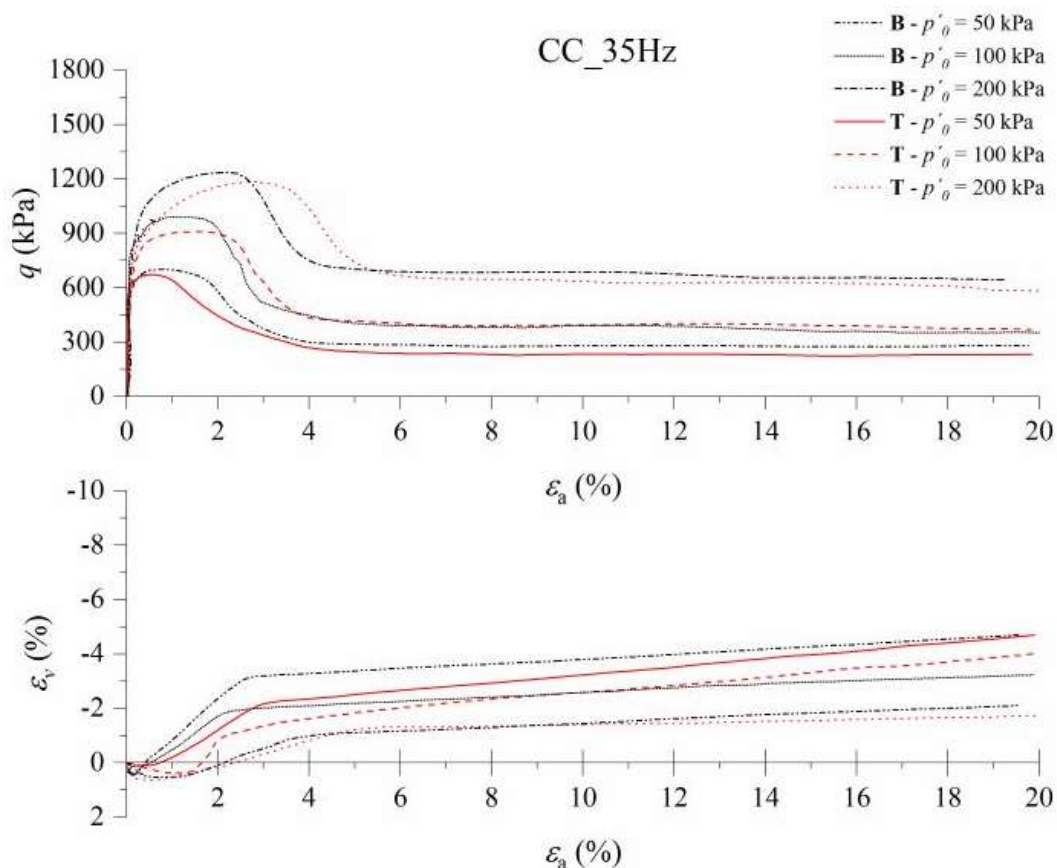


Figura 4.22 – Amostras indeformadas com frequência de vibração, curadas em campo, ensaiadas à compressão triaxial: (a) curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento

A Figura 4.23 apresenta as curvas tensão-deformação axial, assim como as curvas de deformação volumétrica em relação deformação axial, das amostras indeformadas curadas em laboratório. Vale destacar que só foi possível ensaiar a amostra CL-35Hz-6B-02 até aproximadamente 7,5% de deformação axial, pois a membrana que envolve o corpo de prova furo durante o ensaio. Para o conjunto de amostras analisados, observa-se que tensão desviadora máxima ocorreu a menores deformações, quando comparado com as amostras curadas em laboratório. As amostras localizadas na base do bloco apresentaram uma ruptura a maiores tensões, e com um comportamento frágil mais bem definido, principalmente para os ensaios realizados nas tensões efetivas médias de 50 e 100 kPa, o que pode estar relacionado com o menor índice de vazios das amostras, ou maior grau de cimentação.

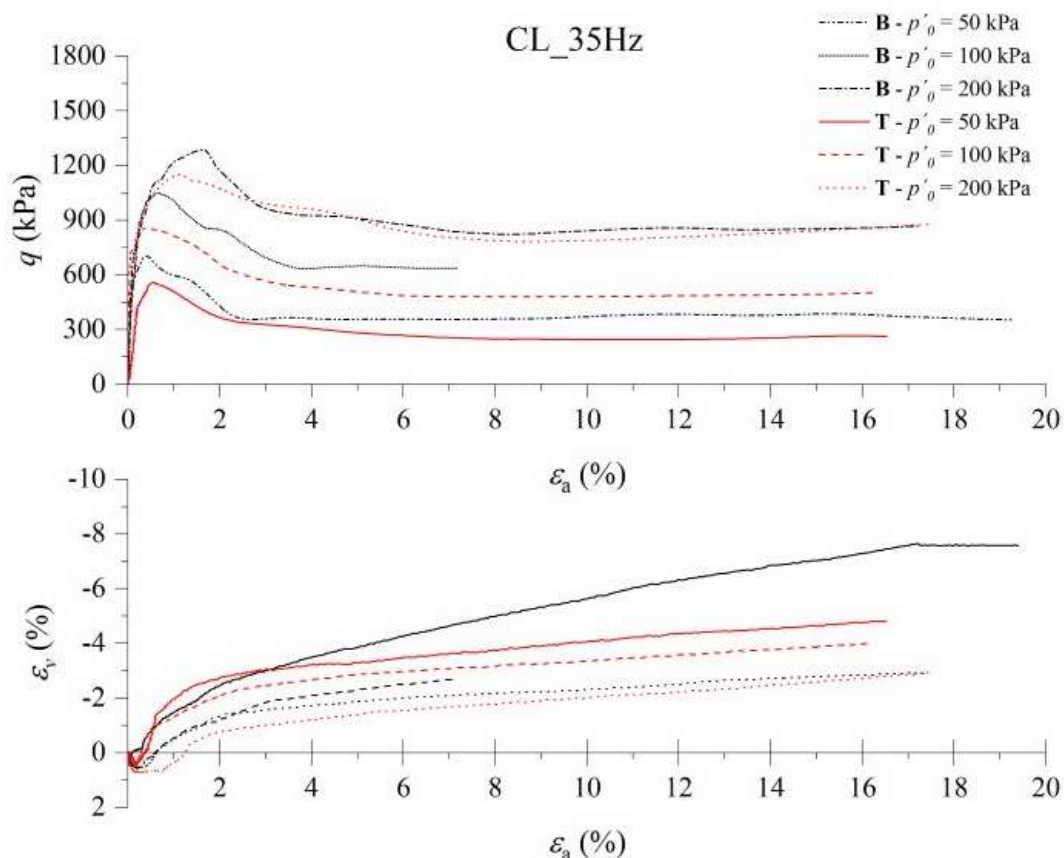


Figura 4.23 – Amostras indeformadas com frequência de vibração, curadas em laboratório, ensaiadas à compressão triaxial: (a) curvas tensão-deformação axial; (b) variação volumétrica durante o cisalhamento

Ao analisarmos as amostras vibradas observamos que os maiores valores de tensão desvio foram encontrados para os corpos de prova retirados da base, enquanto nas amostras sem frequência de vibração, os maiores valores foram identificados nos corpos de prova retirados do topo, o que corrobora com a ideia discutida nos ensaios de resistência mecânica não confinada, de que a vibração gera um nível de desestruturação na parte superficial da camada, diminuindo o desempenho delas.

Em relação ao comportamento volumétrico observa-se que todas as amostras inicialmente apresentaram um comportamento compressivo, em seguida um comportamento dilatante, que de forma geral, diminui com o aumento da tensão efetiva. Destaca-se que, para essa faixa de tensão efetiva média, para maiores tensões ocorreu o aumento da tensão desvio máxima, sem que se verificasse a transição do comportamento frágil para o dúctil. Conforme já esperado, a variação volumétrica não se estabilizou até o fim do ensaio, o que indica que as amostras também não atingiram o estado crítico, porém se observa uma maior tendência de estabilização

para as amostras curadas em campo, um indicativo de que elas chegaram mais próximas de alcançar o estado crítico.

Como observado em todos os ensaios, o comportamento tensão-deformação foi de acordo com o que está descrito na literatura para materiais granulares cimentados, porém, o estado crítico não foi atingido de forma nítida, principalmente para as amostras curadas em laboratório, tendo em vista que a deformação volumétrica não se estabilizou até o fim do ensaio, o que indica que são necessárias maiores deformações distorcionais para que esse estado seja alcançado. Além disso, destaca-se que todas as amostras apresentaram planos de cisalhamento bem definidos (“*shear plane*”), e quando isso ocorre, tem-se uma maior dificuldade na correção da área após o pico, tendo em vista o fato dela não apresentar uma distribuição regular de tensão.

4.1.3.2 Trajetórias de tensões

As Figuras 4.24 a 4.26 apresentam as trajetórias de tensões efetivas, no espaço p' - q para os ensaios triaxiais demonstrados no item anterior, referentes as misturas de rejeito e cimento, compactadas em campo com e sem frequência de vibração, curadas em laboratório e campo. A partir dos pontos de pico e pós-pico, foi possível ajustar uma envoltória de ruptura do material. Ressalta-se, que se considerou que após o pico as amostras não apresentariam qualquer tipo de coesão, então a envoltória foi traçada passando na origem ($c'=0$ kPa). Com a equação da reta que representa as envoltórias, foi possível determinar os ângulos de atrito de pico e pós-pico, assim como os interceptos coesivos das amostras ensaiadas. Além disso, sabendo-se que a envoltória de resistência é não-linear, destaca-se que as envoltórias apresentadas representam o melhor ajuste para as resistências analisadas. Conforme observado nas figuras, para as três configurações de ensaios triaxiais o ângulo de atrito pós-pico não pode ser ajustado com valores iguais, o que pode ter ocorrido, principalmente, por conta da cimentação heterogênea entre os corpos de prova ensaiados, que gerou rupturas frágeis em diferentes intensidades.

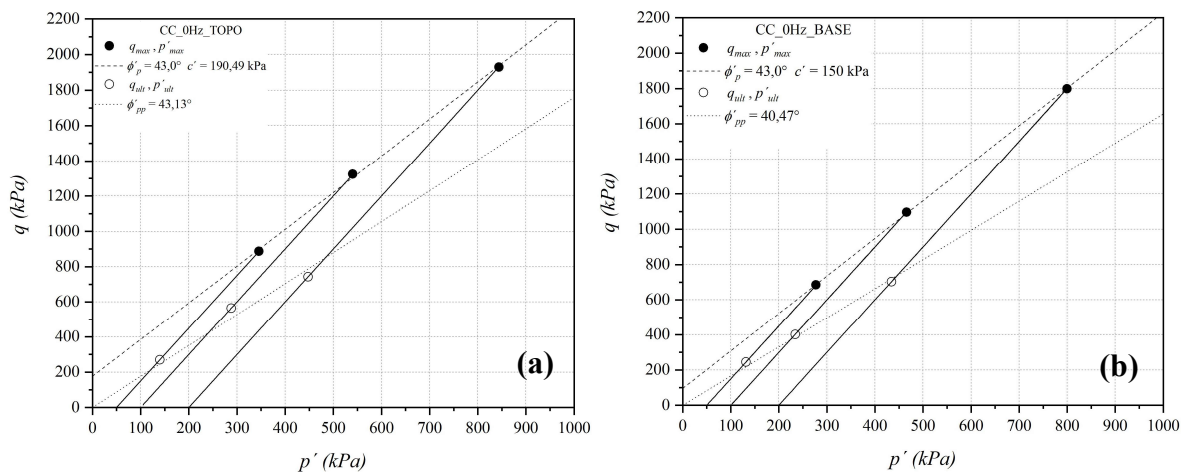


Figura 4.24 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $p' \times q$, para amostras compactadas sem frequência de vibração e curadas em campo: (a) amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco

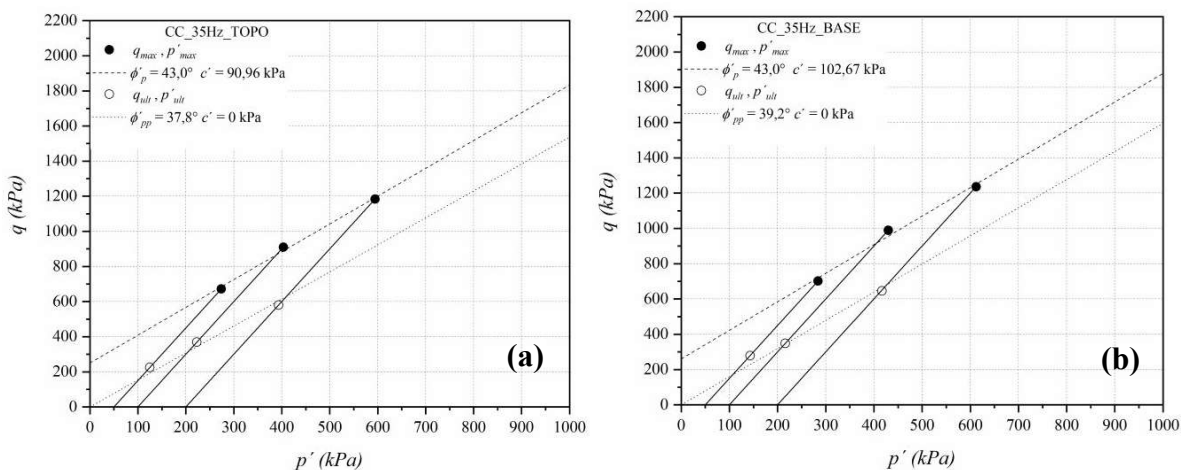


Figura 4.25 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $p' \times q$, para amostras compactadas com frequência de vibração e curadas em campo: (a) amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco

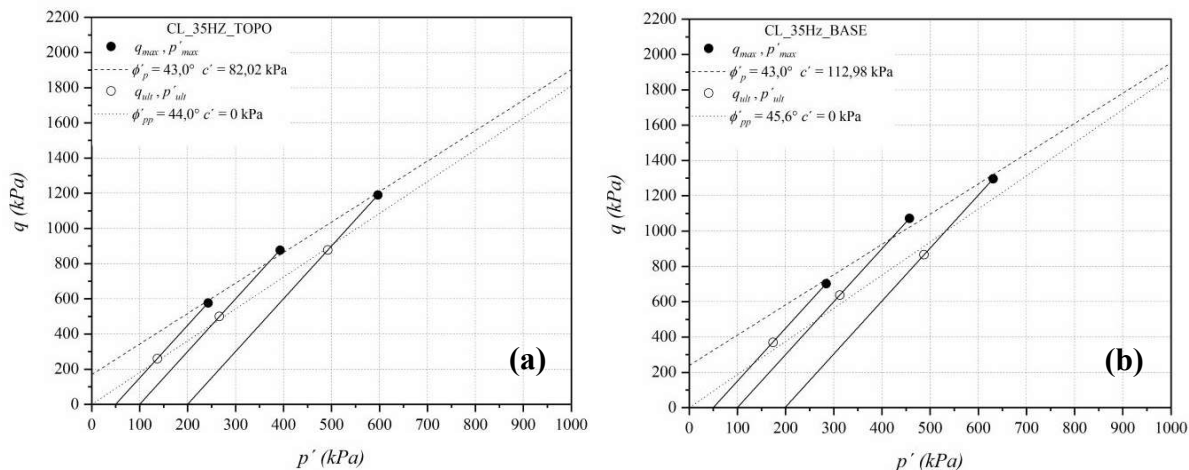


Figura 4.26 – Trajetórias de tensões efetivas, no espaço $p' \times q$, para amostras compactadas com frequência de vibração e curadas em laboratório: (a) amostras retiradas do topo do bloco; (b) amostras retiradas da base do bloco

Ao se analisar a Figura 4.24 observa-se que de modo geral as amostras que apresentaram um comportamento de maior fragilidade na ruptura foram as amostras retiradas do topo da camada, as quais também apresentam maior valor de intercepto coesivo em relação às amostras retiradas da base da camada.

Através das Figuras 4.25 e 4.26, é possível observar que para as amostras compactadas com vibração e curadas em campo e em laboratório, a ruptura frágil foi mais pronunciada nas amostras da base, tendo em vista a maior distância entre o pico e pós-pico. Além disso, pelo ajuste da envoltória, observa-se que as amostras de base apresentam maiores valores de intercepto coesivo, tanto para a cura em laboratório, quanto em campo, indicando o melhor desempenho da base. Possivelmente a variação de η/C_{iv} , pode ter gerado essa diferença nos valores de intercepto coesivo, tendo em vista que as amostras de base, de forma geral, apresentaram menor valor do parâmetro, quando comparadas com as amostras do topo.

De forma geral, observa-se claramente o efeito do η/C_{iv} na resistência de todas as amostras ensaiadas. Os diferentes valores de η/C_{iv} , foram resultados da maior perturbação que o topo da camada pode sofrer ao ser vibrada, por estar próximo da superfície, ou seja, mais próximo do rolo compactador, que gera amostras com maiores porosidade. Além disso, não foi possível observar uma mudança de comportamento de uma ruptura frágil para dúctil, com o aumento da tensão efetiva, conforme observado nas trajetórias, o que está relacionado ao intervalo de tensões em que se trabalhou. Vale destacar que a pista compactada sem frequência de vibração

apresentou melhor desempenho mecânico, ao considerarmos os valores de interceptos coesivos obtidos, fato que pode estar ligado a condição de compactação em campo, conforme discutido anteriormente, os blocos recebidos em laboratório, referentes a pista vibrada apresentavam torrões de cimento endurecido, o que pode ter influenciado no desempenho mecânico das amostras. A Tabela 4.5 apresenta os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios realizados.

Tabela 4.5: Parâmetros obtidos nos ensaios de compressão triaxial das amostras extraídas do campo

TIPO DE ENSAIO	LOCAL DE CURA	TENSÕES EFETIVAS (kPa)	AMOSTRA	$\eta/(c_w)^1$	ÂNGULO DE ATRITO PICO Φ'_p (graus)	ÂNGULO DE ATRITO PÓS-PICO Φ'_{pp} (graus)	INTERCEPTO COESIVO c' (kPa)
Consolidado Isotropicamente e drenado (CID)	Campo	50	CC 0Hz 6B 01	24,69	43	40,47	150
		100	CC 0Hz 6B 02	23,93			
		200	CC 0Hz 6B 03	25,55			
		50	CC 0Hz 6T 01	23,06	43	43,13	190,49
		100	CC 0Hz 6T 02	25,27			
		200	CC 0Hz 6T 03	24,40			
	50	CC 35Hz 6B 01	24,70	43	39,21	102,67	
	100	CC 35Hz 6B 02	25,26				
	200	CC 35Hz 6B 03	25,18				
	50	CC 35Hz 6T 01	28,55	43	37,77	90,96	
	100	CC 35Hz 6T 02	28,06				
	200	CC 35Hz 6T 03	28,28				
Laboratório	Laboratório	50	CL 35Hz 6B 01	22,14	43	45,6	112,98
		100	CL 35Hz 6B 02	25,25			
		200	CL 35Hz 6B 03	23,56			
	50	CL 35Hz 6T 01	27,46	43	44	82,02	
	100	CL 35Hz 6T 02	27,72				
	200	CL 35Hz 6T 03	26,98				

Ao considerarmos uma variação durante a execução em campo, seja ela por conta da eficiência na compactação, homogeneidade da mistura ou variabilidade das características do rejeito, observa-se que se tem um intervalo de intercepto coesivo que varia entre 82,02 a 190,49 kPa.

4.1.3.3 Degradação da rigidez

A partir dos dados dos ensaios triaxiais foi possível traçar a curva de degradação de rigidez do rejeito cimentado submetido ao cisalhamento. As Figuras de 4.27 a 4.29 apresentam a degradação dos módulos de elasticidade secantes e dos módulos cisalhantes secante, plotados em função da deformação axial e deformação distorcional, respectivamente.

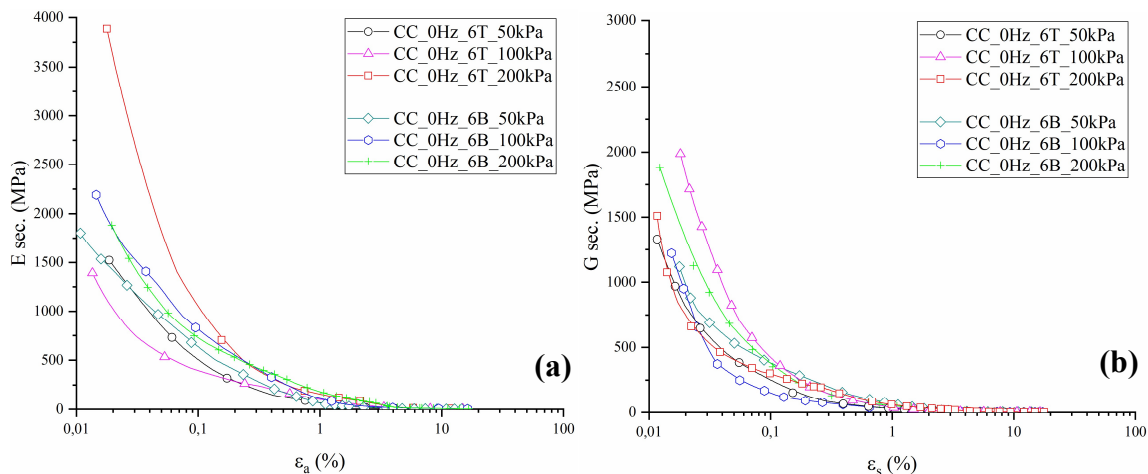


Figura 4.27 – Degradação da rigidez da amostra não vibrada, curada em campo: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)

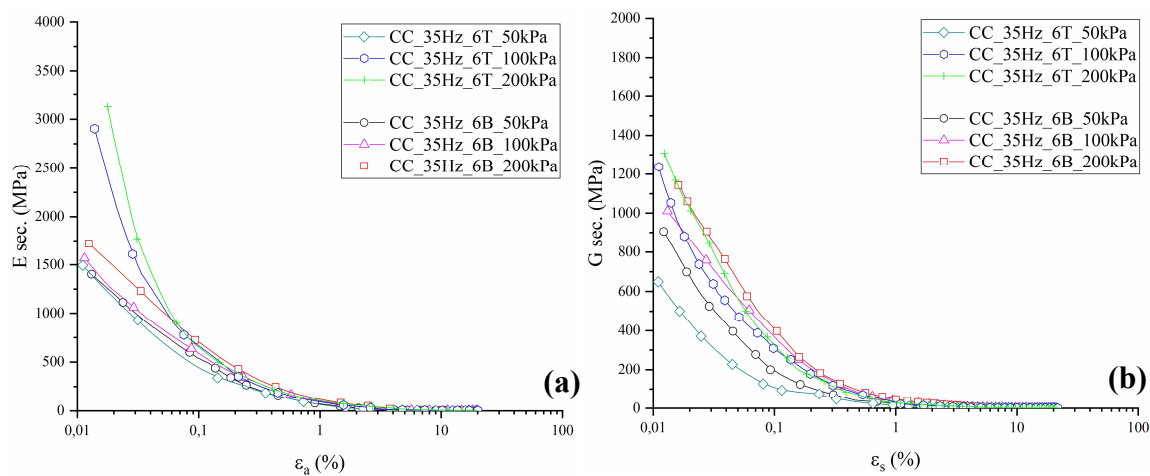


Figura 4.28 – Degradação da rigidez da amostra vibrada, curada em campo: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)

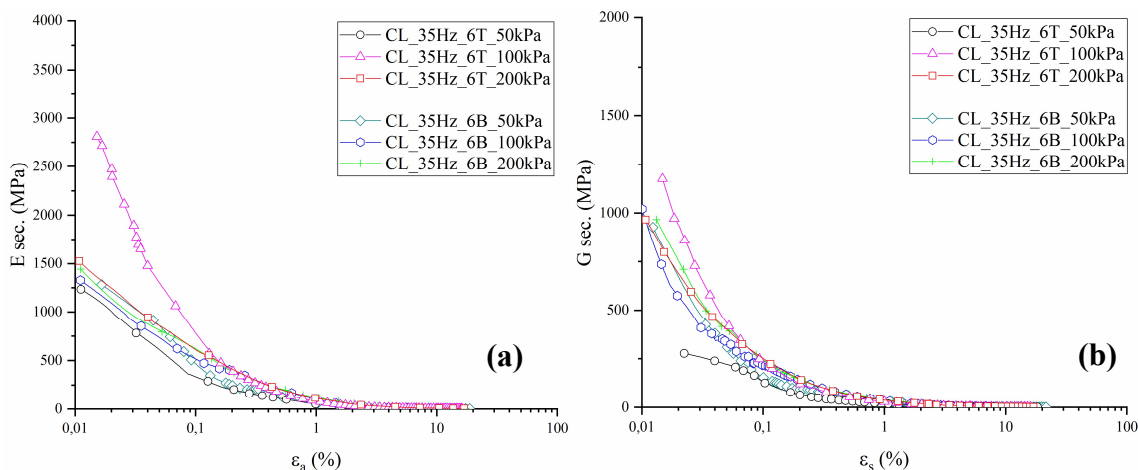


Figura 4.29 – Degradação da rigidez da amostra vibrada, curada em laboratório: (a) módulo de elasticidade secante (E_{sec}) em função da deformação axial (ϵ_a); (b) módulo cisalhante secante (E_{sec}) em função da deformação distorcional (ϵ_s)

Ao se analisar as figuras, observa-se que se tem valores iniciais de módulo de rigidez elevado, ao se comparar com amostras de rejeito de ferro ensaiadas sem cimentação (CHAVES, 2023; CONSOLI, 2021), demonstrando o ganho de rigidez com a adição de um agente aglomerante, comportamento que foi observado também nos gráficos de tensão deformação apresentados no item 4.1.3.1. Em relação ao módulo de elasticidade secante, é possível observar que de forma geral as curvas de degradação apresentaram um comportamento próximo, indicando que o confinamento não apresenta uma grande influência sobre curva, tendo em vista o fato do material ser cimentado. Porém, destaca-se que as amostras $CC_{35Hz_6T_100kPa}$, $CC_{35Hz_6T_200kPa}$, $CL_{35Hz_6T_100kPa}$ e $CC_{0Hz_6T_200kPa}$ demonstram comportamento distinto dos demais corpos de prova ensaiados, apresentando maiores valores iniciais de módulo e uma menor degradação do trecho inicial da curva de rigidez, fato que indica uma possível heterogeneidade entre as amostras ensaiadas para cada configuração. Em relação ao módulo cisalhante secante, observa-se novamente que as curvas se mantiveram próximas, indicando a influência da cimentação, porém as amostras $CL_{35Hz_6T_50kPa}$ e $CC_{35Hz_6T_50kPa}$, se distanciam do conjunto de resultados, apresentando um desempenho menor, ao considerarmos seu posicionamento abaixo do conjunto, fato que indica novamente a heterogeneidade das amostras ensaiadas.

4.1.3.4 Análise tensão-dilatância

Foi realizado também a análise do comportamento de dilatância do material, em função da tensão aplicada a ele. A verificação foi feita a partir do parâmetro que representa a divisão entre

a tensão cisalhante e tensão média (q/p') e a taxa de deformações plásticas ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$). O gráfico que demonstra o comportamento do material, de topo e base das amostras compactadas com frequência e sem frequência de vibração, curadas em campo e laboratório, é apresentado na Figura 4.30.

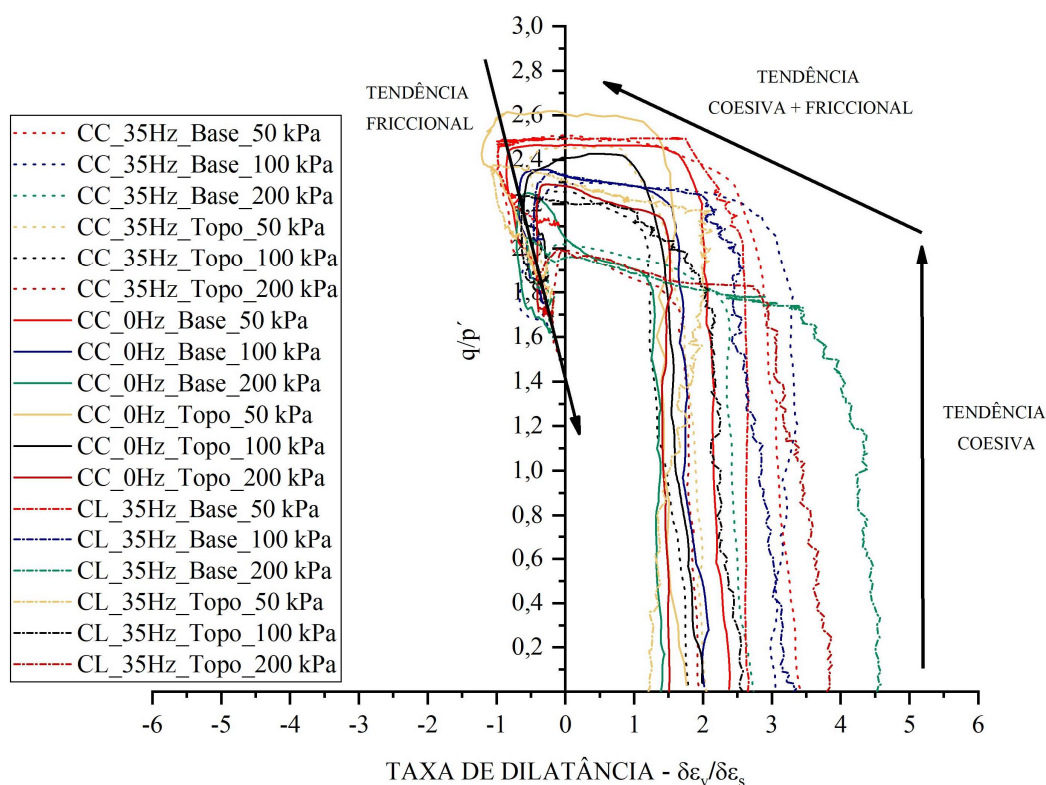


Figura 4.30 – Curvas tensão-dilatância das amostras indeformadas

Através da Figura 4.30, é possível observar que independentemente da região do bloco em que a amostra foi extraída, do local de cura e das tensões efetivas médias adotadas para os ensaios, todas as curvas tendem a um mesmo estado final, representado por uma tendência friccional. Destaca-se, ainda, que as amostras não apresentaram grandes deformações volumétricas no início do ensaio, ocorrendo o aumento do parâmetro de tensão, mesmo com a taxa de dilatância mantendo uma certa constância, isso ocorre por conta das ligações cimentícias que em primeiro momento resistem às tensões impostas ao corpo de prova. Dessa forma, esse comportamento ocorre enquanto a cimentação permanece intacta. Em um segundo trecho do gráfico, é possível notar que a degradação da cimentação começa a acontecer no momento em que se atinge a fronteira da plastificação do material, ocorrendo a mudança brusca de direção da curva, que se encaminha para o lado esquerdo do gráfico, até o limite em que a curva atinge o ponto máximo de dilatância, a partir do qual o corpo de prova passa a ter um comportamento

predominantemente friccional, por conta do atrito entre as partículas do solo tendo em vista a grande perda das ligações cimentícias. Ao adentrar na tendência friccional, segue uma tendência de apresentar o parâmetro $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$, o que indica o estado crítico. A partir do gráfico, observa-se que as taxas de dilatação são inversamente proporcionais à tensão média efetiva aplicada para todas as amostras.

Conforme ressaltado pela análise da curva de deformação volumétrica do material durante o cisalhamento confinado, a partir do gráfico é possível afirmar que as amostras indeformadas não atingiram o estado crítico, tendo em vista que, em sua maioria, as taxas de deformações plásticas ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) de cada ensaio não atingiu um valor igual a zero. Através da linha de tendência friccional do material identifica-se que a tendência é que o valor do parâmetro M fosse próximo de 1,4.

4.1.3.5 Comportamento tensão-deformação normalizado

Além das análises descritas nos itens anteriores, foi possível traçar também as curvas da razão de tensões (q/p') em função da deformação axial, das amostras submetidas ao ensaio de compressão triaxial. A Figura 4.31 apresenta o resultado obtido com a normalização. A partir do gráfico, observa-se que a razão de tensão (q/p') não ficou limitado a um valor único, correspondendo a valores presentes em uma faixa de intervalo, que apresentou como limite inferior de aproximadamente 1,5, próximo ao valor encontrado pela tendência friccional verificado na análise de dilatação, e limite superior de aproximadamente 2,0. Conforme a análise do gráfico de deformação volumétrica, observa-se que as amostras curadas em laboratório se aproximaram mais do estado crítico, ficando mais próximas do limite inferior.

Esses dados mostram que as amostras apresentaram dispersão em relação ao pós-pico, que pode ser atribuída aos fatos já discutidos anteriormente, como a dificuldade na correção de área e o nível de deformações insuficientes para se atingir o estado crítico. Além disso, que esse fato pode ser atribuído também à própria heterogeneidade da cimentação, tendo em vista que estudos presentes na literatura demonstram que amostras cimentadas tendem a exibir uma maior relação q/p' , por apresentarem uma granulometria diferente, com macro partículas de rejeito aglomerado com cimento, com diferentes tamanhos. (CLOUGH et al., 1981; PRIETTO, 2004; LADE e TRADS, 2014; e SCHEUERMANN FILHO, 2022).

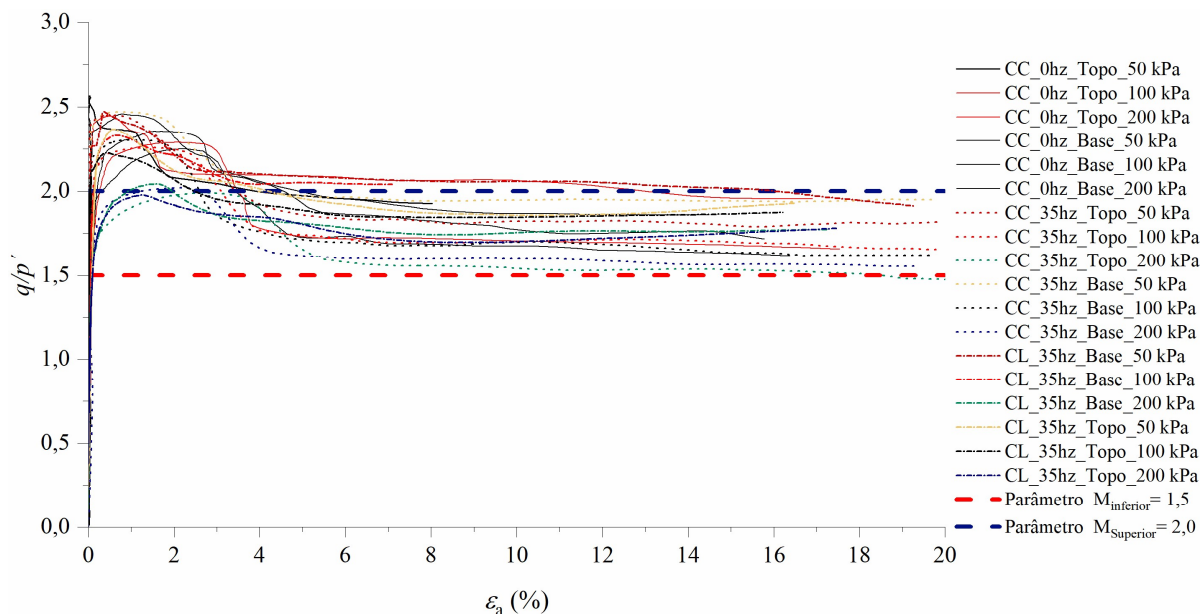


Figura 4.31 – Curvas tensão-deformação axial para amostras curadas em campo e em laboratório, para obtenção do parâmetro M

4.2 ESTUDO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA – AMOSTRAS MOLDADAS EM LABORATÓRIO

Neste item serão apresentados os resultados referentes ao estudo de resistência mecânica, realizados através dos ensaios de resistência à compressão simples (q_u), resistência à tração por compressão diametral (q_t), e de velocidade de pulso ultrassônico (G_0), em amostras de rejeito de minério de ferro, estabilizadas com cimento Portland CP V-ARI, moldados em laboratório. Os teores de cimento utilizados foram de 1,5; 2,5; e 3,5%. Os Pesos específicos utilizados foram escolhidos de forma a contemplar o menor peso específico verificado nas amostras extraídas de campo, logo os corpos de prova foram moldados com os pesos específicos aparente secos de 18,08 e 19 kN/m^3 , em relação a umidade, foi utilizado a umidade média de compactação para a pilha compactada em campo, 10,45%. Já o tempo de cura analisado foi de 90 dias, de forma a se ter uma comparação direta com as amostras de campo, cuja idade de cura também foi de 90 dias.

4.2.1 Resistência à Compressão Não Confinada (q_u)

Nesta seção serão apresentados os resultados referentes aos ensaios de resistência à compressão não confinada (q_u) realizados em corpos de prova de rejeito de minério de ferro estabilizados com cimento Portland CP V-ARI, moldados em laboratório. Os dados de moldagem, assim

como os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão não confinada são apresentados na tabela 4.6.

Tabela 4.6: Dados de moldagem, e resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão não confinada

AMOSTRA (IDADE)	TEOR DE CIMENTO (%)	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDADE η (%)	η /(C _{iv}) ¹	q _u (kPa)	G ₀ (MPa)
1-a	1,5	17,86	0,68	40,34	45,24	405,33	537,57
2-a	1,5	18,01	0,66	39,84	44,32	431,25	594,54
3-b	2,5	17,94	0,67	35,23	23,84	839,39	1158,26
4-b	2,5	18,14	0,65	39,45	26,41	753,88	1035,35
5-c	3,5	17,89	0,67	40,25	19,70	1172,25	1524,65
6-c	3,5	17,95	0,67	40,06	19,55	1060,89	1654,55
7-e	1,5	18,60	0,61	37,86	40,77	453,24	754,54
8-e	1,5	18,82	0,59	37,14	39,54	461,33	821,52
9-f	2,5	18,96	0,58	36,71	23,52	948,75	1452,33
10-f	2,5	18,90	0,59	36,93	23,74	995,55	1425,56
11-g	3,5	19,06	0,57	36,44	16,77	1521,55	1895,25
12-g	3,5	18,81	0,59	37,17	17,30	1452,91	2051,33

4.2.1.1 Resistência à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento

Na Figura 4.32 são apresentados os valores de resistências à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento. Conforme observado, ocorre o aumento de resistência (q_u) para maiores quantidade de cimento. A relação entre resistência e teor de cimento, pode ser representada satisfatoriamente por uma reta, determinada a partir de um ajuste linear de tendência. Além disso, vale destacar a influência dos pesos específicos aparentes secos (γ_d) no comportamento da reta de tendência, para o maior valor de peso específico a inclinação da reta tornou-se mais acentuada. O comportamento observado é demonstrado amplamente na literatura, através de estudos desenvolvidos por diversos pesquisadores, que analisam o comportamento de materiais geotécnicos estabilizados com agentes cimentantes (CONSOLI et al., 2022; FESTUGATO et al., 2018; LEMOS et al., 2020).

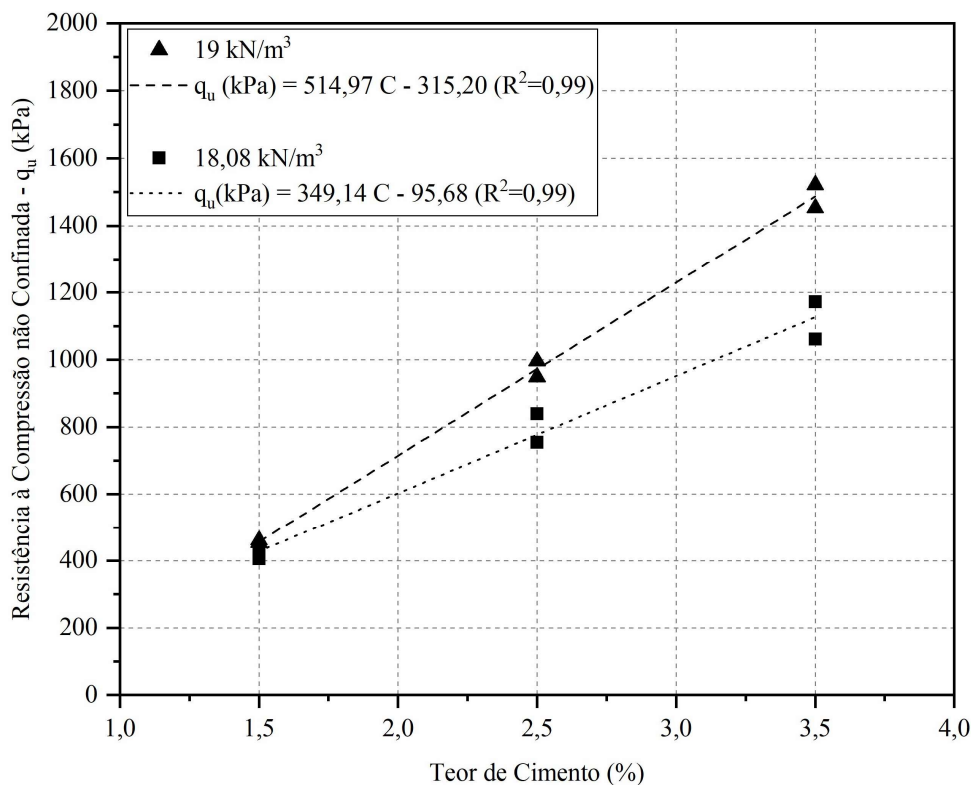


Figura 4.32 – Resistências à compressão não confinada (q_u) em função do teor de cimento

4.2.1.2 Relação η/C_{iv} para previsão de q_u

Conforme discutido anteriormente, a relação porosidade/teor volumétrico de agente cimentante (η/C_{iv}) é uma metodologia de dosagem racional aplicada a materiais geotécnicos melhorados com agente cimentante. A dosagem permite estimar facilmente a resistência mecânica desses materiais, a partir de ensaio de laboratório. Nesse item, será apresentada a curva de dosagem do rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland. A curva consiste na relação entre o parâmetro (η/C_{iv}) e a resistência à compressão não confinada, obtida em ensaios de laboratório. A partir das resistências verificadas em cada corpo de prova e seu índice η/C_{iv} , foi possível correlacionar esses dois parâmetros, através da função do tipo potência, resultando na curva de dosagem apresentada na Figura 4.33.

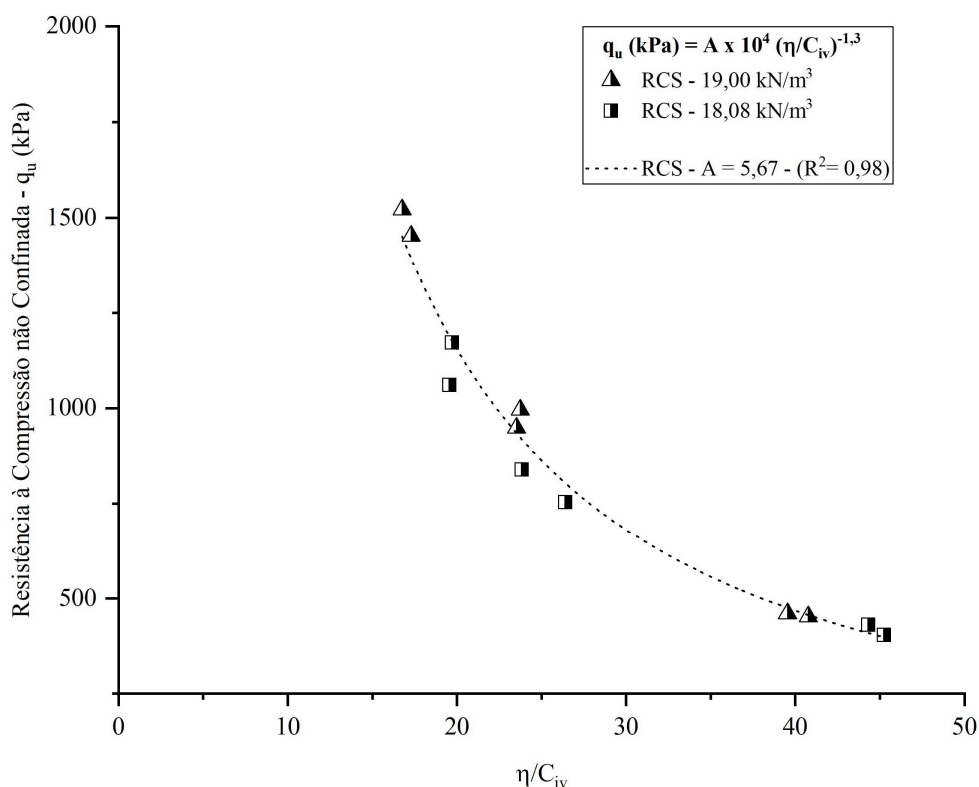


Figura 4.33 – Relação entre o parâmetro η/C_{iv} e a resistência à compressão não confinada

Para o rejeito de minério de ferro, analisado nesse trabalho, o melhor valor de ajuste do expoente (k) foi igual a 1. Esse valor foi aplicado à parcela correspondente ao teor volumétrico de agente cimentante, para compatibilizar as relações entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento. Além disso, para equalizar as análises dos parâmetros do comportamento mecânico (q_u , q_t e G_0) das amostras, relacionados com o índice η/C_{iv} , o coeficiente externo (B) foi fixado em -1,30 para todos os ensaios.

Observa-se na Figura 4.3, que o ajuste exponencial aplicado aos dados obtidos em laboratório e o parâmetro η/C_{iv} , conformes expoentes de ajustes, apresenta-se como uma metodologia de grande assertividade na previsão da resistência a compressão simples (q_u) das misturas de RMF-cimento CPV, para toda a faixa de valores estudados, demonstrando um $R^2 = 0,98$.

Conforme descrito por Consoli (2007), a curva de dosagem indica para maiores valores do índice η/C_{iv} , se observa menores valores de resistência à compressão não confinada, por conta da maior porosidade e/ou menor teor de cimento. A Equação 4.1, demonstrada abaixo, representam a curva de dosagem que relaciona as resistências não confinadas (q_u) aos valores de η/C_{iv} .

$$q_u = 5,668 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,98) \quad (4.1)$$

onde:

q_u : resistência à compressão não confinada (kPa);

η : porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

4.2.2 Resistencia à Tração por Compressão Diametral (q_t)

Nesta seção serão apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (q_t), aos quais corpos de prova de rejeito de minério de ferro estabilizados com cimento Portland CP V-ARI, moldados em laboratório, foram submetidos. As informações de moldagem dos corpos de prova ensaiados e os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Dados de moldagem, e resultados obtidos no ensaio de resistência à tração por compressão diametral

AMOSTRA (IDADE)	TEOR DE CIMENTO (%)	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (kN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	POROSIDADE η (%)	$\eta/(C_{iv})^1$	q_t (kPa)	G_0 (MPa)
13-a	1,5	17,99	0,67	39,95	44,36	45,17	625,54
13-a	1,5	17,95	0,67	40,03	44,94	45,83	662,78
14-b	2,5	17,75	0,69	40,69	28,24	91,73	1187,85
14-b	2,5	17,84	0,68	40,43	27,73	84,52	1025,36
15-c	3,5	17,90	0,67	40,18	19,96	124,99	1747,74
15-c	3,5	17,69	0,69	40,92	20,55	128,27	1732,21
16-d	1,5	18,70	0,60	37,55	40,16	53,83	752,65
16-d	1,5	18,81	0,59	37,22	39,55	50,22	787,50
17-e	2,5	18,93	0,58	36,83	23,80	113,43	1344,01
17-e	2,5	18,78	0,60	37,31	24,02	121,84	1312,36
18-f	3,5	18,93	0,58	36,81	17,19	165,54	2015,46
18-f	3,5	18,85	0,59	37,09	17,12	170,25	2029,03

4.2.2.1 Resistência à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento

A Figura 4.34 apresenta os resultados de resistências à tração por compressão diametral em função do teor de cimento. Conforme esperado, observa-se que os resultados demonstraram comportamento similar ao das amostras submetidas aos ensaios de resistências à compressão simples, apresentados no item 4.2.1.1. Dessa forma, ocorreu o aumento linear da resistência à tração por compressão diametral em função do teor de cimento, e o deslocamento da reta para o maior valor de peso específico seco.

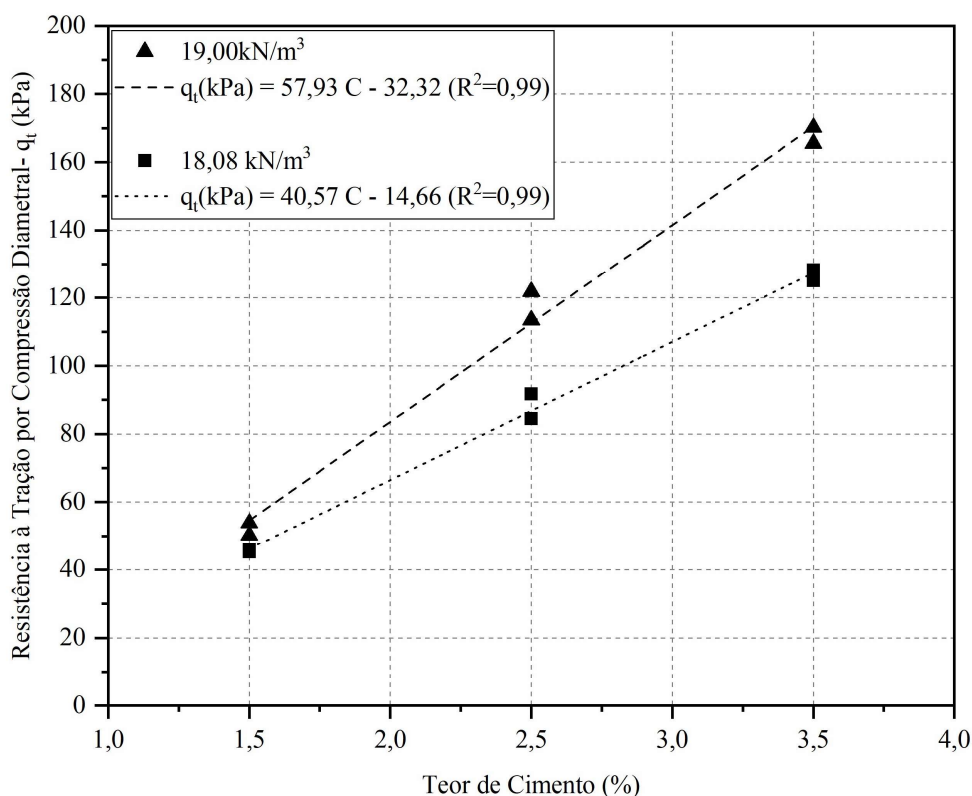


Figura 4.34 – Resistências à tração por compressão diametral (q_t) em função do teor de cimento

4.2.2.2 Relação η/C_{iv} para previsão de q_t

O estudo de dosagem aplicado a previsão de resistência à compressão simples, também foi efetuado para os valores de resistência à tração (q_t) obtidos nas amostras submetidas aos ensaios. Logo, foi possível relacionar o índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) e a resistência à tração por compressão diametral (q_t). A Figura 4.35 apresenta a curva de dosagem da resistência à tração por compressão diametral, em função do índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}).

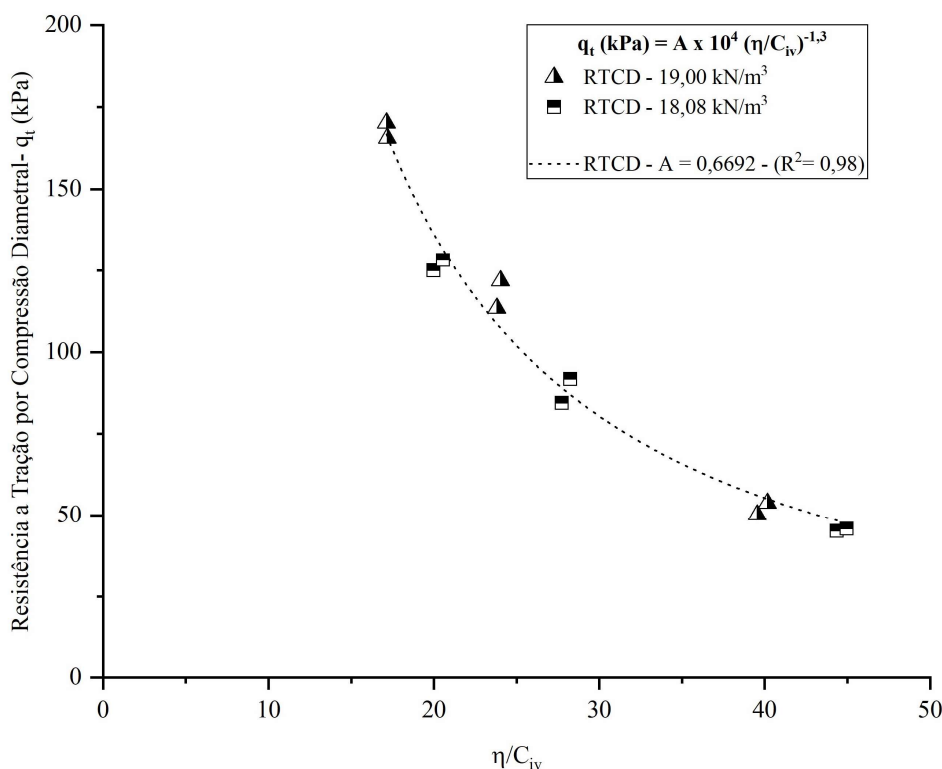


Figura 4.35 – Relação do parâmetro η/C_{iv} e a resistência à tração por compressão diametral

Novamente observa-se que o comportamento, demonstra que maiores valores do índice η/C_{iv} , retornam menores valores de resistência à tração por compressão diametral. Além disso, o ajuste através de uma função potência, realizado entre o parâmetro η/C_{iv} e a resistência à tração por compressão diametral (q_t), retornou um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,98, indicando novamente a eficiência da metodologia. Destaca-se novamente, que o expoente k da parcela de teor volumétrico de cimento (C_{iv}) foi igual a 1. A equação 4.2, apresentada a seguir, representa a curva de dosagem.

$$q_t = 0,669 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,98) \quad (4.2)$$

onde:

q_t : resistência à tração por compressão diametral (kPa);

η : porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

4.2.3 Ensaios de Ondas Ultrassônicas (G_0)

A Figura 4.36 apresenta a variação do módulo de rigidez inicial em função do teor de cimento, medido antes das amostras serem submetidas aos ensaios de resistência a compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral. Logo, os resultados de G_0 medidos para os corpos de prova submetidos aos ensaios de resistência à compressão não confinada (q_u) e resistência à tração por compressão diametral (q_t) estão agrupados em uma mesma reta de ajuste, devido ao fato de apresentarem as mesmas características de moldagem (peso específico aparente seco e a umidade inicial). As equações que representam a relação são divididas representando os pesos específicos de $18,08 \text{ kN/m}^3$ e 19 kN/m^3 , respectivamente.

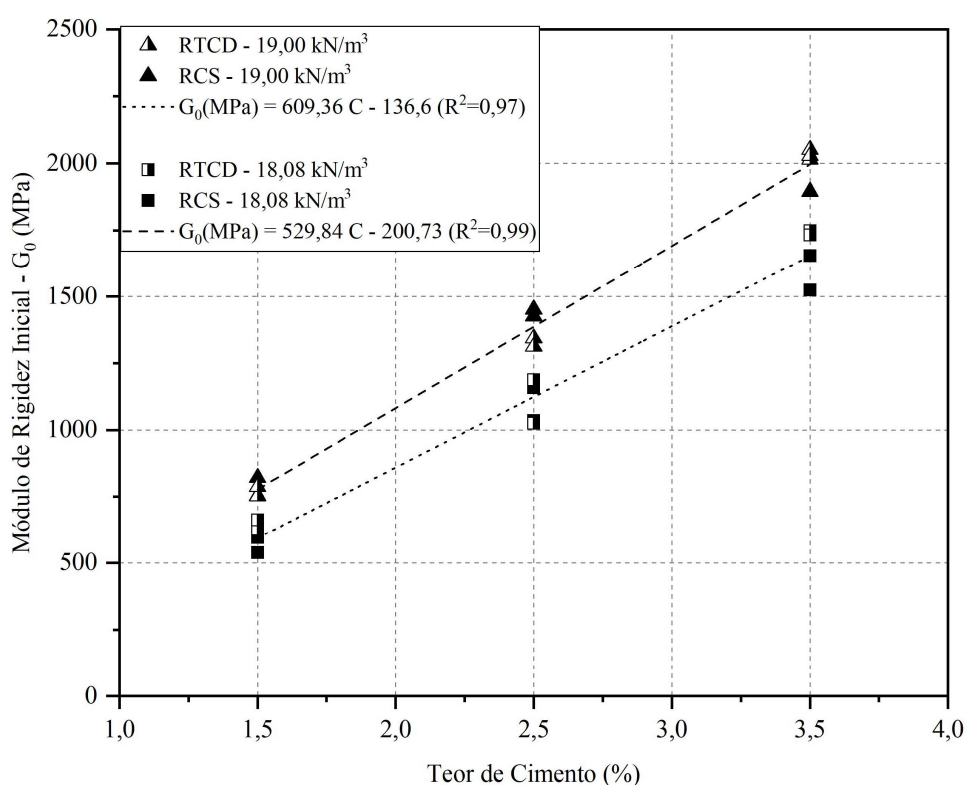


Figura 4.36 – Módulo de rigidez inicial em função do teor de cimento

Conforme observado, o aumento do teor de cimento causou aumentos expressivos nos valores de módulo de rigidez inicial do rejeito aglomerado com cimento Portland. Essa relação foi representada pelo ajuste de uma equação linear que relaciona os dois parâmetros. Além disso, de forma similar ao aumento do teor de cimento, o aumento do peso específico gerou maiores valores de módulo, devido ao maior contato das partículas por conta do menor índice de vazios nas amostras, aumentando a velocidade da propagação da onda, que se propaga mais rápido em

meios mais densos. Logo, os resultados seguiram a mesma tendência apresentada nos resultados dos ensaios de resistência à compressão não confinada (item 4.2.1) e resistência à tração por compressão diametral (item 4.2.2).

4.2.3.1 Relação η/C_{iv} para previsão de G_0

Conforme procedimento realizado nos itens anteriores, também foi possível traçar a curva que correlaciona o parâmetro η/C_{iv} , e o módulo cisalhante inicial (G_0), obtendo-se uma ferramenta que permite prever o comportamento das misturas de RMF e cimento Portland - CPV, em relação à sua rigidez inicial (G_0). Novamente, para a execução da análise foram utilizados os resultados das amostras submetidas aos ensaios de resistência à compressão não confinada e à tração por compressão diametral. A Figura 4.37 apresenta a curva de dosagem ajustada por uma função potência. O ajuste foi feito utilizando-se o expoente k igual a 1.

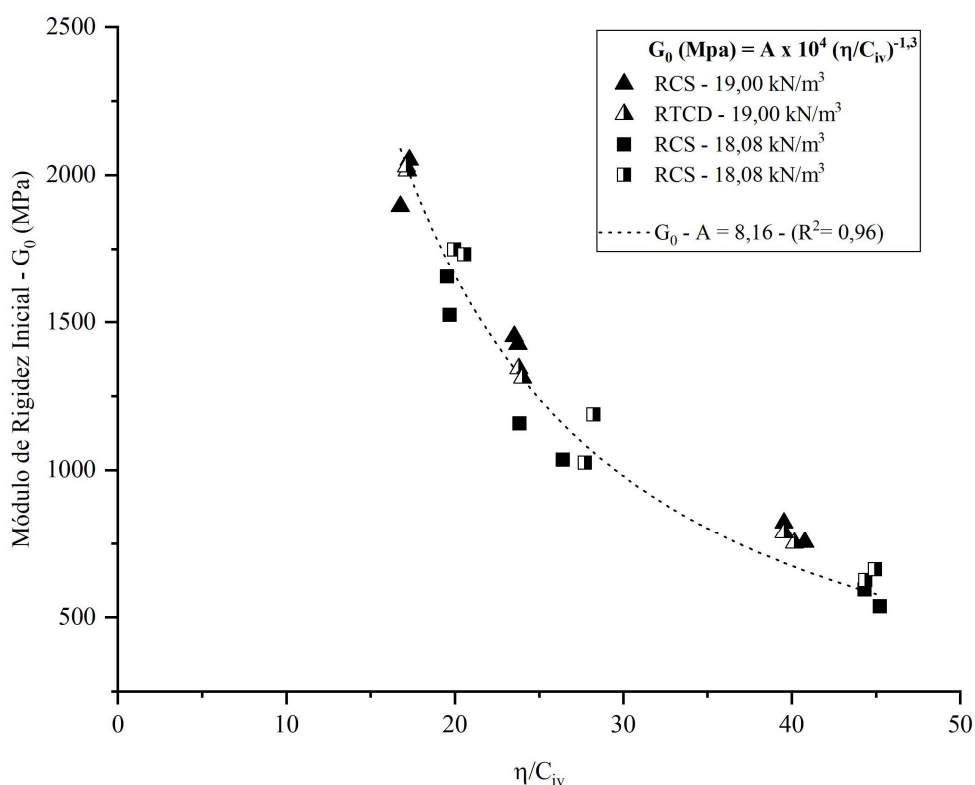


Figura 4.37 – Relação do parâmetro η/C_{iv} e Módulo de Rigidez inicial G_0

Conforme observado na Figura 4.37, a relação entre o módulo cisalhante inicial (G_0) e o parâmetro η/C_{iv} , apresentou uma equação satisfatória para a previsão do módulo G_0 , com

coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,96. A Equação 4.3, apresentada a seguir, determina a curva potencial para a previsão do módulo G_0 em função dos valores de η/C_{iv} .

$$G_0 = 8,155 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,96) \quad (4.3)$$

onde:

G_0 : Módulo de rigidez inicial (kPa);

η : porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

4.2.4 Resistência à compressão não confinada e Resistência à tração por compressão diametral normalizado (q_{un}/q_{tn})

Consoli *et al.* (2017), demonstra que a curva de dosagem de resistência à compressão simples e/ou resistência à tração em função do parâmetro η/C_{iv} , pode ser representada em uma única curva, ao se realizar a normalização desses valores. A normalização é feita a partir da divisão da resistência à compressão não confinada (q_u) ou da resistência à tração (q_t), pelo valor de resistência obtido para esse material, na curva de dosagem, calculado para um valor preestabelecido de η/C_{iv} , que esteja dentro do intervalo compreendido pelas curvas de dosagem ajustadas pela função potencial. Para normalizar as curvas de dosagem obtidas nesse trabalho, foi escolhido o valor de $\eta/C_{iv} = 20$, de forma arbitrária, porém ele está dentro do intervalo dos valores de η/C_{iv} obtidos na moldagem. A Figura 4.38 mostra a curva normalizada para os valores de q_u e q_t , de acordo com o valor de η/C_{iv} escolhido.

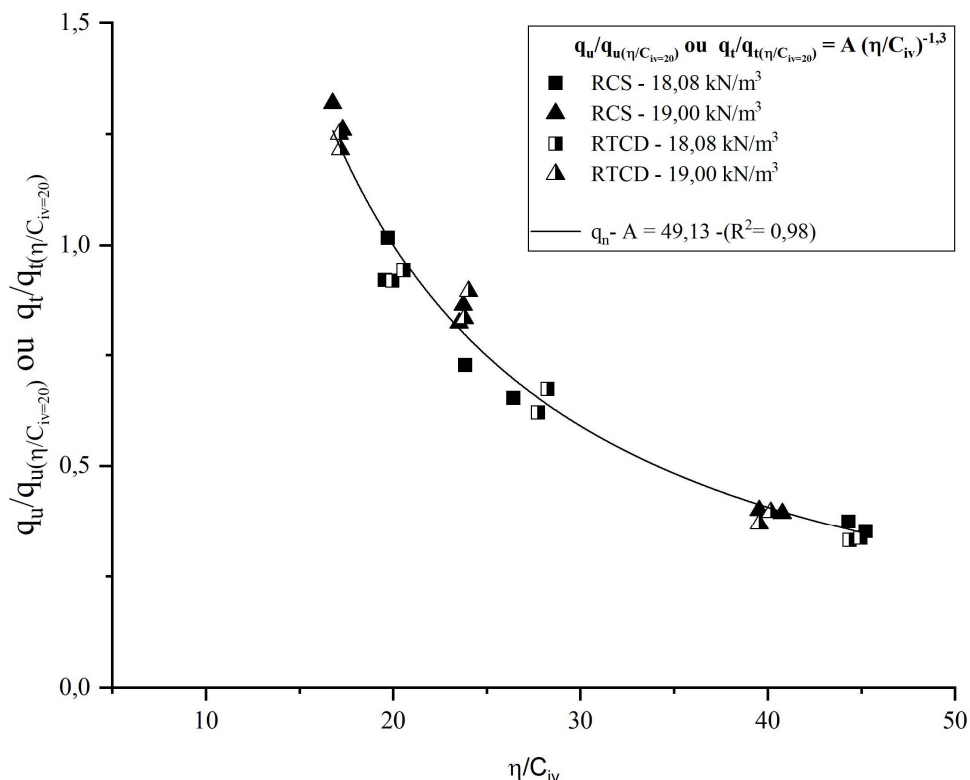


Figura 4.38 – Curva normalizada dos valores de q_u e q_t

Conforme observado na Figura 4.38, a normalização proposta por Consoli et al. (2017), foi realizada de forma adequada para os resultados obtidos nos ensaios aplicados ao rejeito de minério de ferro, passando a representar a curva de dosagem de q_u e q_t através da equação 4.4, apresentada a seguir. Vale ressaltar, que o ajuste da equação normalizada retornou uma função potencial com R^2 de 0,98.

$$\frac{q_u}{q_{u(\frac{n}{C_{iv}}=20)}} \text{ ou } \frac{q_t}{q_{t(\frac{n}{C_{iv}}=20)}} = 49,13 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}; \quad (R^2 = 0,98) \quad (4.4)$$

onde:

q_u : resistência à compressão não confinada (kPa);

q_t : resistência à tração por compressão diametral (kPa);

η : porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

A normalização também foi aplicada ao módulo cisalhante inicial (G_0), procedendo a divisão dos valores obtidos nos ensaios para o valor de G_0 calculado utilizando o parâmetro $\eta/C_{iv} = 20$. O gráfico da normalização, ajustado por uma equação potencial (4.8), é apresentado na Figura 4.39. O ajuste realizado, retornou um valor de coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,96.

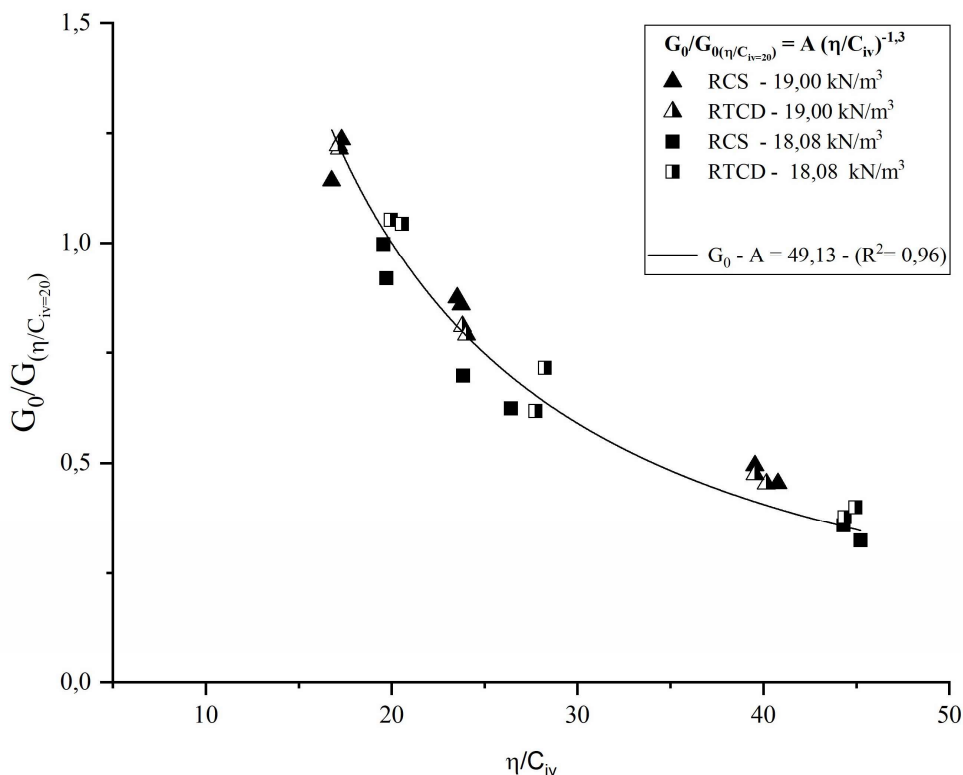


Figura 4.39 – Curva normalizada dos valores de módulo de rigidez inicial

Ressalta-se, que a formulação que representa o ajuste é igual a obtida para q_u e q_t , pelo fato de se utilizar o mesmo parâmetro de normalização adotado anteriormente ($\eta/C_{iv} = 20$). Observa-se que a normalização também se mostrou válida para os valores de módulo cisalhante inicial, dessa forma, na prática pode-se representar o comportamento mecânico do material através de uma única equação.

$$\frac{G_0}{G_0\left(\frac{\eta}{C_{iv}}=20\right)} = 49,13 \left[\frac{\eta}{C_{iv}} \right]^{-1,3} ; (R^2 = 0,96) \quad (4.5)$$

onde:

G_0 : Módulo de rigidez inicial (kPa);

η : porosidade (%);

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (%).

Através dos resultados dos ensaios realizados em laboratório foi possível obter formulações correspondentes a excelentes ajustes de dosagem a partir do parâmetro η/C_{iv} , retornando valores de coeficiente de determinação (R^2) a partir de 0,96, quando o método é aplicado as misturas de rejeito de minério de ferro e cimento Portland – CPV. A equações de dosagem, assim como seus valores de coeficientes de determinação, são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Curvas de dosagem obtidas para as amostras moldadas em laboratório

PARÂMETRO (kPa)	FORMULAÇÃO	(R^2)
Resistência à compressão não confinada (q_u)	$q_u = 5,668 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98
Resistência à tração por compressão diametral (q_t)	$q_t = 0,669 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98
Módulo de rigidez inicial (G_0)	$G_0 = 8,155 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,96
q_u ou q_t normalizados	$\frac{q_i}{q_i \left(\frac{n}{C_{iv}}=20 \right)} = 49,131 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,98
G_0 normalizados	$\frac{G_0}{G_0 \left(\frac{n}{C_{iv}}=20 \right)} = 49,129 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}$	0,96

4.2.5 Estudo Estatístico – Amostras MCL

A Figura 4.40 apresenta os gráficos de Pareto com os fatores principais e suas interações, para cada variável resposta estudada, tendo um nível de significância de 5%. Nele é possível visualizar que todos os fatores principais se mostraram significativos, sendo que para todas as variáveis resposta, o teor de cimento foi o fator que mais teve influência, o que se justifica pelo fato de a menor porosidade gerar amostras com maior número de contatos entre partículas, ou seja, amostras mais densas, o que aumenta a resistência e rigidez do corpo de prova.

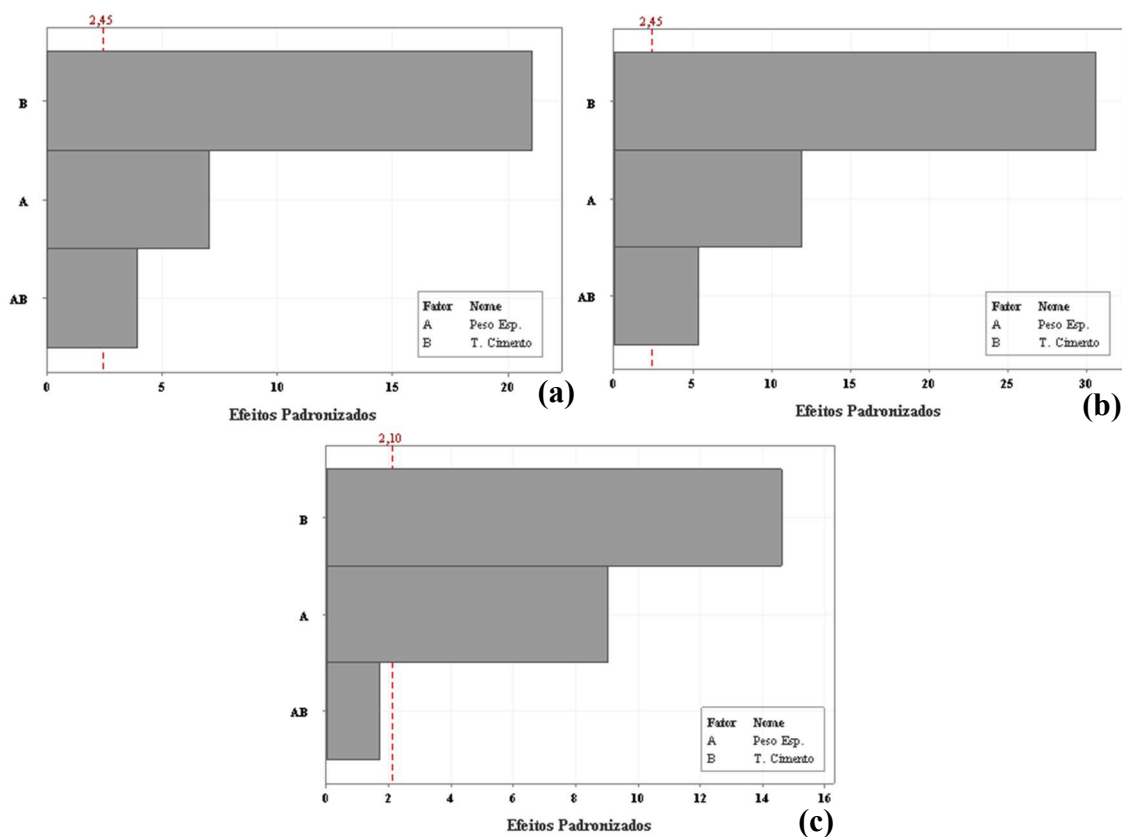


Figura 4.40 – Gráficos de Pareto para dos ensaios de caracterização mecânica: (a) resistência à compressão não confinada; (b) Resistência à tração por compressão diametral; (c) módulo de rigidez inicial

Como esperado, os resultados demonstraram que o ganho de q_u , q_t e G_0 é diretamente proporcional ao aumento do peso específico aparente seco. Também se constatou um aumento linear de q_u e q_t dependente do teor de cimento, devido a maior concentração de agentes cimentantes. A Figura 4.41 apresenta o gráfico dos efeitos principais para as três variáveis respondidas estudadas.

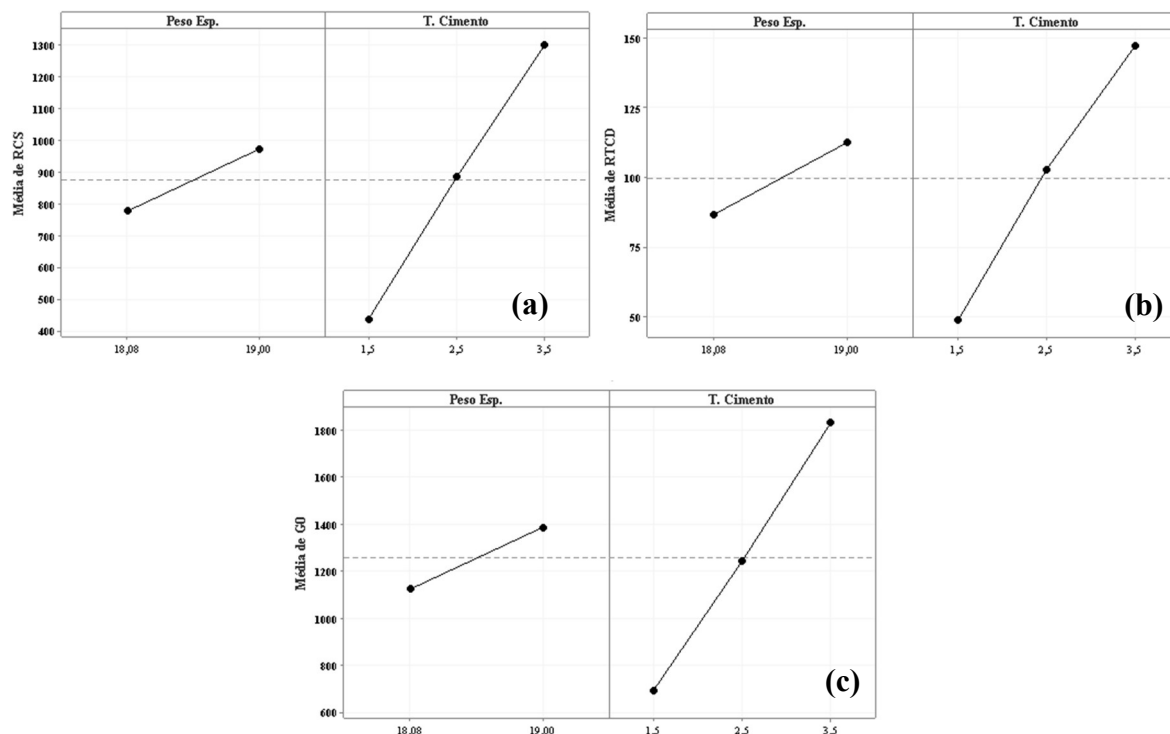


Figura 4.41 – Gráficos de efeitos principais: (a) resistência à compressão não confinada; (b) Resistência à tração por compressão diametral; (c) módulo de rigidez inicial

4.2.6 Relação entre Resistência à Tração (q_t) e Resistência à Compressão (q_u)

O parâmetro q_t/q_u tem se mostrado como uma excelente ferramenta para caracterizar o comportamento de cada tipo de material geotécnico aglomerado, tendo em vista a relação única entre as resistências à tração (q_t) e resistência à compressão não confinada (q_u). Ao se realizar a divisão se obtém um escalar único, que é independente da porosidade do material, teor de cimento utilizado na aglomeração e relação porosidade/teor volumétrico de agente cimentante.

Visando caracterizar a mistura estudada de rejeito de minério de ferro e o cimento Portland CP-V, realizou-se o cálculo do parâmetro q_t/q_u através da divisão das equações que relacionam q_u e q_t ao parâmetro η/C_{iv} , o que é possível pelo fato das equações apresentarem expoentes internos (k) e externos (B) iguais, permitindo a correlação direta das formulações, que se resume na divisão do valor escalar da equação. A divisão das fórmulas da resistência à tração (q_t) pela resistência à compressão (q_u) é apresentada abaixo. Destaca-se que foi obtida a relação única ($q_t/q_u = \xi$) igual a 0,118.

$$q_u = 5,668 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} \quad (4.1)$$

$$q_t = 0,669 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3} \quad (4.2)$$

Dividindo-se a equação (4.2) pela (4.1), obtém-se, então, a Equação (4.6):

$$\xi = \frac{q_t}{q_u} = \frac{0,669 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}}{5,668 \times 10^4 \left[\frac{\eta}{(C_{iv})} \right]^{-1,3}} = 0,118 \quad (4.6)$$

Tendo em vista o fato de as equações representarem uma curva ajustada, optou-se também em realizar o cálculo da relação q_t/q_u diretamente pelos gráficos da resistência à tração por compressão diametral em função da resistência à compressão não confinada, sendo o coeficiente angular a relação direta de q_t/q_u . A Figura 4.42 apresenta o valor da relação obtida pelos dados.

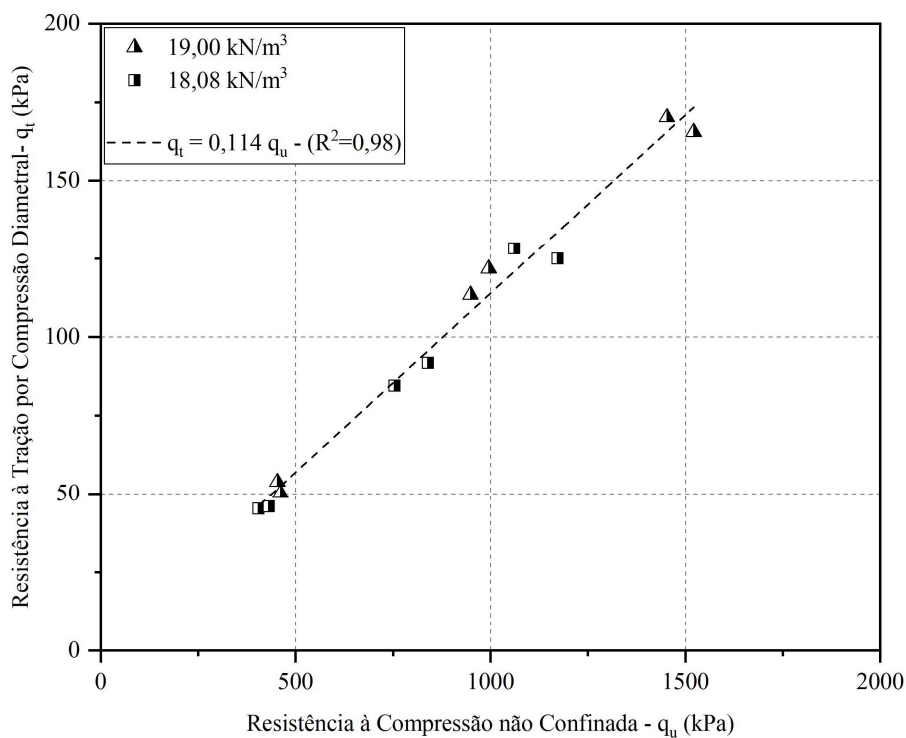


Figura 4.42 – Resistência à tração por compressão diametral em função da resistência à compressão simples

Conforme a Figura 4.42, observa-se que a relação (q_t/q_u (ξ)) encontrada para o resíduo de mineração de ferro aglomerado com cimento Portland, foi um escalar igual a 0,11. Logo, será adotado como valor de proporcionalidade direta entre as resistências à tração e à compressão do material igual a 0,11, mesmo valor encontrado por Chaves (2023).

4.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO CONSOLI (2014) – PREVISÃO DE ÂNGULO DE ATRITO E INTERCEPTO COESIVO

A partir dos resultados obtidos de resistência à tração por compressão e resistência à compressão simples foi possível aplicar o método de Consoli (2014), para determinar os parâmetros de resistência (Φ' , C') da mistura estudada. Cada material apresenta o parâmetro q_t/q_u único, resultando em um ângulo de atrito no pico único, independente da porosidade e do teor de cimento.

Conforme item anterior, para a mistura de rejeito e cimento Portland analisada nessa tese, adotou-se uma relação $q_t/q_u = 0,11$, valor utilizado para calcular o ângulo teórico de atrito no pico (Φ'_{p-t}) e o intercepto coesivo teórico (c'_t), para as amostras extraídas do bloco indeformado, comparando os resultados com os obtidos para as amostras submetidas aos ensaios triaxiais. A Tabela 4.9 apresenta os parâmetros teóricos e os obtidos nos ensaios, assim como a relação entre eles.

Tabela 4.9: Aplicação do método Consoli (2014)

ENSAIO TRIAXILA - CID		CONSOLI (2014)			RELAÇÕES		PESQUISA
AMOSTRAS	ÂNGULO DE ATRITO PICO Φ'_p (graus)	COESÃO c' (kPa)	ÂNGULO DE ATRITO PICO Φ'_{p-t} (graus)	COESÃO c'_t (kPa)	RELAÇÃO Φ'_p / Φ'_{p-t}	RELAÇÃO c' / c'_t	AUTOR
C5_CC_35Hz_BASE	43	102,67	45,89	130,20	93,70%	78,86%	PRESENTE PESQUISA
C5_CC_35Hz_TOPO	43	90,96	45,89	121,95	93,70%	74,59%	PRESENTE PESQUISA
C5_CC_0Hz_BASE	43	150	45,89	242,00	93,70%	61,98%	PRESENTE PESQUISA
C5_CC_0Hz_TOPO	43	190,49	45,89	292,41	93,70%	65,14%	PRESENTE PESQUISA
C5_CL_35Hz_BASE	43	112,98	45,89	114,48	93,70%	98,69%	CHAVES, 2023
C5_CL_35Hz_TOPO	43	82,02	45,89	120,65	93,70%	67,98%	CHAVES, 2023

De acordo com a tabela é possível observar que o método apresentou uma alta assertividade na previsão do ângulo de atrito, quando comparados ao obtido no ensaio triaxial, que correspondeu a 93,7% em relação ao valor teórico, retornando uma diferença de apenas 6,3%, fato que pode estar relacionado à heterogeneidade da matriz cimentícia do material.

Dessa forma, conclui-se que o método se apresenta como uma boa ferramenta que pode ser utilizada na determinação de parâmetros de resistência, de materiais geotécnicos cimentados, de forma simples e rápida. Mas vale destacar, que a aplicação do método em amostras cimentadas em campo, deve ser feita de forma cautelosa, quando aplicado à previsão do intercepto coesivo, sendo necessário uma análise mais aprofundada do comportamento das amostras estudadas.

4.4 RETROANÁLISE CAMPO-LABORATÓRIO

Durante a realização do estudo de resistência mecânica das amostras indeformadas, foi possível, através dos dados de moldagens (teor de umidade, diâmetro, altura e peso) de cada corpo de prova do bloco indeformado, considerando uma porcentagem teórica de 2,5% de cimento Portland, determinar a sua porosidade (η), e os valores de índice η/C_{iv} . Em seguida, foram moldadas amostras em laboratório, com umidade e pesos específicos similares aos encontrados em campo, para realização de uma retroanálise que busca identificar os reflexos da compactação em campo na resistência mecânica do rejeito cimentado.

Para realizar o comparativo entre campo e laboratório, foram utilizados os valores teóricos de q_{u-t} , q_{t-t} e G_{0-t} , calculados a partir do η/C_{iv} e das curvas de dosagem, em relação aos valores de resistência à compressão simples (q_{u-m}), a resistência à tração (q_{t-m}) e módulo cisalhante inicial (G_{0-m}) medidos nos ensaios realizados nas amostras indeformadas. As relações serão denominadas de relação RCS (q_{u-m} / q_{u-t}), relação RTCD (q_{t-m} / q_{t-t}) e relação G_0 (G_{0-m} / G_{0-t}). Através delas, é possível verificar quanto o parâmetro de resistência medido nos ensaios representa em relação ao teórico. As Tabelas 4.10 e 4.11 apresentam os resultados das relações para resistência a compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente.

Tabela 4.10: Retroanálise para Resistência a Compressão não confinada

CONFIGURAÇÃO		AMOSTRA DE CAMPO			TEOR DE CIMENTO 2,5%			RELAÇÕES	
Frequência de Vibração	Pista / posição	γ_d (kN/m ³)	q_{u-m} medido (kPa)	G_{0-m} medido (MPa)	η/Civ Teórico	q_{u-T} teórico (kPa)	G_{0-T} teórico (MPa)	q_{u-m}/q_{u-T}	G_{0-m}/G_{0-T}
CC 0 Hz	4B	18,87	793,89	2015,18	22,20	1035,20	1450,58	0,77	1,39
	4T	18,60	1116,13	2328,48	22,50	1016,49	1424,36	1,10	1,63
	6B	19,68	1195,18	2779,86	26,24	832,97	1167,20	1,43	2,38
	6T	19,83	1443,30	2763,77	25,42	868,29	1216,70	1,66	2,27
CC 35 Hz	4B	18,86	754,53	1647,99	25,33	871,00	1238,76	0,87	1,33
	4T	18,63	584,28	1455,57	26,42	830,45	1163,67	0,70	1,25
	6B	18,97	642,66	1676,19	26,27	860,69	1206,05	0,75	1,39
	6T	18,08	601,92	1855,02	27,58	841,24	1178,79	0,72	1,57
CL 35 Hz	4B	19,18	762,47	1762,96	23,60	930,13	1338,37	0,82	1,32
	4T	18,20	505,52	1489,93	28,02	746,50	1074,15	0,68	1,39
	6B	19,28	571,26	1649,45	23,87	917,43	1320,09	0,62	1,25
	6T	18,54	595,52	1689,74	26,51	800,69	1152,12	0,74	1,47

A partir da Tabela 4.10, observa-se que, para a pista vibrada das amostras curadas em campo, a relação q_{u-m}/q_{u-T} para as amostras ensaiadas por compressão simples variou de 0,7 a 0,87, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 1,25 a 1,57. Para a pista não vibrada das amostras curadas em campo, observa-se que a relação q_{u-m}/q_{u-T} para as amostras ensaiadas por compressão simples variou de 0,77 a 1,66, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 1,39 a 2,38.

Considerando as amostras da pilha vibrada curada em laboratório, observa-se que a relação q_{u-m}/q_{u-T} para as amostras ensaiadas por compressão simples variou de 0,62 a 0,82, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 1,25 a 1,47.

Tabela 4.11: Retroanálise para Resistência a tração por compressão diametral

CONFIGURAÇÃO	AMOSTRA DE CAMPO				TEOR DE CIMENTO 2,5%			RELAÇÕES	
Frequência de Vibração	Pista / posição	γ_d (kN/m ³)	q_{t-m} medido (kPa)	G_{0-m} medido (MPa)	η/Civ Teórico	q_{t-T} teórico (kPa)	G_{0-T} teórico (MPa)	q_{t-m}/q_{t-T}	G_{0-m}/G_{0-T}
CC 0 Hz	4B	18,39	132,17	2021,83	26,58	94,65	1153,42	1,40	1,75
	4T	18,54	154,49	2056,88	26,95	92,54	1127,78	1,67	1,82
	6B	19,22	165,28	2489,52	23,05	114,78	1398,73	1,44	1,78
	6T	19,44	165,10	2584,90	23,75	109,52	1334,64	1,51	1,94
CC 35 Hz	4B	18,74	98,51	1673,41	25,20	103,17	1257,32	0,95	1,33
	4T	18,33	95,47	1519,66	27,15	93,41	1138,35	1,02	1,33
	6B	19,10	104,64	1717,50	26,27	95,62	1165,28	1,09	1,47
	6T	18,46	95,09	1656,10	23,17	115,31	1405,27	0,82	1,18
CL 35 Hz	4B	19,12	105,26	1899,85	24,38	106,13	1293,35	0,99	1,47
	4T	18,33	91,78	1621,47	28,04	87,83	1070,39	1,04	1,51
	6B	19,31	91,70	1455,59	22,79	115,52	1407,75	0,79	1,03
	6T	18,38	95,56	2001,95	26,83	92,96	1132,86	1,03	1,77

Através da Tabela 4.11, observa-se que, para a pista vibrada das amostras curadas em campo, ensaiadas por resistência à tração por compressão diametral a relação q_{t-m} / q_{t-T} variou de 0,82 a 1,09, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 1,18 a 1,47. Para a pista não vibrada das amostras curadas em campo, observa-se que a relação q_{t-m} / q_{t-T} variou de 1,4 a 1,67, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 1,75 a 1,94.

Considerando as amostras da pilha vibrada curada em laboratório, observa-se que a relação q_{t-m} / q_{t-T} variou de 0,79 a 1,04, e a relação do módulo cisalhante inicial dessas amostras, variou de 1,03 a 1,77.

Os resultados das relações serão apresentados a seguir, em forma de gráfico, e de forma análoga aos gráficos apresentados do item 4.2.1, o eixo das ordenadas contém as relações analisadas, e no eixo das abscissas estão as informações quanto as características e origem da amostra. A primeira linha indica o número de passadas do rolo compactador (4P ou 6P), assim como a região do bloco em que pertencem, topo (T) ou base (B).

4.4.1 Amostras curadas em campo

As Figuras 4.43 e 4.44 apresentam as relações entre os valores medidos e teóricos para os ensaios de resistência à compressão não confinada e resistência à tração por compressão

diametral, respectivamente, para as pistas vibrada e não vibrada, das amostras curadas em campo. Além disso, os gráficos também apresentam as relações de módulo cisalhante inicial medido e teórico.

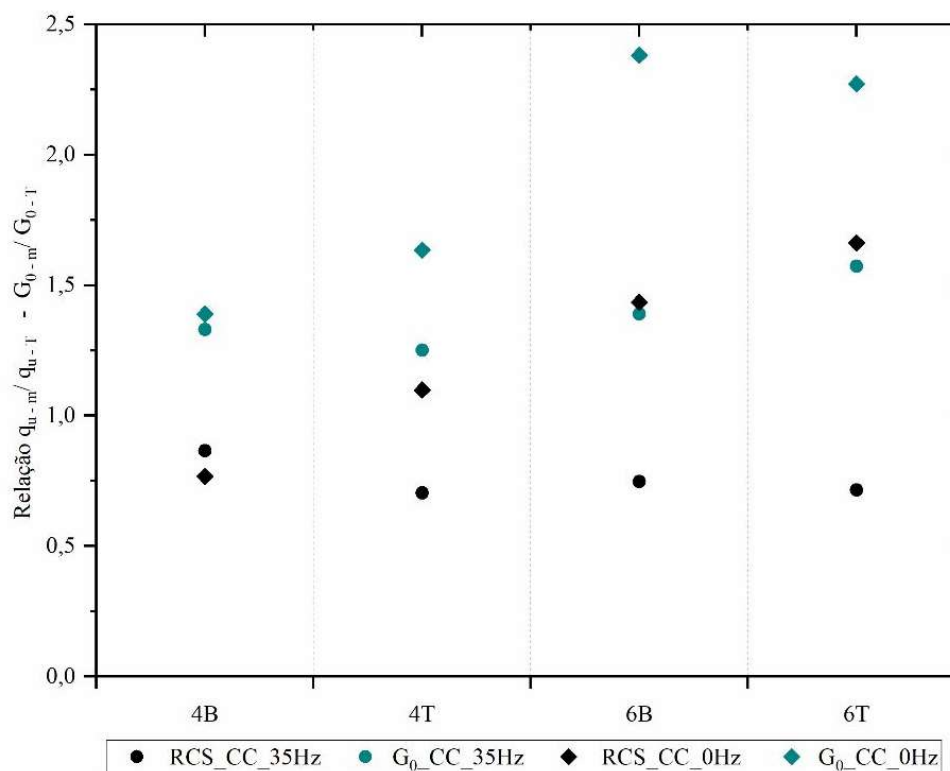


Figura 4.43 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas curadas em campo

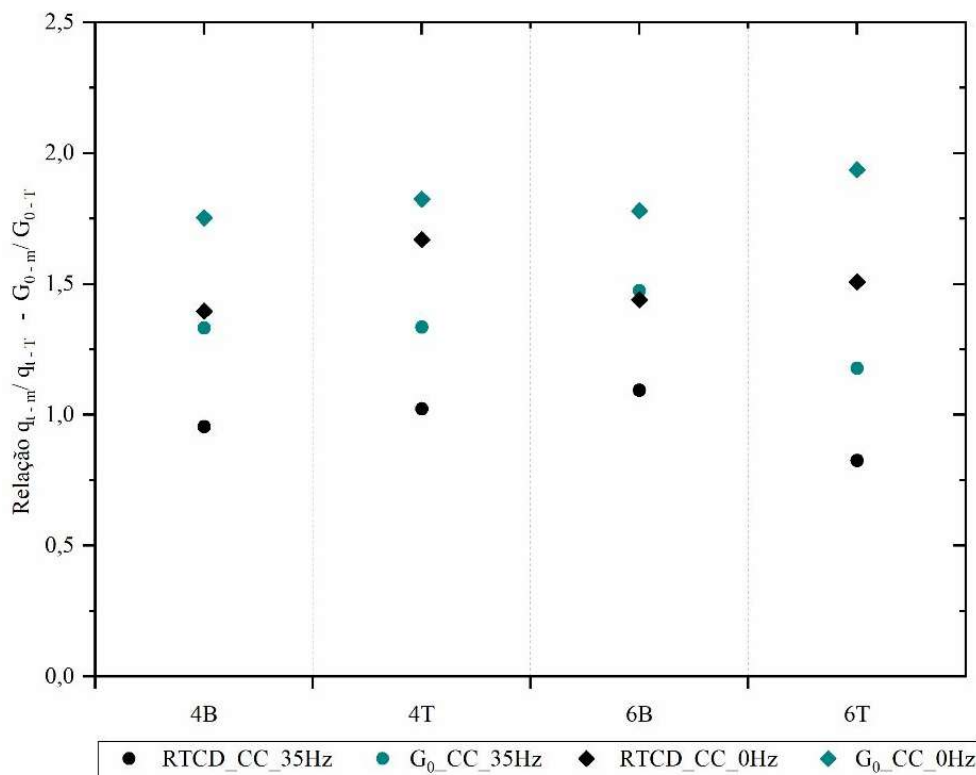


Figura 4.44 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras indeformadas curadas em campo

Ao analisarmos a Figura 4.43, observa-se uma certa dispersão nos dados, ocorrendo grandes variações nas relações de resistência e rigidez, principalmente nas pistas com 6 passadas do rolo compactador, o que indica que a cimentação não está distribuída de forma homogênea quando se compara a pista vibrada à não vibrada curada em campo. Considerando o número de passadas, a pista CC-0Hz-4P apresentou média de relação q_{u-m} / q_{u-t} de 1,51 e G_{0-m} / G_{0-t} de 2,33, valores bem superiores aos da pista CC-35Hz-6P, que apresentou média de relação q_{u-m} / q_{u-t} de 0,93 e G_{0-m} / G_{0-t} de 1,55.

Além disso, observa-se também que as relações de módulo de rigidez inicial apresentaram valores sempre acima dos valores obtidos para a resistência, sendo valores bem superiores aos calculados pela curva de dosagem, obtida para amostras moldadas em laboratório. Esses indícios demonstram que as amostras curadas em campo podem ter elevada rigidez, mesmo apresentado valores de resistência e peso específico aparente seco abaixo dos encontrados em laboratório.

4.4.2 Cura em campo x Cura em laboratório

As Figuras 4.45 e 4.46 apresentam as relações entre os valores medidos e teóricos para os ensaios de resistência à compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente, para a pista vibrada, comparando as amostras curadas em campo, com as amostras curadas em laboratório. Além disso, os gráficos também apresentam as relações de módulo cisalhante inicial medido e teórico, para cada configuração estudada.

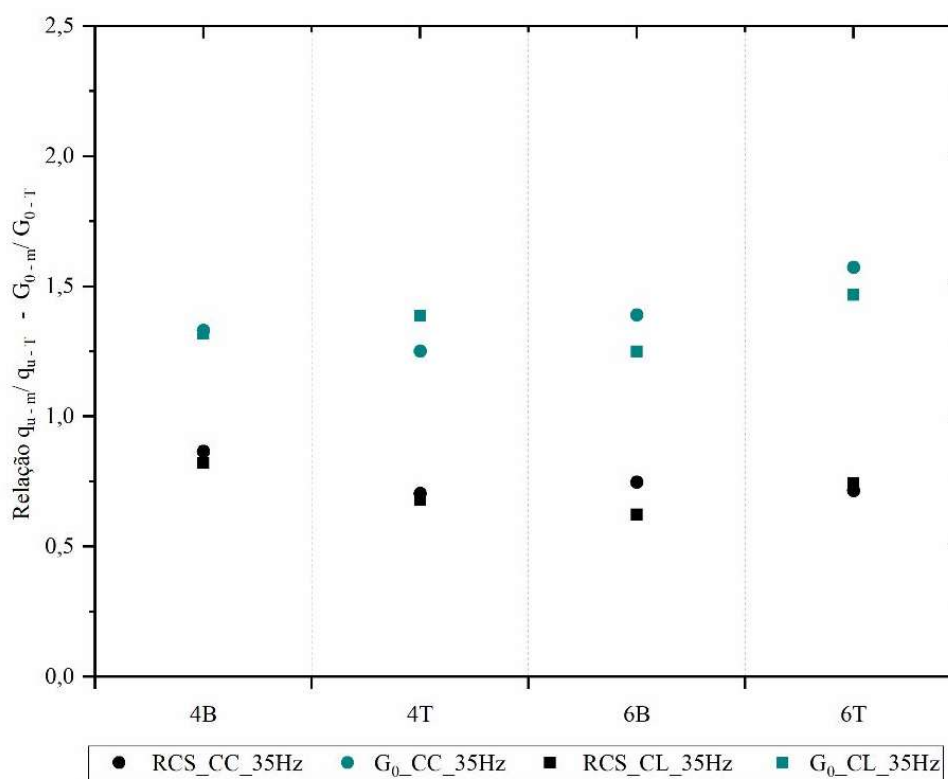


Figura 4.45 – Relação entre valores medidos de resistência à compressão não confinada e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras vibradas, curadas em campo e em laboratório

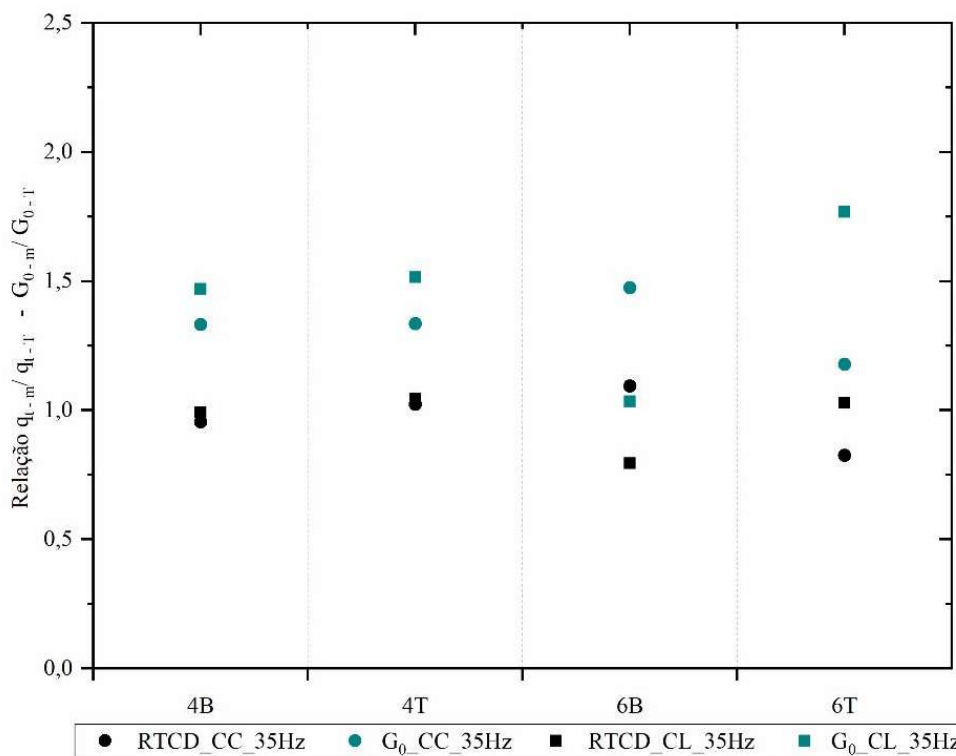


Figura 4.46 – Relação entre valores medidos de resistência à tração por compressão diametral e módulo de rigidez inicial, em relação aos valores teóricos, para amostras vibradas, curadas em campo e em laboratório

Ao analisarmos os gráficos, observa-se uma menor dispersão dos dados, quando comparados os diferentes locais de cura, ocorrendo menores variações nas relações de resistência e rigidez. Na maioria dos casos, as relações de resistência à compressão simples ficaram abaixo de 1, as de resistência à tração, ficaram mais próximas à 1, e as relações de rigidez ficaram todas acima de 1. Esses indícios corroboram a análise anterior de que as amostras curadas em campo podem ter elevada rigidez, mesmo apresentado baixos valores de resistência e peso específico aparente seco.

4.5 AVALIAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E MICROESTRUTURAL

A seguir serão apresentados os ensaios referentes ao estudo químico, mineralógico e microestrutural, em que se buscou identificar tanto a estrutura formada nas diferentes configurações de compactação e cura, quanto a estrutura formada em campo e nas amostras moldadas em laboratório.

4.5.1 Difração de Raios-X (DRX)

Os difratogramas de uma forma geral identificaram as mesmas fases para todas as amostras, indicando que não houve muita variação dos compostos cristalinos presentes independentes do processo de cura, vibração utilizada e da localização em que a amostra foi retirada.

Para as amostras curadas em campo sem vibração (Figura 4.47), foram identificadas as fases de Quartzo, Magnetita e Ilmenita. A Tabela 4.12 apresenta o levantamento quantitativo feito através da análise pelo método de Rietveld.

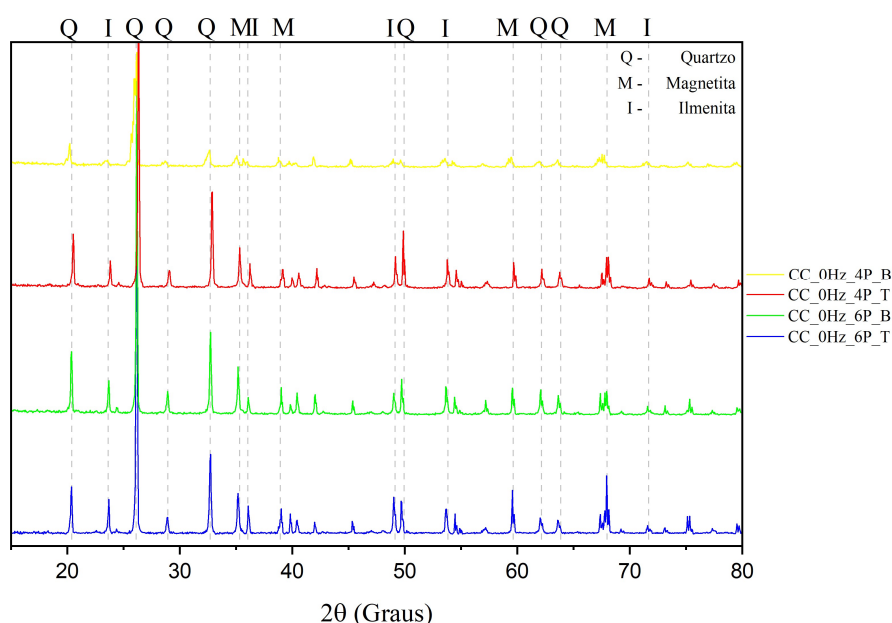


Figura 4.47 – Difratogramas das amostras curadas em campo sem frequência de vibração

É possível visualizar que as composições são em maior parte Quartzo e Ilmenita, sendo o quartzo um mineral do dióxido de silício (SiO_2), e a Ilmenita um óxido natural de ferro e titânio (FeTiO_3). Indicando esses como os principais minerais presentes na mistura do RMF com o cimento. É possível ver um padrão onde a magnetita aparece somente nas amostras retiradas do topo, essa variação ocorre principalmente devido a heterogeneidade do material, indicando uma heterogeneidade vertical nas pistas.

Tabela 4.12: Quantitativo pelo método de Rietveld das amostras curadas em campo sem frequência de vibração

	CC_0Hz_4P_B	CC_0Hz_4P_T	CC_0Hz_6P_B	CC_0Hz_6P_T
Quartzo	55,4	63,2	66,4	72,6
Ilmenita	44,6	36,2	33,6	24,2
Magnetita	0	0,6	0	3,2

A Figura 4.48 apresenta os difratogramas das amostras compactadas com frequência de vibração, curadas em campo. O levantamento quantitativo (Tabela 4.13) identificou o mesmo padrão da pilha não vibrada, com o surgimento de teores de magnetita na região de topo.

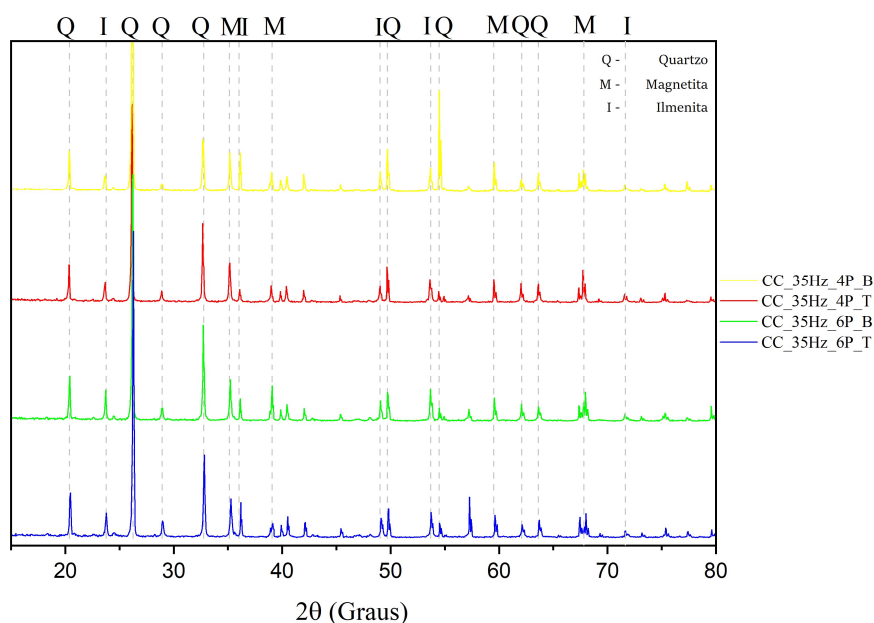


Figura 4.48 – Difratogramas das amostras curadas em campo com frequência de vibração

Tabela 4.13: Quantitativo pelo método de Rietveld das amostras curadas em campo com frequência de vibração

	CC_35Hz_4P_B	CC_35Hz_4P_T	CC_35Hz_6P_B	CC_35Hz_6P_T
Quartzo	61,4	87,7	66,3	64
Ilmenita	38,6	11,1	33,7	36
Magnetita	0	1,2	0	0

As amostras curadas em laboratório (Figura 4.49) apresentaram uma constituição de fases muito parecida com as amostras de campo, os picos se apresentaram na mesma configuração, indicando a presença das mesmas fases.

O levantamento pelo método de Rietveld apresentou somente a presença de magnetita nas amostras de topo (Tabela 4.14), similar as amostras curadas em campo. Indicando que a heterogeneidade presente em campo foi representada no material curado em laboratório.

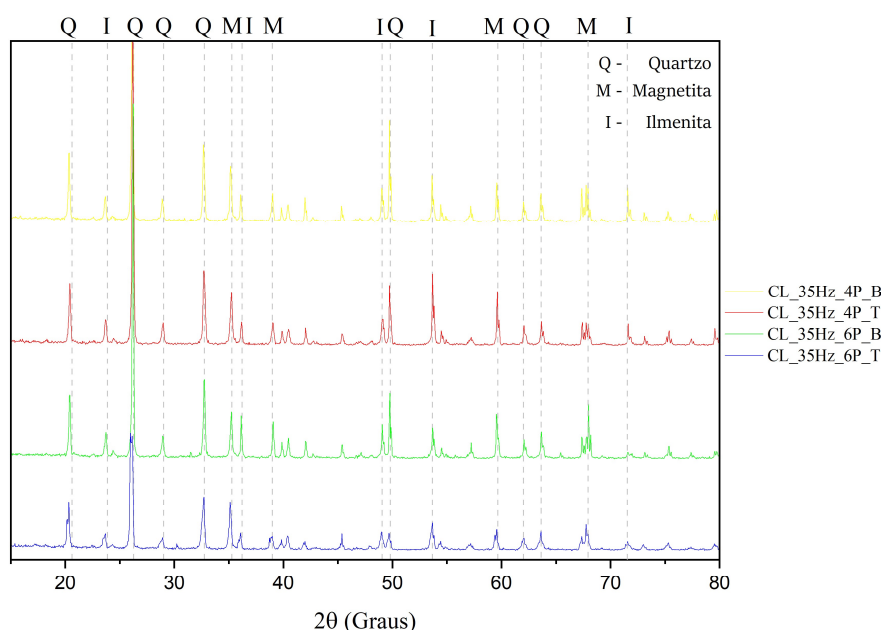


Figura 4.49 – Difratoformas das amostras curadas em laboratório com frequência de vibração

Tabela 4.14: Quantitativo pelo método de Rietveld das amostras curadas em laboratório com frequência de vibração

	CL_35Hz_4P_B	CL_35Hz_4P_T	CL_35Hz_6P_B	CL_35Hz_6P_T
Quartzo	69,6	69,6	71,7	60,5
Ilmenita	30,4	29,8	28,3	39,1
Magnetita	0	0,6	0	0,4

Os difratogramas do material moldado e curado em laboratório (Figura 4.50) apresentaram as mesmas fases das amostras anteriores, isso indica que as fases cristalinas presentes na mistura final, seja curada em campo ou laboratório apresentaram, em maior parte, as mesmas fases cristalinas que o rejeito puro. Isso é esperado devido aos materiais cristalinos possuírem pouca ou nenhuma reatividade com o cimento Portland, permanecendo então as mesmas fases antes e

depois da mistura, com variações mais devido à heterogeneidade do RMF do que devido a cimentação ou processo de cura.

O quantitativo das fases também corrobora para o que foi observado nos difratogramas, as fases de quartzo, ilmenita em maiores quantidades e a magnetita em quantidades menores (Tabela 4.15).

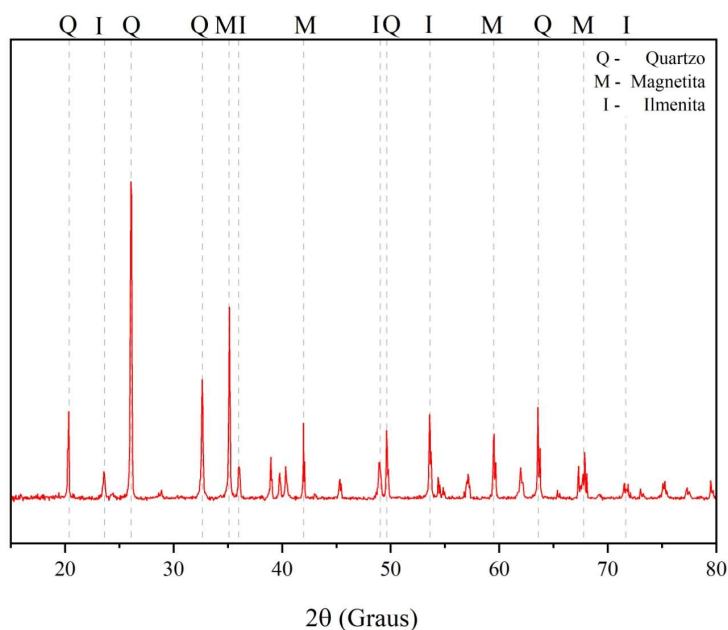


Figura 4.50 – Difratograma da amostra moldada e curada em laboratório

Tabela 4.15: Quantitativo pelo método de Rietveld da amostra moldada e curada em laboratório

	MCL
Quartzo	57,2
Ilmenita	41,6
Magnetita	1,2

4.5.2 Espectroscopia Raman (ER)

Foram realizados os ensaios nas amostras de 6 passadas do material por serem as amostras com melhores resultados nas etapas 2 e 3 do programa experimental, assim como na amostra moldada e curada em laboratório, com teor de cimento de 2,5% e peso específico aparente seco de 18,08 kN/cm³.

A espectroscopia das amostras curadas em campo (Figura 4.51) apresentou pontos comuns nas amostras de baixo e do topo, indicando o mineral da hematita ou outros óxidos de ferro, devido as bandas em 220 e 290 cm^{-1} , referente as principais ligações entre os átomos de ferro e oxigênio presente nesse mineral (DAS; HENDRY, 2011).

A ilmenita, previamente visualizada nos resultados de DRX, tem seus picos principais em 220 cm^{-1} , e aparecem nas amostras curadas em campo com e sem frequência de vibração, sobrepondo-se também ao pico principal da hematita, isso pode indicar que o pico em questão pode ser da ilmenita que apareceu em grandes quantidades no DRX e não da hematita que foi uma fase não encontrada nos difratogramas. Os picos secundários do mineral em 202 e 443 cm^{-1} , também estão presentes nas amostras.

Os picos em torno de 460 e 202 cm^{-1} são característicos do mineral quartzo (ZHONG et al., 2021), presente em todos os grupos experimentais, é um mineral muito comum e esperado neste tipo de rejeito.

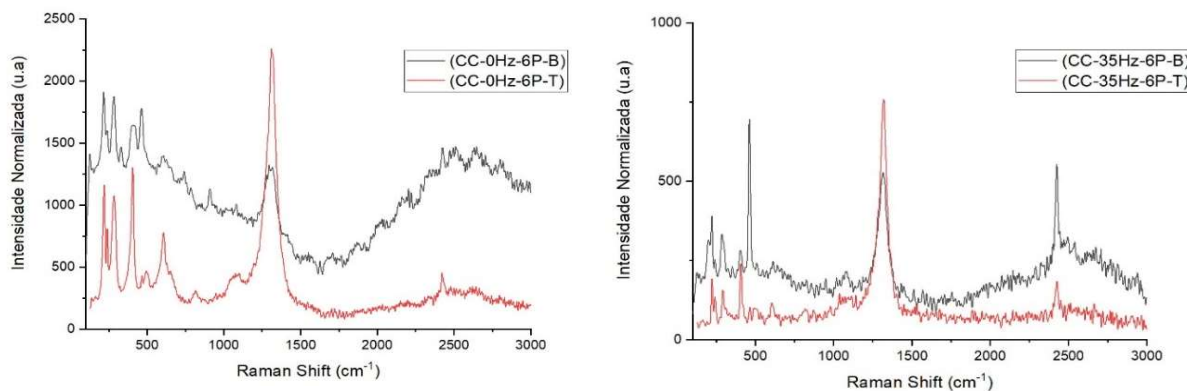


Figura 4.51 – Espectroscopia das amostras curadas em campo

Em torno de 670 cm^{-1} temos uma banda característica da magnetita (HANESCH, 2009), é possível visualizar um pico pronunciado e definido somente nas amostras do topo, e com intensidade alta na amostra sem frequência de vibração, corroborando ao identificado pela análise quantitativa pelo método de Rietveld no DRX, de que a magnetita era um mineral presente somente nas amostras retiradas do topo da camada e a maior quantidade desse material foi encontrado no material que não teve frequência de vibração.

As amostras curadas em laboratório analisadas (Figura 4.52) apresentam o mesmo padrão de picos encontrados para o material curado em campo, porém o padrão de intensidades é diferente.

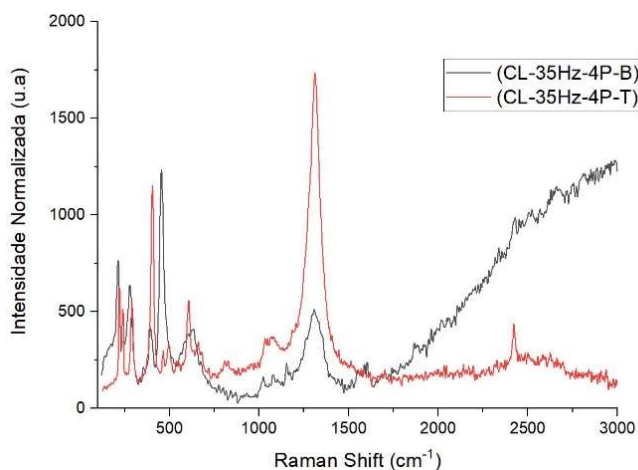


Figura 4.52 – Espectroscopia das amostras curadas em laboratório

Por volta de 1300 - 1320 cm⁻¹ houve um pico intenso comum a todos os grupos experimentais. A literatura registra esse pico como sendo de óxidos de ferro (OLIVARES et al., 2010), principalmente magnetita, hematita ou até a ilmenita também, é difícil distinguir quais minerais exatamente são representados pelo pico, mas explica a intensidade alta em todas as amostras.

A amostra moldada e curada em laboratório (Figura 4.53) apresentou os mesmos picos das amostras moldadas em campo, em conjunto com os dados do DRX. Esta amostra apresentou picos mais acentuados, próximos aos encontrados na amostra curada em campo sem frequência de vibração, apontando para uma boa reprodução em laboratório da moldagem em campo.

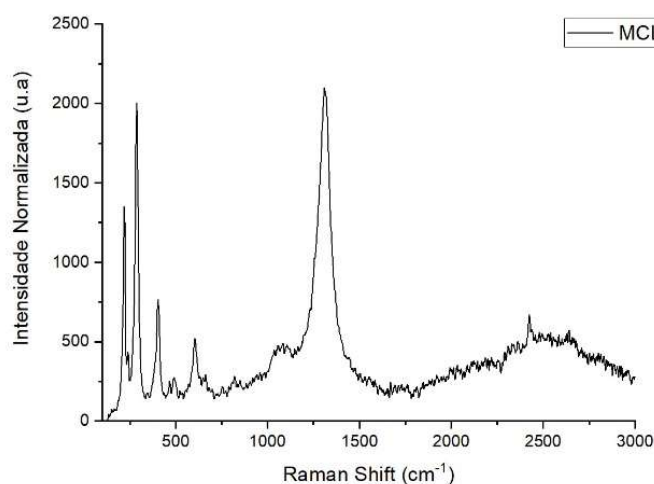


Figura 4.53 – Espectroscopia da amostra moldada e curada em laboratório

Avaliando os principais produtos da hidratação do cimento, a presença de C-S-H e CH não é evidente, seus pontos de presença na espectroscopia Raman estão em torno de 450-700 cm^{-1} e 1400-2000 cm^{-1} respectivamente (LIU; SUN; QI, 2015). Por serem compostos pouco cristalinos e com grandes variações nos tipos de ligações, como é o caso da variação das ligações Si-O-Si e O-Si-O, que influenciam na formação de picos mais fracos e mais largos (GARBEV et al., 2007), logo, espera-se que sua identificação seja mais deficiente devido à influência de compostos à base de ferro que, além de possuírem vários pontos de picos nessas regiões, também estão em maior quantidade que os produtos de hidratação do cimento nas amostras.

Contudo, ao comparar as amostras cimentadas com a espectrometria do RMF (Figura 3.6), é possível confirmar a presença dos produtos de hidratação nas bandas características, mesmo não apresentando picos definidos a intensidade nas regiões de 450-700 cm^{-1} e 1400-2000 cm^{-1} (C-S-H e CH), são maiores para as amostras cimentadas. Enquanto o padrão da espectrometria do RMF apresenta picos mais definidos, confirmando a maior dificuldade de análise do espectro Raman na presença dos produtos de hidratação formando picos mais brandos e sobrepostos aos compostos presentes no RMF.

4.5.3 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

As imagens analisadas neste trabalho tiveram como foco as amostras de 6 passadas das configurações de compactação estudadas nesta tese, bem como amostra moldada e curada em laboratório.

A Figura 4.54 apresenta a microscopia da amostra CC-0Hz-6P-T, nas magnificações de 100X, 500X, 1000X e 2500X. Analisando a morfologia da amostra, é possível identificar que os grãos de rejeito aparecem bem cobertos pelos produtos de hidratação do cimento Portland, formando uma estrutura densa, com poucos vazios.

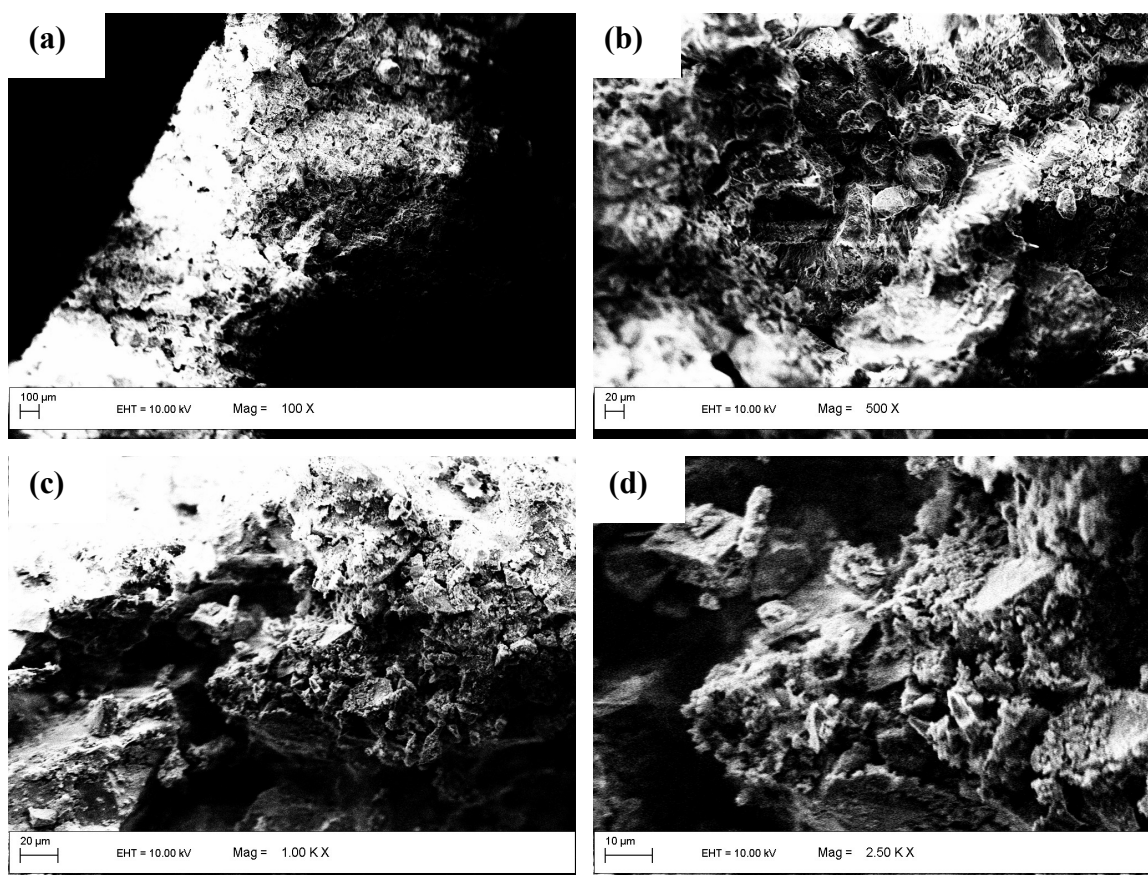


Figura 4.54 – MEV da amostra CC-0Hz-6P-T: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X

A Figura 4.55 apresenta a microscopia da amostra CC-0Hz-6P-B, nas magnificações de 100X, 500X, 1000X e 2500X. Analisando a morfologia da amostra, é possível identificar uma estrutura semelhante à amostra do topo, em que os grãos de rejeito aparecem com uma boa cobertura oferecida pelos produtos de hidratação do cimento Portland, formando uma estrutura densa, com poucos vazios.

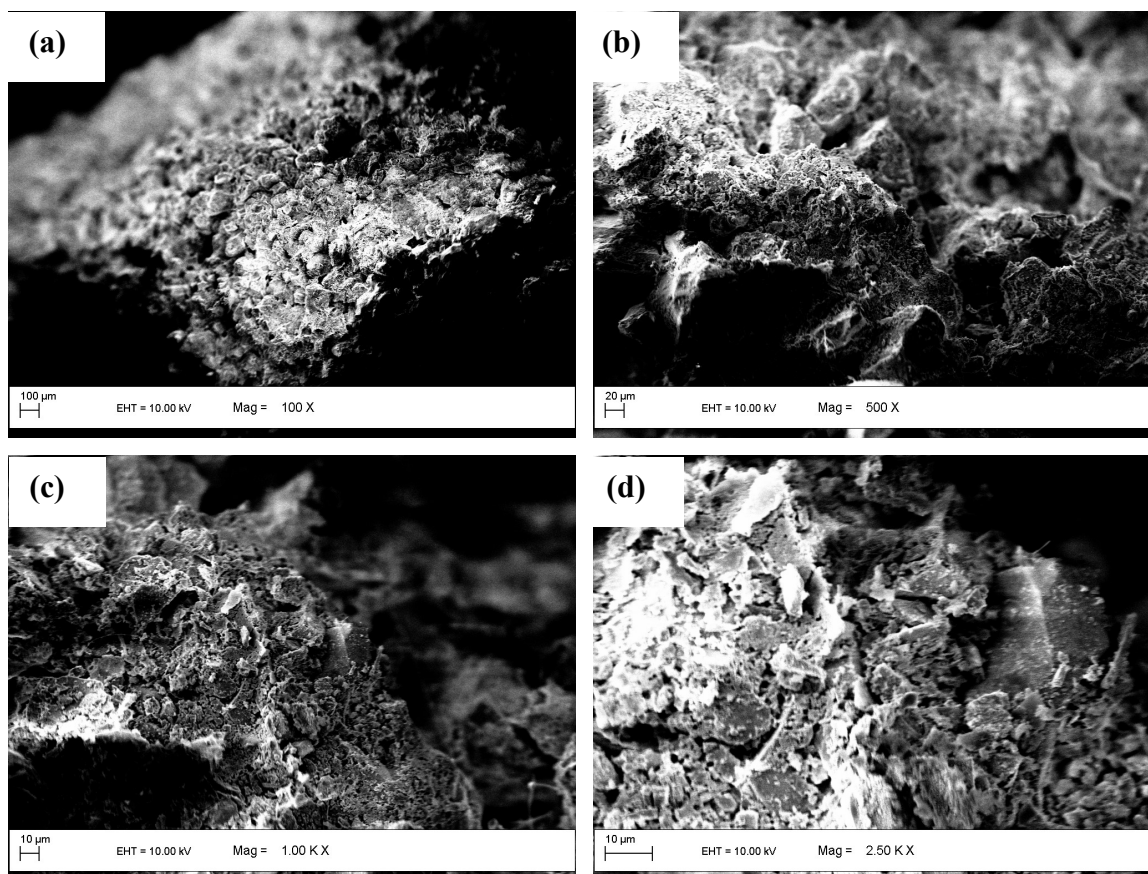


Figura 4.55 – MEV da amostra CC-0Hz-6P-B: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X

A Figura 4.56 apresenta a microscopia da amostra CC-35Hz-6P-T, nas magnificações de 100X, 500X, 1000X e 2500X. Analisando a morfologia das amostras, é possível identificar que os grãos de rejeito aparecem cobertos pelos produtos de hidratação do cimento Portland, formando uma estrutura coesa, porém mais porosa, com grãos mais aparentes e com poros arredondados, possivelmente relacionados ao maior contato com água durante o processo de cura do cimento, por estar na região mais próxima à superfície da pilha compactada.

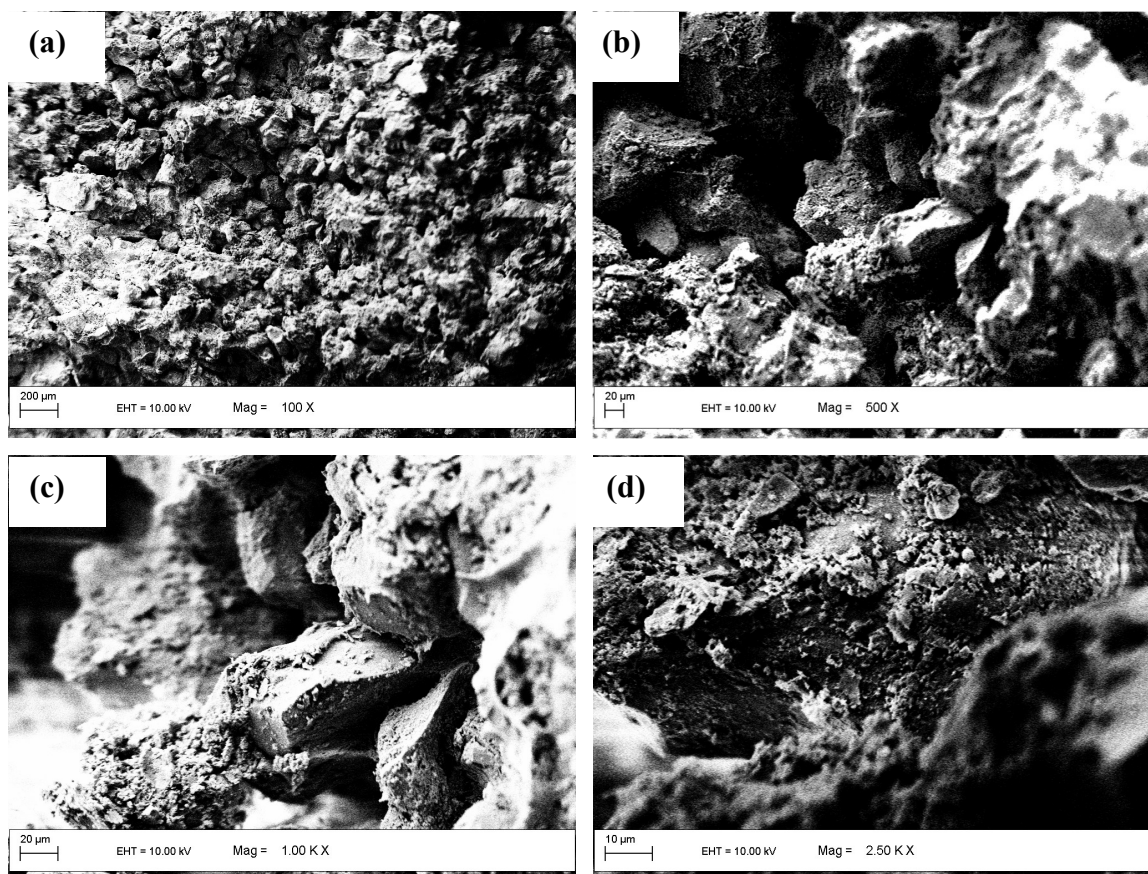


Figura 4.56 – MEV da amostra CC-35Hz-6P-T: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X

A Figura 4.57 apresenta a microscopia da amostra CC-35Hz-6P-B, nas magnificações de 100X, 500X, 1000X e 2500X. Analisando a morfologia das amostras, é possível identificar uma estrutura coesa e porosa, apresentando grãos de rejeito aparentes, cobertos pelos produtos de hidratação do cimento Portland.

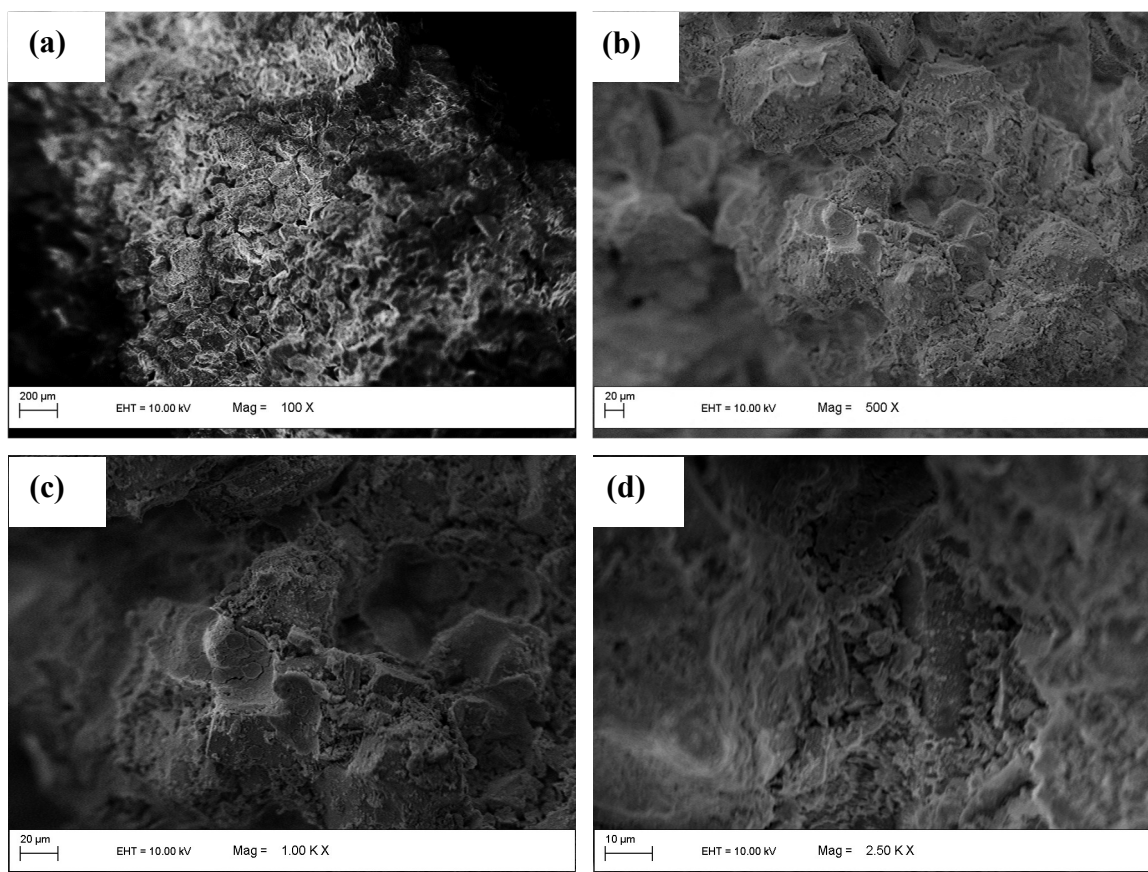


Figura 4.57 – MEV da amostra CC-35Hz-6P-B: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X

A Figura 4.58 apresenta a microscopia da amostra CL-35Hz-6P-T, nas magnificações de 100X, 500X, 1000X e 2500X. Analisando a morfologia das amostras, é possível identificar uma matriz cimentícia semelhante à amostra CC-35Hz-6P-T, em que os grãos de rejeito aparecem cobertos pelos produtos de hidratação do cimento Portland, formando uma estrutura coesa e porosa, com grãos aparentes e poros arredondados.

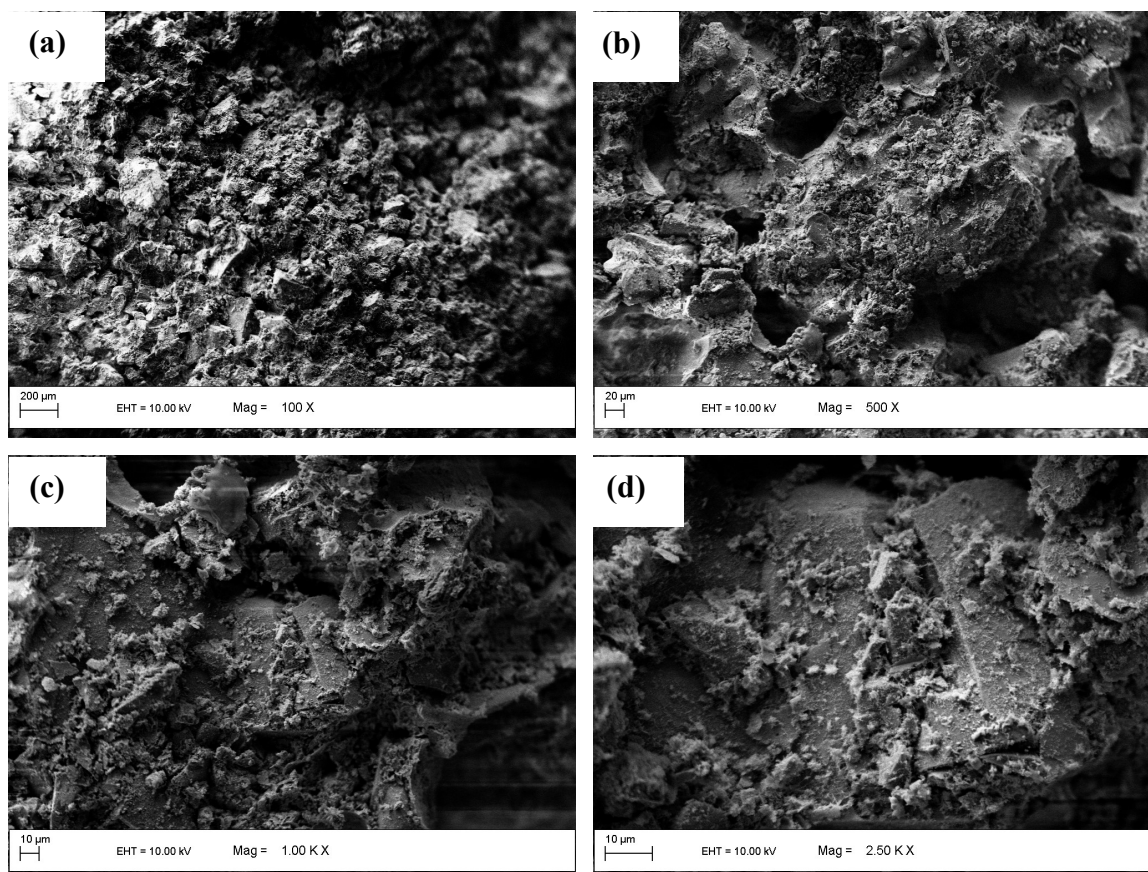


Figura 4.58 – MEV da amostra CL-35Hz-6P-T: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X

A Figura 4.59 apresenta a microscopia da amostra CL-35Hz-6P-B, nas magnificações de 100X, 500X, 1000X e 2500X. Analisando a morfologia das amostras, é possível identificar que os grãos de rejeito aparecem cobertos pelos produtos de hidratação do cimento Portland, formando uma estrutura coesa e porosa.

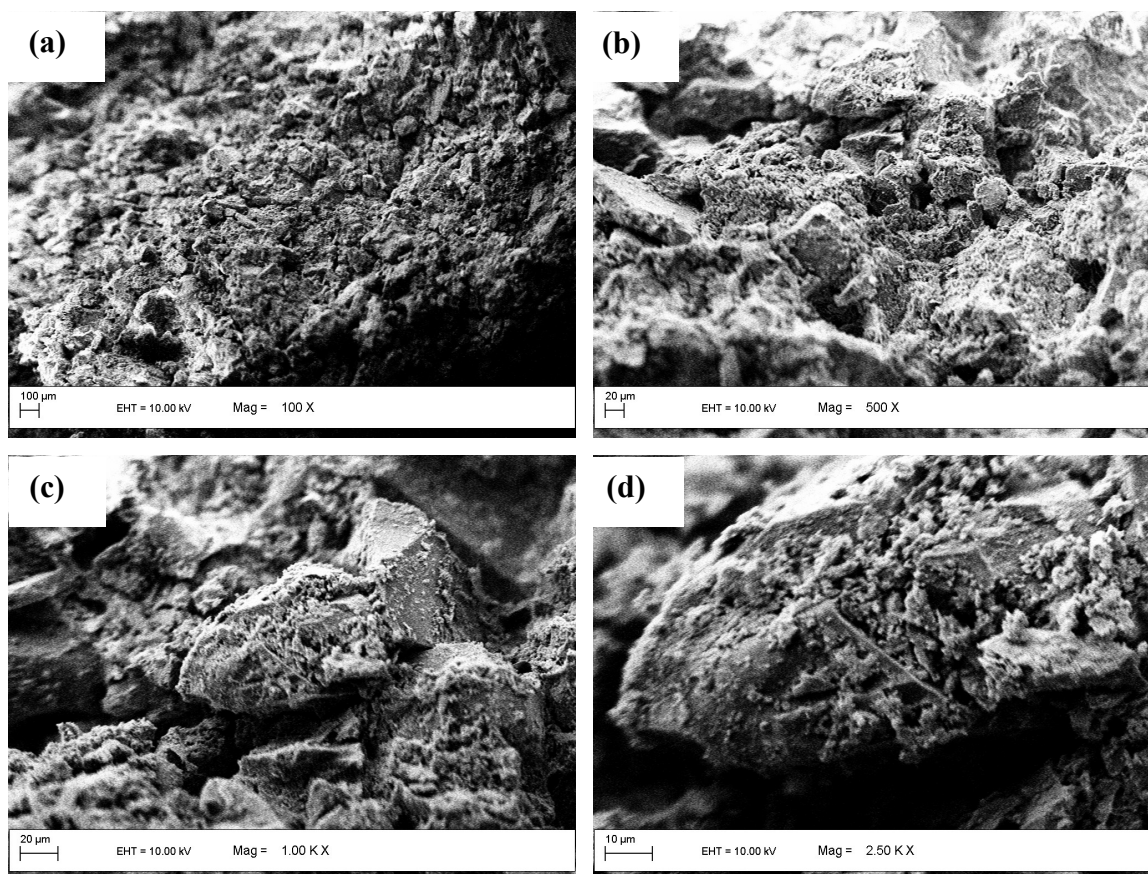


Figura 4.59 – MEV da amostra CL-35Hz-6P-B: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X

A Figura 4.60 apresenta a microscopia da amostra moldada e curada em laboratório, nas magnificações de 100X, 500X, 1000X e 2500X. Analisando a morfologia das amostras, é possível identificar um adequado arranjo entre os grãos de rejeito e os produtos de hidratação do cimento Portland, formando uma estrutura densa, com poucos vazios.

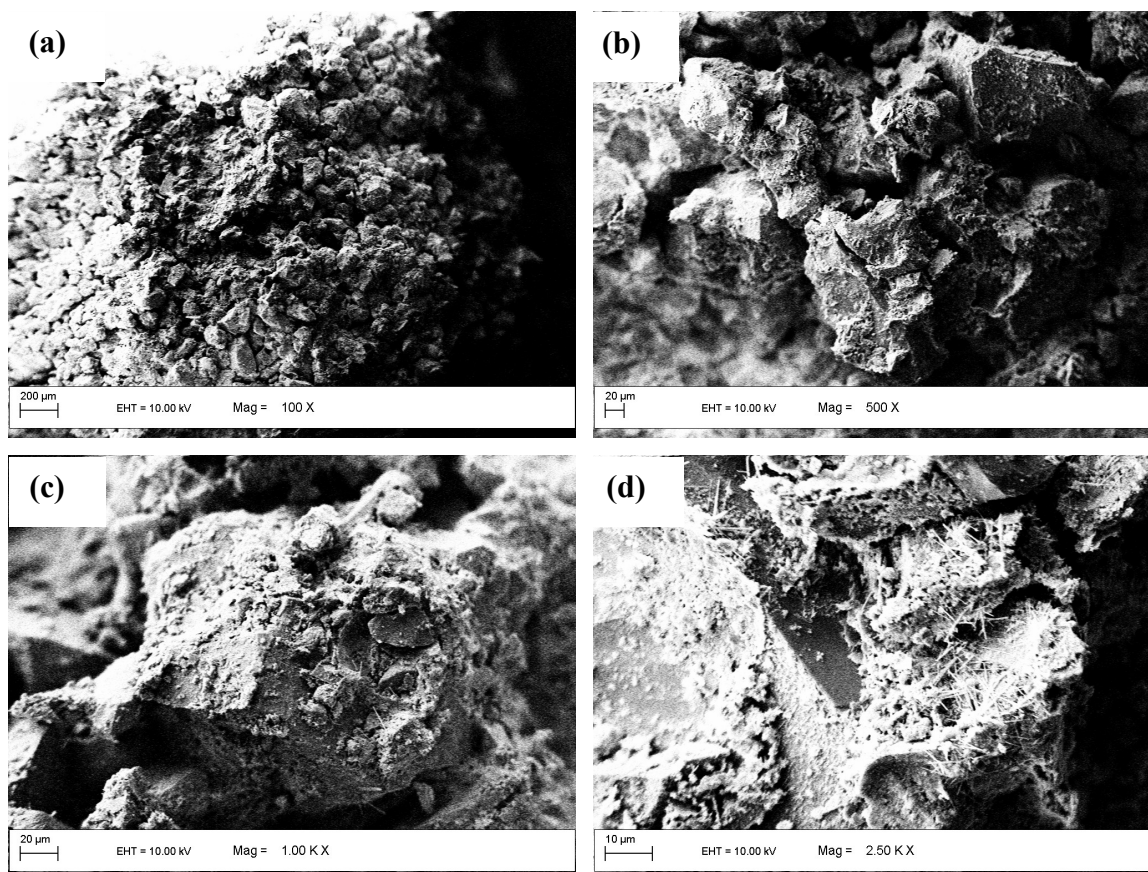


Figura 4.60 – MEV da amostra MCL: (a) 100X; (b) 500X; (c) 1000X e (d) 2500X

Os resultados da análise como um todo, apresentam os grãos angulosos do RMF em todas as amostras, sendo coberto pelos produtos de hidratação do cimento Portland, e diferente da amostra do rejeito puro em que somente os grãos livres e sem ligação entre si são visíveis, as amostras estabilizadas formam aglomerados de partículas devido a presença do cimento. Desta forma, as imagens de MEV confirmam a hidratação do cimento, e a coesão formada por esses produtos no RMF, corroborando com os dados mecânicos.

Dentre as amostras compactadas em campo, as amostras sem frequência de vibração apresentaram uma superfície mais homogênea, indicando que a cimentação foi mais bem espalhada ao longo do rejeito. Com relação as amostras compactadas com frequência de vibração, foi possível identificar que a região do topo apresentou uma superfície mais porosa que a base. Esse fenômeno pode ser explicado pelo mesmo efeito da compactação vibrada discutida nos resultados mecânicos, gerando perda no grau de compactação, por destruição da estrutura formada pela cimentação, dificultando a aglomeração e preenchimento dos vazios.

5 CONCLUSÕES

Esta tese busca avaliar o comportamento mecânico de um rejeito de minério de ferro aglomerado com cimento Portland CPV – ARI, frente às condições reais de compactação e cura em campo. Para isso foi construída uma pilha experimental, com 2,3 m de altura, dividida em pistas com diferentes quantidades de passada do rolo compactador, sendo de um lado compactada sem frequência de vibração e de outro, com frequência de vibração.

Após o término de sua construção, foram coletadas amostras do tipo bloco indeformado, que foram enviados ao laboratório da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, para a realização de ensaio mecânico. Além dessas amostras, também foram coletadas amostras indeformadas curadas em campo da camada mais superficial compactada. Com as amostras de campo, foram realizados os ensaios de: resistência à compressão não confinada, resistência à tração por compressão diametral; módulo cisalhante inicial; e resistência à compressão triaxial, do tipo consolidado e drenado (CID).

A partir dos resultados desses ensaios, verificou-se que as amostras da pilha vibrada apresentaram maior resistência na base, enquanto o comportamento foi o inverso, na pilha não vibrada. Esta tendência também pode ser visualizada no estudo do peso específico aparente seco. O melhor grau de compactação obtido na base em relação ao topo, corrobora com estudos demonstrado na literatura, por D'Appolonia et al. (1969), que demonstra que a parte mais superficial de um aterro apresenta menores valores de peso específico, tendo em vista a perturbação causada pela vibração das partículas. Com relação aos resultados de compressão não confinada, a pilha não vibrada apresentou maiores resistências (entre 793,89 e 1443,3 kPa), em comparação com a pilha vibrada, que teve uma variação de 505,52 a 764,54 kPa. Esse comportamento pode ter relação com o estado do bloco recebido em laboratório, tendo em vista que os blocos da pilha vibrada apresentavam uma certa quantidade de partículas com granulometria elevada, que aparentemente eram partículas de cimento endurecido, dessa forma, o bloco apresentava pontos de heterogeneidade, principalmente no topo.

A resistência à tração por compressão diametral seguiu essa mesma tendência, com os resultados da pilha não vibrada variando entre 91,71 kPa e 105,26 kPa, e da pilha vibrada variando entre 132,17 e 165,28 kPa. Por este motivo, esta tese seguirá duas frentes de análises, a primeira focada na comparação do comportamento da pilha vibrada nos diferentes locais de cura, buscando-se identificar os possíveis fatores que influenciaram cada comportamento, e a

segunda será focada na retro análise da pilha experimental, através da comparação dos resultados obtidos a partir das amostras indeformadas coletadas em campo e dos corpos de prova moldados em laboratório, nas mesmas características, de teor de umidade e peso específico aparente seco, encontradas em campo.

Ao compararmos o local de cura, na pilha vibrada, observa-se que a cura em campo apresentou um melhor desempenho quanto a resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral, apesar de possuir menor peso específico e rigidez. Destaca-se também que o aumento do número de passadas, de 4 para 6, gerou maiores valores de resistência. Já para os ensaios de resistência à compressão triaxial, as amostras curadas em laboratório apresentaram um pico bem definido, característico de comportamento frágil, enquanto nas amostras curadas em campo a queda de tensão no pós-pico ocorreu de forma suave, indicando uma melhor formação da estrutura cimentícia.

Ao compararmos todas as configurações estudadas, foi possível identificar que a pista compactada sem frequência de vibração apresentou melhor desempenho mecânico, tanto nos ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral, módulo de rigidez inicial e compressão triaxial, ao considerarmos os valores de interceptos coesivos obtidos. Este fato que pode estar ligado a condição de compactação em campo, conforme discutido anteriormente, referentes a pista vibrada apresentar torrões de cimento endurecido, o que pode ter influenciado no desempenho mecânico das amostras.

Em seguida, foram moldadas amostras em laboratório, com umidade e pesos específicos similares aos encontrados em campo, para realização de uma retroanálise que busca identificar os reflexos da compactação em campo na resistência mecânica do rejeito cimentado. A partir da relação entre a resistência à tração (q_t) e resistência à compressão (q_u), das amostras moldadas em laboratório, foi possível aplicar ao material o método Consoli (2014), para determinação de parâmetros geotécnicos. Durante os estudos de Chaves (2023) foi encontrado uma relação q_t/q_u igual a 0,11, que se mostrou adequado para o rejeito de minério de ferro, resultando em valores teóricos de ângulo de atrito de pico próximos aos obtidos pelos ensaios triaxiais, para amostras moldadas em laboratório. Nesta presente pesquisa, ao se aplicar o método às amostras indeformadas, constatou-se uma maior diferença em os valores previstos de intercepto coesivo e os obtidos no ensaio, fato que ocorreu por conta da heterogeneidade da cimentação das amostras.

A partir da retroanálise, foi possível observar que, para a pilha vibrada em ambos os locais de cura, a relação q_{u-m} / q_{u-T} foram abaixo de 1, atingindo valor máximo de 0,87, o que indica uma resistência abaixo do encontrado para as amostras moldadas em ambiente controlado. Já a relação q_{t-m} / q_{t-T} teve média de 0,97, ou seja, próximo às amostras moldadas em laboratório, com as mesmas características de campo.

Para a pilha não vibrada das amostras curadas em campo, observa-se que a relação q_{u-m} / q_{u-T} para as amostras ensaiadas por compressão simples teve média de 1,24, sendo os maiores valores referente à pista com 6 passadas, demonstrando melhor desempenho desta configuração em relação às demais. Quanto a relação q_{t-m} / q_{t-T} , todas se apresentaram superiores à 1. Isso demonstra que, em todas as configurações, a resistência à tração obteve resultados próximos ao de laboratório.

Com relação ao módulo cisalhante inicial, todas as configurações estudadas apresentaram valores superiores a 1, demonstrando que as amostras de rejeito de minério de ferro cimentado, compactadas em campo apresentam bom desempenho quanto à rigidez. Mesmo apresentando valores de resistência e peso específico aparente seco abaixo dos encontrados em laboratório.

A avaliação química, mineralógica e microestrutural demonstrou que não houve muita variação dos compostos cristalinos presentes independentes do processo de cura, vibração utilizada e da localização em que a amostra foi retirada. Os difratogramas, de uma forma geral, identificaram as fases de Quartzo, Magnetita e Ilmenita, sendo que a magnetita aparece somente nas amostras retiradas do topo, indicando uma heterogeneidade vertical nas pistas.

Através da espectroscopia Raman, foi possível corroborar a análise quantitativa pelo método de Rietveld no DRX, identificando-se a presença dos mesmos minerais de Quartzo, Magnetita e Ilmenita. A amostra moldada e curada em laboratório (MCL) apresentou os mesmos picos das amostras moldadas em campo, porém mais acentuados, próximos aos encontrados na amostra curada em campo sem frequência de vibração, apontando para uma boa reprodução em laboratório da moldagem em campo. Avaliando os principais produtos da hidratação do cimento, não foi possível identificar de forma evidente a presença de C-S-H e CH, possivelmente devido à influência de compostos à base de ferro e por serem compostos pouco cristalinos.

A microscopia eletrônica de varredura demonstrou a presença dos grãos angulosos do RMF em todas as amostras, sendo coberto pelos produtos de hidratação do cimento Portland,

confirmando a hidratação do cimento, e a coesão formada por esses produtos no RMF, corroborando com os dados mecânicos. Foi possível ainda, visualizar o mesmo padrão de comportamento mecânico observado nos ensaios de resistência mecânica.

Os resultados da análise como um todo, se mostraram satisfatórios, assim é possível afirmar que o método pode ser extrapolado para o campo, sem grandes interferências devido à cura em campo, porém deve haver um controle tecnológico mais rígido, com o objetivo melhor identificar a influência das técnicas de compactação propostas.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) Avaliar o desempenho mecânico do rejeito de ferro estabilizado com e sem vibração de compactação, através de um modelo reduzido em laboratório, buscando-se melhor correlacionar e comparar os resultados entre as técnicas.
- b) Avaliar o comportamento de durabilidade das misturas, frente a ação de agentes físicos, climáticos e químicos (desgaste por abrasão, ataques ácidos, ciclos de molhagem e secagem etc.).
- c) Avaliar o desempenho mecânico do rejeito de minério de ferro estabilizado com outros agentes cimentantes, através dos ensaios de resistência à compressão não confinada, resistência à tração por compressão diametral, resistência triaxial e rigidez.

REFERÊNCIAS

ACI. 230.1R-09 **Report on Soil Cement.**

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, 1987. v.1, p.435- 442.

ALVES, P. A. **Empilhamento de rejeito filtrado: a expansão de uma alternativa para substituição de barragens.** 2020. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Curso de Pós-Graduação em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto, 2020.

American Society for Testing Material (ASTM). ASTM D4719-20: **“Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils”.** West Conshohocken, Philadelphia. 2020.

ANM. Anuário Mineral Brasileiro: **principais substâncias metálicas.** (2020). Brasília.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. - **Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos.** ABNT NBR 13028, Rio de Janeiro, 2017.

_____. **Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** NBR 6457, 2019a. 8p.

_____. **Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento Procedimento.** NBR 12253, 2012.

_____.: **Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** NBR 5739, Rio de Janeiro, 2018a. 9 p.

_____. **Solo – Determinação do limite de liquidez.** NBR 6459, Rio de Janeiro, 2017. 5 p.

_____. **Solo – Determinação do limite de plasticidade.** NBR 7180, Rio de Janeiro, 2016b. 3 p.

_____. **Solo – Análise granulométrica.** NBR 7181, Rio de Janeiro, 2018b. 12 p.

_____. **Solos – Ensaio de compactação.** NBR 7182, 2016.

_____. **Argamassa e concreto-Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos.** NBR 7222, 2011.

_____. **Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica.** NBR NM 23, 2001.

_____. **Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos**. NBR 7215, Rio de Janeiro, 2019. 12 p.

AVIES, M. P. **Filtered Dry Stacked Tailings - The Fundamentals**. (2011). Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/325976393_Filtered_Dry_Stacked_Tailings_The_Fundamentals>. Acesso em Junho de 2022.

BACCO, A. P. **Caracterização física, química, mineralógica e mecânica de um rejeito de mineração**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de Coimbra. Coimbra.

BALDOVINO, J.; IZZO, R.; PEREIRA, M.; ROCHA, E.; ROSE, J.; BORDIGNON, V. **Equations Controlling the Tensile and Compressive Strength Ratio of Sedimentary Soil-Cement Mixtures Under Optimal Compaction Conditions**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 32, n. 1, p. 4019320, 2020b.

BALMACEDA, Alfredo R. **“Suelos compactados - un estudio teorico y experimental”**. 1991. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

BAPTISTA, C. de F. Nogueira. **“Pavimentação”**. Editora Globo. Tomo 1 e 2. 1976.

BELL, J.R. **“Compaction energy relationships of cohesive soils”**. Transportation Research Record, n° 641, pp. 29-34. 1977.

BOCCAMINO, G. D. (2017) **Desenvolvimento de geometria para empilhamento de rejeito desaguados de minério de ferro: estudo de caso para os rejeitos gerados na instalação de tratamento de minérios itabiríticos (ITM-I) em operação na Mina do Pico**. 2017. Dissertação (Mestrado em Geotecnia - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro preto.

CAMPANHA, A. **Caracterização de Minério de Ferro Para Uso Em Pavimentação**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.

CARRARO, J. A. H. **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CARVALHO, J.d., WAGNER, A.C., SCHEUERMANN FILHO, H.C., CHAVES, H. M., SILVA, J. P. S., Delgado, B. G. **Evaluation of Strength Parameters for Application in Cemented Iron Ore Tailings Stacks**. Indian Geotech J (2023). <https://doi.org/10.1007/s40098-023-00712-9>.

CARVALHO, P. S. L. D.; SILVA, M. M. D.; ROCIO, M. A. R.; MOSZKOWICZ, J. (2014). **Minério de ferro**. <https://web.bndes.gov.br/bib/jspui/bitstream/1408/4802/1/BS%2039%20min%20c3%a9rio%20de%20ferro_P.pdf>. Acesso em: 20 de Março. 2018.

CASENTINI, B.; LAZZAZZARA, M.; AMALFITANO, S.; SALVATORI, R.; GUGLIETTA, D.; PASSERI, D.; BELARDI, G.; TRAPASSO, F. **Mining Rock Wastes for Water Treatment: Potential Reuse of Fe-and Mn-Rich Materials for Arsenic Removal.** *Water*, v. 11, n. 9, p. 1897., 2019.

CERNICA, J. N. **Geotechnical Engineering: Soil Mechanics.** John Wiley & Sons, Inc. New York, 1995.

CHANDLER, RJ, Crilly MS, Montgomery-Smith G. **A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise-buildings.** *Proc Inst Civil Eng.* 1992; 92: 82-9.

CHANDLER, RJ, Gutierrez CI. **The filter-paper method of suction measurement.** *Geotechnique.* 1986; 36: 265-8.

CHAVES, A. P.; FILHO, L. S. L.; BRAGA, P. F. A. **Tratamento de minérios: Flotação.** CETEM/MCTIC. Rio de Janeiro, 2018.

CHAVES, H. C. **Estudo Geotécnico de uma Pilha Experimental de Misturas Compactadas de Rejeito de Minério de Ferro Filtrado - Cimento Portland.** 2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

CHAVES, L.R. da C. **Avaliação do desempenho mecânico e hidráulico de uma lama de preenchimento de barreiras verticais com diferentes dosagens e técnicas de cimentação.** 2020. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

CLOUGH, G. W., SITAR, N., BACHUS, R. C. **Cemented sands under static loading.** *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, [s. 1.], n. 107, p.799-817, 1981.

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

COMEX STAT. **Banco de dados exportações e importações (geral).** (2022). Disponível em: <<http://comexstat.mdic.gov.br/pt/geral>>. Acesso em: 13 de novembro. 2022.

CONSOLI, N. C.; ROSA, D. A. CRUZ, R. C.; DALLA ROSA, A. (2011). **Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil.** *Engineering Geology.* Volume 122, Pages 328-33, 2011.

CONSOLI, N. C. **A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented Sandy soils.** *Engineering Geology*, v. 169, n. 4, p. 61–68, fev. 2014.

CONSOLI, N. C. et al. **Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, n. 2, p. 197-205, 2007.

CONSOLI, N. C.; CARRETTA, M. S.; FESTUGATO, L.; LEON, H. B.; TOMASI, L. F.; HEINECK, K. S. **Ground waste glass-carbide lime as a sustainable binder stabilising three different silica sands.** *Géotechnique*, v. 71, n. 6, p. 480–493, Dez. 2020a.

CONSOLI, N. C.; CARRETTA, M. S.; LEON, H. B.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; TOMASI, L. F. **Strength and stiffness of ground waste glass-carbide lime blends.** *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 31, n. 10, p. 6, Dez. 2019a.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; CONSOLI, B. C.; MAGHOUS, S. **Failure envelope of artificially cemented sand.** *Géotechnique*, v. 62, n. 6, p. 543–547, jun. 2012a.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F. **Variables controlling strength of artificially cemented sand: influence of curing time.** *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 23, n. 5, p. 692–696, mai. 2011.

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*, v. 136, n. 5, p. 759–763, Mai. 2010.

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*, v. 138, n. 1, p. 100–109, Jan. 2012b.

CONSOLI, N. C.; FERREIRA, P. M. V.; TANG, C. S.; MARQUES, S. F. V.; FESTUGATO, L.; CORTEA, M. B. **A unique relationship determining strength of silty/clayey soils – portland cement mixes.** *Soils and Foundations (Japanese Geotechnical Society)*, v. 56, n. 6, p. 1082–1088, Dez. 2016.

CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L.; ROCHA, C. G.; CRUZ, R. C. **Key parameters for strength control of rammed sand-cement mixtures: influence of types of Portland cement.** *Construction and Building Materials*, v. 49, p. 591–597, Dez. 2013.

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. **Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 135, n. 9, p. 1347–1353, Set. 2009.

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C.; SILVA, S. R. **Voids/cement ratio controlling tensile strength of cement-treated soils.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 137, n. 11, p. 1126–1131, Nov. 2011a.

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; SILVA, S. R.; CRUZ, R. C.; FONINI, A. **Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils.** *Géotechnique*, v. 62, n. 2, p. 177–183, Fev. 2012c.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D. **Porosity/cement ratio controlling initial bulk modulus and incremental yield stress of an artificially cemented soil cured under stress.** *Géotechnique Letters*, v. 4, n. 1, p. 22–26, Jan. 2014.

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, v. 133, n. 2, p. 197–205, Fev. 2007.

CONSOLI, N. C.; JUNIOR, L. S. L.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. **Mohr-coulomb failure envelopes of lime-treated soils.** Géotechnique, v. 64, n. 2, p. 165–170, Jul. 2014.

CONSOLI, N. C.; MARIN, E. J. B.; SAMANIEGO, R. A. Q.; HEINECK, K. S.; JOHANN, A. D. R. **Use of sustainable binders in soil stabilization.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 31, n. 2, p. 7, Abr. 2019b.

CONSOLI, N. C.; MARQUES, S. F. V.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. **Broad-spectrum empirical correlation determining tensile and compressive strength of cement-bonded clean granular soils.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, n. 6, p. 7, Jun. 2017a.

CONSOLI, N. C.; ROSA, D. A.; CRUZ, R. C.; ROSA, A. D. **Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil.** Engineering Geology, v. 122, n. 3, p. 328–333, Out. 2011b.

CONSOLI, N. C.; ROSA, F. D.; FONINI, A. **Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, n. 12, p. 1846–1856, Dez. 2009.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. **Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress.** Géotechnique, v. 56, n. 1, p. 69–72, Jul. 2006.

CONSOLI, N. C.; SAMANIEGO, R. A. Q.; GONZÁLEZ, L. E.; LÓPEZ, R. A. **Influence of molding moisture content and porosity/cement index on stiffness, strength, and failure envelopes of artificially cemented fine-grained soils.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, n. 5, p. 61–68, Mai. 2017b.

CONSOLI, N. C.; SILVA, A. P.; NIERWINSKI, H. P.; SOSNOSKI, J. **Durability, strength and stiffness of compacted gold tailings-cement mixes.** Canadian Geotechnical Journal, v. 55, n. 10, p. 486–494, Abr. 2018.

CONSOLI, N. C.; SILVA, A.; BARCELOS, A. M.; FESTUGATO, L.; FAVRETTO, F. **Porosity/cement index controlling flexural tensile strength of artificially cemented soils in Brazil.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 38, n. 1, p. 713–722, Jan. 2020b.

CONSOLI, N. C.; TOMASI, L. F. **The impact of dry unit weight and cement content on the durability of sand–cement blends.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, v. 171, n. 2, p. 96–102, Mai. 2018.

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, v. 129, n. 1, p. 96–101, Jan. 2003.

CONSOLI, N. C. VOGT, J.C., SILVA, J. P. S., CHAVES, H. M., SCHEUERMANN FILHO, H. C., MOREIRA, E. B., LOTERO A. (2022). **Behaviour of compacted filtered iron ore tailings–Portland cement blends**: New brazilian trend for tailings disposal by stacking. *Applied Sciences (MDPI)*, v. 12.

COOP, M. R.; WILSON, S. M. **Behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstones**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 129(11), p. 1010-1019, 2003. 10.1061/~ASCE!1090-0241~2003!129:11~1010!

CORREA, B. R. S. **Análise da resistência, rigidez e durabilidade de misturas de vidro moído e cal de carbureto**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CORREIA, J. C. G.; COUTO, H. J. B. **Tratamento de minérios: Classificação e peneiramento**. CETEM/MCTIC. Rio de Janeiro, 2018.

CORTE, M. B. **Response of lightly cemented sand under multiaxial loading**. 2020. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CRUZ, P. T. da.; **“Propriedades de engenharia de solos residuais compactados da região Centro - Sul do Brasil”**. Escola Politécnica, USP, pp. 21-29. São Paulo. 1967.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

CRYSTAL, C., CHORE, C., EZAMA, I. **Filter-pressed dry stacking: desing consideration based on practical experience**. In: *Proceedings Tailings and Mine Waste 2018*. Keystone, Colorado, EUA. Anais[...] Colorado, p. 209-219, 2018.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **On the mechanics of structured sands**. *Géotechnique*, v. 49(6), p. 741-760, 1999. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.6.741>

DAASSI-GLI, C. A. P. **Estabilização de um solo granular com misturas de pó de vidro-cal de carbureto-hidróxido de sódio (NaOH)**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)— Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DALLA ROSA, A. **Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

D'APPOLONIA, D.J., WHITMAN, R.V. AND D'APPOLONIA, E.D. (1969) **Sand compaction with vibratory rollers**. *Journal of Soil Mechnics and Foundation Division of the ASCE*, 95, SMI 263–84.

DAS, S.; HENDRY, M. J. **Application of Raman spectroscopy to identify iron minerals commonly found in mine wastes**. *Chemical Geology*, v. 290, n. 3–4, p. 101–108, 24 nov. 2011.

DAVIES, M. P. **Filtered Dry Stacked Tailings - The Fundamentals**. (2011). Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/325976393_Filtered_Dry_Stacked_Tailings-The_Fundamentals>. Acesso em 18 de Maio 2022.

DAVIES, M. P. **Impounded mine tailings: what are the failures telling us** *CIM Bulletin*. *Canadian Institute of Mining and Metallurgy Bulletin*, v. 94, n. 1052, p. 53–59, 2001.

DUARTE, A. P. **Classificação das barragens de Contenção de rejeitos de mineração e de Resíduos industriais no estado de Minas Gerais em relação ao potencial de risco**. 2008. Dissertação (Mestrado em saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.) – programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

DUPAS, J.M. & PECKER, A. (1979) **Static and Dynamic Properties of Sand-Cemented**, *Journal of the Geotech. Eng. Division, ASCE* 105(GT3): 419-436.

DUTRA, M. R. **Comportamento geomecânico de um rejeito de minério de ferro para baixas e altas tensões de confinamento**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DUTRA, R. **Beneficiamento De Mineraiis Industriais**. 2º Encontro De Engenharia E Tecnologia Dos Campos Gerais. agosto de 2006 Ponta Grossa - Paraná - Brasil.

ELLIOT, G., BROWN, E. T. **Yield of a soft, high-porosity rock**. *Géotechnique*, [s. l.], v. 35, n. 4, p. 413–423, 1985.

ELOI, D. M. **Ensaio triaxiais com procedimentos convencionais e avançados para avaliação de estados críticos em rejeitos de ferro**. 2021. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Curso de Pós-Graduação em Geotecnia, FEUP, Porto.

F, M. V. R.; **comportamento de um muro de solo reforçado com solos finos tropicais**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

FEAM – FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE. **Inventário de resíduos sólidos industriais e minerários**. (2009). Belo Horizonte: Feam, 2010. 105p. Disponível em: <http://www.feam.br/images/stories/Flavia/inventrio_2010_ano_base_2009_verso_final_1.pdf>. Acesso em: 19 de Março. 2022.

FELT, E. J. **Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures**. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5. Authorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 1955, 138p.

FESTUGATO, L. **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras**. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

FESTUGATO, L.; SILVA, A. P.; DIAMBRA, A.; CONSOLI, N. C.; IBRAIM, E. **Modelling tensile/compressive strength ratio of fiber reinforced cemented soils**. *Geotextiles and geomembranes*, v. 46, n. 2, p. 155-165, Apr. 2018.

FLOSS, M. F. **Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

FONINI, A. **Comportamento mecânico de uma areia cimentada: análise experimental e micromecânica**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

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.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. Dissertação (Mestrado 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. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FREITAS, R. D. A. **Simulação Numérica Tridimensional do Comportamento Geotécnico de uma Barragem de Contenção de Rejeitos por meio de Ensaio de Campo e Microssísmica**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Curso de Pós-Graduação em Geotecnia, UFOP. Ouro Preto.

GARBEV, K. et al. **Structural features of C-S-H(I) and its carbonation in air-A Raman spectroscopic study**. Part I: Fresh phases. *Journal of the American Ceramic Society*. Anais...mar. 2007.

GENS, A.; NOVA, R. **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks**. *International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks*, 1. 1993, Athens. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, p. 485 – 494, 1993

GODOY, V. B. **Desempenho de misturas de distintos materiais com cinza volante e cal submetidas a condições climáticas severas**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GUIMARÃES, N. C. **Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando sua disposição em pilhas**. 2011. Dissertação (Mestrado Engenharia) - Pós-Graduação em Engenharia

Metalúrgica e de Minas. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais.

GUIMARÃES, N. C.; VALADAO, G. E.S.; PERES, A.E.C. **Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando à sua disposição em pilhas**. Rem: Rev. Esc. Minas, Ouro Preto, v. 65, n. 4, p. 543-548. (2012). Disponível em <<http://www.scielo.br/scielo>>. Acesso em 15 de Março 2022.

HANESCH, M. **Raman spectroscopy of iron oxides and (oxy)hydroxides at low laser power and possible applications in environmental magnetic studies**. Geophysical Journal International, v. 177, n. 3, p. 941–948, 2009.

HAWLEY, M., & CUNNING, J. (2017). **Guidelines for mine waste dump and stockpile design**. Australia e Nova Zelândia: Csiro Publishing, 2017.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing volume 3: effective stress**. Chichester: John Wiley and Sons, 1998.

HEINECK, K. S. **Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

HILF, J. W. **An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils**. Technical Memorandum , 624. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver – Colorado, 1965.

HOCH, B. Z. **Misturas de chalk com cimento: estudo da rigidez, resistência e durabilidade**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

HOGENTOGLER, C. A.;. **Engineering properties of soil**. McGraw-Hill Book Company, Inc. 1973.

HORPIBULSUK, S.; RACHAN, R.; CHINKULKIJNIWAT, A.; RAKSACHON, Y.; SUDDEPONG, A. **Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations**. Construction and Building Materials v. 24(10), p. 2011-2021, 2010 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.03.011>

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração. **Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração**. (2016). Disponível em: <<http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00006222.pdf>> Acesso em: 15 de Abril. 2022.

IBRAM - Instituto Brasileiro de Mineração: **Informações e análise da economia mineral brasileira. (2020)**. <https://ibram.org.br/wpcontent/uploads/2020/12/ibram_4aeducacao_informacoes-analises-da-economia-mineral-brasileira_port.pdf>. Acesso em: 20 de Março. 2018.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: principles and practices**. Sydney: Butterworths, 1972.

JOHANN, A. D. R. **Metodologias para a previsão do comportamento mecânico e para a análise da variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em diferentes tempos de cura**. 2013. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

KLUG, H. P.; ALEXANDER, L. E. **X-ray diffraction procedures for polycrystalline and amorphous materials**. New York: [s.n.]. v. 4

L, A. B da.; SAMPAIO, J. A.; S, C. A. F.; **Tratamento de Minérios – 5ª Edição/Ed.** CETEM/MCT. Rio de Janeiro, 2010.

LADE, P. V.; TRADS, N. **The role of cementation in the behaviour of cemented soils**. Geotechnical Research, v. 1(4), p. 111-132, 2014. <https://doi.org/10.1680/gr.14.00011>

LAMBE, T. W. **Structure of compacted clay**. Transactions. ASCE, 125, pp. 682-705. 1960

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics, SI Version**. John Wiley & Sons, 1979.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics. 1. ed.** New York: John Wiley & Sons, 1969.

LARNACH, W. J. **Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-Cement Mixtures**. Civil Engineering and public Works Reviews. London: Lomax Erskine, v. 55, n. 648, p. 903-905, 1960.

LEON, H. B. **O índice porosidade/teor volumétrico de cimento ($h=Civ$) como um parâmetro de estado para areias cimentadas**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LIU, F.; SUN, Z.; QI, C. **Raman Spectroscopy Study on the Hydration Behaviors of Portland Cement Pastes during Setting**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 27, n. 8, ago. 2015.

LOPES JUNIOR, L. S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LOTERO CAICEDO, A.M. **Melhoramento de um solo granular por ativação alcalina de resíduos de cerâmica vermelha e cal de carbureto - 2020**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LUZ, A. B.; ALMEIDA, L. M.; BRAGA, P. F. A. **Tratamento de minérios: Britagem e moagem**. CETEM/MCTIC. Rio de Janeiro 2018b.

LUZ, A. B.; LINS, F. A. F. **Tratamento de minérios: Introdução ao tratamento de minérios.** Rio de Janeiro: CETEM/MCTIC, 2018.

MACÊDO, M, M. (2004) **Solos modificados com cimento - efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos.** Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco.CTG. Engenharia Civil, Recife, 2004.

MAFESSOLI, M. **Comportamento mecânico de um rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MARINHO, F. A. M. (1997). **Medição de Sucção em Solos.** In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados – ÑSAT97, Rio de Janeiro, Anais. p. 373-397.

MARINHO, F. A **técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção, Encontro sobre Solos Não Saturados,** pp. 111–125, 1995.

MARINHO, F.A.M. (1994). **Shrinkage Behaviour of some Plastic Soils.** 1994. Tese (PhD em Engenharia) – Imperial College, University of London, Londres.

MARQUES, S. F. V. **Comportamento de uma areia artificialmente cimentada até altas tensões de confinamento.** 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

MELLO, V. F. B.; TEIXEIRA, A. H. (1971). **Mecânica dos solos, fundações e obras de terra.** Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, SP.

MENDES, M.B. **Comportamento geotécnico de uma barragem de rejeito de minério de ferro alteada para montante.** 2007. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo ,São Paulo.

MIGUEL, G. D. **Desempenho e Comportamento Mecânico de um Solo Dispersivo e Sulfatado Tratado com uma Pozolana Artificial-Cal de Carbureto e Reforçado com Fibras de Vidro.** 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MIGUEL, G. D. **Desempenho e Comportamento Mecânico de um Solo Dispersivo e Sulfatado Tratado com uma Pozolana Artificial-Cal de Carbureto e Reforçado com Fibras de Vidro.** 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MITCHELL, James K. **“Panel discussion on compaction, testing, and test results”.** Compaction of Soils. American Society for Testing and Materials, pp. 80-135. Chicago. 1964.

MME - MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA: **Boletim do setor mineral 7ª edição.** (2021). Disponível em: <<https://www.gov.br/mme/pt-br/assuntos/secretarias/geologia->

[mineracao-e-transformacao-mineral/publicacoes-1/boletim-do-setor-mineral/boletim_sgm_dez2021_digital_7edicao.pdf/@@download/file/Boletim_SGM_Dez2021_digital_7%20edi%C3%A7%C3%A3o.pdf](https://www.sgm.ufpr.br/mineracao-e-transformacao-mineral/publicacoes-1/boletim-do-setor-mineral/boletim_sgm_dez2021_digital_7edicao.pdf/@@download/file/Boletim_SGM_Dez2021_digital_7%20edi%C3%A7%C3%A3o.pdf)>. Acesso em: 13 de Março. 2022.

MOREIRA, E. B. **Capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de solo cimentado**. (2020). 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2020.

NICHOLSON, P. G. **Soil Improvement and Ground Modification Methods**. 1st ed. Massachusetts. Elsevier Inc., 2015.

NISHIJIMA, M.; ROCHA, F. F. **An economic investigation of the dengue incidence as a result of a tailings dam accident in Brazil**. Journal of Environmental Management, v. 253, n. 10, p. 109748. 2020.

NUNEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

OLIVARES, M. et al. **Characterisation of fine wall and eggshell Roman pottery by Ramanspectroscopy**. Journal of Raman Spectroscopy, v. 41, n. 11, p. 1543–1549, nov. 2010.

OLIVEIRA, T. M. **Caracterização de misturas de rejeitos de minério de ferro melhoradas com adição de cimento com vistas à aplicação em estradas e aterros**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, 2013.

OLIVEIRA-FILHO, W. L. ABRÃO, P. **Disposição de rejeitos de mineração**. In: ZUQUETTE, L. V. (Org.). Geotecnia Ambiental. Elsevier, Rio de Janeiro, 2015.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo, 2006.

PORTES, A. M. C. **Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta**. 2013. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) — Universidade Federal de Minas Gerais, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Transportes, Belo Horizonte.

PRAÇA, L. P. L. **Comportamento químico e mecânico de rejeitos de mineração de zinco sob baixas a altas tensões efetivas**. 2019. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PRIETTO, P.D.M. **Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico- Experimental**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

PROCTOR, R.R., **Fundamental Principles of Soil Compaction**. Engineering News Record, 1933, pp. 20-28.

QUINTANS, A. L. L. **Estudo das propriedades mineralógicas, físicas e mecânicas de um solo arenoso fino laterítico (SAFL) utilizado na pavimentação do complexo portuário da Grande Natal – RN/NE**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, PB, 2008.

RICARDO, H.S., & CATALANI, G. (1990), **Manual Prático de Escavação – Terraplanagem e Escavação de Rocha**. Editora Pini, São Paulo, SP.

RODRIGUEZ, A. R.; MEJIA, H. D. C. **La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas**. Limusa, México, 1976.

ROHLFES JÚNIOR, J. A. **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e sua aplicação a análise de fundações superficiais**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ROSA, D. A. **Relação entre resistência à tração e à compressão de um solo fino artificialmente cimentado**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SACHETTI, A. S. **Nova abordagem para previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento de uma areia artificialmente cimentada**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SALDANHA, R. B. **Melhoramento de um solo mole orgânico com o uso de cimentação**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SALDANHA, R. B. **Misturas cinza volante, cal de carbureto e cloreto de sódio: comportamento da resistência à compressão simples, durabilidade e lixiviação em coluna**. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

SANTOS, C. P. **Estabilização de rejeito de mineração de ouro por meio da alcali-ativação de cal de carbureto e cinza do bagaço de cana-de-açúcar**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre

SCHEUERMANN FILHO, H. C. **Adjusted porosity/cement index: mechanical behavior and microstructure over a wide range of dosages**. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SCHEUERMANN FILHO, H. C. **Estabilização de um solo dispersivo com pó de vidro moído e cal de carbureto**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SCHEUERMANN FILHO, H. C.; MIGUEL, G. D.; CONSOLI, N. C. **Porosity/cement index over a wide range of porosities and cement contents**. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 34, n. 3, p. 8, mar. 2022.

SCHNAID, F., PRIETTO, P. D. M., CONSOLI, N. C. **Characterization of cemented sand in triaxial compression**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, [s. 1.], v. 127, n. 10, p.857-868, 2001.

SCRIVENER, K.; SNELLINGS, R.; LOTHENBACH, B. **A practical guide to microstructural analysis of cementitious materials**. Crc Press, 2018.

SEED, H.B.; CHAN, C.K.; “**Structure and strength characteristics of compacted clays**” .*Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. American Society of Civil Engineers. 1959.

SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. “**Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements**”. *International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, pp. 1-23. University of Michigan, Ann Arbor. Michigan, 1962.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. São Paulo: Ed. Pini, 2001. 1ª Edição: v. 2.

SENÇO, W. de. “**Manual de técnicas de pavimentação**”. Editora PINI, Vol. 1. 1997.

SILVA, L, C. **Disposição de rejeitos granulares via dry stacking: uma alternativa à disposição em barragens**. 2021. Trabalho de conclusão de curso (graduação) - Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Minas Gerais, Araxá.

SILVA, S.A. **Critérios de projeto de sistemas de disposição em pilhas de resíduos de alumina desaguados por filtro prensa**. 2016. Dissertação (Mestrado em Ciências do Solo) - Departamento de Solos. Universidade Federal de Ouro Preto.

SILVA, W. P. **Estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson**. 2010. Dissertação (Mestrado engenharia civil) - Curso de Pós-Graduação em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto.

SOUZA, W. A. R. **Análise Numérica do Comportamento de Pilhas de Rejeito Filtrado e Co-Disposição durante a Construção**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Brasília, Brasília.

SWARBRICK, G; FELL, R. **Modeling Desiccating Behavior of Mine Tailings**. Journal of Geotechnical Engineering. v. 118. n. 4. p. 540 – 557, 1992.

THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

TOMASI, L. F. **Comportamento mecânico de resíduo de mineração estabilizado com cimento**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ULRICH, B. **Practical thoughts regarding filtered tailings, in AJC Paterson, AB Fourie & D Reid (eds)**. Proceedings of the 22nd International Conference on Paste. Thickened and Filtered Tailings. Australian Centre for Geomechanics, pp. 71-79. Austrália, 2019.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Ed da Universidade de São Paulo, 1977.

VELÁZQUEZ, L. E. G. **A influência da umidade de compactação na durabilidade, rigidez e resistência de um solo fino artificialmente cimentado**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VICK, S. G. **Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams**. Wiley. University of British Columbia Library. Vancouver, 1983.

WANNA C. F., AZEVEDO C. F., BRIGOLINI G. J., SCHMIDT W. **Enhancing the eco-efficiency of concrete using engineered recycled mineral admixtures and recycled aggregates**. Journal of Cleaner Production Volume 257, 1 Jun 2019, 120530.

WAGNER, A. C.; SILVA, J. P. S., CARVALHO, J. V. de A., RISSOLI, A. L. C., CACCIARI, P. P., CHAVES, H. M., SCHEUERMANN FILHO, H. C. S., CONSOLI, N. C., **Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths**. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2022.

WERK, S. M. S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos**. 2000. Dissertação (Mestre em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

WINTER, D. **Melhoramento de um solo mole orgânico com o uso de cimentação**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

WINTER, D. **Resistência, rigidez e durabilidade de solos arenosos estabilizados com materiais mais sustentáveis**. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)—Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

WOLFF, A., & COSTA, G. **Caracterização de Rejeitos de Minério de Ferro de Minas da Vale**. 2009. (Mestrado em Engenharia Mineral). PPGEM/UFOP. Ouro Preto.

YAO, K.; LI, N.; CHEN, D. H.; WANG, W. **Generalized hyperbolic formula capturing curing period effect on strength and stiffness of cemented clay**. Construction and Building Materials, v. 199(1), p. 63-71. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.288>

ZHANG, R. J.; LU, Y. T.; TAN, T. S.; PHOON, K. K.; SANTOSO, A. M. **Long-term effect of curing temperature on the strength behavior of cement-stabilized clay**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 140(8), p. 04014045, 2014.

ZHONG, X. et al. **Measurement of crystallographic orientation of quartz crystal using Raman spectroscopy: application to entrapped inclusions**. Contributions to Mineralogy and Petrology, v. 176, n. 11, 1 Nov. 2021.